

**ШАҲАРСОЗЛИК НОРМАЛАРИ ВА ҚОИДАЛАРИ**

**КЎПРИКЛАР ВА ҚУВУРЛАР**

**ШНК 2.05.03-12**

**Расмий нашр**

**ЎЗБЕКИСТОН РЕСПУБЛИКАСИ ДАВЛАТ АРХИТЕКТУРА  
ВА ҚУРИЛИШ ҚЎМИТАСИ**

**ТОШКЕНТ 2012**

УДК 624.21+621.07 (083. 74)

ШНК 2.05.03-12 «Кўприklar ва қувурлар»

Ўзбекистон Республикаси “Давархитектқурилиш”, Тошкент ш., 2012 й., 418 бет,

Ишлаб чиқилди: «Ўзавтойул» ДАК АЙИТИ (В.Н. Соколов – мавзу рахбари, «Йуллойиха бюроси» МЧЖ, А. А. Ишанходжаев, – илмий консультант: ТАЙИ, А.А. Ашрабов, Ш.А. Мирходжаев, М. Х. Миралимов, Р. Р. Мамажанов, Ш. Ш. Шожалилов, Т. Ю. Раджапов, Қ. Ғ. Абдуллаев – ижрочилар: ТАЙИ).

КИРИТИЛДИ: «Ўзавтойул» ДАК Автомобил йўллари илмий текшириш институти

МУҲАРРИЛАР: В.Н. Соколов, М. Х. Миралимов, Ш. А. Мирходжаев

ШНК 2.05.03-12 «Кўприklar ва қувурлар» амалга киритилиши билан Ўзбекистон Республикаси ҳудудида КМК 2.05.03-97 «Кўприklar ва қувурлар» ўз кучини йўқотади.

Норматив ҳужжатда бўлимлар ва бандларга киритилган ўзгартиришлар юлдузча белгиси (\*) билан қайд этилган.

Норматив ҳужжатдан фойдаланишда ЎзР “Давархитектқурилиш” қўмитасининг ахборот кўрсаткичларида ишора қилинувчи стандарт ва классификаторларнинг амал қилишини текшириш мақсадга мувофиқдир. Агар ишора қилинувчи ҳужжат алмаштирилган (ўзгарган) бўлса, у ҳолда алмаштирилган (ўзгарган) ҳужжатни қўллаш зарур бўлади.

Мазкур ҳужжатни Ўзбекистон Республикаси давлат архитектура ва қурилиш қўмитаси рухсатисиз тўлиқ ёки қисман кўпайтириш ва расмий нашр сифатида тарқатиш мумкин эмас.

|  |                          |                       |
|--|--------------------------|-----------------------|
| Ўзбекистон<br>Республикасининг<br>архитектура ва қурилиш<br>қўмитаси | Шаҳарсозлик нормалари ва | ШНҚ 2.05.03-12        |
|  | Кўприклар ва қувурлар    | ҚМҚ 2.05.03-97 ўрнига |

### \*АСОСИЙ ҲОЛЛАР

Ушбу нормалар қуйида келтирилган янги ва мавжуд кўприк иншоотлари ва (кўтарма остидаги) қувурларни лойиҳалаш ва реконструкция қилишда қўлланилади:

автомобил йўларида (жумладан ички хўжалик автомобил йўллари ва ишлаб чиқариш корхоналари йўллари), шаҳар йўл ва кўчаларида, шаҳарча ва қишлоқ аҳолиси яшаш жойлари йўларида;

темир йўллари (излар орасидаги масофа 1520 мм), метрополитен ва трамвай йўларида;

транспорт воситаларининг автомобил ва шаҳар йўллари, темир йўл ёки метрополитен поездларининг биргаликдаги ҳаракатларини ўтказишга мўлжалланган аралаш ҳаракатли йўлларда;

Булардан ташқари ушбу норма, очиб қўйиладиган оралиқ қурилмали кўприклар, темир йўл, автомобил ва шаҳар йўллариининг тагидан ўтадиган пиёда тоннелларининг асосий конструкцияларини лойиҳалашда қўлланилади.

Мазкур норма талаблари Республикаимизнинг барча иқлим шароитларида, ҳамда сейсмик кучларнинг ҳисобий қиймати 9 баллгача бўлган ҳудудларида фойдаланиладиган кўприклар ва қувурларни лойиҳалашда бажарилган бўлиши керак.

Нормада келтирилган маълумотлар қуйидаги ишларга тааллуқли эмас:

юқори тезликдаги (200 км/соат ва юқори) йўловчилар темир йўларидаги кўприкларни лойиҳалашда;

очиб қўйиладиган оралиқ қурилмали кўприклар механизмларини лойиҳалашда;

ёғоч тайёрловчи корхоналарнинг ички автомобил йўларидаги кўприклар ва қувурларни лойиҳалашда (умумий фойдаланишдаги йўлларга кирмайдиган ва сув йўлига уланмайдиган);

саноат иншоотлари ва бинолар таркибига кирадиган хизмат эстакада ва галереяларини лойиҳалашда;

Мазкур норматив ҳужжатда қўлланилувчи атамалар ва кўрсатмалар А иловада берилган. Кўприкли иншоотлар ва қувурларни хар хил белгилашлар орқали туркумларга ажратиш маълумотлари В иловада келтирилган. Ифодаларда қабул қилинган асосий ҳарфли катталиклар С иловада келтирилган. Мазкур норматив ҳужжатда D иловада келтирилган мавжуд бўлган норматив ҳужжатларга ишора қилинган.

|   |   |   |
|---|---|---|
| «Ўзавтойул» ДАК Автомобил йўллари илмий текшириш институти томонидан киритилган | Ўзбекистон Республикаси Давлат архитектура ва қурилиш қўмитаси томонидан тасдиқланган<br>23 май 2012 й, №53 | Амалга киритилиш мутдати<br>1 июн 2012 й. |
|---|---|---|

## **\*1. УМУМИЙ КЎРСАТМАЛАР**

**\*1.1** Янги кўприklar ва қувурларни лойиҳалаётганда, ҳамда мавжудларини реконструкция қилинаётганда, қуйидагиларга риоя қилиш керак:

иншоотнинг ишончилигини таъминлашга, узоқ муддатга хизмат қилишига ва тўхтовсиз фойдаланилишига боғлиқ талаблар, ҳамда транспорт воситалари ҳаракатларининг хавфсиз ва бир текис бўлишига, пиёдалар ҳаракати хавфсизлиги, қурилиш ва фойдаланиш даврларида ишчиларнинг меҳнатини муҳофаза қилишга қаратилган талаблар бажарилишига;

эҳтимоли бор тошқинларни иншоотга зарарсиз ўтказиб юбориш, сув ҳавзаси юзасида яхлит оқадиган музларни бўлиш, ва ундан ташқари кема қатнови ва ёғоч оқизилиши мумкин бўладиган ҳолларда талаб қилинадиган шартларни олдиндан эътиборга олинишига;

қурилиш ва фойдаланиш нархини, ҳамда меҳнат сарфини камайтиришга, ёқилғи ва энергия ресурсларини тежашга, хом ашё материалларини тежаб сарфлашни таъминловчи лойиҳа ечимларини қабул қилишга;

техник шароитлар ва стандартларга жавоб берадиган материаллар, қисмлар ва йиғма конструкцияларни ишлатишга, андозавий ечимлардан фойдаланишга, қурилиш ишлаб чиқаришини автоматлаштириш ва замонавий асосдаги ҳар томонлама механизациялашган воситаларни ишлатиб, қурилишни кенг индустриализациялаш имконини олдиндан мўлжаллашга, конструкцияларни йиғиш ва жойлаш ишларини оддий, соз ва тез бажарилишини таъминлашга;

келажакдаги транспорт ва йўллар ривожини, ер ости ва устки коммуникацияларини янгидан қуриш, эскиларини янгилаш, аҳоли пунктларини режалаштириш ва ободонлаштиришни тўлиқ амалга ошириш, қишлоқ хўжалигини ривожлантириш мақсадида ер майдонларини ўзлаштиришга;

атроф-муҳитни муҳофаза қилишнинг экологик мувозанатини таъминлаш ва яқин бўлган ерларга хавфли экологик оқибатларни олдини олишга.

Кўприklar ва йўл ўтказгичлар лойиҳа ҳужжатларини тайёрлашда архитектура қиёфаси ифодаланишини (таянч, панжара, ўтиш қисми ва б.) ўрнатилган қурилиш архитектураси ва планлаштириш ечимлариини ҳисобга олган ҳолда таъминлаш зарур.

**1.2** Янги кўприk ва қувурларни лойиҳалашда ва мавжудларини реконструкция қилишда асосий техник ечимларни, рақобатбop вариантларнинг техник-иқтисодий кўрсаткичларини таққослаш йўли билан асослаш керак.

**\*1.3** Кўприklar ва қувурларни реконструкция қилиш лойиҳаси қилинаётганда, уларнинг физик аҳволини, конструкциясининг юк кўтариш қобилиятини, иншоотнинг янгилангандан кейинги фойдаланиш муддати ва шароитини ҳисобга олиш керак.

Йўлни каттарoқ категорияга (даражага) ўтказиш орқали кўприкли иншоотларни реконструкция қилишда мавжуд иншоотни ва унинг кенглигини максимал даражада сақлаб қолишдан фойдаланиш зарур. Бу ҳолатда, қоида бўйича, кўприкли иншоот кўриkdан ўтказилади, керак бўлган ҳолларда ШНК 3.06.07-08 талаблари бўйича синовдан ўтказилади. Бунда, техник хулоса натижалари асосида мавжуд кўприкни қолдириш ва уни мустахкамлаш ёки мутлоқ янгилаш лойиҳа ечимлари аниқланади.

Темир йўлларда иккинчи изларни кураётганда, кўприк ва қувурларни мавжуд йўлдаги иншоот конструкциявий хусуиятларини ва фойдаланиш тажрибасини ҳисобга олган ҳолда лойиҳалаш керак.

**\*1.4** Кўприклар ва қувурларни капитал турда лойиҳалаш керак.

Қуйидагиларни лойиҳалашга руҳсат этилмайди:

ёғоч қувурларни;

иссиқ юкларни (суюқ чўян, шлак ва б.) ташишга мўлжалланган йўллар ва темир йўллардаги ёғоч кўприкларни.

Ёғоч кўприкларни чекланмаган ҳолларда III даражадан паст автомобил йўлларда (ШНК 2.05.02-07 бўйича) ва маҳаллий кўчалар ва йўлларда (ШНК 2.07.01-03 ва ҚМҚ 2.05.11-95 бўйича) ишлатиш мумкин.

Ёғоч кўприклар учун бетон ва темирбетон таянчлар ишлатилаётганда, келгусида уларнинг ёғоч оралиқ қурилмаларини темирбетон оралиқ қурилмалари билан алмаштиришни ҳисобга олган ҳолда лойиҳалаш керак.

## **КЎПРИКЛАР ВА ҚУВУРЛАРНИНГ ЖОЙЛАНИШИ**

**1.5** Ўтиш жойини танлаш, кўприкларни оралиқларга бўлиш, иншоотнинг план ва профилдаги жойлашиш ҳолатини белгилаш йўл (йўналиш) трассасини ўтказишнинг талабларини ёки шаҳар қуриш - режалаш ечимлари, вариантларнинг қурилиш ва фойдаланиш кўрсаткичлари, ҳамда йўлнинг (йўналишнинг) муайян бўлагини техник-иқтисодий кўрсаткичларига таъсир этувчи дарё ўзани, геологик, гидрогеологик, экологик, ландшафт ва бошқа маҳаллий шароитларни эътиборга олган ҳолда бажарилиши керак.

Кема қатнови бўладиган дарёларда кўприк орқали ўтиш жойларини танлаганда, имкони борича қуйидагиларга риоя этилади:

кўприк орқали ўтиш жойларини дарё мустаҳкам ўзанининг йўналиши ўзгармайдиган жойларига, сув оқимиға перпендикуляр қилиб (қиялик бурчаги 10° дан катта бўлмаган ҳолда), қияшалдирама жойлардан соллар таркиби ёки сузувчи қурилмаларнинг ҳисобий узунлигидан энг камида 1,5 баробар катта масофада бўлган, кенг бўлмаган ва кам тошадиган қирғоқли жойига мўлжаллаш керак;

кўприкнинг хизмат қилиш даврида ўзанининг ўзгариши мумкинлигини эътиборга олган ҳолда, кема қатнови бўладиган оралиқнинг ўртасини кема йўлининг бўйлама ўқиға мос келадиган қилиб мўлжалланиши керак;

кема йўлининг ўқи, сув оқимининг йўналиши ва кема қатнови бўладиган оралиқ текислигининг юзаси бир-бирларига параллел бўлишини таъминлаш зарур;

кема йўли (йўналиши) билан дарё оқими йўналиши параллелининг руҳсат этиладиган ўзгариш бурчаги 10° дан ошмаслиги керак;

табiiй ҳолда оқаётган сув оқимининг тезлиги 2 м/с гача бўлган ҳолда кўприк орқали ўтиш жойларини қуриш муносабати билан кема қатнови сатҳидаги ўзандаги сув оқими тезлигининг кўпайиши 20 % дан ошмаслигини, табiiй ҳолдаги сув оқими тезлиги 2.4 м/с дан катта бўлганда, кўприк қургандан кейин сув оқиш тезлигининг кучайиши 10 % дан кўп бўлмаслигини (табiiй ҳолдаги сув оқиш тезлиги 2 дан 2.4 м/с гача бўлганида, кўприк қургандан

кейинги ўртача сув оқими тезлигининг кучайиш фоизининг руҳсат этилган миқдори кўрсаткичларни интерполяция этиш йўли билан аниқланади) таъминлаш керак.

кўприк таянчининг сув тагидаги қисмининг кўндаланг кесимини кема қатнови сатҳи баландлигига қадар, қоидага кўра, силлиқ қилиб лойиҳалаш керак.

**\*1.6** Сув оқиб ўтадиган жойга қуриладиган сув ўтказувчи иншоотларнинг сони ва ўлчамлари гидравлик ҳисоблашлар асосида аниқланади., бунда иншоотнинг атроф - муҳитга таъсирини инобатга олиш зарур.

Битта иншоот тагидан бир нечта сув ўзанини ўтказиш асосланган бўлиши керак, музлаган грунтлар, сел оқимлари бўладиган, лесс грунтли ва муз тўпламлари пайдо бўладиган жойларда бу ҳолат умуман руҳсат этилмайди.

**\*1.7** Рельслари балластда жойлашган темир йўл кўприклари, кичик ва ўрта узунликдаги автомобил ва шаҳар кўприклари (В илова), ҳамда қувурларини лойиҳаланаётган йўлнинг (кўчанинг) қабул қилинган шароитларига кўра, йўлнинг (кўчанинг) участкаларида, ҳоҳлаган профилда ва планда жойлаштириш руҳсат этилади.

Балластсиз ўтиш қисми темир йўл кўприкларини темир йўл изининг тўғри йўналишдаги бўлакларида, ётиқ майдончаларида ёки нишаблиги 4% дан катта бўлмаган ҳолларда жойлаштириш керак. Бу турдаги кўприкларни 4% дан катта нишабликда, корхоналар темир йўлларида режада эгри ҳолда жойлаштиришлар фақат техник-иқтисодий томондан етарли асосланган ҳоллардагина руҳсат этилади.

Катта кўприкларда ўтиш қисми қатламининг бўйлама йўналишидаги қиялиги қуйидагилардан ошмаслиги керак:

автомобил йўллари кўприкларида 30 % дан,

шаҳар кўприкларида 40 % дан,

барча ёғоч ёпичкилик кўприкларида 20 % дан.

Тез-тез муз қатлами пайдо бўлиши мумкин бўлган ҳолларда ўтиш қисми қатламининг бўйлама йўналишдаги қиялигини 20 % дан катта қияликда қабул қилиш тавсия этилмайди.

Тоғ худудларида кўприкли иншоотлар катта қияликларда жойлашган бўлса, у ҳолда қатнов қисми тўшамаси ғадир-будур қилиб, тўсиқлар эса мустаҳкам ушлаш имкони билан қабул қилиниши керак.

**\*1.8** Қувурлар конструкцияларининг (пиёдалар тоннеллари ҳам) ва кўприклар гумбазларининг устигача кўмиладиган тупроқларнинг қалинлик ўлчамлари 1.1 жадвалда кўрсатилган миқдорлардан кам қийматда қабул қилинмаслиги керак.

| Йўлларнинг тури  | Конструкциялар устидан кўмувчи тупроқ қатлами қалинлиги <sup>1)</sup> , м |                   |                   |
|--|---|-------------------|-------------------|
|  | темир-бетон қувурлар  | металл қувурлар   | кўприк гумбазлари |
| Темир йўллар:  |   |                   |                   |
| умумий тармоққа ва корхоналарга кирадиган йўллар   | 1,0   | 1,2               | 0,7               |
| корхоналар ичидаги йўллар  | 0,4   | 1,0               | 0,7               |
| Автомобил йўллари: умумий фойдаланишдаги, шаҳарлар, посёлкалар, қишлоқдаги аҳоли жойлашган масканлардаги йўллар ва кўчалар, ҳамда саноат корханаларининг автомобил йўллари | 0,5   | 0,5 <sup>2)</sup> | 0,2               |
| Хўжаликлар ичидаги: автомобил йўллари, ҳамда маҳаллий аҳамиятга эга бўлган йўллар  | 0,2 <sup>3)</sup>   | -                 | -                 |

<sup>1)</sup> Қувур ёки гумбаз конструкциясининг устки нуқтасидан темир йўлларидаги рельснинг ва (ёки) автомобил йўлларидаги юриш қисми қатламларининг пастки нуқтасигача бўлган масофа.

<sup>2)</sup> Лекин қувур конструкциясининг энг тепасидан йўл қопламасининг устигача бўлган масофа 0,8 м дан кам бўлмаслиги керак.

<sup>3)</sup> Лекин тупроқ кўтарманинг хошия сатҳигача бўлган масофа 0,5 м дан кам бўлмаслиги керак.

*Изоҳ: Темир йўл станциялари чегаралари ичида жойлашган темирбетон қувурлари ва пиддалар тоннеллари устидан кўмадиган қатламлар қалинлигини 1,0 м дан кам қилиб қабул қилиши рухсат этилади.*

*Етарли даражада асос бўлганида, автомобил йўллари билан кўчаларда қувурлар билан усти ёпиқ лотокларни кўмадиган қатламлар қалинлигини 0,5 м дан кам қилиб қабул этиши мумкин.*

*Аммо кўмиш қатлами қалинлигини камайтирган ҳолларда, 2.22 б. да кўрсатилгандек, вақтинчалик юкларнинг динамик таъсири эътиборга олинishi зарур.*

## КОНСТРУКЦИЯЛАРГА ҚЎЙИЛАДИГАН АСОСИЙ ТАЛАБЛАР

**\*1.9** Кўприкли иншоот ва қувурларнинг конструктив, архитектурали ва хажмий-режалаштирилган ечимлари, шунингдек материаллар ва жиҳозлар қурилиш даврида бажара олинadиган, фойдаланиш даврининг (таъмирлаш вақтида) жорий сақлашликда ва реконструкция қилишда технологик мақсадли бўлиши керак.

Янги кўприкларнинг оралиқ қурилма ва таянчларини, шунингдек қувурларнинг асосий ўлчамларини белгилаётганда қурилишдаги унификациялаш (бир шаклга келтириш) ва модуллаш принципларини сақлашга риоя қилиш керак. Темир йўл кўприклари ва қувурларининг андазавий ва ишчи лойиҳалари ишлаб чиқиладиганда, уларни иккинчи йўлни қуришда ва тармоқ

фойдаланувидаги оралик қурилмаларини алмаштиришда ишлатилиш мумкинлиги олдиндан ҳисобга олиш зарур.

Йўлларнинг тўғри йўналишидаги қисмида жойлашган ва унга таянчларининг ўқи тик ва перпендикуляр бўлган ҳоллардаги автомобил йўлларидаги ва шаҳардаги кўприклар оралик қурилмаларининг ҳисобий ёки тўла узунликларини 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33 ва 42 м этиб, агарда катта ўлчамли оралик бўлганида, 21 м узунлигида касрсиз бўлинадиган қилиб қабул қилинади.

Келтирилган ўлчамларни оралик қурилиш қирқимининг бутун узунлиги сифатида: темирбетондан бўлса - 42 м гача, бошқа материаллардан бўлса - 33 м гача қабул қилиш лозим. Қолган барча ҳолларда, ҳамда фермалардан ташкил топган оралик қурилмаларда юқорида келтирилган ўлчамлар уларнинг ҳисобий узунликларига тўғри келиши керак.

Темир йўл бекатидаги йўлларга қурилган кўп ораликли йўлўтказгичлар ёнига қуриладиган кўприкларни, оралиғи 9 м дан кам бўлган ёғоч кўприклар ва мураккаб (узлуксиз, консоль ромли, ортма ромли, сув оқимлари бурчак остида кесишганда) тизимдаги айрим ораликларини лойиҳалашда техник-ихтисодий томондан асосланганида, юқорида кўрсатилган ўлчамларга риоя қилмаслик рухсат этилади.

Иншоотлар конструкцияларда андазавий элементлар ёки стандарт қисмлар ишлатилаётганида, уларнинг геометрик ўлчамларини ГОСТ 26607-85 га мувофиқ ҳисобга олиш зарур. Ноандазавий элементлар ва ностандарт жиҳозлар учун тегишли асос бўлганида улар ўлчамларининг рухсат этилган даражадаги ўзгаришлари ўрнатилиши мумкин.

**1.10** Йиғма конструкция элементларининг массаси ва ўлчамлари, одатда, умумий қурилишда ишлатиладиган кранлар, махсус кранлар, ҳамда ишлаб чиқарилаётган транспорт воситаларининг фойдаланиш имконига кўра белгиланиши керак.

**1.11** Деформацияланувчи ускуналарнинг конструкцияси (таянч қисмларнинг, шарнирларнинг, деформацияланувчи чокларининг, тенглаштириш асбобларининг, мавсумий тенглаштириш рельсларининг) ва уларнинг жойлашиш ҳолати учун мўлжалланган ўзаро кўчишлари (чизиқли, бурчакли) иншоот айрим қисмларининг элементлари учун етарли даражадаги эркинликни таъминлайдиган бўлиши керак.

Деформация ускуналарини жойлаштириш тўғрисидаги кўрсатмалар иншоотнинг тайёрлик даражасини ва конструкцияларини бирлаштириш вақтидаги ҳароратни 2.27 б. талабига биноан ҳисобга олинганлиги лойиҳа хужжатларига киритилиши керак.

**\*1.12** Кўприк кечувларида сув оқимларини йўналтириб туриш ва ювиб кетиш хавфидан сақлаш зарурати бўлганида, оқимни йўналтирувчи ва қирғоқларни маҳкамловчи иншоотлар қуришни мўлжаллаш зарур.

Оқимни йўналтирувчи иншоотни дарё ўзанининг чекка томонларидан оқадиган сув миқдори, умумий ҳисобий сув миқдорининг 15 % дан кам бўлмаган ҳолда ёки кўприк тагидаги сув оқимининг ювилишигача даврдаги ўртача ҳисобий тезлиги 1 м/с дан катта бўлганида, ҳамда кечувнинг фарқли



асосий шароитларида (оқимнинг сиқилиши бўладиган, ўзанинг қисман беркитилган ҳоллари ва х.к.) мўлжаллаш керак.

Қувурлар, кичик кўприклар учун гидравлик ҳисоблашларга асосан сув ўтказувчи ўзани чуқурлаштириш, текислаш ва маҳкамлаш ишларини, сув кирадиган ва чиқадиган томонларида унинг тезлигини камайтирувчи ускуналарни лойиҳалаш керак.

Музлаган грунтлар хусусиятини сақлаган ҳолда қуриш тамойилидан фойдаланилганда, оқим йўналтируви ва қирғоқларни маҳкамловчи иншоотлар ер ости сувларининг оқиш шароитининг бузилишига, сувнинг жойларда йиғилиб қолишига, сув оқимининг бошқа турдаги маҳаллий режимининг ортиқча ўзгаришларига ва заминдаги бундай грунтлар ҳолатларининг ўзгаришига салбий таъсир кўрсатмаслиги керак.

**\*1.13** Қувурлар туйнугини эни (ва баландлиги) ўлчамларини, қоидага асосан, қуйидаги миқдорлардан кам қилиб қабул қилинмаслиги керак:

кувурларни узунлиги (ёки қараш қудуқларининг орасидаги масофа) 20 м гача бўлганида - 1,0 м, дан;

кувурларнинг узунлиги 20 м ва ундан катта бўлганида - 1,25 м дан.

Автомобил йўли II даражадан паст бўлганида, қувурлар туйнугининг энини қуйидаги ўлчамларда қабул этиш рухсат этилади:

кувурларнинг узунлиги 30 м гача бўлганида - 1,0 м;

кувурларнинг узунлиги 15 м гача бўлганида - 0,75 м;

йўлдан тушадиган жойларда - 0,5 м.

Маҳаллий аҳамиятга эга бўлган йўллар ва кўчаларда, суғориладиган ҳудудлардаги, шаҳарча ва қишлоқ аҳолиси яшайдиган жойлардаги, II-с ва ундан паст даражадаги йўллардаги сунъий сув оқарларга қуриладиган қувурларнинг узунлиги 15 м гача бўлганида улар туйнугининг энини 0,5 м ўлчамда, мумкин бўлган ҳолларда, тез оқар сувлар қувири учун (нишаб 10 %о ва юқори) кириш қисмида тўсиқлар қўйишни қабул этиш рухсат этилади.

Хўжаликлараро йўлларда (ҚМҚ 2.05.11-95 га кўра) қувурларнинг туйнугини уларнинг узунлиги 10 м ва ундан кам бўлганида, 0,5 м ўлчамда қабул қилишга рухсат этилади.

Энг совуқ беш кунликда ташқаридаги ҳавонинг ўртача ҳарорати минус 40° С ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) га кўра таъминлаш 0,92 бўлганида) бўладиган ҳудудлардаги умумий фойдаланишдаги ва умумий тармоқдаги темир йўлларда қувурларнинг туйнугини, уларнинг узунлигидан катъий назар энг камида 1,5 м қилиб қабул этиш лозим.

Қувурлар ва кичик кўприкларнинг тешиқларини улар ичидан пиёдалар ва подалар ўтадиган этиб фойдаланиш, керак бўлганида, техник - иқтисодий томондан қулай ва афзал ҳолда ичидан автомобил транспортининг (паст, кичик энли қишлоқ хўжалиги машиналарининг) тегишли габаритларини таъминлаш мақсадида катталаштириб қабул қилиш рухсат этилади.

**1.14** Сув ўтказувчи қувурлар одатда, қоидага кўра, босимсиз режимда ишлайдиган қилиб лойиҳаланади. Умумий тармоқдаги темир йўл ва йўлларда жойлашадиган қувурларни фақат катта миқдорли сувни ўтказишга мўлжаллаган ҳолда, ярим ва тўла босимли режимда ишлайдиган этиб қабул

қилиниши рухсат этилади. Бошқа йўлларнинг барчасида (1,25 б. га қаранг) қувурларни ҳисобий сув миқдоридан ярим ва тўла босим режимда ишлайдиган этиб қабул қилса бўлади. Бу ҳолларда қувур каллақларининг ва тана конструкцияларининг тагида пойдевор қилинади, агар талаб қилинса, сув шимилишига қаршилиқ кўрсатувчи экран ҳам қўйилади. Бундан ташқари босимли режимда ишлайдиган шароитда сув кирадиган томонда махсус каллак мўлжалланиб, пойдеворлар бўлақлари билан звенолар учлари ораларидаги чоклардан сув ўтмаслиги таъминланиши зарур. Шу билан бирга ўзан ишончли даражада маҳкамланиши, сув босими ва шимилишга қарши тупроқ кўтарманинг устиворлиги таъминланиши керак.

Энг совуқ беш кунликда ташқаридаги ҳавонинг ўртача ҳарорати 40°C гача бўладиган ҳудудларда жойлашган қувурларни ярим ва тўла босимли режимда ишлайдиган этиб қабул қилиш рухсат этилмайди. Тошли ерларда жойлашадиган қувурлар бундан мустасно.

Суғориладиган ҳудудлардаги сунъий сув оқарлардаги сув ўтказувчи қувурлар яримбосимсиз ва босимсиз режимда ишлайдиган қилиниб лойиҳаланади. Орасида, қоидага кўра, қувур ичидаги сувнинг оқиш тезлиги ўзаннинг кирадиган жойидаги сув тезлигидан унинг ичида лойларнинг йиғилиб қолмасдан ювиб кетишини таъминлаш мақсадида 1,2-1,5 борабор катта бўладиган этиб қабул қилиниши керак.

**1.15** Сув ўтказувчи қувурлар, қоидага кўра, кириш ва чиқиш каллақлари билан биргаликда лойиҳаланиши керак. Уларнинг шакли ва ўлчамлари ҳисоблашлар орқали қабул этилган сувнинг оқиш шароитини ва қувурни қуршаган тупроқ кўтарманинг устиворлигини таъминлайдиган бўлиши керак.

Металл қувурларни каллақларсиз лойиҳалаш рухсат этилади. Бунақа шароитда қирқилмайдиган қувурнинг товони сатҳида тупроқ кўтармадан камида 0,2 м, қирқиладиган қувурнинг кесими эса тупроқ кўтарма танасидан камида 0,5 м га чиқиб туриши керак.

**\*1.16** Муз ва қор қатламлари бўлақлари оқадиган ҳолларда, қоидага кўра, сел ўтиш имкони бор жойларда, музлар тикилиб қолиш хавфи бор шароитларда қувурларни ишлатиш рухсат этилмайди.

Музлар йиғилиб, яхлаб тикилиб қолиш мумкин бўладиган жойларда, айрим ҳолларда (эни камида 3 м, баландлиги камида 2 м) кесими тўғри бурчакли темирбетон қувурлар муз тикилишига қарши ишлатиладиган иншоотлар билан биргаликда ишлатилиши мумкин. Бундай шароитда қувурнинг ён деворлари бетондан ва катта ўлчамли бўлиши керак.

Сел оқимлари ва муз сувларини ўтказиш учун туйнугининг эни камида 4 дан кам бўлмаган битта ораликли кўприклар ёки оқим энини жуда кам миқдорда сиқадиган сел туширгичлар мўлжалланиши керак. Кўприк ости габарити ҳисоблаш орқали ва 1.23 б. бўйича қабул қилинади.

**1.17** Лойиҳа ҳужжатларида кўприклар ва қувурларнинг элементлари ва қисмларини, тупроқ кўтармаларини қураётганда, уларнинг қия томонларини маҳкамлаётгандаги таъсирларидан ифлосликлар йиғилиб қолишидан, тажаввузкор муҳитнинг, юқори ҳароратнинг, ўйнама тоқлар ва ҳ. к., зарарли таъсирларидан ҳимоя этувчи чора- тадбирлар мўлжалланиши зарур.

**1.18** Янги лойиҳаланаётган кўприкларда ёнма-ён жойлашадиган бош фермалар (тўсинлар) нинг ораларидаги масофалар уларни кўришга, норматив ҳолатини сақлашга, конструкциянинг айрим қисмларини бўяшга имкон берадиган шароитни таъминлайдиган этиб белгиланади. Ҳар бир йўналишга алоҳида қилнадиган оралиқ қурилмаларда ёки ҳар қайси йўналишда ўтадиган транспорт воситаларига мўлжаллаб уларнинг ёнма-ён турадиган бош ферма (тўсин) ларининг орасидаги соф масофани энг камида 1,0 м этиб белгилаш керак.

**1.19** Балластли кичик темир йўл кўприкларини лойиҳалаётганда, қабул қилинадиган конструктив ечимларда, капитал таъмирлаш вақтларида темир йўлни юқори кўтариш мумкинлиги мўлжалланган бўлиши керак.

## ГАБАРИТ ЎЛЧАМЛАР

**1.20.** Лойиҳаланаётган иншоот конструкциясининг яқинлашув габарит ўлчамлари қуйидаги ҳужжатларнинг талабларига жавоб бериши керак:

темир йўлларда – ГОСТ 9238-83 га;

метрополитен йўлларида – ГОСТ 23961-80 га;

умумий фойдаланишдаги автомобил йўлларида, хўжаликлар ичидаги автомобил йўлларида, саноат қархоналари йўлларида, ҳамда қишлоқ аҳоли пунктлари, шаҳар кўчалари ва йўлларида – Е иловага.

Агарда йўл тармоғи ривожининг келажакдаги режасида ёки йўл техник топшириғида, уни юқори техник даражага алмаштириш мўлжалланган бўлса, лойиҳаланаётган иншоотлар конструкцияларининг габаритлари ва уларнинг юк кўтариш қобилиятлари ҳам юқори даражадаги йўллар учун мўлжалланган иншоотларга қўйиладиган талабларга жавоб берадиган даражада қабул этилиши керак.

**\*1.21.** Пиёдалар кўприклари ва тоннелларининг энини пиёдалар ҳаракатининг келажакдаги энг кўп бўладиган вақтидаги ҳисобий миқдорини эътиборга олган ҳолда аниқлаш керак ва уни кўприклар учун камида 2,25 м, тоннеллар учун камида 3,0 м ўлчамда қабул қилиш зарур.

Пиёдалар тоннелларининг соф баландлиги камида 2,30 м бўлиши керак.

Пиёдалар кўприклари ва тоннелларининг 1 м энининг 1 соатдаги ўртача ҳисобий ўтказиш қобилиятини 2000 та, кўтарилиш-тушиш поғоналари учун 1500 та одам деб қабул қилиш керак.

Аҳоли пунктларидан ташқарида қуриладиган пиёдалар кўприклари ва тоннелларининг энини 1,5 м этиб қабул қилиш рухсат этилади.

Дала йўлларини, подаларни (ёввойи хайвонлар ҳаракатларини ҳам) ўтказишга мўлжалланган иншоотларнинг габаритларини махсус талаблар йўқ бўлган ҳолларда қуйидагича қабул қилиш керак:

а) дала йўллари учун: баландлиги камида 4,5 м, эни 6,0 м, аммо бу йўлда юриш мумкин бўлган қишлоқ хўжалиги машиналарининг максимал энидан 1,0 м га катталаштирилган қийматдан кам бўлмаслиги керак;

б) подани ўтказиш учун: баландлиги камида 3,0 м, эни  $2+\lambda/6$  ифодаси бўйича белгиланган ўлчамда, бу ерда  $\lambda$ – пода тўдаси узунлиги, аммо 4,0 м дан кам ва 8,0 м дан кўп бўлмаслиги керак.

Кўприк тагидан ёки тупроқ кўтармаси тагидаги қувур ичидан ўтказиладиган дала йўли ёки пода ўтказадиган йўл - унинг бутун эни бўйлаб кучайтирилган бўлиши керак. Бундай кучайтирилган жой иншоотнинг иккита томонига эни 10,0 м дан кам бўлмаган масофада бажарилиши керак. Талаб қилинса, иншоот олдида йўналтирувчи тўсиқлар ҳам ўрнатилган бўлиши керак.

**\*1.22.** Ички сув йўлларидаги кема ўтадиган ораликларнинг кўприк ости габаритларини ГОСТ 26775-97\* кўрсатмаларига биноан қабул қилиш зарур. Иккинчи йўл тагига кўприк қурганда ёки мавжуд автомобил йўли кўпригини кенгайтириш керак бўлганда, унинг кўприк таги габаритини эски кўприкларнинг тагидаги габаритни эътиборга олгандаги техник-иқтисодий ҳисоблар асосида қабул қилиниши керак.

**\*1.23** Кема қатнови бўлмайдиган ва ёғоч оқтирилмайдиган сувоқарлардаги ва кема қатнайидиган сув йўлларидаги кема ўтмайдиган ораликларидаги кўприк элементларининг сув сатҳига нисбатан ҳолати маҳаллий шароитга ва кўприкнинг танланган схемасига боғлиқ ҳолда аниқланади. Кўприкнинг айирим элементларининг сувлар ва оқувчи музларнинг сатҳидан қанча баландликда жойлашиш кераклиги 1.2 жадвалдаги кўрсатилган миқдорлардан кам бўлмаслиги керак.

## 1.2 Ж а д в а л

| Кўприкнинг қисми<br>ёки элементи                      | Қисмлар ёки элементларнинг юқори жойлашиш масофоси, м, да<br>(тўлқин ва сув кўтарилишларини ҳисобга олган ҳолда) сув тошқинларининг максимал миқдори<br>бўлган ҳолдаги сув сатҳидан юқорида |  |                      | Энг юқори муз<br>оқимининг<br>сатҳидан |
|---|---|--|----------------------|--|
|   | кўприклар учун ҳисобий<br>қийматлар   |  | Энг<br>катталарининг |  |
|   | умумий<br>тармоқдаги<br>темир<br>йўлларда   | темир йўлларни<br>бошқа турларида ва<br>барча автомобил<br>йўлларида |                      |  |
| Оралик қурил-<br>манинг пастки<br>нуктаси:            |   |  |                      |  |
| а) тиралган сувнинг<br>чуқур-лиги 1 м ва<br>ундан кам | 0,50  | 0,50   | 0,25                 | -                                      |
| б) юқоридаги<br>шароитда лекин 1 м<br>дан катта       | 0,75  | 0,50   | 0,25                 | 0,75                                   |
| в) дарёда музлар<br>тиқилиб қолиш<br>ҳоли бўлганида   | 1,00  | 0,75   | 0,75                 | 1,00                                   |
| г) ёғоч оқиши<br>бўлганида                            | 1,50  | 1,00   | 1,00                 | -                                      |
| д) сел оқими<br>бўлганида                             | -   | 1,00   | 1,00                 |  |

|  |      |      |   |      |
|--|------|------|---|------|
| Таянчлар ўрнатиладиган майдонча усти   | 0,25 | 0,25 | - | 0,50 |
| Арка ва гумбаз тавонларининг пасти   | 0,25 | -    | - | 0,25 |
| Ёғоч кўприклар конструкциялари чиқиб турадиган элементларининг ва бўйлама қистирмаларининг пасти | 0,25 | 0,25 | - | 0,75 |

*Изоҳ: 1. Кичкина кўприкларнинг оралиқ пастки қисмининг сув устидан камида қанча масофада жойлашиши кераклиги шамол таъсиридан тўлқин кутарилиши баландлигини эътиборга олмасдан ҳам белгилаш мумкин.*

*2. Сувлар сатҳининг баланд кўтарилишига сабабчи бўладиган ҳодисалар (паст томондаги дарёлардаги, қўллар ва сув омборларидаги сувларнинг кўтарилишидан, музлар ва бошқа нарсалар тиқилиб сувга тўсиқ бўлиши оқибатидан, музлаган ўзаннынг устини тошқин сувлар босиб кетишидан ва б.) юз берадиган ҳолларда жадвалда кўрсатилган кўтарилиши масофасини ана шу сатҳдан бошлаб ўлчаши керак. У сатҳдан ошиб кетиши эҳтимоллиги 1.3 жадвалга асосан белгиланади.*

*3. Таянчлар жойлашадиган майдонча юзасининг кўтарилиши баландлиги, сув қимининг кўприк таянчига урилишидан ўзгарадиган сатҳини ҳисобга олган ҳолда аниқланиши керак.*

Сув омборларининг кема сузмайдиган, ёғочлар оқтирилмайдиган жойларидаги кўприкларининг оралиқ қурилмалари тагининг сув омборининг юқори статик сатҳдан баландлиги ҳисобий 0,75 шамол тўлқини баландлигини 0,25 м га оширгандаги қийматидан кам бўлмаслиги керак. Оралиқ қурилма пастки қисмининг жойлашиш баландлигини музлашдан кўтарилиш ҳолларини эътиборга олган ҳолда белгилаш керак. Ёғочлар оқиши ва музлаш биргаликда учраганида, 1.2 жадвалда кўрсатилган қийматларни энг камида 0,5 м га ошириш керак. Таянчлар орасидаги соф масофа оқаётган ёғочларнинг ўлчамларини ҳисобга олган ҳолда белгиланиши керак, лекин 15 м дан кам бўлмаслиги зарур.

**1.24.** Ҳисобий тошқин ўтганида максимал сув миқдори бўлганида ва босимсиз режимда ишлайдиган қувурнинг хоҳлаган кесимидаги сув сатҳи билан унинг энг баланд жойининг ички юзасининг орасидаги соф масофа баландлиги 3,0 м гача бўлган думалоқ ва гумбазли қувурларда баландлигининг 1/4 қисмидан; 3,0 м дан катталарида 0,75 м дан кам бўлмасликлари; баландлиги 3,0 м гача бўлган туғри бурчакли кесимли қувурлар учун баландлигининг 1/6 қисмидан; 3,0 м дан катталарида 0,5 м дан кам бўлмасликлари керак.

Суғориладиган ҳудудлардаги автомобил йўлларидаги сунъий сув оқар қувурларида кўрсатилган кўтарилишлар куйидагича қабул қилинади: баландлиги 1,0 м гача бўлган қувурлар учун 0,1 м дан кам эмас, баландлиги 1,0 дан 3,0 м гача бўлган қувурлар учун баландлигининг 1/10 қисмидан кам эмас.

## КЎПРИКЛАР ВА ҚУВУРЛАРНИ СУВ ОҚИМИНИНГ ТАЪСИРИГА ҲИСОБЛАШ

### Умумий кўрсатмалар

**\*1.25.** Кўприклар ва қувурларни, ўзан чеккаларидаги сув тегадиган тупроқ кўтармаларини, сув оқимининг таъсирига ҳисоблашни, қоидага кўра ҳисобий тошқинларни ўлчайдиган график ва гидрографга кўра бажариш керак.

Бундан ташқари умумий тармоқдаги темир йўллардаги кўприклар ва қувурлар, сув ушлаб турадиган тупроқ кўтармалар шартли равишда энг катта деб номланадиган сув ўлчовчи графиклар ва гидрографларга кўра ҳисобланишлари керак. Бу ҳолда энг катта ва ҳисобий тошқинларнинг ошиш эҳтимоллигини мавжуд тошқинларнинг максимал миқдорининг ошиш эҳтимолликлари билан 1.3 жадвалда кўрсатилган қийматлар билан баробар қилиб олиниши керак.

1.3 Ж а д в а л

| Темир йўллар          |                                     |  |                 | Автомобил йўллари, шаҳар кўчалари ва йўллари |  |  |
|-----------------------|-------------------------------------|--|-----------------|--|--|--|
| Иншоотлар             | Йўл даражаси                        | Сув тошқинларининг максимал миқдорлари сарфидан ошиб кетиш эҳтимоллиги, % да |                 | Иншоотлар                                    | Йўллар даражаси                                    | Сув тошқинларининг максимал миқдорлари сарфидан ошиб кетиш эҳтимоллиги, % да |
|                       |                                     | ҳисобийлик   | энг катталари   |  |  |  |
| Кўприклар ва қувурлар | I ва II (умумий тармоқнинг)         | 1  | 0,33            | Катта ва ўртача кўприклар                    | I–III, I-в, I-к, II-к, шаҳар кўчалари ва йўллари   | 1 <sup>3)</sup>  |
| Айнан ўзи             | III ва IV (умумий тармоқнинг)       | 2  | 1 <sup>1)</sup> | Айнан ўзи                                    | IV, V, I-с, II-с, II-в, III-в, IV-в, III-к, IV-к   | 2 <sup>3)</sup>  |
| Айнан ўзи             | IV ва V (кириб келиш йўллари)       | 2 <sup>2)</sup>  | -               | Кичик кўприклар ва қувурлар                  | I  | 1 <sup>4)</sup>  |
| Айнан ўзи             | Саноат қархоналарининг ички йўллари | 2  | -               | Айнан ўзи                                    | II, III, I-в, I-к, II-к, шаҳар кўчалари ва йўллари | 2 <sup>4)</sup>  |
|                       |                                     |  |                 | Айнан ўзи                                    | IV, V, II-в, III-в, IV-в, III-к, IV-к,             | 3 <sup>4)</sup>  |

1) III даражали темир йўллар учун тупроқ кўтарманинг, ўзгарувчи ўзанли дарёларни тўсиб турувчи дамба ва сув босиб кетмайдиган оқимни йўналтирувчи иншоотларнинг қошини ҳисоблашда энг катта тошқин бўлганда максимал сув сарфининг ошиш эҳтимоллигини 0,33% деб қабул қилиш керак.

2) Корхонанинг технологик сабабларига кўра ҳаракатга танаффус рухсат этилмайдиган бўлса, ошиш эҳтимоллигини 1% деб қабул этиш керак.

3) Автомобил йўллари тармоғи кам ривож топган ҳудудларда ўта муҳим халқ хўжалиги аҳамиятига эга иншоотлар учун техник - иқтисодий асосланганда ошиш эҳтимоллигини 1% ўрнига 0,33 ва 2 % ўрнига 1 деб қабул қилиш рухсат этилади.

4) Автомобил йўллари тармоғи яхши ривож топган ҳудудларда техник-иқтисодий асосланган ҳолларда кичик автомобил йўлларидаги кичик кўприклар ва қувурлари учун ошиш эҳтимоллигини 1% ўрнига 2 ҳамда 2% ўрнига 3; 2% ўрнига 5 II-с ва III-с даражали йўллардаги қувурлар учун 10% деб қабул қилиш рухсат этилади.

*Изоҳ. 1. Қурилиш бўладиган ҳудуддаги автомобил йўллари тармоғининг ривожини ва қуриладиган иншоотнинг халқ хўжалиги учун зарурлик даражасини ишлаб чиқилмайдиган техник топириқда белгиланган бўлади.*

*2. Маҳаллий ҳудудларда бўлмаган йўллар таснифи ШНК 2.05.02-07 бўйича, маҳаллий ҳудудларда бўлган йўл ва кўчаларда ШНК 2.07.01-03 бўйича ва қишлоқ хўжалиги йўлларида ҚМҚ 2.05.11-95 бўйича қабул қилинади.*

Гидрограф ва сув ўлчовчи графиклар йўқ бўлганда ва бошқа асосланган ҳолларда иншоотни сув оқими таъсирини ҳисоблашни ҳисобий ва энг катта тошқинларнинг максимал сув миқдорлари сарфларига ва уларга мос келадиган ҳисобий ҳамда энг катта тошқинларнинг сатҳларига кўра бажариш керак.

Ҳисобларда ушбу сув оқарда яқин жойлашган иншоотнинг сув ўтказиш тажрибасини, сув ўтказувчи иншоотларнинг бирининг иккинчисига таъсирини ва лойиҳаланаётган сув ўтказувчи иншоотга илгаридан борларининг ёки мўлжалланаётган гидротехник ва бошқа дарё иншоотларининг таъсирларини эътиборга олиш зарур.

Кўприк ва қувурларнинг атрофига муҳандислик иншоотлари, бинолар ва қишлоқ хўжалик ерлари мавжуд бўлганида, иншоот олдида сув йиғилиб тошиб кетиш оқибатида уларнинг шикастланишга хавфсизлигини текшириш керак.

Капитал турда бўлмаган сув омборларнинг яқинига жойлашадиган сув ўтказувчи иншоотларни лойиҳаланаётганда, плотиналарнинг бузилиб кетиши мумкинлигини ҳисобга олиш керак. Бундай плотиналарни кучайтириш ёки иншоот тўғрисида катталаштириш масаласини, мумкин бўладиган ечимларнинг техник-иқтисодий кўрсаткичларини биргаликда таққослаган ҳолда ечиш керак.

**\*1.26.** Ҳисоблашларда, ошиш эҳтимоллигининг берилган киймати иншоот ишига энг ноқулай шароит туғдиришга сабабчи бўладиган тошқин турларининг максимал сув сарфи миқдорини қабул қилиш керак. Сув ўлчовчи графиклар ва гидрографларни қуриш, ҳар хил тошқинлардаги максимал сув сарфи миқдорини ва уларга тўғри келадиган сув сатҳларини аниқлаш ҚМҚ 2.01.14-98 талабларига асосан бажарилиши керак. Ирригация ва мелиорация тармоқларидаги сув оқарлардаги максимал сув сарфи миқдорлари ушбу сув оқарларни фойдаланиш ишлари билан шуғулланмайдиган ташкилотлар маълумотлари асосида қабул қилинади. Ҳисобий сув сарфини аниқлаш учун

қор-муз ва ёмғир сувларини энг катта сарфлари миқдорини, тоғли худудларда эса сувнинг аралаш энг катта сарфи миқдорини ҳам билиш керак. Ҳисобланган сувнинг максимал сарфи миқдорларини солиштирилиши орқали ҳисобий сув сарфини энг катта қиймати аниқланади. Қор-муз ва ёмғир сувларини энг катта сарфлари миқдорини ҳисоблаш П-01-03, МКН 27-2007 га асосан бажарилади.

**\*1.27.** Кичик кўприклар ва қувурлар туйнукларининг ўлчамларини сув оқимларининг ўртача тезлигига кўра аниқлашга, ўзаннинг грунтга тўғри келадиган (жумладан иншоотга кирадиган ва чиқадиган жойларида ҳам), унинг ўзини ва конусларини маҳкамлаш турларини белгилашга рухсат этилади, бунда 1.23, 1.24 ва 1.34.б. ларда келтирилган талабларга риоя этиш керак. Кичик кўприклар ва қувурлар туйнугини иншоотнинг олдига сувнинг сингиш жараёнини ҳисобга олган ҳолда аниқлаш орқали рухсат этилади.

Иншоотдаги сув миқдорининг сингиш оқибатини ҳисобга олингандаги камайишини, агарда туйнук ўлчами жала сувларига асосан белгиланган бўлса, 3 баробардан ошмайдиган қилиб; йил давридаги ўртача оқимлар учун музлаш, ҳамда туйнук ўлчамини камайтирувчи бошқа ходисалар йўқ бўлса, 2 баробар этиб қабул этиш мумкин бўлади. Бундай ҳолларда йиғилиб келадиган ҳисобий сув оқимларининг турларидан қатъий назар сув сингиш шароитидаги уларнинг ишлаш шароитига кўра қувурлар учун 1.14 ёки 1.24 б. лардаги кўрсатмалар, кичик кўприклар учун эса конструкцияларининг жойлашиш ҳолатига бўлган 1.23 б. даги талаблар бажарилиши шарт. Музли грунтларда иншоот олдида сув сингиш ходисаси рўй беришига рухсат этилмайди.

**1.28.** Катта ва ўрта кўприкларнинг соф туйнугининг ўлчамларини сув йиғилиб келиши, ўзанда бўладиган табиий деформацияни (қирқиш), оқимни йўналтирувчи иншоотлар, таянчлар, конуслар олдидаги умумий ва жойлардаги ювилишларни ҳисобга олиб аниқлаш керак. Кўприк соф туйнугининг ўлчами ўзаннинг ўзгармас эни ўлчамидан кам бўлмаслиги керак. Шаҳар кўприкларининг туйнугининг ўлчамларини дарёни мўлжалланган тўғрилашлар ва дарё қирғоқларини ободонлаштириб текислаш талабларига жавоб берадиган этиб белгиланади.

**1.29.** Кўприк тагидаги умумий ювилишни ҳисоблашни, 1.25 б. да кўрсатилган сув тошқини пайтларидаги кўприк кечуви олдида ўзан қисмидаги йиғиндиларнинг баланс тенграмасини ечиш асосида бажариш керак.

Агарда ҳисобий (энг катта) миқдордагидан кам миқдордаги сув тошқинларининг ўтиши ўзаннинг кўприк тагидаги қисмида қайта тикланмайдиган ўзгаришларга сабабчи бўлса (бу нарса тўғонларнинг пастки қисмида, ўзаннинг ён томонларининг ўзгарган жойларида сув тираб келадиган шароитда ишлайдиган кўприк кечувларида ва ҳ. к.), оқимни 2 баробардан кўпроқ сиқиштирган шароитда мумкин бўладиган умумий ювилишни аниқлаш кўп сувли дарёларнинг бирортасидан ўтган бир нечта тошқинлар аҳволларини жойда кузатгандаги ҳисобий (энг катта) тошқиннинг ўтиш шароитига кўра бажарилиши керак. Дастлабки ҳисоблашлар учун ва сувоқарнинг шароити туғрисидаги керакли материаллар йўқ бўлганида умумий ювилишни (чўкинди) лар балансига мос келадиган оқимнинг тезлигига кўра аниқлаш рухсат этилади.



Морфологик асосларда ҳисоблаб аниқланган умумий ювилишнинг максимал чуқурлигини 15 % га ошириш керак.

**1.30.** Энг катта ювилишлар чегарасини қўраётганда умумий ювилишдан ташқари таянчлар олдида маҳаллий ювилишларни, оқимни йўналтириб турадиган иншоотнинг ва кўприк кечуви элементларининг таъсирини, ўзанинг мумкин бўладиган табиий ҳолдаги бошқатдан шаклланиш ва унинг геологик қурилишининг ўзгачалиklarини ҳисобга олиш зарур. Кўприкларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашларни таянч олдидаги ўзандаги маҳаллий ювилишларни ҳисобга олмасдан бажариш керак.

**\*1.31.** Кўприк тагидаги умумий ювилиш коэффициентининг қийматини техник-иқтисодий ҳисоблашлар билан асослаш керак. Бу ҳолда ўзан грунтларининг турларини, кўприк таянчининг пойдеворлари конструкциясини, ва уларнинг жойлашиш чуқурликларини, кўприкни ораликларга ажратиб режалашларни тиргакнинг ўлчамини, ўзанинг мумкин бўладиган кенгайишларини, кемалар ва балиқлар сузиши учун рухсат этиладиган оқимлар тезлигини ҳисобга олиш зарур, ювиш коэффициентининг қийматини, қоидага кўра 2 дан кам бўлмаган қилиб қабул қилиш керак.

Чуқурлиги унча катта бўлмаган дарёлар ва сувоқарларга қуриладиган кўприк учун асосланган ҳолларда умумий ювилиш коэффициенти катта қилиб ҳам қабул қилиниши мумкин.

**1.32.** Кўприк туйнугининг чеккаларидаги саёз томонларида грунтларни қирқиб олишларни фақат текисликдаги дарёлардагина мўлжаллашга рухсат қилинади. Қирқиб олинадиган жойнинг шакли ва ўлчамлари саёз жойларнинг сув билан тўлиш тезлигига боғлиқ ҳолда унинг сурилиб кетмаслик шароитининг ҳисобига кўра ва юқори баландликдаги сувнинг сатҳидаги кўприк кечуви таъсиридан сув оқимининг сиқилиш даражасига кўра аниқланиши керак. Ўзандаги кичкина шаклдаги ҳар ҳил ғадир-будир чуқурчаларни кесиш, кўприк тагидаги жонли кесим юзасини ҳисоблашда эътиборга олинмайди.

**1.33.** Кўприк тагидаги грунтларни қирқиш натижасида кенгайган жойларни, сув ва ўзани шакллантирувчи оқимларни қулай ҳолатда кўприкдаги кесимига кириб келишларини таъминлаш мақсадида, ўзанинг кенгайтирилмаган қисмлари билан силлиқ этиб бирлаштириш керак. Қирқиб олинадиган жойнинг (кечувнинг бўйлама ўқидан юқори ва пастки томонларидаги) узунлиги унинг кўприк тагидаги энидан 4-6 баробар катта бўлиши керак, оқимни йўналтирувчи иншоотнинг кўприк атрофидаги жойларида қирқим шаклининг ўзгармаслигига эътибор бериш керак. Дарё ўзанининг кам сув босадиган томонларидаги грунтни кесишни лойиҳалаётганда аллювиал, боғланмас грунтларни ўша жойлардан тўлиқ олиб ташлашни мўлжаллаш зарур.

**\*1.34.** Катта ва ўртача кўприкларга бирлашувчи тупроқ иншоотлари қошининг сув тошқинлари пайтидаги сатҳлардан юқорида жойлашиш масофасини 1.25 б. га кўра (сувларнинг тиралиб кўтарилиш мумкинлиги ва тўлқинларнинг қияликка келиб урилишларини ҳисобга олган ҳолда) тупроқ кўтармалар, сувларни ажратувчи ва тусиқ бўлиб турадиган плотиналар ҳамда

ўзгарувчан ўзанли дарёлардаги оқимларни йўналтирувчи иншоотлари учун камида 0,5 м, йўлга солувчи ва кўтарма бермалари учун камида 0,25 м бўлиши керак. Кичик кўприклар ва қувурларга бирлашадиган тупроқ кўтармаларининг қошларини 1.25 б. га кўра тошқин пайтлардаги сув сатхларидан баландлиги (сув тиралиши ва шимилишларини ҳам ҳисобга олган ҳолда) камида 0,5 м, босимли ва ярим босимли режимда ишлайдиган қувурлар учун 1,0 м дан кам бўлмаслиги керак. Булардан ташқари кўрсатилган иншоотларга автомобил йўлларида тупроқ кўтармаларининг қошлари ШНК 2.05.02-07 кўрсатмасига асосан йўл конструкцияси товонининг грунт ва юза сувлар сатҳи талаб қилинган даражада юқори жойлашиш шартларига риоя этиш керак.

Ўзаннинг сув кам босадиган жойларидаги тупроқ кўтарма қошининг баландлик нуқтаси музлар таъсир кўрсатадиган жойларда уларнинг кўтарилиб оқиб келгандаги баландлик нуқтасидан кам бўлмаслиги керак ва ҳамда йиғилиб ёки сиқилиб келган музлар қалинлиги бир ярим баробар катталаштириб олгандаги энг юқори баландлик нуқтасидан ҳам кам бўлмаслиги керак. Кўприк кечувларидаги сув тиралишлари суюқликларнинг ҳаракат тенгламасига кўра ёки ушбу ходисанинг лойиҳаланувчи ва мавжуд кечувларда етарли даражада ҳисобга олувчи шартларига кўра ҳисобланади.

## **КЎПРИКЛАР ВА ҚУВУРЛАРНИНГ ЗАМИНЛАРИ ВА ЮКЛАМАЛАРНИ КЎТАРАДИГАН КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ КУЧЛАР ТАЪСИРИГА ҲИСОБЛАШ**

### **Умумий кўрсатмалар**

**1.35.** Кўприкли иншоотлар ва қувурлар уларнинг бутун фойдаланиш давридаги ишлашига бўлган ҳақиқий талабларини ҳисобга олган ҳолда лойиҳаланиши зарур (юклар ва таъсирлар, грунтлар, материалларнинг ўзгарувчанлиги, ҳамда конструкциянинг геометрик характериситикалари ва б.). Кўприклар ва қувурларнинг заминлари ва юк кўтарадиган конструкцияларини доимий таъсир этувчи юклар ва 2 бўлимда кўрсатилган вақтинчалик таъсир этувчи юкларнинг ноқулай вазият туғдирувчи бирикмаларига ҳисоблаш зарур. Ҳисоблашларни ГОСТ 27751-88\* нинг талабларида кўрсатилган чегаравий ҳолатларга кўра бажариш керак.

**1.36.** Ушбу нормада келтирилган автомобил ва темир йўлларнинг (транспорт воситаларининг) кўзгалувчи (ҳаракатлатувчи) таркибидан тушадиган вақтинчилик юкламаларнинг қийматларига ҳисоблашларда, ўзларига тегишли динамик коэффицентлари киритилади. Иншоотга иккита ёки ундан кўпроқ вақтинчалик юклар таъсирини биргаликда ҳисобга олган ҳолларда, у юкларнинг ҳисобий қийматларини бир баробар ёки ундан кам бўлган қўшма коэффицентига кўпайтириб қабул қилинади.

**\*1.37.** Ҳисобий схемалар ва ҳисоблашнинг асослари кўприклар ва қувурлар конструкцияларини қуриш ва фойдаланиш давридага ҳақиқий ишлаш шароитини инфодалашлари керак. Кўприкли иншоотларни лойиҳалашда экстремал табиий ва техноген таъсирлари эҳтимоли туфайли битта ёки бир

қанча элементларни кетма-кет ишдан чиқишини олдини олувчи конструктив чизмалар мулжалланиши харур.

Кўприклар оралиқ қурилмаларининг конструкцияларини, қоидага кўра, фазовий туркум деб ҳисоблаш керак, уларни шартли равишда текис туркумларга ажратган ҳолларда амалий лойиҳалашда ишлаб чиқилган ва элементларнинг ўзаро ва замин билан биргаликда ишлашларини ҳисобга олувчи тахминий услубларда бажарилади.

Кўприклар ва қувурлар конструкциясининг пайдо бўладиган ноэластик деформацияларини эътиборга олувчи ҳисоблаш услублари, нормаларда кўрсатилмаган элементларидаги зўриқишларни аниқлашда қабул қилинган ҳисобий схемани эластик ҳолатда ишлайди деб мўлжаллашга рухсат этилади.

Тегишли даражада асосланганда ҳисоблашни юк тагидаги конструкцияларнинг кўчиши таъсирини ҳисобга олувчи деформацияланган схемада бажаришга рухсат этилади. Кўприклар ва қувурлар конструкцияларининг ҳисобий схемаларини ва ҳисоблаш услубларини танлаш санокли усуллар ва ШЭХМ ларни фойдали ишлатиш йўли билан бажариладиган бўлиши зарур.

**1.38.** Иншоотларни қуриш ва фойдаланиш даврларидаги ҳолатларига ҳисоблаётганда конструкция элементларидаги кучланишларнинг (деформацияларнинг) қийматлари, ва йиғувчи элементларидаги ёки блоклардаги уларни тайёрлаш, ташиб олиш ва йиғиш шароитларига ҳисоблашлар билан аниқланадиган кучланишларнинг (деформацияларнинг) қийматлари кўприк ва қувурларнинг тегишли конструкцияларини лойиҳалаш нормаларида кўрсатилган ҳисобий қаршилик (чегаравий деформациялар) қийматларидан ошмаслиги керак.

**\*1.39.** Ҳисобий минимал ҳарорат деб ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) талабларига кўра қурилиш бўладиган кундаги энг совуқ беш кунликдаги ташқаридаги ҳавонинг ҳароратини қабул қилиш керак. у ҳолдаги таъминланганлик бетон ва темирбетон конструкциялар учун 0,92; пўлат конструкциялар ва пўлат темирбетон конструкцияларнинг пўлатдан қилинган қисмлари учун 0,98 деб қабул қилинади.

**\*1.40.** Конструкциянинг ағдарилиб кетмасликка устиворлигини қуйидаги ифодага кўра ҳисоблаш керак:

$$\dot{I}_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z, \quad (1.1)$$

бу ерда  $M_u$  – конструкциянинг чеккадаги таянч нуқтаси орқали ўтадиган мумкин бўлган айланиш (ағдарилиш) ўқиға нисбатан ағдарувчи кучларнинг моменти;

$M_z$  – ўша ўққа нисбатан ушлаб турувчи кучлар моменти;

$m$  – ишлаш шароити коэффиценти, унинг қийматларини қуйидагиларга баробар деб қабул қилинади:

*Алоҳида таянчларга таяниб турган конструкцияларини текшираётганда:*

қурилаётган даврда – 0,95;

доимий фойдаланилаётган даврда – 1,0;

*Бетон конструкциялар ва пойдеворларнинг қисмларини текшираётганда:*

қоя тошли асосларда – 0,9 га;

қоя тош бўлмаган жойларда – 0,8 га;

$\gamma_n$  – тайинланишига кўра ишончлилик коэффициенти, доимий фойдаланиш даврига ҳисоблашларда 1,1, қуриш босқичи даврига ҳисоблашларда 1,0 деб қабул қилинади.

Ағдарувчи кучларни бирдан катта қийматдаги юкка нисбатан ишончлилик коэффициенти билан қабул қилиш керак. Ушлаб турувчи кучларни доимий юклар учун  $\gamma_f \leq 1$  қийматдаги, темир йўлда бўш кетаётган таркибдан, метрополитен ва трамвайдан тушадиган вақтинчалик тик йўналишдаги ҳаракатланувчи юклар учун  $\gamma_f = 1$  га баробар юкларга нисбатан ишончлилик коэффициентлари билан қабул қилиш керак. Тегишли шароитларда 7.6 б. нинг кўрсатмасига биноан сув шимиши таъсири оқибатида конструкция оғирлигининг камайишини ҳисобга олиш зарур.

**1.41.** Конструкциянинг силжишга (сирпанишга) қарши устиворлиги куйидаги ифода билан ҳисобланиши керак:

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \quad (1.2)$$

бу ерда,  $Q_r$  – силжитувчи куч, у барча силжитувчи кучларнинг мумкин бўлган силжишининг йўналиши проекцияларнинг йиғиндисига баробардир;

$Q_z$  – ушлаб турувчи куч, у барча ушлаб турувчи кучларнинг мумкин бўлган сурилишнинг йўналиши проекцияларининг йиғиндисидир;

$m$  – ишлаш шароити коэффициентини 0,9 га баробар деб қабул қилинади;

$\gamma_n$  – 1.40 б. ни қаранг.

Сурувчи кучларнинг юкка кўра ишончлилик коэффициенти қийматини бирдан катта қилиб, ушлаб турувчи кучларни юкка кўра ишончлилик коэффициенти қийматини 1.40 б. да кўрсатилгандек қабул қилинади.

*И з о ҳ л а р:* 1. Грунт таъсирида бўладиган ётиқ йўналишидаги ушлаб турувчи куч сифатида қиймати грунтнинг фаол босимдан ошмайдиган кучга қабул этиши рўхсат қилинади.

2. Асосдаги ишқаланиш кучи 7.14 б. да кўрсатилган ишқаланиш коэффициентларига кўра аниқланади. Бу ерда терилган бетон бўйлаб ишқаланиш коэффициенти 0,55 га тенг деб қабул қилиш керак.

## **КОНСТРУКЦИЯЛАРНИНГ КЎЧИШЛАРИ, ДЕФОРМАЦИЯЛАРИ, БЎЙЛАМА ПРОФИЛИ**

**\*1.42.** Кўприклар учун, оралик қурилмаларининг ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналишдаги юклар таъсиридан ҳосил бўладиган эластик эгилтшларини чеклаш йўли билан унинг устидан транспорт воситаларининг раво ҳаракатларини таъминлаш ва йўлнинг ёки ўтиш қисми бўйлама қирқимининг унга мос келадиган шаклини тайинлаш керак.

**1.43.** Оралиқ қурилмаларининг ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналишдаги юкнинг таъсиридан ( $\gamma_f = 1$  ва динамик коэффициент  $1 + \mu = 1$  ни) ҳисоблаб топилгандаги тик йўналишдаги эгилишлари (м да) куйидаги қийматлардан ошмасликлари керак,:

темир йўл кўприклари учун ушбу ифода билан топилган  $\frac{1}{800 - 1,25l}l$ , аммо

$\frac{1}{600}l$  дан кўп эмас;

автомобил йўллари, шаҳар кўприклари (хўжалик ичидаги ва саноат қархоналари йўлларидаги кўприклар учун ҳам) ва пиёдалар кўприклари учун  $\frac{1}{400}l$  дан бу ерда  $l$  - оралиқнинг ҳисобий узунлиги, м.

Тўсин туркумидаги оралиқ қурилмалари кўприклар учун (пиёдалар кўприкларидан ташқари) эгилишлари юқоридаги кўрсатилган чеклаш миқдорларини куйидаги қийматларда кўпайтириб қабул қилиш рухсат қилинади:

битта оралиқли ва узлуксиз туркумдаги тўсинли оралиқ қурилмалар учун – 20 % га (темир йўл кўприкларининг оралиқ таянчларга таяниб турган қурилмаларнинг чеккадаги оралиқдагилари бундан мустасно);

ёғочлилар учун – 50 % гача.

Шаҳар кўприклари пўлат ва пўлаттемирбетон оралиқ қурилмаларининг ҳаракатланувчи вақтинчалик вертикал юклардан ҳосил бўлган вертикал эластик кўчишлари, қоидага кўра ҳисобий оралиқнинг  $1/600$  дан ошмаслиги зарур.

**1.44.** Кўприклар оралиқ қурилмаларининг рельс йўлига ўтиш қисмининг қопламасига зарур бўладиган шаклни лойиҳалаш жараёнида оралиқ қурилманинг қурилиш кўтарилиши, балласт қатлами ва ўтиш қисмининг текисловчи қатлами қалинликларининг ўзгаришлари, кўприк брусларининг ишчи баландликлари ҳисобларига яратиш керак. Тўсин туркумидаги темир йўл кўприкларининг ҳамда пўлат, темирбетон ва ёғочдан қилинадиган автомобил ва шаҳар кўприкларининг оралиқ қурилмаларининг қурилиш кўтарилишини силлиқ эгри этиб мўлжаллаш керак. Бу эгриликнинг кўтарилиш ўқи миқдори доимий таъсир кўрсатувчи юклардан бўладиган деформацияни ҳисобга олгандан кейинги ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналган юкнинг  $\gamma_f = 1$  ва  $1 + \mu = 1$  даги қийматларидан ҳосил бўладиган эластик эгилиши миқдорининг 40 % га баробар бўлиши керак.

Пиёдалар кўприкларининг оралиқ қурилмаларига доимий таъсир этувчи юклардан бўладиган деформацияни қопловчи яъни ўша қийматга тенг бўлган қурилиш кўтарилишини бериш зарур. Бу ҳолда юкка кўра ишончлилик коэффициенти бирга тенг деб қабул қилинади.

*Изоҳ. Доимий ва ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналишдаги юклардан бўладиган салқилиги  $1/1600$  дан ошмайдиган оралиқ қурилмаларда (кўндаланг темир йўл кўприкларда  $1,5$  см дан кўп бўлмаган) ва тўсинли ёғоч кўприкларда қурилиш кўтарилишини мўлжаллаш рухсат этилади.*

**\*1.45** Автомобил ва шахар кўприklarининг темирбетон оралик қурилмалари қопламаларининг профилига бериладиган шакл ва қурилиш баландлиги қуйидаги ҳолатни эътиборга олиб мўлжалланиши керак, яъни бетоннинг оқиши ва чўкишидан (лекин доимий юклар таъсир этган вақт икки йилдан ошмаган бўлиши керак) юз берган деформациядан кейинги ҳаракат йўлаklarининг бўйлама ўқи профилининг оралик қурилмаларнинг ўзаро ва йўл билан бирлашган жойларидаги синиш бурчаги миқдори қуйидагилардан:

кўприкда ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналишдаги юк бўлмаган ҳолда 1.4 жадвалдаги келтирилган қийматлардан ошмаслиги керак;

кўприкда ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналишдаги юкларни ҳаракат йўлаklари ўқлари бўйлаб жойланганда

1) АК юкларда:  $K=11$  бўлганда 24 % ;  $K=14$  бўлганда 22 % ;

2) НК ва НГ юкларида: НК-80 ва НГ-60 бўлганда 13 % ; НК-100 ва НГ-60 бўлганда 11 % .

Лойиҳавий ҳужжатда йўл тўшамаси қуриб бўлган вақтдаги (ўтиш қисмининг профили шаклини текисловчи қатлам қалинлигини ўзгартириш ҳисобига яхшилаш мўлжали билан) ва бетоннинг оқиши ва чўкишидан юз берган деформациялардан кейинги ўтиш жойининг бўйлама профили кўрсатилган бўлиши керак.

*Изоҳлар: 1. Узоқ муддатларда бўладиган деформациялар сезилмаганга қадар, кўприкда ҳаракатланувчи вақтинчалик тик йўналишдаги юклар йўқ бўлганида, бўйлама профилнинг синиш бурчаги 1.4 жадвалдаги қийматлардан катта бўлиши мумкин.*

*2. Вантли ва осма оралик қурилмаларга эшилган нўлат арқонларни ишлатилган ҳолларда қурилиш кўтарилишини ва ўтиш жойи профилининг шаклини белгилаётганда, арқонларнинг оқишидан деформация мумкин бўлишлигини ҳисобга олиш зарур.*

1.4 Жадвал

| Ёлғиз енгил автомобиллар ҳаракатининг йўлнинг кўприкка келиб бирлашадиган қисмидаги ҳисобий тезликлари (ШНК 2.05.02-07, ҚМҚ 2.05.11-95 ларнинг талабларига кўра), км/соат | Синиш бурчаги % да |
|---|--------------------|
| 150-100   | 8                  |
| 80  | 9                  |
| 70  | 11                 |
| 60  | 13                 |
| 40  | 17                 |

*Изоҳлар: 1. Агарда, оралик қурилмаларнинг бўйлама йўналишда ўзаро бирлашадиган ёки йўл билан уланидиган жойларининг орасидаги масофолар 50 м дан катта бўлса, синиш бурчагининг чеклаш қийматлари 1,2 баробарга кўпайтирилиши мумкин.*

*2. Ўтиш қисмининг плиталари орқали боғланган, ҳарорат чоклари бўлмаган оралик қурилмалари профилининг синиш бурчагини бирлаштирувчи плитанинг таъсирини ҳисобга олмасдан аниқлаш керак.*

**\*1.46.** Ташқи статик ноаниқ тизимдаги оралик қурилмаларни лойиҳалаётганда, ҳисоблашларда таянч юқори қисмининг мумкин бўлган

чўкиш ва силжишларини ҳисобга олиш керак. Таянч юқори қисмининг бўйлама ва кўндаланг силжишларини конструкцияларни, фермадаги плиталарнинг (таянч каллақларининг, ригелларнинг) ўлчамларини белгилаётганда ҳисобга олиш керак.

**1.47.** Қўшни таянчларнинг ҳар хил миқдордаги чўкишлари оқибатидаги бўйлама профилдаги қўшимча юз берадиган синиш бурчагининг қийматлари - автомобил ва шаҳар кўприклари учун 2 % дан, темир йўл кўприклари учун 1 % дан ошмаслиги керак.

Узлукли тўсин туркумидаги оралиқ қурилмали темир йўл кўприқларининг таянчлари тепаси юзасининг умумий ювилишни ҳисобга олган ҳолдаги бўйлама ва кўндаланг кучларининг чегаравий қийматлари, қоидага кўра  $0,5 \sqrt{l_0}$  см, қийматдан ошмаслиги керак, бу ерда  $l_0$  таянчга бирлашиб турадиган оралиқлар кичкинасининг узунлиги, лекин 25 м дан кам бўлмаслиги керак.

**1.48.** Темир йўл кўприқларининг узлукли тўсиқ туркумидаги металл ва пўлат-темирбетон оралиқ қурилмаларининг шахсий кўндаланг ётиқ тўлқинларининг ҳисобий даврийлиги (секундда) 0,01  $l$  ва 1,5 секунддан ошмаслиги керак ( $l$  - оралиқ қиймат, м). Шаҳар ва пиёдалар кўприклари оралиқ қурилмаларидаги шахсий тебранишларининг ҳисобий даврийлиги хоҳланмаган ҳолатдаги иккита паст шаклга кўра (узлукли тўсиқ туркумларида битта паст шаклга кўра) тик текислик йўналишида 0,45 дан 0,60 с гача, ётиқ текислик йўналишида 0,9 дан 1,2 с гача. Пиёдалар кўприқларининг оралиқ қурилмаларини бу ҳолда 0,49 кПа (50 кгк/м<sup>2</sup>) қийматдаги юк ҳосил қиладиган пиёдалар билан юклаш мумкинлигини ҳисобга олиш керак.

Осилган ҳолатда тепадан йиғиш ёки бўйлама силжитиш услубида оралиқ қурилмаларни жойлаётганда, уларнинг учларида ҳосил бўладиган тик ва ётиқ текисликларининг йўналишларидаги шахсий кўндаланг тебранишларнинг даврийлиги 3,0 с дан, шахсий буровчи тебранишларни даврийлиги 2,0 с дан ошмасликлари керак. Бу кўрсатмаларни тегишли ҳисоблашлар қилинганида ёки йиғилаётган консолнинг фазовий бикрлигини ва устиворлигини баҳолаш бўйича махсус аэродинамик текширишлар ўтказилганида ўзгартириш мумкин. Бу ҳолда 2.24 б. даги кўрсатилган конструкцияни шамол таъсирига ҳисоблаш талабларини бажариш шарт.

Осма ва вантли кўприқларни, ҳамда оралиқ қурилмаси баландлигининг унинг узунлигига нисбати 1/40 дан кам бўлган эгилувчан тўсинли катта узунликдаги кўприқларни аэродинамик устиворликка ва фазовий бурилишга текшириш керак.

Қурилган кўприқларнинг динамик кўрсаткичларидан катта фарқ қилувчи конструкциялар учун аналитик ҳисоблашлардан ташқари, моделларда уларнинг устидан тегишли текширишлар ўтказиш керак.

**1.49.** Қувурларнинг устидаги тупроқ кўтарманинг баландлиги 12 м дан катта бўлганида, грунт оғирлигидан кутиладиган чўкишни ҳисобга олиб, уларнинг қурилиш баландлиги белгиланади. Қувурларнинг чўкишини ҳисоблаётганда пойдеворларининг чўкишини ҳисоблашдаги услубдан фойдаланиш рухсат этилади.

Баландлиги 12 м ва ундан кам бўлган тупроқ кўтармаларнинг тагидаги қувурларни  $1/80h$  баландликда қилиб қумли, шағалли, тош аралашган грунтли заминдаги пойдеворлари бўлганида;  $1/50h$  баландликда лой, супес ва қумлоқ грунтли заминдаги пойдеворли бўлганида;  $1/40h$  баландликда қумли-шағалли, қумли майда тошли аралашмалардан қилинган грунтли тўшамаларда ётқизилганда қурилиш кўтарилишини (лотокка нисбатан) миқдорини сақлаган ҳолда жойлаштириш керак (бу ерда  $h$  -тупроқ кўтарма баландлиги).

Қувурнинг кириш каллагининг (ёки киридиган томондаги звеносининг) лотогини жойлашиш белгиси, унинг ўртадаги звеносининг чўкиш бўлганга қадар ва чўкиш тўхтагандан кейинги жойлашиш белгиларидан баландда қилиб белгилаш керак. Сув ўтказувчи қувурнинг бўйлама ўқи йўналишидаги звенolari ва пойдевор секцияларининг лойиҳадаги ҳолатининг барқарорлиги тупроқ кўтарманинг қия томонларининг устиворлиги ва замин грунтининг мустаҳкамлиги билан таъминланиши керак.

*Изоҳ. Қувурлар қоятошли грунтларда ва қозиқоёқли пойдеворларда қурилганда, унга қурилиш кўтарилишини беришининг кераги йўқ.*

## **ТЕМИР ЙЎЛ КЎПРИКЛАРИДАГИ ЮҚОРИГИ ЙЎЛНИНГ ТУЗИЛИШИ**

**\*1.50.** Темирбетон оралиқ қурилмалардаги йўлни майдаланган тош балластларда ётқизиш керак. Металл оралиқ қурилмаларининг кўприк полотноси қоидага кўра, балластсиз темирбетон плиталарга ёки балластларга ўрнатилиши керак. Металл оралиқ қурилмалар қуриладиган кўприкларда «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК билан келишилган ҳолда йўлни ёғочдан тайёрланган кўндаланг тўсинчаларда ётадиган қилиб мўлжаллаш мумкин.

Кўприкларда (Р50 турдагидан ва кўприк қўшилган жойдаги рельслардан енгил бўлмаган) оғир турдаги рельсларни ётқизиш керак. Катта кўприкларда, очилиб ёпиладиган оралиқли кўприкларда ва ушбу иншоотларга келиб уланадаган жойларга, иккита томонига энг камида 200 м гача масофага Р65 туридан енгил бўлмаган рельслар ётқизилиши керак.

Кўприк полотноси балластда бўлган кўприкларда ва полотноси балластсиз кўприкларда, қоидага кўра, оралиқ қурилмасининг умумий узунлиги 66 м ва ундан кам бўлган ҳолларда узлуксиз йўл ётқизиш руҳсат этилади. Оралиқ қурилмасининг умумий узунлиги 66 м дан катта, балластсиз кўприк полотносида, асосланган ва «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК билан келишилган ҳолларда узлуксиз йўллари ётқизиш мумкин.

**1.51.** Кўприк полотносининг конструкцияси қуйидагиларни таъминлайдиган бўлиши керак:

ҳаракатланувчи таркиб ғилдираги рельслардан чиқиб кетган ҳолда, унинг хавфсиз юриб туриш имкониятини;

механизация воситаларидан фойдаланган ҳолда йўлни узлукли ва жорий таъмирлашни.



**1.52.** Балласт устидаги ҳаракатда, оралиқ қурилмаларининг ва қирғоқ таянчларининг тоғораси кўприк учун қабул қилинган андозавий кўндаланг профил балласт призмасининг жойлашишини таъминлаши керак.

**1.53.** Кўприк полотносини (химояловчи ускуналарни, тенглаштирувчи асбобларни ёки мавсумий тенглаштирувчи рельсларни ҳам ҳисобга олган ҳолда) «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК тасдиқлаган “Темир йўл кўприклари полотносининг конструкцияси ва уни қуриш бўйича кўрсатмаси”га асосан лойиҳалаш керак.

**1.54.** Темирбетон плитадаги балластсиз кўприк конструкциясининг эни 3,20 м дан кам бўлмаслиги керак.

**1.55** Кўприк брусларининг (кўндаланг ёғоч тўсинчаларининг) кўндалинг кесим ўлчамлари 20x24 см ва узунлиги 3,25 м бўлиб, ГОСТ 8486-86 талабларига тўғри келиши керак.

**\*1.56.** Тўла узунлиги 25 м дан катта ва жойлашган баландлиги 3 м дан кам бўлмаган барча кўприкларда, барча йўлўтказгичлардан икки томонлама юрса бўладиган, хизмат юзасидан, пиёдалар йўлаклари бўлиши; 1,10 м дан кам бўлмаган, габаритларнинг сиртида жойлашадиган қўл тутгич панжаралари ҳам бўлиши зарур. Очiq ҳавонинг ўртача суткалик минимал ҳарорати 40°C ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) орқали 0,92 таъминланганлик билан) бўладиган ҳудудларда тўла узунлиги 10 м дан катта барча кўприкларининг икки томонидаги чеккаларида пиёдалар йўлаклари бўлиши шарт. Иккита ва кўп йўлли кўприкларда йўллариининг ораларида ҳам қўл тутгич панжарасиз пиёдалар йўлаклари мўлжалланган бўлиши керак. Пиёдалар йўлакларнинг қопламаларини, қоидага кўра, темир бетон плитадан лойиҳалаш керак.

**\*1.57.** Кўприкка уланадиган жойдаги йўллари лойиҳалаётганда, у ерлардан кўприкка йўлнинг силжиб кетмаслигини таъминлаш керак. Шахар ҳудудларида ҳамда ишлаб чиқариш зоналарида кўприклар, йўлўтказгичлар ва эстакадаларга олиб борувчи йўллар овозсўндирувчи конструкцияли чоксиз ва овоз ютувчи экранли қилиб лойиҳаланади.

**1.58.** Устунли таянчли пиёдалар кўприкларининг ва йўл ўтказгичларнинг тагидан ўтадиган, умумий тармоқдаги темир йўл саноат қархоналарининг йўлларида юқорида жойлашган иншоот таянчи билан темир йўл ўқининг орасидаги масофа 3,0 м дан кам бўлганида, йўл ўтказгич ёки пиёдалар кўпригининг ён қирраларидан икки томонига камида 10 м чиқиб турадиган контрбурчаксимон ускуналар ётқизиш керак. Саноат қархоналарининг йўлларидаги йўлўтказгичларнинг йўллари радиуси 500 м ва ундан кам эгриликда жойлашганда ғилдирак изи энининг ўзгаришига тўсиқ бўлувчи махсус ускуналар мўлжалланиши керак.

## **АВТОЙЎЛ ВА ШАҲАР КЎПРИКЛАРИНИНГ ПОЛОТНОСИ**

**\*1.59.** Кўприк полотносининг конструкцияси ва параметрлари берилган йўл ёки кўча учун ШНК 2.05.02-07, ШНК 2.07.01-03, КМК 2.05.11-95 ларда белгиланган талабларга жавоб бериши ва пиёдалар ва транспорт воситалари ўтишида қулайлик, ҳамда хавфсизликни таъминлаши керак. Кўприк полотноси

конструкцияси механизмлар ёрдамида қоплама қуриш имкониятини бериш, ҳамда жорий сақлаш ишлари учун қулай шароитни (механизация билан ҳаракат полотносини ва пиёдалар йўлакларини ифлосликлар, қор ва ҳ. к.дан тозалашни) таъминлаши керак.

**\*1.60.** Иншоотда трамвай ҳаракати бўлган ҳолларда трамвай йўллари ажалмас тасма бўйича жойлаштириш керак.

Ток тармоқлари ва ёриткичларнинг таянчларини, қоидага кўра, (пиёдалар йўлакларининг эни 2,25 м ва ундан кам бўлганида), қўл туткич панжара қаторида жойлаштириш керак ёки трамвай излари (йўли) алоҳида қатламда жойлашган бўлганида, уларни излар орасига жойлаштириш керак.

Трамвай излари каллаклари автомобил ўтадиган жойлардан ажратилмаган бўлса, рельсларнинг тепа қисми йўо ўтиш қисмининг тепа сатҳида жойлаштирилиши керак. Пиёдалар ва шаҳар кўприкларида, қоидага кўра, кўчирилмайдиган электр ёриткичлари мўлжалланиши зарур. Бошқа кўприкларда бу турдаги ёриткичларга зарурият ШНК 2.05.02-07 ва СНиП 2.05.07-91 ларда келтирилган талабларга биноан автомобил йўллари хизматида кўра белгиланади.

**\*1.61.** Ўтиш қисми темирбетон плитадаги қатнов қисмининг қопламаси, қоидага кўра, қоплама, химояловчи қатлам, ҳам тўсгич ва текисловчи қатламларни қамрайдиган кўп қатламли қилиб қабул қилиниши мумкин.

Қопламанинг барча қатламлари ўзаро бирикувчан ва қатнов қисми плитаси ҳамда ҳаракат қисми қопламаси ўзаро ғадир-будирликка эга бўлиши керак.

Оралик қурилмадаги йўл қопламаси қатнов қисмидаги темир-бетон плита билан қуйдигача бажарилиши мумкин:

кўп қатламли, қоидага кўра, ўзи ичига текислаш қатлами, намтўсгич қатлами, химоя қатлами, асфалтбетон қопламасини олган. Қоплама тўғридан-тўғри материали узилишга қарши керакли мустаҳкамликка эга бўлган, иссиққа чидамли ва темирбетон плита ва қоплама ўртасида ишқаланиши бор бўлган намтўсгич қатлами устига ётқизилиши мумкин;

икки ёки бир қатламли, асфалтбетон қоплама ва сувга чидамлилиги юқори бўлган махсус бетондан (ҚМҚ 2.03.11-97 га кўра сув ўтказмаслик маркаси W8 бўлган) текисловчи қатламли қилиб қуриш, ёки фақат намтўсгич қатлам ва қоплама функциясини бажарувчи текисловчи қатлам сифатида қуриш мумкин;

Йўл даражаси Б, В ва Г бўлган турларда ўтиш қисмининг қопламасини умумий қалинлиги 70 мм дан кам бўлмаган икки қаватли ГОСТ 9128-97 бўйича маркаси II дан кичик бўлмаган майда донали асфалтбетон қоришмадек кўзда тутиш ёки қалинлиги 80 мм дан кам бўлмаган арматураланган цементбетондек қабул қилиш зарур.

Қоплама сув-цемент муносабати 0,42 дан кўп бўлмаган сиқилишга бўлган мустаҳкамлиги ГОСТ 26633-91 бўйича В30 дан кам бўлмаган, намўтказмаслик маркаси ГОСТ 12730.5-84\* бўйича W6 дан кам бўлмаган ва ГОСТ 10060-95 бўйича совуқбардошилк маркаси F200-300 бўлган майда донали бетондан қурилади.

Намтўсгичнинг химоя қатлами сув-цемент муносабати 0,42 дан кўп бўлмаган қалинлиги 40 мм дан кам бўлмаган сиқилишга бўлган мустаҳкамлиги

ГОСТ 26633-91 бўйича В30 дан кам бўлмаган, намўтказмаслик маркази ГОСТ 12730.5-84\* бўйича W6 кам бўлмаган марказда, ГОСТ 10060-95 бўйича совуқбардошилги F200-300 бўлган майда донали бетондан қурилади.

Химоя қатлами ГОСТ 23279-85 бўйича юпқа пайвандланган тўр билан арматураланади, бунда арматура тўрини намтўсгич қатлами устига ётқизиш тақиқланади. Кўпқатламли қоплама қурилмасининг текисловчи қатламини 30 мм дан кам бўлмаган цемент-қумли қоришмадан ёки асфальт-бетондан қуриш керак.

Ўтиш қисмининг темирбетон плитасида олдиндан зўриктирилган арматура ишлатилмаганда ва текисловчи қатламнинг юқори толасидаги чўзувчи кучланиш ГОСТ 10180-90 га кўра аниқланган, бетоннинг эгилгандаги чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилигидан ошмаган ҳолда оралиқ қурилмаларга намтўсгич қатлам вазифасини бажарувчи, махсус, намликни кам ўтказувчи бетондан қилинган битта ёки иккита қатламли текисловчи ўтиш полотносининг қопламасини ишлатиш рухсат қилинади.

Буюртмачи билан келишилган III-V, I-c, II-c даражадаги йўллардаги оралиқ қурилмаларининг ўтиш полотносининг вақтинчалик қопламаси сифатида қалинлиги 30-50 мм бўлган қум цемент аралашмасидан қилинган текисловчи қатламга йиғма темирбетон плиталар ишлатиш рухсат этилади. Бу ҳолда асосий оғирликни кўтариб турадиган ўтиш қисми плитаси конструкциясининг сув тегиши мумкин бўладиган чеккаларидаги юзаларини намликдан асраш чораларини кўриш керак.

Намтўсгич ва химояловчи-тирканувчи қатламлар учун, қурилиш ҳудудларида айtilган температуралар оралиғида ишлаш қобилиятига, керакли мустаҳкамликка, асосга ёпишқоқликка ва иссиқга чидамликка эга бўлган маситкали, рулонли, полимер намтўсгич материаллар ишлатилади.

Намтўсгич материаллар сувга чидамлик, намўтказмаслик хусусиятларига, нордон, ишқорли, тузли қоришмалар ва микроорганизмлар таъсирига бардош беришга эга бўлишлари керак.

**\*1.62.** Ўтиш қисмининг металл плитали ўтиш полотноси қопламаси конструкцияларида қоплама билан металл юзаларининг ишончли жипслашишини ва металл юзаларининг зангламаслигини таъминловчи тадбирлар мўлжалланиши керак.

Бунда пўлат оралиқ қурилмалари ўтиш қисмининг металл плитали ўтиш полотноси қопламаси конструкцияси қуйидагиларни ўз ичига олиши керак:

пайвандланган тўшамали ортотроп плитадан иборат бўлган пўлат оралиқ қурилмаларида – намтўсгич, химоя қатлами, асфальтбетон қоплама.

тўшамаси ўта мустаҳкам болтларда боғланган ортотроп плитадан иборат бўлган пўлат оралиқ қурилмаларида – қуйма асфальтбетондан текисловчи қатлам, химоя қатлами, асфальтбетон қоплама.

**1.63.** Хавфсизлик (химояловчи) ва ажратувчи йўлакларини ҳар хил кўринишдаги материаллардан қилинган қоплама билан ёки ишқаланишга чидамли материаллардан қилинган чизиқли белгилар билан ажратиб қўйиш керак.

**\*1.64** Кўприкли иншоотларда, қоидага кўра, ҳар иккала томонларида пиёдалар ёки хизмат йўлаклари кўзда тутилиши ва уларнинг ташқи томонлари 1,10 м баландликдаги қўл тутгич панжаралар билан тўсилган бўлишлари зарур.

Оралик қурилмалари иккита бўлакка ажратилиб қурилганида, пиёдалар ва хизмат йўлаклари (йўлнинг бўйлама ўқига нисбатан) ҳар битта оралик қурилманинг фақат ташқари томонларида кўзда тутилади.

Пиёдалар йўлаклари пиёдалар ҳаракати жадаллигига ва вазиятлар шароитига қараб кўприк иншоотининг бир ёки икки томонида жойлашиши мумкин. Пиёдалар йўлаклари бир томонда бўлганида, зарур ҳолатда, кўприк иншоотининг кўтармаси консолини тагида жойлашган пиёдалар тоннеллари ёки пиёдалар ўтиш йўлаклари орқали бир томондан иккинчи томонга ўтадиган хавфсиз йўлак олдиндан белгиланиши шарт. Шаҳар эстакадаларида, йўл ўтказгичларда ва юк ташиладиган йўллардаги кўприкларда пиёдалар ҳаракати улардан ажратилган ҳолда жойлашганида ва яна пиёдалар сони суткасига 200 одам ёки ундан кам бўлган автомобил йўлларидаги кўприк иншоотларида фақат хизмат йўлакчалари кўзда тутилади.

Аҳоли пунктларидан ташқари жойларда кўприк узунлиги 50 м гача бўлганида пиёдалар ҳаракати йўқ ҳолларда хизмат йўлакчаларини қурмаслик рухсат қилинади.

Хизмат йўлакларининг эни 0,75 м этиб қабул этилади.

Пиёдалар йўлакларининг энини, улар ҳаракатининг келажакдаги “энг тиғиз” соатлардаги ҳисобий зичлигига боғлиқ ҳолдаги ҳисоблаш билан белгиланади. 0,75 м эндаги пиёдалар йўлагининг ўтказиш имкониятининг ҳисобий қийматини 1500 одам/соат деб қабул қилиш керак. Кўп қаторли пиёдалар йўлакларининг энини қоидага кўра, ҳар битта йўлакнинг ҳар битта қатори энини 0,75 м дан қилиб белгилаш керак. Битта қаторли пиёдалар йўлакларининг энини камида 1,0 м қилиб белгилаш керак. Шаҳарларда, шаҳарчаларда ва қишлоқ аҳоли пунктларида жойлашган кўприкларда, пиёдалар йўлаклари энини камида 1,50 м этиб қабул қилиш керак.

Конструктив шароитга боғлиқ сабабларга кўра пиёдалар йўлаклари энини 0,75 м га касрсиз бўлинмайдиган миқдорда тайинлаш тегишли техник-иқтисодий асосларга кўра ва буюртмачининг розилиги билан рухсат қилинади.

Пиёдалар йўлаги ва ишчилар йўлакчаларида қоида бўйича цементбетондан (шаҳар кўприкларида шағалли асфалтбетондан) 40 мм дан кам бўлмаган тарзда кўзда тутилиши керак. Шаҳар худуди бўлмаган, поселка ва қишлоқ маҳаллий худудларида кўприк юриш қисми силлиқ бўлган пиёдалар йўлаги блокаларида қоплама қўллаш кўзда тутилмайди.

**\*1.65.** Катта тезликли йўлларда ва магистрал кўчалар ва йўлларда пиёдалар йўлаклари бир чеккага ажратилган трамвай йўли, ўтиш қисминининг транспорт воситалари ўтадиган томонидан қуйидаги турлардаги тўсувчи қўрилмалар билан ажратилган бўлиши керак:

шаҳарлардаги ва I-III даражали автомобил йўлларидаги кўприк иншоотларида баландлиги 0,75 м темирбетон парапетлар билан ёки металл тўсиқлар билан;

IV, V, I-с, II-с даражадаги автомобил йўлларидаги, шаҳарча ва қишлоқ аҳоли пунктларидаги кўприк иншоотларида юқоридаги кўрсатилган турларда, фақат баландлиги 0,6 м тўсиқлар билан;

ёғоч кўприкларда баландлиги 0,25 м ғилдиракни қайтарувчи бруслар билан.

Тўсувчи қурилманинг баландлиги деб қопламанинг устки юзасидан тўсиқнинг тепа қиррасигача бўлган масофани қабул қилиш керак. Саноат корхоналари йўлларидаги кўприк иншоотлари тўсиқларининг баландлиги ҳисобий автомобил ғилдираги диаметрининг камида  $1/2$  миқдорида, лекин 0,75 м дан кам бўлмаган қилиб белгиланиши керак. Кўприкли иншоотларда пиёдалар ва хизмат йўлаклари йўқ бўлган ҳолларда тўсиқлар оралиқ қурилма плитасининг чеккасидан 0,5 м масофада жойлаштирилиши керак ва бундай ҳолларда барча шароитларда қурилиши зарур бўлган перилалар билан бирлаштирилиб қўйилиши мумкин.

Ажратувчи йўлакда тўсиқ жойлаштириш қуйидаги ҳолларда амалга оширилади, агарда:

йўлнинг келиб бирлашадиган жойларидаги ажратувчи йўлакда тўсиқ ўрнатилган бўлса;

ажратувчи йўлакда кўприкнинг элементлари, электр тармоғининг, ёритгичларнинг таянчлари ва ҳ.к. жойлашган бўлса;

ажратиш йўлагининг конструкцияси унга транспорт воситасининг чиқишига ҳисобланмаган бўлса.

Кўприк иншоотларига йўл бирлашадиган жойларда ҳар иккала томонига иншоотнинг бошидан ва охиридан камида 18 м гача масофага узунасига тўсиқ жойлаштириш керак ва дастлабки 6 м да кўприк иншоотидаги тўсиқ билан битта тўғри чизикда бўлиши керак. Кўприк иншоотидаги тўсиқнинг йўл чеккасидаги тўсиққа нисбатан режада бурилиши 1:20 дан ошиган тангенсда бўлиши керак.

**\*1.66.** Деформация чокининг конструкцияси транспорт воситалари ҳаракатининг ровонлигини бузмаслиги зарур ва кўприкнинг таянч майдончаларига, пастда жойлашган қисмларига ифлослар ва сувларнинг тушмаслигини таъминлаши керак.

Сув ўтказмайдиган чоклар қўлланилган ҳолларда, қуйидагилар бўлиши керак:

чок конструкциясини устида туриб кўриш ва таъмирлаш имкони; 50 %о дан кам бўлмаган қияликдаги лотоклар ёрдамида кирган сувни оқизиб юборишни; лотокларни кўришга ва ифлосликларни тозалашга қулай бўлишини таъминланганлиги.

Барча ҳолларда, цементбетон қопламаларни деформациявий чокларининг устида узиш керак. Асфалтбетон қопламаларни I-III, I-с, I-в, I-к, II-к даражали йўлларда чокларнинг кўчиши 5 мм гача бўлганда, паст даражали йўлларда 10 мм гача бўлган ҳолларда узлуксиз яхлит бутун қилиб қуриш рухсат этилади.

Деформация чокларининг конструкциялари оралиқ қурилмаларга ишончли қилиб анкерланган бўлиши керак. Деформация чоклари конструкцияларини йўл қатнов полотносига анкерлаш ман этилади.

Бекитувчи элементларни, силжувчи листлар ёки плиталарни пружиналар ёрдамида ёки бекитувчи элементларнинг зич жойланишини таъминлайдиган бирорта бошқа услублар билан пастидаги элементига сиқиб туришлари керак.

## КЎПРИКЛАРНИ ЙЎЛЛАР БИЛАН БИРЛАШИТИРИШ

**1.67.** Тупроқ полотноси катта темир йўл кўприklarининг олдида, унинг қирғоқ таянчларининг орқа қиррасидан 10 м масофагача ҳар иккала томонидан ҳам 0,5 м гача кенгайтирилиши керак, автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarида эса, қўл тутгич панжараларинининг орасидаги масофага ҳар томонига 0,5 м қўшгандаги қийматидан кам бўлмаслиги керак. Полотнони кенгайтирилган энидан нормал ҳолига узунлигини 15-25 м масофада равон ўтказиш керак.

**1.68.** Тупроқ кўтармани темир йўл кўприklarининг қирғоқ таянчлари бирлашадиган жойларида балласт призма грунтларининг ўпирилиб кетмасликдан ушлаб туриш тадбирларини белгилаш керак.

**\*1.69.** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг тўпроқ кўтармалари билан уланадиган жойига, қоидага кўра, ўтиш плитасини ётқизишни темирбетондан режалаш керак. Плитанинг узунлиги унинг ёстикчасининг тагидаги грунтнинг кутиладиган даражадаги чўкишига боғлиқ ҳолда қабул қилиниб, қоидага кўра, 8 м дан ошмайдиган этиб тайинлаш керак.

Ўтиш плиталари иншоотнинг бутун кенглигига қурилади. Пиёдалар йўлаги кенгили чегараларида узунлиги қисқарган плиталар ўрнатилади.

Қирғоқ таянчлари бевосита тупроқ кўтармага таяниб турадиган (диван туридаги) кўприklarда ўтиш плитасининг узунлигини, унинг таянч майдончаларида ҳар хил даражадаги чўкишлар мумкин бўлганида ўтадиган жойнинг қабул қилинган профилини сақлаш зарурлигига асосланган ҳолда белгиланиши керак ва 2 м дан кам бўлмаган этиб қабул қилинади.

Плитанинг грунтга таянадиган жойининг шағал-қумли ёстиғи барча пастки юзаси билан намликни ушлаб турмайдиган грунтга ёки тупроқ кўтарманинг музлаш чуқурлигидан пастда жойлашган грунтга таяниши керак. Тупроқ кўтарманинг замини нозик лой грунтлар бўлганида, уларнинг мумкин бўладиган чўкишлари тупроқ кўтарма баландлигининг 0,5-0,7 % миқдорларида деб ҳисоблаган ҳолда ётқизиш керак.

Ўтиш плиталари ва ётиқ таянчлар сиртлари суркама намтўсгич қатламли бўлиши керак.

**\*1.70.** Кўприklar конструкциясини йўлнинг келиб бирлашадиган жойидаги тупроқ кўтарма билан улаганда, қуйидаги шартларни бажариш керак:

а) тупроқ кўтармалар ва конуслар чўккандан кейин қирғоқ таянчнинг ёки эркин консолнинг (автомобил йўллари кўприklarида) тупроқ кўтармага бирлашиб турган қисми конусга тупроқ кўтарма баландлиги 6 м гача бўлганида камида 0,75 м, 6 м дан катта бўлганида камида 1,0 м (полоттонинг қоши сатҳида конуснинг учидан уланадиган конструкция чекка қиррасигача бўлган масофа) кириб туриши керак;

б) конструкциянинг қия юзаси ферма таги майдончасидан (шкаф деворча текислигида) ёки шкаф деворчани тўсиб турадиган ён деворчанинг тепасидан темир йўл кўприкларидида камида 0,50 м, автомобил ва шахар кўприкларидида камида 0,40 м пастдан ўтиши керак. Кўшилиб кетмайдиган қирғоқ таянчларда конуснинг пасти, уларнинг олди томондаги қиррасидан оралиқ томонга чиқиб кетмаслиги керак. Кўприкларнинг кўмиладиган қирғоқ таянчларида конуснинг қия юзаси билан таянчнинг олдинги қиррасининг кесишадиган нуқтаси ҳисобий сув тошқинининг сатҳидан (сувнинг тиралишидан кўтарилиш ва тўлқин урилиши эътиборга олинмаган) баландда ва камида 0,50 м тепада жойлашган бўлиши керак;

в) кўприкларнинг кўмилмайдиган қирғоқ таянчлари конуси юзасининг қиялиги тупроқ кўтарманинг қошидан, юқоридан пастга қараб дастлабки 6 м баландликда 1:1,25 дан, кейинги 6 м да 1:1,5 дан тик бўлмаслиги керак. Баландлиги 12 м дан катта бўлган тупроқ кўтарманинг конуслари юзасининг қиялигини уларнинг устиворлигининг ҳисобига кўра (заминини текшириш билан) аниқлаш бир мунча ётиқ қисмигача камида 1:1,75 қияликда белгилаш керак.

г) кўмиладиган қирғоқ таянчлари, ромли ва қозик-эстакадали кўприклар қирғоқ таянчлари, ҳамда сув тошишининг ҳисобий баландлигидаги чўкиш даражасида барча кўприклар учун конуслар юзаларининг қиялиги 1:1,5 дан тик бўлмаслиги керак, кўтарма баландлиги 12 м дан катта бўлганда уларнинг устиворлигининг ҳисобига кўра (заминини текшириш билан) аниқлаш керак.

Кўтармалар ва конуслар тугалланиш қисми асослари билан биргаликда айлана цилиндрсимон ёки сиртини силжиши орқали керак (нишаблик таъминлашнинг геологик шартлари билан) устиворликка текширилиши керак. Кўчки бор қияликларда таянчлар жойлашганда кўчки холатини бартароф қилувчи конструктив-технологик тадбирлар қўлланиши керак.

Сейсмик ҳудудлар учун конуслар юзасининг қиялигини ҚМҚ 2.01.03-96 га биноан СНиП II-7-81\* нинг 4 бўлими талабларига тўғри келадиган ҳолда тайинлаш керак.

**\*1.71.** Ёғоч кўприкларнинг устунлари ёки қозик оёқларининг чеккадаги қатори тупроқ кўтармага устуннинг ўқидан тортиб конуснинг қошигача 0,50 м га кириб туриши керак. Бу ҳолда ёғоч тўсинларининг (прогонларнинг) учига грунт тегмаслигини таъминлаш керак.

**\*1.72.** Кўприк олдида конусни ва кўприк таянчининг орқа томонидаги тупроқ кўтармани устки томонида унинг баландлигига 2,0 м кўшган қийматдаги узунликкача, пастки томонида эса (табiiй ҳолатда ётган грунтнинг юзаси сатҳида) камида 2,0 м узунликкача, қумлоқ ёки ўтказгичлик коэффициенти (зичлагандан кейин) камида 2,0 м/сут бўлган, намлик ушламайдиган бирорта бошқа грунт билан тўлдириш керак.

Дренланган бостирмани зичлаш коэффициенти 0,98 дан кам бўлмаган миқдорда зичлаш зарур. Оғир шароитларда, тегишли тартибда техник-иктисодий ҳисоблар билан асосланганида, сув ўтказувчанлик коэффициенти 2,0 м/сут дан кам бўлмаган қумларни, конструктив ва технилогик тадбирлар (маҳкамловчи ва арматураловчи геосинтетик материаллар ва тўрларни ёки

геотўрлар) ёрдамида қирғоқ таянчлар, конуслар ва уларнинг орқасидаги тупроқ кўтармаларнинг талаб даражасидаги ишончилигини ва узоқ муддатга хизмат қилишлигини таъминлаганда ишлатиш рухсат этилади.

**\*1.73.** Кўприклар ва йўл ўтказгичлар конусларининг қия юзалари пастидан то устигача тўла равишда маҳкамланган бўлиши зарур, кўприклар ва қувурларга йўлнинг бирлашадиган қисмидаги конусининг қия юзасини ва товонини ҳамда оқимни тўғриловчи иншоотларнинг қия юзасини маҳкамлашнинг турлари уларнинг қиялигига, музоқиш шароитига сув тошган пайтлардаги максимал сув миқдорига мос келадиган тезликлардаги сувнинг оқимлари ва тўлқинларнинг таъсирларига кўра белгиланиши керак. Умумий тармоқдаги темир йўллардаги кўприклар учун у тезликнинг энг катта қиймати, қолган кўприклар учун эса ҳисобий қиймати қабул қилинади.

Маҳкамланган юзалар тепасининг баландлик нуқталари юқорида кўрсатилган сув тиралиб кўтарилиши ва тўлқинларнинг урилишларини ҳам ҳисобга олгандаги сув сатҳидан қуйидаги миқдорларда юқори бўлиши керак:

катта ва ўртача кўприклар олдида - камида 0,50 м;

кичик кўприклар ва қувурлар олдида - камида 0,25 м.

## СУВЛАРНИ ЧЕТЛАТИШ

**1.74.** Ҳаракат полотноси ва конструкциясининг сув тегиши мумкин бўладиган бошқа юзаларини (унинг ичида пиёдалар йўлаклари тагидаги блокларни ҳам) 20 % дан катта бўлмаган, темир йўл кўприklarининг балласт коритосида 30 % дан кам бўлмаган кўндаланг қияликларда лойиҳалаш керак.

Автомобил йўлларидаги ва шаҳарлардаги кўприкларнинг ҳаракат полотносининг бўйлама қиялигини, қоидага кўра камида 5 % этиб қабул қилиш керак. Бўйлама йўналишдаги қиялик 10 % дан катта, иккита йўналишдаги қияликларнинг геометрик йиғиндиси 20 % дан кам бўлмаган ҳолда, кўндаланг йўналишдаги қиялик миқдорини камайтириш рухсат қилинади. Темир йўл кўприklarида асбест балласт бўлганида устида йиғиладиган сувларни оқизиб юбориш мўлжалланган бўлиши керак.

**\*1.75.** Ҳаракат полотноси устига йиғилган сувни сув оқтиргувчи қувурчалар ёки кўндаланг ва бўйлама йўналишдаги лотоклар ёрдамида оқизиб юбориш зарур. Ҳаракат полотносининг таркибида намтўсгич қатлам бўлганида (намликни жуда ҳам кам ўтказадиган бетондан қилинган нам тўсгичдан бошқа), албатта сув оқизиб юбориш учун қувурчалар қўйилиши керак. Сувларни пиёдалар йўлаги остидан (бутун оралиқ узунлиги бўйича) ўзанга ташлаш рухсат этилмайди. Сув оқизувчи қувурчаларнинг тепасини ва лотокларнинг тагини, сув оқтириладиган сиртнинг сатҳидан камида 1 см пастда жойлаштириш керак. Сув чиқариш иншоотларидан сувлар пастда жойлашган конструкцияларга тушмаслиги керак, жумладан темир йўл, автомобил йўлари ҳаракат қисми ва сув йўлларида.

Бетон ва темирбетон конструкцияларнинг (чеккадаги тўсинларининг консол тахталарининг, пиёдалар йўлаклари блокларининг, таянчлар каллаклари



ва ҳ. к.) пастки сиртларининг даврий равишда намланмаслиги учун ҳимояловчи карнизчалар ва сувоқарлар қилиниши керак.

Йўл тўшамаси тагига кириган сувларни йиғиш ва чиқариш учун, керак бўлса, йўл тўшамаси конструкциясида дренаж туркумини ўрнатиш мўлжалланиши керак. Дренаж туркуми етарли қияликларда бўлганда сув оқизувчи қувурчаларни ўрнатиш шарт эмас.

Дренаж каналчалари ҳимоя қатлами ва пастки қатлам оралиғида жойлаштирилади. Дренаж каналчалари материаллари тешикли бўлиши ва автомобил ғилдираги босимига чидамли бўлиши керак. Дренаж қувурчаларни сув оқизувчи қувурчалар табақаси билан бирлаштирилиши ва улар жойлашган қадамларга тенг қилиб жойлаштирилиши зарур. Дренаж туркумлари эни 150-200 мм ли кўндаланг, бўйлама ва диагонал йўналишлардаги ва тепа қисми намтўсгичлар билан баробар қувурчаларни ўз ичига олади. Бўйлама дренаж каналчалари қатнов қисми плитасининг пасайтирилган жойларида, перилалар ва тўсиқлар тагидаги цоколларнинг кўндаланг профилининг кесишган қисмларида, кўндаланг йўналишда – деформация чоклари олдида буладиган тошқинлар олдида ўрнатилади. Диагонал йўналишлардаги каналчалар кенгайтирилган оралиқ қурилмаларда ва бурилишда жойлаштирилган оралиқ қурилмаларда ўрнатилади. Оралиқ қурилмадан тупроқ кўтарманинг сув тушадиган жойларида конусда кўприк узунасига сув оқизувчи лотоклар қурилиши зарур. Қирғоқ таянчлари орқаларидан сувларни кетказиш учун ишончли ишлаб турадиган дренаж туркумини ўрнатиш мўлжалланиши керак.

**\*1.76.** Сув оқизувчи қувурчаларнинг ички диаметри камида 150 мм бўлиши керак ва уларни темир йўл кўприкларидан қувурчаларнинг камида 5 см<sup>2</sup> кесим юзасига суви оқизиладиган юзанинг 1 м<sup>2</sup> юзасига тўғри келадиган ҳисобда балласт тоғорасида ўрнатилиши керак.

Автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларининг ҳаракатланиш полотносида сув оқизгич қувурчаларнинг ораларидаги бўйлама йўналишдаги масофа, бўйлама қиялик 5<sup>0</sup>/<sub>100</sub> гача бўлганида камида 6 м, бўйлама қиялик 5 % дан 10 % гача бўлганида 12 м бўлиши керак. Каттароқ қияликларида қувурчалар орасидаги масофа кўпайтирилиши мумкин. Узунлиги 9,0 м дан ошиқ баитта оралиқ қурилмада оралиқдаги қувурчалар сони учтадан кам бўлмаслиги керак. Сув қочириш қувурчаларини конструкция бетонланаётган вақтда жойлаштириш керак. Намтўсгич қувур ичига жойлаштирилган ва сув қабул қилувчи стаканга маҳкамланган бўлиши керак. Қувурча конструкцияси тез ва осон ечилиш ва тозалаш имконини бериши керак.

**\*1.77.** Атрофлари берк кесимларининг ичида (ҳаракат полотноси қопламасининг элементлари тагида ва бошқа қутилмаган ҳолларда йиғилган сувлар, ҳамда атмосфера намлигининг конденсацияланиши оқибатида йиғиладиган бошқа сувлар) пастроқ жойларида диаметри 60 мм дан кам бўлмаган сув оқизувчи қувурчалар (ёки тешиқлар) ўрнатиш зарур. Пиёдалар йўлаклари блокларининг тагидаги бўшлиқлардаги сувларни, қоидага кўра, сув оқизувчи қувурчалар ишлатмасдан кетказиш мумкин.

**\*1.78.** Кўприк яқинлашиш конструкциялари томонидан ташқи сувлар оқиб кириши мумкин бўлган жойларга грунтларни табиий хусусиятини сақлаш учун тупроқ полотносидан сувни четлатувчи қурилмалар мўлжалланиши зарур.

## **Фойдаланишдаги жиҳозлар**

**\*1.79.** Оралиқ қурилманинг барча қисмлари, таянчлар ва қувурларнинг кўриниб турадиган сиртлари, уларнинг аҳволини текширишга, керакли тадбирларни бажаришга қулай бўлиши керак. Бунинг учун юрадиган жойлар, нарвонлар, туйнуклар, (баландлиги камида 1,10 м бўлган) қўл тутгич тўсиқлар, кўприк ости қурилмаларини вақтинчалик осишда фойдаланадаган конструкцияга маҳкамланган қисмлар, қараб кўришга зарур махсус мосламалар тайёрланади. Тўсин туркумидаги оралиқ қурилмали, қўзғалувчан таянч қисмли кўприкларда таянчлар ҳолатини ўзгаришига, уларни алмаштиришга ва таъмирлашга боғлиқ ишларни бажариш учун керакли шароит бўлиши зарур.

**\*1.80.** Кўприкли иншоотлар ва қувурларнинг ҳар бир чеккаларида темир йўл иншоотлари олдидаги тупроқ кўтарма баландлиги 2,0 м дан катта, автомобил йўллари иншоотлари олдида 4,0 м дан катта бўлганида, қоидага кўра, иншоотнинг ўша томонларига конуснинг қия сиртлари устига эни 0,75 м бўлган тушиб-чиқадиган доимий жойлашган нарвон ўрнатилиши.

**\*1.81.** Зарур шароитларда (масалан, тажрибада текшириш мақсадида кўприклар ва қувурлар қурилса, чўкишларга таъсирчан ташқи статик туркумлар кўприкларда ишлатилса, пўлат конструкцияларда олдиндан кучланиш ҳолатлари яратилганда ва ҳ. к.) умумий деформацияларни, уларнинг айрим элементларининг кучланиш ҳолатларини назорат қилиб туришга керак бўладиган махсус маркалар ёки бошқа бир мосламаларни ўрнатиш масалалари лойиҳа хужжатларида кўзда тутилган бўлиши керак.

**\*1.82.** Тоннел туридаги темир йўл кўприкларида ва йўл ўтказгичларда уларнинг узунликлари 50 м дан катта бўлганида икки томонидан ҳар 50 м масофада шахмат тартибида йўл ўтиш сатҳида одамлар ҳимояси учун майдончалар лойиҳаланиши керак. Кўприк ёки йўл ўтказгичнинг узунлиги 100 м гача бўлса, бу ёпиқ жойли майдончани ўтиш жойининг ҳар томонига биттадан ўрнатиш рухсат этилади.

Поезд тезлиги 120 км/соат дан катта қилиб чекланган йўлларда ва энг совуқ беш кунликнинг таъминланиши 0,98 ташқаридаги ҳавонинг ўртача ҳарорати минус 40<sup>0</sup>С бўлган худудлардаги кўприкларда барча ҳимоя майдончаларининг орасидаги масофа 25 м дан кўп бўлмаслиги керак.

**\*1.83.** Кўприкли иншоотлар ва қувурлар қуриш ёки реконструкция қилишда ШНК 2.01.02-04, ГОСТ 30244-94, ГОСТ 30247.0-94 ва ГОСТ 30247.1-94. бўйича иншоотларни ёнғиндан сақлашнинг таъминлаш ишлари қилиниши шарт.

Кўприк ости бўшлиғининг функционал ишлатилиши (кўприк горизонтал проекцияси ва коридори чегарасида ёнғиндан сақлаш техникаси) кўприкни лойиҳалашда аниқланиши керак ва буюртмачи, маҳаллий бошқарув органлари ва фойдаланиш корхоналари билан келишилган ҳолда бажарилади.

Кўприк ости бўшлиғига жойлаштириладиган бино, иншоот ва хоналар шунингдек кўтарилувчи кўприкларда механизмларни жойлаштириш ва жиҳозлаш мавжуд норматив ҳужжатларга асосланиб бажарилади.

Ёнғинга қарши фойдаланиладиган жиҳозлар темир йўл кўприкларида “Ўзбекистон темир йуллари” ДАТК томонидан тасдиқланган “Кўприк полотноси конструкциясини ўрнатиш кўрсатмалари”га, автомобил йўлларида эса “Ўзавтойул” ДАК билан келишилган рўйхатга мос келиши зарур.

**\*1.84.** Кўприк иншоотларининг барча металл конструкциялари, агарда йўллар, доимий токли электр тармоқлардан 5 м дан, ўзгарувчан токли электр тармоқлардан 10 м дан кам масофоларда жойлашган бўлса, ерга сим билан уланган бўлишлари зарур. Электр тармоқни ушлаб турадиган темирбетон ва бетон конструкциялар ҳам ерга сим билан бирлаштирилган бўлиши керак.

**\*1.85.** Электрлаштирилган темир йўлларининг устига йўл ўтказкичлар ва пиёдалар кўприклари лойиҳаланганда электр тармоғининг устига тўсиқ бўладиган ва ҳимоя қилувчи, баландлиги 2,0 м келадиган тик шитлар (тўрлар) лойиҳаланиши керак. Кўприкнинг ҳар икки томонидан узунлиги 1,5 м дан кам бўлмаган горизонтал шитлардан (тўрлар) фойдаланиш рухсат этилади.

**\*1.86.** Суяқ чўян ва иссиқ шлаклар қуйилган чўмичлар ташийдиган йўлдаги темир йўл кўприкларида ва йўл ўтказкичларда қўл тутғич панжаралар ўрнига баландликлари чўмичларнинг усти томонидан 20 см юқори турадиган махсус ҳимояловчи тўсиқлар ўрнатилиши керак. Бу ҳолда ҳар бир томонидан 50 м масофада шахмат тартибида жойлашадиган ҳимоя қилувчи бошпана-майдончалар мўлжалланиши керак.

Тагидан чуян, қуйма ёки шлак ташиладиган таркиблар ўтадиган йўл ўтказкичларнинг конструкцияларида, уларнинг қизиш ҳарорати  $100^{\circ}\text{C}$  дан ошмаслигини таъминловчи махсус экранлар бўлиши зарур.

**\*1.87.** Барча кўприкларда нефть ва нефть маҳсулотларини ташишга мўлжалланган қувурларни ва қоидага кўра, юқори кучланишли ток ўтказувчи йўналишилар (кучланиш 1000 В дан катта бўлган) ни ётқизиш рухсат этилмайди. Булардан ташқари, темир йўл кўприкларида газ ва чиқинди суюқликларини ташийдиган ҳамда сув ўтказувчи қувурларни ётқизиш рухсат этилмайди. Автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларида махсус техник-иқтисодий томондан асосланган ҳолларда иссиқ сувлар тармоғини, сув билан таъминлаш йўлларини, босим остида ишлайдиган чиқинди суюқликларни оқизувчи пўлат қувурларни ва ишчи босими 0,6 МПа ( $6 \text{ кгк/см}^2$ ) дан катта бўлмаган газўтказкичларни ётқизиш мумкин.

Барча шароитларда кўприкнинг бутунлигини сақлашга, қувурўтказкичлар ва кабелларнинг тешилган ва шикастланган ҳолларида, кўприк устидан ҳаракатнинг хавфсиз ва тўхтовсиз ўтишини таъминлашга қаратилган тадбирлар мўлжалланган бўлиши зарур. Бунинг учун, қоидага кўра, катта ва ўртача кўприкларда, электр ўтказадиган ва бошқа коммуникация йўлларидаги темир йўл кўприкларида, албатта ушбу йўлларда кўприкнинг икки томонидан беркитиш, ўчиришни таъминлайдиган ускуналар бўлиши керак.

*Изоҳ. Асосланган ҳолларда шаҳар кўприкларида ва аҳоли пунктларидаги автомобил йўллари кўприкларида, кўприкни фойдаланувчи ташиқлот ёки буюртмачи билан келишилган ҳолда, юқори электр йўналишининг кабеллини кўприкни жорий сақлашга боғлиқ ишларида хавфсизликни таъминлаган шароитда ётқизиш рухсат қилинади.*

*Ёғ тўлдирилган кабел йўналишларини ва юқори кучланишдаги ҳавода тортилган кабелларни кўприкдан ўтказиш рухсат этилмайи.*

**\*1.88.** Кўприкларда ушбу йўлда мўлжалланган алоқа симларини ўтказишга тегишли мосламалар ва бошқа шу иншоот учун рухсат этилган коммуникацияларни темир йўлларда (шунингдек, поездлари электр кучи билан юрмайдиган йўналишларда ҳам), троллейбус ва трамвай юрадиган шаҳарларда эса ток тармоғини осиб қўйишга мўлжалланган қурилмалар бўлиши керак.

Қувурлар ва кабелларни ётқизиш учун, қоидага кўра, кўприкни жорий сақлаш ва таъмирлаш ишларини бажаришга ҳалақит бермайдиган махсус конструктив элементлар (чиқарилган консоллар, кўндаланг диафрагмалар, ташқи осгичлар ва х. к.) мўлжалланиши керак. Пиёдалар йўлаклари плиталарининг тагида ва ажратувчи йўлакларда коммуникацияларни жойлаштириш, улардан фойдаланиш даврларида коммуникация ва кўприк конструкцияларини шикастланишдан ҳимояловчи шароит бўлганида рухсат қилинади. Пиёдалар плиталарининг тагидаги блокларнинг ўралган бўшлиқларида коммуникациялар жойлаган ҳолларда, у ерларда намтўсгич қурилмаси ва сув оқизувчи тешиқлар бўлиши керак.

**\*1.89.** Очиладиган оралиқ қурилмали темир йўл ва автомобил йўллари кўприкларида ва ўтиш қисмлари ҳар хил ҳаракатларга мўлжалланган кўприкларда (рельсиз ва рельсли транспорт воситалари навбат билан ҳаракатланадиган), уларга икки томонидан кирадиган жойларини камида 50 м масофада жойлашган огоҳлантирувчи белгилар билан тўсилган бўлиши керак.

Шаҳар кўприклари учун кирадиган жойдан огоҳлантирувчи белгигача бўлган масофа УзР ИИБ ДАН билан келишилган ҳолда белгиланади. Огоҳлантирувчи белгини очилиши оралиқнинг фақат очилмаган ва оралиқ ҳаракати ўтиш қисмининг банд бўлмаган ҳолатларида мумкин.

Очиладиган оралиқли темир йўл кўприклари ва иккита йўлли участкадаги битта йўлли кўприқлар ҳимояловчи (ушловчи) учи берк йўл ёки йўлларни тўсувчи жойлар билан фавқулодда ҳоллардан ҳимояланган бўлишлари зарур.

Катта темир йўл кўприклари учун тўсувчи ва хабарлантирувчи сигналли, ҳамда габаритларни назорат қилувчи қурилмалар «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК тасдиқлаган темир йўлларни техник эксплуатация қилиш қоидалари (ТЭҚ) га биноан мўлжалланиши керак. Сув йўлларидаги кўприқлардаги кема ўтказувчи оралиқлар кема учун ёритилувчи сигнал механизми билан жиҳозланган бўлиши керак.

**\*1.90.** Қўриқланувчи кўприқларда, қоровуллик қилиш учун хона ва керакли жиҳозлар бўлиши керак. Катта темир йўл кўприклари ва узунлиги 200 м дан ошган автомобил ва шаҳар кўприқларининг ёнларида майдони 16-25 м<sup>2</sup>, уларга хизмат қилишга мўлжалланган хона ва ундан ташқари асосланган ҳолларда компрессор учун хона бўлиши шарт. Катта темир йўл кўприкларида, «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК билан келишган ҳолда, жорий ва ўрта

таъмир ишларини механизациялаш учун сиқилган ҳаво ва сув етказиб берадиган, бутун узунасига электр токи билан таъминловчи, тоқларни ажратиб берувчи шахобчалар билан биргаликда керакли асбоб-ускуналар кўзда тутилиши керак.

## АТРОФ-МУҲИТНИ МУҲОФАЗА ҚИЛИШ

**\*1.91** Кўприкли иншоотлар ва қувурларни лойиҳалаётганда қуйидагилар бўйича (йўналишлар) атроф-муҳитни муҳофазалаш (АММ) чора-тадбирлари ишлаб чиқилиши шарт:

атмосфера хавосини муҳофазалаш;

ер усти ва ости сувларини муҳофазалаш;

ерни муҳофазалаш ва ундан унумли фойдаланиш;

ўсимлик ва ҳайвонот дунёсини муҳофазалаш;

меъморий ёдгорликлар, табиат ва тарихий-археологик объектларни муҳофазалаш;

**\*1.92.** Кўприklar ва қувурлар қурилиш (реконструкция) жойини, ва уларнинг конструктив ечимларини танлашда шароитларни ҳисобга олиш керак:

сув оқарларни ювилиши, лойқаланиши ва ботқоқланишини, ўсимлик қатламини бузилишини;

ўзандаги ва ер ости сувлари оқшининг гидрогеологик режимини бузилиши ва флора ва фаунага минимал таъсирини;

ўзанда бўладиган жараёнларни (сувлар йиғилиб тиралишининг атрофдаги жойларга таъсирини, кўприк тагидан сув оқиб ўтиши шароитининг ўзгаришлари, сув оқими йўналишининг ўзгариши ва унинг қирғоқ деформацияланишига таъсири);

**\*1.93.** Сув оқарларни кесадиган жойдаги сув ўтказувчи иншоотнинг сонини ва ўлчамларини белгилашни атрофдаги табиий муҳитга кўрсатадиган таъсирини ҳисобга олган ҳолда бажариш керак (\*1.92 б.).

**\*1.94.** Кўприklar ва қувурларни лойиҳалаётганда ҳар хил оқиндиларнинг йиғилиб қолишига йўл қўймайдиган қурилмалар ва тадбирлар кўрсатилиши керак.

**\*1.95.** Сув оқарларда кўприklar ва қувурларни лойиҳалашда музлар ва қотган қорлар оқадиган бўлганида, тошқин сувлар ўтадиган бўлганида, атрофдаги жойларга хавfli экологик таъсирларни йўқотиш учун 1.16 ва 1.23 б. ларга риоя этиш керак.

**\*1.96.** Кўприklar ва қувурларни уларнинг таъсир зоналаридаги муҳандислик иншоотлари ва бинолар (1.25 б.) тош қовлаб олиш хўжаликлари ва сув оқар тагининг келажакда пастга тушиш мумкинлигини ҳисобга олган ҳолда сув оқимларининг таъсирига ҳисобланиши керак. Тош материалларини қайта ишлаш хўжалигини лойиҳалаш ва уни кўприк ўқидан 2,5 км дан кам масофада юқорида ёки пастда жойлаштириш ман қилинади.

**\*1.97.** Кўприкнинг қабул қилинган кўрсатикларидан бўладиган салбий экологик оқибатларни олдини олиш учун 1.25-1.34 б. ларни ҳисобга олган

ҳолда, муайян жойнинг табиий шароитларини тўла равишда эътиборга олиш керак.

**\*1.98** Кўприклар ва йўл ўтказгичларни лойиҳалаётганда 1.74-1.90 б. ларнинг талабларини ҳисобга олган ҳолда ўтиш қисмининг устидан сувни четлатиш борасида муайян тадбирлар мўлжалланиши зарур. Сувларни қатнов қисмдан кўприкни ўтиш қисмига чиқариш учун, қоидага кўра, қияликни таъминлаб бериш керак (1.74 б.). Кўприклар ва йўл ўтказгичларнинг конуслари атрофида махсус қабул қилувчи, иситиб ҳавога учириб юборадиган ускуналар, тозаловчи иншоотлар ёки ифлос сувларни оқизадиган тармоқлар ёрдамида сувларни кетказиш ишлари ташкил этилиши керак.

Йўналтирувчи иншоотлар сув оқарлар режимини минимал (асосланган) бузилишини таъминлаб бериши керак.

**\*1.99** Янги кўприкли иншоотларни лойиҳалаш ва мавжудларини реконструкция қилишда атроф муҳитга бўлган таъсирни олдиндан баҳолаш керак. Бунинг учун юқорида келтирилган иншоотлар лойиҳа ҳужжатлари Давлат экология экспертизасидан амалдаги қонун ҳужжатлари талаблари асосида ўтказилади.

**\*1.100** Қурилиш майдонларини жойлаштириш ва кўприк ўтиш жойи, йўлўтказгичлар, эстакадалар, шунингдек қувурларни қуриш ишларини бажаришда ГОСТ 17.5.1.03-86 га биноан қимматли табиат ерларини сақлаш ҳисобга олиниши керак.

**\*2. ЮКЛАМАЛАР ВА ТАЪСИРЛАР****ЮКЛАМАЛАР БИРГАЛИКДАЛИГИ**

**\*2.1** Кўприк ва қувурлар конструкциялари 2.1 жадвалга кўра қабул қилинган юкламалар ва таъсирлар, ҳамда уларнинг биргаликдалигига ҳисобланиши керак.

2.1 жадвал

| Юкламалар (таъсирлар) нинг рақами                           | Юкламалар ва таъсирлар  | Ушбу юклама билан (таъсир билан) биргаликда олинмайдиган юкламанинг (таъсирнинг) рақами |
|---|---|---|
| <b>А. Доимийлари</b>  |   |   |
| 1   | Конструкциянинг ўз оғирлиги   | –   |
| 2   | Олдиндан кучлантиришнинг таъсири (жумладан, зўриқишларни маъқул ҳолатга ўзгартириш) | –   |
| 3   | Кўтарма оғирлигидан грунтнинг босими  | –   |
| 4   | Гидростатик босим   | –   |
| 5   | Бетоннинг (кичрайиши) ўтиришидан ва оқишидан бўладиган таъсир                       | –   |
| 6   | Грунт чўкишининг таъсири  | –   |
| <b>Б. Вақтинчаликлари</b>                                   |   |   |
| <i>Ҳаракатланаётган таркибдан ва пиёдалардан бўладигани</i> |   |   |
| 7   | Вертикал юкламалар  | 16, 17  |
| 8   | Ҳаракатланаётган таркиб таъсиридаги грунт босими                                    | 16, 17  |
| 9   | Марказдан қочувчи кучдан бўладиган горизонтал ҳолатдаги кўндаланг юклама            | 10, 16, 17  |
| 10  | Ҳаракатланаётган таркибнинг горизонтал ҳолатдаги кўндаланг зарбалари                | 9, 11, 12, 16–18  |
| 11  | Тормозланиш ёки тортиш кучидан бўладиган горизонтал ҳолатдаги бўйлама юклама        | 10, 13, 14, 16, 17  |
| <i>Бошқалари</i>  |   |   |
| 12  | Шамолдан бўладиган юклама   | 10, 14, 18  |
| 13  | Муздан бўладиган юклама   | 11, 14, 16, 18  |
| 14  | Кемаларнинг тўлқинидан бўладиган юклама   | 11–13, 15–18  |
|   | Иқлим ҳароратларининг таъсирлари  | 14, 18  |
| 16  | Грунтларнинг совуқдан шишишини таъсири  | 7–11, 13, 14, 18  |
| 17  | Қурилиш юкламалари  | 7–11, 14, 18  |
| 18  | Сейсмик юкламалар   | 10, 12–17   |

*Изоҳлар: 1. Зарур ҳолатларда ҳисоблашда бошқалари таъсир турига кирувчи таянч қисмлардаги ишқаланиш ва қаришликларни инобатга олиши керак.*

2. Чидамлиликка ҳисоблашларни доимий юкламалар ва таъсирлар билан № 7-9 рақамлардаги вақтинчалик юкламаларнинг биргаликдаги таъсирига ўтказилади. Бу ҳолда пиёдалар йўлакларидagi вертикал йўналишидаги йўловчилардан тушадиган юклама, ҳаракатланувчи таркибдан тушадиган вертикал юклама билан биргаликда ҳисобга олинмаслиги керак.

3. II - гуруҳ чегаравий ҳолатларга ҳисоблашларни фақат № 1- 9, 15 ва 17 рақамли юкламалар ва таъсирларнинг биргаликдаги миқдорларига ўтказиши керак. Ушбу ҳолда темирбетон конструкцияларнинг ёрилишга бардошлигига ҳисоблашларда № 11 рақамли юкни ҳам, таянчларнинг тепа қисмини горизонтал кўчишга ҳисоблашда № 10, 12 ва 13 рақамли юкларни ҳам эътиборга олиши керак.

**2.2.** Ҳисобий юкламаларнинг бир вақтнинг ўзида пайдо бўлиш эҳтимолининг камайишини ҳисобга олувчи биргаликдаги коэффициенти  $\eta$  нинг қийматини барча ҳисоблашларда қуйидагиларча олиш керак:

а) №1-6 рақамли доимий юкламаларга, №17 рақамли юкка ва темир йўлдаги юксиз ҳаракатланувчи таркибнинг оғирлиги учун – 1,0;

б) вақтинчалик юкламаларнинг фақат биттасининг таъсирини ҳисобга олганда ёки биттаси бошқасига яқиндан боғлиқ бўлган №7-9 - рақамли юкламалар гуруҳи юкламаларсиз таъсир этганида – 1,0;

в) иккита ёки ундан кўпроқ вақтинчалик юкламалар таъсирини ҳисобга олганда (№7-9 рақамли юкламалар гуруҳини шартли равишда битта юклама деб санаганда) – вақтинчалик юкламаларнинг биттаси учун – 0,8 қолганлари учун – 0,7 га баробар деб қабул этиш керак.

*Изоҳлар:* 1. №12 рақамли юкламада, №7 рақамли юклама билан биргаликда дейиладиган барча ҳолларда, юкламани ҳосил этувчи ҳаракатланувчи таркибнинг турига кўра  $\eta$  коэффицентини қуйидагича қабул этиши керак:

а) ёнидан таъсир этувчи шамолдан ҳимоя қилинмаган метрополитен поездлари билан ва ҳаракатланувчи темир йўл таркиби билан юкланганида – 0,5 ва ўша ҳолда, галереялар билан ҳимоя қилинганида – 1,0;

б) автотранспорт воситалари ва трамвай вағони билан юкланганида – 0,25.

автомобил ва шаҳар кўприклари учун орасида №7 - рақамли юкмаси бўлмаган бир нечта вақтинчалик юкламалар таъсир этганида №12 - рақамли юкка  $\eta = 0,5$ .

2. Юкламаларни биргаликда таъсир этади деб олинган барча ҳолларда №7-9 рақамли юкламаларига бир хил миқдорда, № 11 юкка №7 - рақамли юкниқидан катта бўлмаган ҳолда.

3. №18 - рақамли юкламани №7 - рақамли юклама билан биргаликда ҳисобга олганда, №18 - рақамли юкламага  $\eta$  коэффицентни 0,8 га, қолган вақтинчалик юкламаларга, темир йўл кўприклари учун (фақат битта йўлдан) 0,7, шаҳар ва автомобил йўллари кўприги учун – 0,3.

4. Вақтинчалик юкламалар ва таъсирларнинг биргаликда бўлишининг ҳар хил ҳолатлари учун  $\eta$  коэффицентининг қийматлари  $P$  иловада келтирилган.

**\*2.3.** Конструкцияларни барча гуруҳ чегаравий ҳолатларида ҳисоблашларда юкламалар ва таъсирларнинг қийматларини норматив юкламалар ва таъсирларнинг ҳар биттасининг ўзларига туғри келадиган, (2.10, 2.23 ва 2.32 б. ларда таъкидлангандек, юкламаларга кўра) ишончлилик коэффицентини  $\gamma_f$  билан ва (2.22 б. да кўрсатилгандек)  $1+\mu$  ёки  $1+2/3\mu$



динамик коэффициентлар билан биргаликда 2.2 жадвалда кўрсатилганларга асосан қабул қилинади.

2.2 Жадвал

| Чегаравий ҳолатлар гуруҳи | Ҳисоблаш тури  | Киригиладиган коэффициент  |  |
|---------------------------|--|--|--|
|                           |  | Ҳаракатланувчи тик йўналишдаги юклардан ташқари барча юклар ва таъсирларга | Ҳаракатланувчи тик йўналишдаги (вертикал) юклама <sup>1)</sup> |
| I                         | а) “б”–”г” бандларда кўрсатилган ҳисоблашлардан ташқари барча ҳисоблашларда  | $\gamma_f$   | $\gamma_f ; 1 + \mu$   |
|                           | б) Чидамлилиққа ҳисоблашда   | $\gamma_f = 1$   | $\gamma_f = 1 ; 1 + 2/3 \mu$                                   |
|                           | в) Ҳолатнинг устиворлиғига ҳисоблаганда  | $\gamma_f$   | $\gamma_f^{3)}$  |
|                           | г) Сейсмик юкларни биргаликда олгандаги ҳисоблашларда  | $\gamma_f^{2)}$  | $\gamma_f$   |
| II                        | Темирбетондаги ёрилишларнинг пайдо бўлишлари ва кенгайишларини ҳисоблашларни ҳам ичига қамраб олувчи барча ҳисоблашларда | $\gamma_f = 1$   | $\gamma_f = 1$   |

<sup>1)</sup> Алоҳида кўрсатилиб ўтилмаган бўлса бошқа ҳолларда (2.30 б. га кўра юклама кўтарувчи кранлардан тушадиган юклардан ташқари) динамик коэффициент  $1 + \mu$  ни бирга тенг деб қабул қилинади.

<sup>2)</sup> Сейсмик юкларни, қиймати бирга тенг бўлган юкламага нисбатан ишончилиқ коэффициентини билан қабул қилиш керак.

<sup>3)</sup> Юк ортилмаган темир йўл таркиби ва метрополитенлар учун  $\gamma_f = 1$ .

## ДОИМИЙ ЮКЛАМАЛАР ВА ТАЪСИРЛАР

**\*2.4.** Ўз оғирлигидан бўладиган нормаланган вертикал юкларнинг қийматини конструкция қисмлари ва элементларининг лойиҳавий ҳажмларига кўра, алоқа ва электр симлари таянчларининг, қувур ўтказгичлар, доимий ҳолатларини кўришга керакли мосламалар ва ҳ. к. нинг оғирлиқларини ҳам ҳисобга олган ҳолда аниқлаш керак.

Тўсин туркумидаги оралиқ қурилмаларнинг ўз оғирлиқларидан бўладиган юкларни узунлигига тўғри келадиган ўртача миқдори билан улар оғирлигининг фарқи 10 % гача бўлганида, у юкларни бутун узунлигига тенг тарқалган деб қабул қилиш рухсат этилади.

Битта темир йўл йўналишининг кўприк полотноси оғирлигидан тушадиган юкларни:

ёғоч кўндаланг тўсинчалар бўлганида ва пиёдалар йўлакларини йўқ ҳолда – 6,9 кН/м (0,70 тк/м) деб;

металл консолли иккита тротуарли ва темирбетон плита тўшакли ёғоч

кўндаланг тўсинчали йўлга тушадиган юкламани – 12,7 кН/м(1,30 тк/м) деб;

пиёдлар йўлакларисиз, темирбетон балластсиз плита бўлганида – 16,7 кН/м(1,70 тк/м) деб;

юқоридагидек конструкцияли, аммо иккита пиёдалар йўлаклари билан бўлганида – 22,6 кН/м (2,30 тк/м) деб қабул қилиш керак.

Пайвандлаш чокларининг, гайкали ва иккита шайбали юқори мустаҳкамликдаги болтларнинг чиқиб турадиган қисмларининг оғирликларини металлнинг умумий оғирлигига нисбатан лойиха ҳисобида 2.3 жадвалда кўрсатилганга асосан қабул этиш рухсат қилинади.

2.3 Жадвал

| Металл конструкция   | Пайвандлаш чоклари,% | Юқори мустаҳкамликдаги болтларнинг чиқиб турадиган қисмлари, гайкалар ва иккита шайбалар, % |
|----------------------|----------------------|---|
| Болтли пайвандланган | 1,0                  | 4,0   |
| Пайвандланган        | 2,0                  | –   |

**\*2.5.** Конструкцияларда кучлантиришнинг норматив таъсирини кўрсатилган ишлаш даврига тўғри келадиган ишларнинг норматив йўқотиш қийматларини эътиборга олган ҳолдаги мўлжалланган (керакли бўлган) зўриқиш миқдorigа кўра белгиланади.

Темирбетон ва пўлат темирбетон конструкцияларда, кучлантириш ва зўриқишларни тартибга солиш ишларини бажариш технологияси билан боғлиқ йўқотишлардан ташқари, бетоннинг ўтириши ва оқишидан бўладиган йўқотишларни ҳам ҳисобга олиш керак.

**\*2.6.** Кўприкларнинг таянчлари ва қувурларнинг бўғинларига тупроқ кўтарма оғирлигидан тушадиган грунтнинг норматив босимини қуйидаги ифодалар ёрдамида аниқлаш керак, кПа (тк/м<sup>2</sup>):

а) вертикал босими

*кўприкларнинг таянчлари учун*

$$p_v = \gamma_n h; \quad (2.1)$$

*қувурлар бўғинлари учун*

$$p_v = C_v \gamma_n h; \quad (2.2)$$

б) горизонтал (ён томондан) босими

$$p_n = \gamma_n h_x \tau_n; \quad (2.3)$$

бу ерда  $h, h_x$  – кўприкларнинг қирғоқ таянчлари учун  $G$  иловага, қувурлар бўғинлари учун  $H$  иловага мувофиқ аниқланадиган кўмиш баландлиги, м да;

$\gamma_n$  – грунтнинг норматив солиштирма оғирлиги кН/м<sup>3</sup> (тк/м<sup>3</sup>)да;

$C_v$  – қувурлар бўғинлари учун  $H$  иловага мувофиқ аниқланадиган вертикал босим коэффициенти;

$\tau_n$  – кўприкларнинг қирғоқ таянчларини кўмувчи грунтларнинг ён томондан норматив босимининг коэффиценти, у қуйидаги ифода билан аниқланади:

$$\tau_n = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right); \quad (2.4)$$

бу ерда  $\varphi_n$  – грунтнинг норматив ички ишқаланиш бурчаги, град;  $\gamma_n$  ва  $\varphi_n$  ларнинг қийматларини, қоидага кўра, иншоотни кўмишга мўлжалланган грунтлар намуналарини лаборатория текширишлари асосида қабул қилинади.

Техник лойиҳалашларда грунтнинг норматив босимини аниқлашда, кўмиш грунтининг солиштира оғирлигини  $\gamma_n = 17,7 \text{ кН/м}^3$  ( $1,80 \text{ тк/м}^3$ ), норматив ички ишқаланиш бурчаги  $\varphi_n$  ни қирғоқ таянчлари учун, қумлоқ (намликни сингдириб қуритадиган) грунтлар билан кўмилганда,  $35^\circ$  деб, тупроқ кўтарма тагидаги қувур бўғинлари учун  $30^\circ$  деб, қувурлар каллаклари учун  $25^\circ$  деб қабул этиш рухсат қилинади.

Кўприклар таянчига грунтнинг ўз оғирлигидан бўладиган норматив горизонтал (ён томонидан бўладиган) тенг таъсир этувчи босимни аниқлаш услуги G иловада келтирилган.

**\*2.7.** Норматив гидростатик босимни (сув салмоғи таъсирини) 7 қисм кўрсатмаларига биноан аниқлаш керак.

**\*2.8.** Бетоннинг ўтириши ва оқишининг норматив таъсирини нисбий деформациялар турида қабул қилиш керак ва конструкциялардаги зўриқишлар ва кўчишларни аниқлашда ҳисобга олиш керак. Бетон оқиши фақат доимий юклар таъсиридан аниқланади.

Кўрилаётган ишлаш даври учун ўтириш ва оқиш норматив деформациясининг қиймати 3 ва 5 қисмларнинг кўрсатмаларига биноан бетон ўтиришининг чегаравий нисбий деформацияси қиймати  $\varepsilon_n$  ва бетон оқишининг солиштира деформацияси  $c_n$  қийматларига кўра аниқланиши керак.

**\*2.9.** Ташқи статик ноаниқ туркумдаги оралиқ қурилма қўлланилганида кўприк таянчининг заминдаги грунтнинг чўкишидан бўладиган норматив таъсир ҳисобга олиниши керак ва пойдеворлар чўкишлари ҳисобининг натижаларига кўра қабул қилинади.

**\*2.10** 2.4–2.9 б. ларда кўрсатилган доимий юклар ва таъсирлар учун юкларга кўра ишончлилик коэффиценти 2.4 жадвалдагидек қабул қилиниши керак. Бу ерда, юк билан юкланадиган барча қисмларида, юкларнинг ҳар биттаси учун. Ҳар хил юкланган тармоқлар учун  $\gamma_f$  1.40 ва 1.41 б. лардагига кўра қабул қилинадиган, ҳолатнинг устиворлигига ҳисобланадиган ҳолдан бошқа барча ҳолларда,  $\gamma_f$  нинг қийматини бир хил олиш керак.

| Юкламалар ва таъсирлар   | Юкламаларга кўра ишончилилик коэффициенти<br>$\gamma_f$ |
|--|---|
| Ушбу жадвалдаги пастда кўрсатилганлардан ташқари барча юкламалар ва таъсирлар                                | 1,1 (0,9)   |
| Метрополитен ва трамвай йўллари, темир йўл тагидаги ҳаракат балластда ўтадиган кўприк полотносининг оғирлиги | 1,3 (0,9)   |
| Бетон ва темирбетон тахталардаги трамвай йўли тагидаги балластли кўприк полотносининг оғирлиги               | 1,2 (0,9)   |
| Автомобил йўллари ва шаҳарлар кўприklarининг текисловчи, намтўсгич ва ҳимояловчи қатламларининг оғирлиги     | 1,3 (0,9)   |
| Автомобил йўллари кўприklари пиёдалар йўлаклари ва юриш полотноси қопламаларининг оғирлиги                   | 1,5 (0,9)   |
| Шаҳар кўприklаридаги юқорида кўрсатилган жойлар қопламаларининг оғирлиги                                     | 2,0 (0,9)   |
| Кўприklардаги ёғоч конструкцияларнинг оғирлиги   | 1,2 (0,9)   |
| Тупрок кўтарма оғирлигидан бўладиган грунтнинг горизонтал йўналишдаги:                                       | 1,4 (0,7)   |
| кўприklар таянчларига бўладиган босими   | 1,3 (0,8)   |
| кувурлар бўғинларига бўладиган босими  |   |
| Бетоннинг оқиши ва ўтиришдан бўладиган таъсири   | 1,1 (0,9)   |
| Грунтларнинг чўкишининг таъсири  | 1,5 (0,5)   |

2.4 Жадвал

*Изоҳлар: 1. Ичкихўжаликлар ичидаги автомобил йўлларидаги кўприklар учун  $\gamma_f$  нинг қийматларини умумий фойдаланишдаги йўллардаги кўприklардагидек қилиб олиш керак.*

*2. Юкламаларнинг ноқулай биргаликдалигидан, уларнинг конструкция элементларига умумий таъсири кўпайиб кетадиган бўлганида  $\gamma_f$  нинг кўрстайилган қавс ичидаги қийматини қабул қилинади.*

## **ҲАРАКАТЛАНАЁТГАН ТАРКИБ ВА ПИЁДАЛАРДАН ТУШАДИГАН ВАҚТИНЧАЛИК ЮКЛАМАЛАР**

**\*2.11** Ҳаракатланаётган темир йўл таркибидан норматив вақтинчалик вертикал юкламани (СК) (темир йўлдаги транспорт воситаларининг келажак ривожини ҳисобга олган ҳолда) оғирлиklари 24, 5 кН (2,50К тк) бўлган, бир нуқтага тўпланган алоҳида юклар гуруҳидан ва интенсивлиги 9,81кН/м (1К тк/м) йўлда, бўлган тенг тарқалган юкламадан олинган энг кўп (максимал) эквивалент юкламалар  $\nu$  кН/м (тк/м) турида қабул қилиш керак.

Кўрсаткич К белгиланган юкламанинг классини билдиради, у капитал иншоотлар учун 14 га, ёғоч кўприklар учун 10 га тенг деб қабул қилинади.

Норматив юклама  $\nu$  нинг интенсивлигининг жадвали ва таъсир чизиqlарини кўрсатилган юклама билан юклаш қоидаси I иловада келтирилган, унда қабул қилинган белгилашлар:  $\lambda$  – таъсир чизиғи юкланган қисмининг

узушлиги, м да;  $\alpha = a/\lambda$  – таъсир чизиғи чўққисининг нисбатан ҳолати;  $a$  – таъсир чизиғи чўққисидан чекасигача кам масофада бўлган томонининг проекцияси.

$\alpha = a/\lambda = 0,5$  да йўлнинг 1 м га тўғри келадиган юкламанинг оғирлигини  $V$  нинг қийматига тенг деб қабул қилиш керак, аммо у 19,62К кН/м (2К тк/м) йўлдан ошмаслиги керак.

Юкланмаган ҳаракатланаётган таркибдан бўладиган вақтинчалик вертикал юкламани 13,7 кН/м (1,40 тк/м) йўлга тенг деб қабул қилиш керак.

Махсус, ҳаракатланаётган оғир темир йўл таркиби юриши мўлжалланган саноат корхоналарининг темир йўллари йўналишидаги кўприклар ва қувурларни ҳисоблаш учун норматив юкламани унинг мавжуд оғирлигини эътиборга олиб қабул қилиш керак.

Қуйида кўрсатилган ҳолларда, СК юкламани ҳисоблашларга поездларда фақат келажак локомотивлар ва вагонлар мавжудлигини ҳамда оғир транспортёрлар йўқлигини ҳисобга олувчи  $\varepsilon < 1$  коэффициент билан киритиш керак.

$\varepsilon$  СК юкламани қуйидаги ҳисоблашларда:

чидамлилиқка;

темирбетон конструкцияларни сейсмик юкламалар бўйича ёриқнинг очилишига, ҳамда барча йўллар юкланганда оралиқ қурилмаларнинг салқилиқларини ва таянчларнинг кўчишларини аниқлаётганда, иккинчи ва учинчи йўлларни юклаганда ҳисоблашнинг барча турларини бажарганда, қабул қилиш керак.

$\varepsilon$  коэффициентининг қийматини 2.5 жадвалдан аниқлаш лозим.

2.5 Жадвал

| Юклаш узунлиги<br>$\lambda$ , м | Коэффициент $\varepsilon$ |
|---------------------------------|---------------------------|
| 5 ва ундан кам                  | 1,00                      |
| 10 дан 25 гача                  | 0,85                      |
| 50 ва ундан кўп                 | 1,00                      |

$\lambda$  нинг орадаги қийматлари учун  $\varepsilon$  ни интерполяция қилиш билан аниқлаш керак.

*Изоҳ.* Агарда ҳисоблашларда  $\varepsilon$  коэффициентдан ташқари динамик коэффициент  $(1 + \mu \text{ ёки } 1 + 2/3 \mu)$  эътиборга олинса, улар қўпайтмасининг қиймати 1,0 дан кам олинмаслиги керак.

**\*2.12** Шаҳарлар, посёлкалар ва қишлоқ аҳоли пунктларидаги кўчалардаги ва йўллардаги ҳамда (умумий фойдаланишдаги, хўжаликлар ичидаги ва бошқа қишлоқ хўжалик кархоналарининг, ташкилотларининг) автомобил йўлларидаги ҳаракатланаётган таркибдан бўладиган норматив вақтинчалик вертикал юкламани (келажакни ҳисобга олган ҳолда) қабул қилинади:

а) автотранспорт воситаларидан – АК йўлаклари туридаги (2.1 расм, а) ҳар бир ўқига тенг 9,81К кН (1К тк) қийматдаги,  $P$  юк тушадиган иккита ўқли

аравадан ва  $\nu$ -интенсивлиги иккита изига  $0,98K$  кН/м ( $0,10K$  тк/м) тўғри келади.  $C$  - ғилдирканинг қатнов қисми конструкциясига сирғалиш узунлиги, м.

АК юклама билан трамвай йўллари ҳам юкланади, агар улар учун мўлжалланмаган полотнода бўлса.  $V$  даражали йўллар ва II-с, III-с даражали хўжалик ичидаги йўлларда жойлашган ёғоч кўприклар учун 8 деб олинувчи  $K$  барча кўприкларда 14 га баробар деб қабул қилиниши керак.

Реконструкция қилинаётган иншоотларда юклама классификацияга топшириққа асосан белгиланади, лекин 11 дан кам бўлмаслиги шарт. Худди шу класс тўғри келган вақтинчалик юклар учун ШНК 2.05.02-07 га асосан йўллардаги барча кўприкларда белгиланади.

б) ғилдиракли ва ўрмаловчи (занжирли) якка оғир юкламалардан (2.1 расм, в):

А14 юкламасига лойиҳаланадиган кўприклар ва қувурлар учун - умумий оғирлиги 981 кН (100 тк) бўлган (тўртта ўқли битта машинадан) ғилдиракли юклама НК-100 тушади;

А11 юкига лойиҳаланадиган кўприклар ва қувурлар учун умумий оғирлиги 785 кН (80 тк) бўлган (тўртта ўқли битта машинадан) НК-80 юклама тушади;

А8 юкига лойиҳаланадиган кўприклар ва қувурлар учун умумий оғирлиги 588 кН (60 тк) бўлган ўрмаловчи юклама (битта машинадан) НГ-60 тушади;

А8 юкига лойиҳаланадиган кўприк қатнов қисми элементларини 108 кН (11 тк) га тенг бўлган битта ўқли босимга (2.1 расм, б), А 11 юки учун эса – 137 кН (14 тк) тенг босимга текшириш керак,

в) метрополитеннинг ҳаракатланаётган таркибининг ҳар қайси йўлига - ҳар бир вагонга умумий оғирлиги 588 кН (60 тк) юклама ортилган тўртта ўқли (2.1 расм, г), вагонлардан ташкил топган ҳисобий узунликдаги поезд таркиби шаклида қабул қилинади. Таъсир чизиғининг бир хил белгили иккита ёки учта қисмини тўла юклаганда, у қисмларни ажратиб турувчи бошқа белгили қисмларини ҳар бирининг оғирлиги 294 кН (30 тк) бўлган бўш вагонлар билан юклаш керак;

г) йўлдаги трамвайдан тушадиган юк (трамвай йўлларининг ўзича ажратилган ёки алоҳида полотнода жойлашганида), ҳар биттасининг умумий оғирлиги 294 кН (30 тк) юкланган, 147 кН (15 тк) юкланмаган тўртта ўқли вагондан (2.1 расм, д), иборат поезд турида; битта поездга вагонлар сони тўрттадан кўп эмас, ёнма-ён жойлашган поездларнинг чеккаларидаги ўқларини орасидаги масофа камида 8,5 м бўлиши керак деган чеклашларга риоя қилган ҳолда поезддаги вагонларнинг сони ва поездлар орасидаги масофалар энг ноқулай юклаш шароитига тўғри келадиган қилиб юкланиши керак.

Кўрсатилган юкламалар билан юкланганда, ҳисобланаётган элементларда энг катта зўриқишларни, конструкциянинг нормада кўрсатилган жойларида максимал силжишларни (деформацияларни) ҳосил этадиган бўлишлари керак.

Бу ерда барча ҳолларда АК юки учун қуйидаги шартлар бажарилиши керак:

ҳар хил белгили, учта ёки ундан кўп бўлган бўлакли таъсир чизиқлар бор бўлганида, кўриляётган белги учун зўриқишнинг (силжишнинг) энг катта

қийматини берадиган бўлаги арава билан, шу белгидаги зўриқишни (силжишни) ҳосил қиладиган барча бўлақлар (узунасига зарурий узилишлар билан) юкланиши керак;

кўприкда жойлашадиган юк йўлаги сони белгиланган ҳаракат йўлаги сонидан ошмаслиги керак;

қўшма йўлакли юкланиш ўқларининг орасидаги масофа 3,0 м дан кам бўлмаслиги керак;

ҳар қайси томонга кўп йўлакли ҳаракат бўлганида ва кўприкда ажратувчи тасма бўлмаганида, ҳар битта йўналишдаги юкламанинг чапдаги (ички) чекка йўлагининг ўқи ҳаракатлар йўналишини ажратиб турадиган чизикқа ёки кўприкнинг ўқ чизигига 1,5 м дан яқин масофада жойлашмаслиги керак.

Кўприк конструкцияларини мустаҳкамликка ва устиворликка ҳисоблашларда АК юкмаси таъсирининг иккита ҳолати кўрилиши керак:

*биринчисида* – ўтиш қисмида (бунга хавфсизлик йўлақлари кирмайди) ҳаракат йўлақлари сонидан ошмайдиган юклама йўлақлари сонини ноқулай ҳолатда жойлаш кўзда тутилади;

*иккинчисида* – пиёдалар йўлаги юкланмаган ҳолда, ўтиш полотносининг барча кенглиги бўйлаб (хавфсизлик йўлақлари билан бирга) иккита йўлакли юклаш (битта йўлакли кўприкларда – битта йўлакли юклаш) кўзда тутилиши керак.

Биринчи ҳолатда АК юкмасининг чеккадаги қаторининг ўқи ўтиш қисми чеккасидан, иккинчи ҳолатда ўтиш полотноси тўсиғидан (бордюрдан) 1,5 м дан кам бўлмаган масофада жойлашган бўлишлари керак.

Конструкцияни чидамлилиқка ва иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатига кўра ҳисоблашларда АК нинг фақат биринчи ҳолатдаги жойлашгандаги таъсири кўрилиши керак.

Кўрилаётган кесимда, бир нечта куч омилларининг биргалиқдаги таъсирини аниқлаётганда, АК юкмасини ҳар битта омил учун энг ноқулай ҳолатга жойлаштириш руҳсат қилинади.

Метрополитен йўли тагидаги (бошқа ҳаракат билан бирлаштирилмаган) кўприкларни биринчи гуруҳ чегаравий ҳолларига ҳисоблашларда, унинг битта йўлини динамик таъсир кўрсатмайдиган аммо узунлиги ҳисобий поездникидан катта (икки баробаргача) поезд билан юклашга текширилиб кўрилиши керак. Бу ҳолда, иккита йўлли кўприкларда иккинчи йўл ҳисобий узунликдаги поезд билан юкланиши керак.

Оғир якка жойланадиган юкламалар НК-100, НК-80 ва НГ-60 ни, ҳаракат йўналиши бўйлаб ўтиш қисмининг хоҳлаган участкасида (хавфсизлик йўлаги бунга кирмайди) жойлаштириш керак; улар учун эквивалент юкламалар J иловада келтирилган. НК юкламанинг ўқи ўтиш қисмининг чеккасига 1,75 м дан кам бўлмаганда жойлаштирилиши керак. Бундан ташқари иккиланган 12 м масофада жойлашган (биринчи юкнинг охириги ўқи ва иккинчи юкнинг олдинги ўқи) НК юкмаси таъсирига 0,75 га тенг бўлган пасайтириш коэффицентини инобатга олиб текшириш керак.

Изоҳлар: 1. Агарда кўприкда эни 3 м ва ундан катта бўлган, тўсилмаган ажратилиш йўлаги кўзда тутилган бўлса, кўприкни вақтинчалик вертикал юклар билан юклайтганда, келажакда ажратувчи йўлакни ҳам ҳаракат ўтказишга фойдаланиши мумкин бўлишлигини ҳисобга олиши керак.

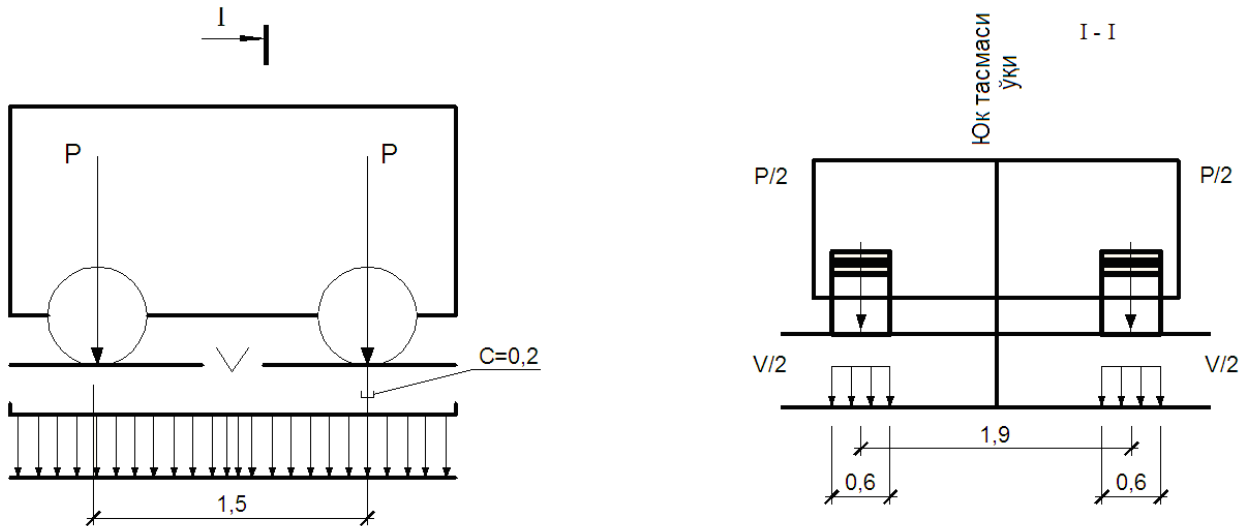
2. Чидамликка ва ёрилмасликка ҳисобланаётганда НК-100, НК-80 ва НГ-60 юклар билан ҳисобга олинмайди ҳамда улар пиёдалар йўлакларидagi вақтинчалик юклар билан сейсмик кучлар билан биргаликда ҳисобланмайди. Иккинчи чегаравий ҳолат ҳисоблашларида НК юклар 0,8 коэффициентини билан олинади.

3. Трамвай йўллари автотранспорт воситаларидан (2.12, а, б.) тушадиган юклар билан юклаганда АК юклар йўлакларини трамвай йўллари ўқлари билан устма-уст бўладиган этиб жойлаш керак.

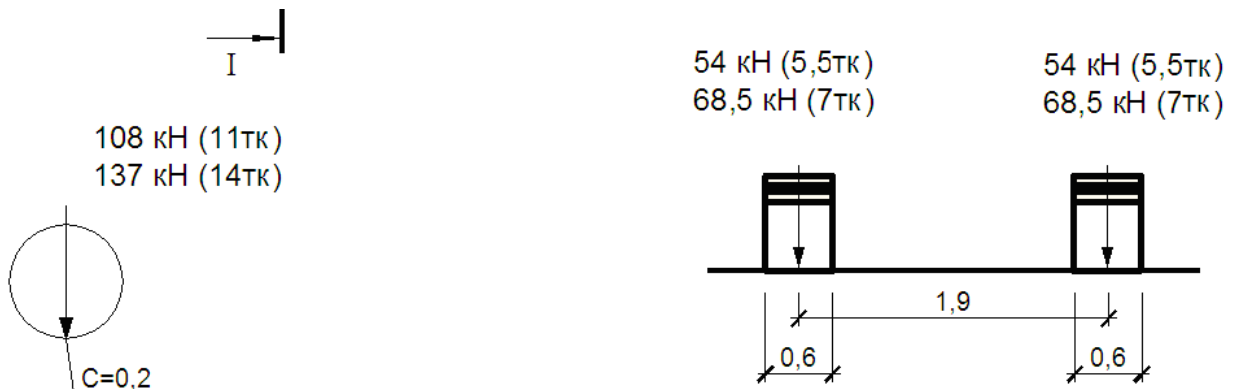
4. Ўтиш қисмидаги қопламанинг қалинлиги чегарасида босимнинг тарқалишини 45% бурчак остида қабул этиши лозим.

5. V техник даражадаги катта ва ўрта кўприкларни А8 ва НГ-60 юкларга лойиҳалашга асос бўлган ҳолда, “Ўзавтйўл” ДАК ва ЎЗР Давархитектқурилиши билан келишган ҳолда руҳсат этилади.

а)



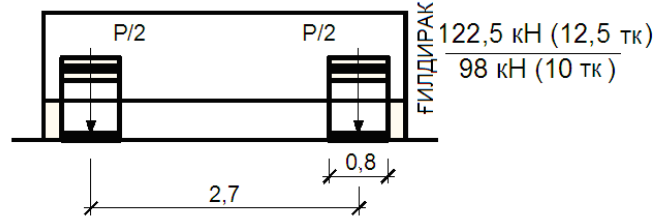
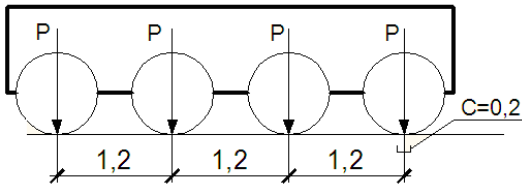
б)



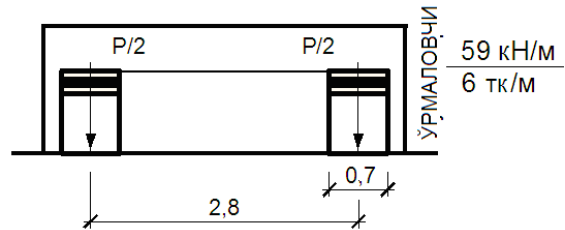
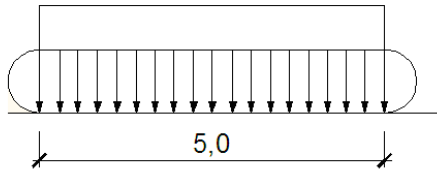
в)



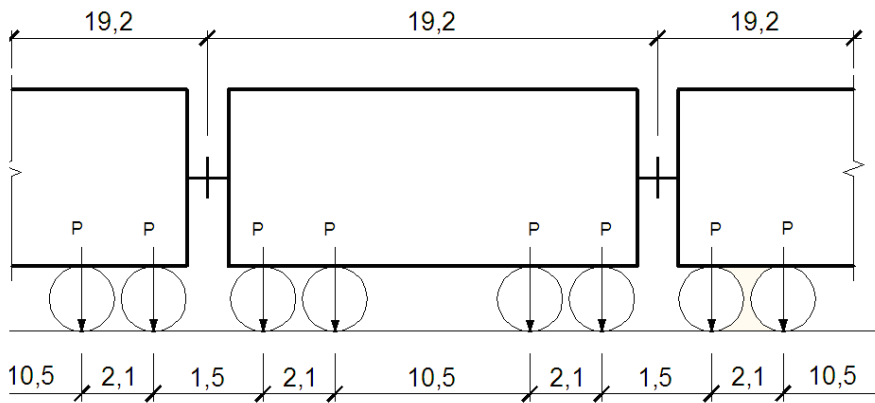
НК-100, НК-80



НГ-60

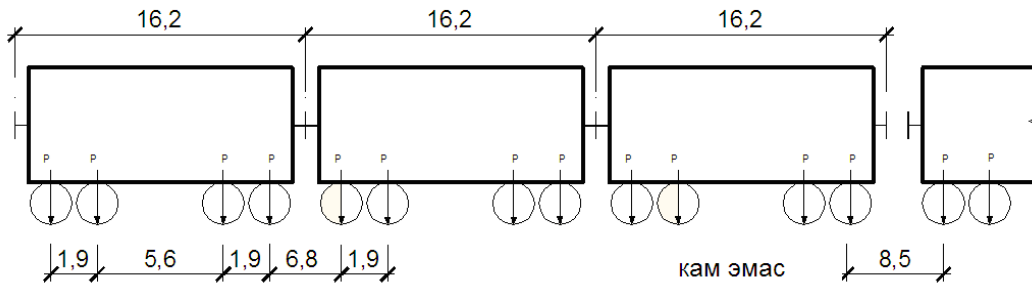


г)



ЎҚГА ЮК  
147кН (15тк)

д)



ЎҚГА ЮК  
73,5 кН (7,5тк)

**2.1 расм. Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarини ҳисоблаш учун, ҳаракатланаётган таркибдан тушаётган юклар (таъсирлар) нинг схемалари.**

*a* – интенсивлиги *V* бўлган, тенг тарқалган юк йўлаги ва ўқига *P* босимли якка жойлашган арава шаклдаги АК автомобил юклараси; *b* – А11 ва А8 юкларасига лойиҳаланадиган кўприklarнинг ўтиш қисмини текшириш учун керакли битта ўққа тушаётган юклараси; *v* – оғир НК -100, НК-80, НГ-60 юкларалари; *z* –метрополитен поездлари; *d* –трамвай поездлари.

**\*2.13** Муҳим катталиқдаги юклараси кўтарадиган автомобиллар юрадиган саноат корханалари йўлларидаги ҳаракатланаётган таркибдан тушадиган ва уларга умумий фойдаланишдаги автотранспорт воситаларининг оғирлик ва габарит параметрларини чеклашлари тааллуқли бўлмайдиган норматив вертикал юкларанинг кўрсаткичлари (параметрлари) 2.6 жадвалда

келтирилган иккита ўқли АБ автомобиллар колоннаси турида қабул қилиш керак.

2.6 Жадвал

| Кўрсаткичлар   | Юкламалар |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
|  | АБ-51     | АБ-74     | АБ-151     |
| Юкламали автомобилнинг ўқига тушадиган юклама, кН (тк):                              |           |           |            |
| орқадаги   | 333(34,0) | 490(50,0) | 990(101,0) |
| олдинги  | 167(17,0) | 235(24,0) | 490(50,0)  |
| Автомобил ўқлари орасидаги масофа (база), м  | 3,5       | 4,2       | 4,5        |
| Энининг габарити (орқа ўқ ғилдиракларига кўра), м                                    | 3,5       | 3,8       | 5,4        |
| Ғилдирак излар эни, м ғилдиракларнинг:   |           |           |            |
| орқадаги   | 2,4       | 2,5       | 3,75       |
| олдинги  | 2,8       | 2,8       | 4,1        |
| Ўтиш қисми билан орқа ғилдираклари тегиб турадиган майдонча энининг ўлчамлари, м да: |           |           |            |
| узунасига  | 0,40      | 0,45      | 0,80       |
| энига  | 1,10      | 1,30      | 1,65       |
| Ғилдираклар диаметри, м  | 1,5       | 1,8       | 2,5        |

Лойиҳалашда қуйидаги ҳолатларни ҳам кўриш керак:

а) ушбу нормада ҳисобга олинган, динамик таъсир кўрсатадиган автомобиллар колоннасининг кўприкдаги ҳаракатини;

б) кўприкда, ҳисобий автомобилнинг мажбуран тўхташ ҳолатини (динамик таъсир кўрсатмайди).

«а» ҳолда ҳар битта қатордаги автомобилларнинг орқа ва олдинги ўқлари орасидаги масофа:

АБ-51 ва АБ-74 юкламалари учун 20 м дан;

АБ-151 юкламаси учун 26 м дан кам бўлмасин.

Колонналарни, 2.7 жадвалда кўрсатилган масофаларда, кўприкнинг энига энг ноқулай ҳолатда жойлаштириш керак ва қаторлар сони ҳаракат йўлаклари сонидан ошмаслиги зарур.

«б» ҳолда кўприк, автомобиллар сони учтадан кўп бўлмаган битта колонна (қатор) билан юкланади. Ёнма-ён жойлашган автомобилларнинг орқа ва олдинги ўқлари орасидаги масофа АБ-51 ва АБ-74 юкламалари учун 8 м дан, АБ-151 юкламаси учун 10 м дан кам бўлмасликлари керак. Бошқа тасмаларда жойлашадиган автомобиллар сони биттадан кўп бўлмаслиги керак. Колонна бўлиб ва якка турадиган автомобиллар, 2.7 жадвалда кўрсатилган масофаларга риоя қилган шолда, кўприк эни бўйлаб энг ноқулай ҳолатда жойлаштирилади.

2.7 Жадвал

| Кўприкнинг эни бўйлаб<br>масофалар  | Энг кам ўлчами, м да<br>юкламалар учун |            |            |
|---|--|------------|------------|
|   | АБ-51                                  | АБ-74      | АБ-151     |
| Тўсиқдан автомобилнинг орқа ғилдираги<br>чеккасигача:<br>ҳаракатдагилариники<br>жойида турганлариники                               | 1,0                                    | 1,2        | 1,6        |
| Ёнма-ён турган автомобилларнинг орқа<br>ғилдиракларининг чекка қирралари орасидаги:<br>ҳаракатдагилариники<br>жойида турганлариники | 1,9<br>0,5                             | 2,0<br>0,7 | 2,5<br>1,0 |

АБ юкламанинг, якка турган автомобилдан ва жойида турган, ҳамда ҳаракатланувчи ушбу автомобиллардан (автомобиллар орасидаги минимал масофалар белгиланган ҳолда) учбурчак шаклдаги таъсир чизиқлари учун эквивалент юкламалар К иловада келтирилган.

*Изоҳ. Ҳисобий эни 2,5 дан катта, орқадаги тиркамасининг босими 196 кН (20 тк) дан кам бўлган саноат корхоналари йўлларидаги кўприклар ва қувурларни А-14 ва НК-100 юкламаларига лойиҳалаш керак.*

**2.14** Бир нечта йўл ёки ҳаракат йўлакларидан вақтинчалик юкламани қабул қиладиган кўприк элементлари ёки айрим конструкциялари учун, барча ҳисоблашларда битта йўлдан ёки ҳаракатланувчи таркибдан (ушбу юклама энг ноқулай натижаларга олиб келадиган) тушадиган юкламани  $s_1 = 1,0$  коэффиценти билан қабул қилиш керак.

Қолган йўл (йўлак) лардаги юкламаларни  $s_1$  коэффицентининг қийматини қуйидагиларга:

а)  $\varepsilon$ СК юкламани (бир вақтнинг ўзида учтадан кўп бўлмаган йўл юкланади) юкланадиган жой узунлиги 15 м ва ундан кам бўлганида 1,0 га тенг қилиб, 25 м ва ундан кўп бўлганида 0,7 га тенг қилиб, узунлиқлар оралиқларидаги қийматлар учун интерполяция қилиб қабул қилинади;

б) АК юкламалардан арава ва тенг тарқалган қисми учун 0,6 га тенг қилиб қабул қилинади;

в) АБ юкмаси учун 0,7 га тенг этиб қабул этилади;

г) метрополитен ва трамвайлар поездлари учун 1,0 га тенг этиб қабул қилинади.

**2.15** Автомобил ҳаракатлари йўлакларини (пиёдалар йўлаклари билан биргаликда) ва рельсли йўлларни (темир йўлларининг, метрополитен ёки трамвайларнинг) бир ва иккита юклаганда, кам таъсир кўрсатадиган вақтинчалик вертикал юкламани (горизонтал юкламани ҳам) қуйидаги ифодалар билан аниқланадиган  $s_2$  коэффицентини ҳисоблашларга киритиш керак:

темир йўл йўлларини автомобил ҳаракати йўлаклари билан бир вақтда юкланганда

$$s_2 = 1 - 0,010\lambda, \text{ аммо } 0,75 \text{ дан кам эмас; } \quad (2.5)$$

метрополитен ёки трамвай йўллари автомобили ҳаракати йўлаклари билан бир вақтда юкланганда

$$s_2 = 1 - 0,002\lambda, \text{ аммо } 0,75 \text{ дан кам эмас; } \quad (2.6)$$

бу ерда,  $\lambda$  – оралиқ курилманинг кам миқдордаги таъсир этувчи юклама билан юкланиш узунлиги, м, да.

**2.16** Кўприкларнинг қирғоқ таянчларига ва орқадаги конуслар ичида жойлашган бўлганида, оралиқ таянчларига ҳам грунтларнинг ўпирилиш призмасида жойлашган ҳаракатланаётган таркибдан бўладиган норматив горизонтал (ён томонга) босимини юкламанинг грунтда рельс тавонида ёки йўл қопламаси устидан вертикалга  $\text{arc tg } 1/2$  бурчак остида тарқалишини ҳисобга олган ҳолда қабул қилинади ва  $L$  иловага асосан аниқланади.

*Изоҳ: Ўпирилиш призмаси устида жойлашган ҳаракатланаётган таркибдан қирғоқ таянчига бўладиган грунтнинг горизонтал (ён томонга) босими сейсмик таъсир билан биргаликда ҳисобга олинмайди.*

**\*2.17** Қувурларнинг бўғинларига (секциялар), уларнинг ташқи юзасининг тегишли проекцияларига ҳаракатланаётган таркибдан бўладиган грунтнинг норматив босими  $kPa$  ( $тк/м^2$ ), унинг грунтдаги тарқалишини ҳисобга олиб, куйидаги ифодалар билан аниқланади:

а) вертикал босими

темир йўлларнинг ҳаракатланаётган таркибидан бўладигани

$$p_v = \frac{v}{2,7 + h}; \quad (2.7)$$

автомобил ва шаҳар йўлларида (ҳисоблаш ўтказилмайдиган АК юкламасидан ташқари бошқа юкламалардан) ва АВ автомобиллари юрадиган санат корхоналари йўлларидаги транспорт воситаларидан бўладиган

$$p_v = \frac{\psi}{a_0 + h}; \quad (2.8)$$

б) горизонтал босими

$$p_h = p_v \tau_n; \quad (2.9)$$

бу ерда,  $v$  – I илованинг I.1 жадвалидан, олинадиган, юклаш узунлиги  $\lambda = d + h$  ва таъсир чизиғи чўққисининг ҳолати  $\alpha = 0,5$  бўлгандаги темир йўлларнинг ҳаракатланаётган таркибидан бўладиган вақтинчалик вертикал юкламанинг интенсивлиги, аммо  $19,6K$   $кН/м$  ( $2K$   $тк/м$ ) дан кўп бўлмаган қиймат;

$d$  – бўғиннинг ташқи контури диаметри (эни), м;

$h$  – рельс тавонидан ёки йўл қопламаси устидан вертикал босимни аниқлаётганда бўғин устигача бўлган ёки горизонтал (ён томонга) босимни аниқлаётганда, кўриляётган ўртача масофа, м;

$\tau_n$  – (2.4) ифодага биноан аниқланадиган коэффициент;

$\psi$  – 2.8 жадвалдан олинадиган чизиқли юклама,  $кН/м$  ( $тк/м$ )да;

$a_0$  – 2.8 жадвалдан олинадиган тарқалиш участкасининг узунлиги, м, да.

2.8 Жадвал

| Кўрсаткич | Юкламалар учун                                   |                  |                  |             |                  |             |                |             |
|-----------|--|------------------|------------------|-------------|------------------|-------------|----------------|-------------|
|           | НК-100   | НК-80            | АБ-51            |             | АБ-74            |             | АБ-151         |             |
|           | кўмадиган тупроқ балайдлиги <sup>1)</sup> , м да |                  |                  |             |                  |             |                |             |
|           | 1 ва ундан кўп                                   | 1,5 ва ундан кўп | 1,3 ва ундан кўп | 1,3 дан кам | 1,9 ва ундан кўп | 1,9 дан кам | 3 ва ундан кўп | 3 дан кам   |
| $\psi$    | 233<br>(24)                                      | 186<br>(19)      | 186<br>(19)      | 42<br>(4,3) | 186<br>(19)      | 66<br>(6,7) | 186<br>(19)    | 93<br>(9,5) |
| $a_0$     | 3  | 3                | 3                | -0,3        | 3                | -0,15       | 3              | 0           |

<sup>1)</sup> НК-100 ва НК-80 юки таъсир этганда кўмадиган тупроқ баландлиги  $h$  1 м дан кам ёки НК-60 юки таъсир этганида эса  $h$  1,5 м дан кам бўлганида, қувурнинг кўриладиган қисмидаги босим микдорини, унинг грунтда вертикалга  $arctg 1/2$  бурчаги остида тарқалишини ҳисобга олган ҳолда аниқлаш керак.

**\*2.18.** Бўйлама ўқи эгри бўлган кўприклар учун марказдан қочувчи кучлардан бўладиган норматив горизонтал кўндаланг юкламаларни ҳар битта йўлдан ёки ҳаракат йўлагидан тенг тарқаган интенсивлиги  $v_h$  бўлган юк ёки нуқтага қўйилган яқка кучни  $F_h$  турида қабул қилиш керак.  $v_h$  ва  $F_h$  қийматларини қуйидагича қабул қилиш зарур:

а) умумий тармоқдаги темир йўл кўприкларида ҳаракатланаётган таркибдан бўладиган С14 юкламасига лойиҳаланганда:

$$v_h = \frac{180}{r} v, \text{ аммо } 0,15 v \text{ дан кўп эмас ;}$$

С10 юкламасига лойиҳаланганда –  $v_h = \frac{60}{r} v$ , аммо  $0,15 v$  дан кўп эмас ,

бу ерда,  $r$  – эгрилик радиуси, м, да;  $v$  – 2.11 б. га биноан қабул қилинадиган ҳаракатланаётган таркибдан бўладиган оғирлик кН/м (тк/м) йўлда;

б) корхоналарнинг темир йўллари кўприкларидаги ҳаракатланаётган таркибдан қуйидаги ифодага кўра:

$$v_h = 0,008 \frac{V_t}{r} v, \quad (2.10)$$

бу ерда  $v_t$  – берилган радиусдаги эгриликда поезд ҳаракати учун белгиланган энг катта тезлик, км/соат;

в) метрополитен ва трамвай поездларидан, қуйидаги ифодага кўра:

$$v_h = u \frac{V_t^2}{r}; \quad (2.11)$$

бу ерда  $u$  – метрополитен поездлари учун 0,241 кН (соат/км<sup>2</sup>) [0,0246 тк (соат/км<sup>2</sup>)], трамвай поездлари учун 0,143 кН (соат/км<sup>2</sup>) [0,0146 тк (соат/км<sup>2</sup>)] га тенг бўлган микдор.

г) барча кўприклар учун АК юкидан эгрилик радиуси:

250 м ва ундан кам бўлганида

$$v_h = \frac{P}{\lambda} K; \quad (2.12)$$

ифодаси билан, 250 м дан катта ва 600 м гача бўлганида қуйидагича

$$v_h = \frac{M}{r\lambda} K; \quad (2.13)$$

лекин, барча ҳолатларда  $v_h$  қийматлари  $\frac{12,7}{r} K$  кН/м ( $\frac{1,3}{r} K$  тк/м) дан кам ва 0,49К кН/м (0,050К тк/м) дан кўп бўлмасликлари шарт, бу ерда,  $P$  – 4,4 кН (0,45тк) га баробар куч;  $M$  – 1079 кН·м (110 тк/м) га баробар момент; радиуси 600 м бўлганда юкламаларига оғирлик марказдан қочувчи кучлар кўприкларини ҳисоблашларда эътиборга олинмайди. Барча ҳолатлар учун  $v_h$  қийматлари  $\frac{1,3}{r} K$  (кН/м) дан кам ва 0,5К (кН/м) дан кўп бўлмасликлари шарт

д) саноат корхоналари йўлларидаги эгрилик радиуси 400 м ва ундан кам бўлганда (ундан катта радиусдаги эгриликда, ҳисоблашларда марказдан қочувчи кучдан бўладиган юк эътиборга олинмайди) АБ юкласидан қуйидаги ифодага кўра

$$F_h = \frac{20G}{r}; \quad (2.14)$$

бу ерда,  $G$  – 2.6 жадвалдан олинган битта автомобил оғирлиги (олдинги ва орқадаги ўқларга тушадиган юк йиғиндиси).

Кўп йўлли (кўп қаторли) ҳаракат бўлганида  $v_h$  ва  $F_h$  ларнинг қийматларини 2.14 б. да кўрсатилгандан  $s_1$  коэффиценти билан ҳисобга олиш керак. Бу ҳолда АК автомобил юки билан юкланадиган барча ҳаракат йўлакларидан битта йўлак (қатор) дан ташқари бўладиган  $v_h$  ни  $s_1 = 0,6$  коэффиценти билан олинади.

$v_h$  ва  $F_h$  юкламаларининг қўйилиш баландлигини (рельсинг тепа қисмидан ёки ўтиш қисми қопламасининг устки юзасидан) қуйидаги микдорларда қабул этиш керак, м, да:

2,2 – темир йўлларнинг ҳаракатланувчи таркиби учун;

2,0 – метрополитен ва трамвай учун;

1,5 – АК юкламали транспорт воситалари учун;

2,2; 2,5 ва 3,1–АБ-51, АБ-74 ва АБ-151 юкламалари учун.

*Изоҳ.* НК-100, НК-80 ва НГ-60 юкламаларига оғирлик марказдан қочувчи кучлар кўприкларни ҳисоблашларда эътиборга олинмайди.

**\*2.19.** Кўприкларда ҳаракатланаётган таркиб зарбасидан бўладиган норматив горизонтал кўндаланг юкламани, йўллар ёки ҳаракат йўлаги сонларидан қатъий назар қуйидагича аниқлаш керак:

а) рельсли йўллардаги ҳаракатланаётган таркибдан, унинг устки қисми тепасининг сатҳига қўйилган тенг тарқалган юк турида ва уларнинг қийматлари:

темир йўл поездлари учун – 0,59К кН/м (0,06К тк/м) га;

метрополитен поездлари учун – 1,96 кН/м (0,2 тк/м) га;

трамвай поездлари учун – 1,47 кН/м (0,15 тк/м) га;

тенг этиб қабул қилинади, бунда К – СК юкламанинг классси;

б) АК автомобил юкмасидан ўтиш қисми қопламасининг устки юзаси сатҳига қўйилган, 0,39К кН/м (0,04К тк/м) га баробар тенг тарқалган юклама турида ёки 5,9К кН/м (0,6К тк/м) га нуктага қўйилган куч турида;

в) АБ юкмасидан қиймати  $0,2G$  га тенг, ўтиш қисми қопламасининг устки юзаси сатҳига ёки унинг тўсиғига қўйилган жамланган куч таъсири турида, бу ерда  $G$  2.6 жадвалдан аниқланадиган битта автомобил оғирлиги (олдига ва орқа ўқларга тушадиган юкламалар йиғиндиси).

Ўтиш қисми тўсиқлари элементларини ва уларнинг маҳкамланишларини ҳисоблашда горизонтал юкларни қуйидагича қабул қилиш лозим:

а) автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларида:

бикрлиги катта туташ темирбетон парапет тўсиқлар учун ўтиш сатҳидан тўсиқ баландлигининг  $2/3$  қисмидаги масофада 1 м – узунликка тарқатиб қўйилган 11,8К кН (1,2К тк) га баробар кўндаланг юк турида;

бордюрлар учун – 0,5 м узунликка тарқалган ва унинг тепаси сатҳига қўйилган 5,9К кН (0,6К тк) қийматли кўндаланг юклама турида;

металл панжарали, бикрлиги нисбатан камроқ тўсиқларнинг консол устунлари учун (уларнинг орасидаги масофа 2,5 дан 3,0 м гача бўлганида) йўналтирувчи тахтачалар сатҳида бир вақтда таъсир этадиган жамланган куч турида ва қуйидаги қийматларда:

ҳаракатда кўндаланг йўналишда – 4,41К кН (0,45К тк) га;

ҳаракат йўналишида – 2,45К кН (0,25К тк) га,

бу ерда К – АК юкмаси классси.

Металл панжарали тўсиқлар учун узлуксиз йўналтирувчи тахтачалар бўлганида кўприк йўналишида таъсир этувчи юкламани қатор жойлашган тўртта устунга тарқатиб қабул қилиш рухсат этилади.

ГОСТ 26804-86 га асосан тайёрланган металл панжаралар туридаги тўсиқлар элементларини горизонтал юкламалар таъсирига ҳисобланмайди.

Панжарали тўсиқларнинг болтларини торттириб қўйган тугунларининг маҳкамловчи қисмлари қуйидаги ҳолатларга текширилиши керак:

қирқилишга ишлашига жавоб берадиган маҳкамловчи тўртта болтларининг горизонтал зўриқишига;

иккита ёнма-ён жойлашган болтларнинг узилишига тўғри келадиган зўриқишдан ҳосил бўладиган тескари томондаги қовурғага нисбатан моментга.

НК-100, НК-80 ва НГ-60 юкламаларининг зарбасидан бўладиган кўндаланг юкламалар ҳисобга олинмайди;

б) саноат корхоналарининг йўлларидаги кўприкларда (АБ юкламасидан) тўсиқнинг (парапет ёки бордюру) устки қисмидаги, ўлчамлари – баландлиги ва узунлиги йўналишларида қуйидаги қийматлардаги юзага тенг тарқалган босим турида (аввалги «в» б. да кўрсатилган нуқтага қўйилган 0,2Gга тенг кучдан ҳосил бўладиган):

|              |       |
|--------------|-------|
| АБ-51 .....  | 20x45 |
| АБ-74 .....  | 25x50 |
| АБ-151 ..... | 30x60 |

*Изоҳ. Саноат корхоналарининг темир йўлларидаги кўприклар учун ҳаракатланаётган таркиб зарбасидан бўладиган норматив горизонтал кўндаланг юкламани, ҳаракатнинг максимал тезлиги 40 км/соат гача деб чекланганда, 0,3К кН/м (0,03К тк/м) га, ҳаракат тезлиги 80 км/соат ва ундан катта бўлганида – умумий тармоқдаги темир йўллар учун мўлжалланган миқдордагига тенг этиб қабул қилинади («а» бандчани кўринг).*

**2.20.** Ҳаракатланаётган таркибнинг тўхташидан ёки тортиш кучидан бўладиган норматив горизонтал бўйлама йўналишдаги юкламани қуйидагиларга тенг деб қабул қилинади:

а) кўприкларнинг таянчлари ва оралиқ қурилмаларининг элементларини ҳисоблаётганда ҳаракатланаётган юкламанинг норматив оғирлигининг % миқдорида:

СК темир йўл юкидан, метрополитен ва трамвайлардан – 10;

АК юкламасининг тенг тарқалган шаклдаги қисмидан (аравача оғирлиги юклар таркибида ҳисобга олинмайди) – 50, аммо 7,8К кН (0,8К тк) дан кам эмас ва 24,5К кН (2,5К тк)дан кўп эмас;

АБ-51 ва АБ-74 юкламаларидан (битта автомобил оғирлигига) – 45 дан ( $\lambda \leq 20$ м бўлганида) 60 гача ( $\lambda \geq 60$  м бўлганида);

АБ-151 юкламасидан (битта автомобил оғирлигига 30 дан ( $\lambda \leq 25$ м бўлганида) 40 гача ( $\lambda \geq 60$ м бўлганида);  $\lambda$  нинг оралиқлардаги қийматлари юқоридаги рақамлар асосида ҳисоблаб топилади;

б) I-III, I-в, II-к, II-в, II-к, III-в, III-к, IV-в, IV-к даражали автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларининг деформациявий (кўндаланг) чокларини ҳисоблашда – 6,86К кН (0,7К тк);

IV ва V даражали, ҳамда хўжалик ичидаги йўлларида – 4,9К кН (0,5К тк);

АБ юкламасига мўлжалланган саноат корхоналари йўлларидагида – ҳисобий автомобил оғирлигининг 50%.

«а» ҳолдаги ҳисоблашларда горизонтал бўйлама юкламанинг қўйилиш баландлигини 2.18 б. га мувофиқ олмоқ керак.

Деформациявий чокни ҳисоблашда горизонтал бўйлама юкламани утиш сатҳига қўйиш ва бири иккинчисидан, АК юкламаси учун 1,9 га тенг масофада, АБ юкламаси учун 2.6 жадвалда кўрсатилгандек, ортки ғилдиракларининг



излари энига баробар масофада жойлашган, ўзаро тенг бўлган иккита кучлар турида қабул қилмоқ керак.

Пастда кўрсатилган ҳолларда, бўйлама юкламани қуйидагича қабул қилмоқ керак:

темир йўл йўналишлари иккита бўлганида биттасидан, иккита ва ундан кўп бўлганида иккитасидан;

кўприкдаги автомобил ҳаракати йўлаклари сони ҳар қанча бўлганида – фақат битта йўналишдаги йўлаклардан, агарда келажакда ҳаракатни бутун энига бир томонлама юрадиган қилиш мўлжалланганда, у ҳолда ҳаракат йўлакларининг барчасидан.

Барча ҳолларда 2.14 б. талабларига биноан  $s_1$  коэффицентини ҳисобга олмоқ керак. Транспорт таркибидан ҳосил бўлувчи қирғоқ таянчларининг грунт бузилиш призмасида жойлашган бўйлама юклама ҳисобга олинмайди.

Тўсинли оралик қурилмали кўприкларда бўйлама юкламани, ушбу сатхларда қўйиш рухсат этилади:

қирғоқ таянчларни ҳисоблашда - ўтиш қисмининг устки сатҳида;

оралиқ таянчларни ҳисоблашда - юкламани кўчиришдан бўладиган момент таъсирини ҳисобга олмасликни рухсат этган ҳолда, таянчларнинг маркази сатҳида.

Қўзғалмас таянчга бериладиган, тўхтатишдан ёки тортиш кучидан бўладиган бўйлама кучни, оралик қурилмага таъсир этувчи бўйлама кучнинг тўла қийматидан 100% миқдорида қабул қилинади. Таянчга, кичик ораликли томонида узлукли туркумдаги оралик қурилма ишлатилиб, унинг тагига қўзғалмас таянч қўйилган ҳолдан ташқари, юқорида кўрсатилгандек шароитда шу таянч ўрнатилган қўшни оралик қурилманинг қўзғалувчан таянчида юз берадиган бўйлама кучни ҳисобга олмаслик керак. Кичик ораликли томонига қўзғалмас, катта ораликли томонига эса қўзғалувчан таянч ўрнатилганида ва оралик қурилмалари узлукли бўлса, таянчга бериладиган кучни иккала томонидаги таянчлари орқали бериладиган бўйлама кучлар йиғиндисига тенг этиб қабул этиш керак, лекин у қиймат, катта узунликдаги оралик томонига қўзғалмас таянч қўйган ҳолда юз берадиган куч миқдоридан кўп бўлмаслиги керак. Узлуксиз ва ҳароратга узлуксиз оралик қурилмаларининг қўзғалмас таянчларидан таянчга бериладиган кучни ҳисоблаш билан асосланган ҳолларда, оралик қурилманинг бутун узунасидан бўладиган бўйлама кучнинг тўла қийматидан ишқаланиш коэффицентини минимал қиймати, қўзғалувчан таянчлардаги ишқаланиш кучини олиб ташлагандаги миқдорини қабул қилиш рухсат қилинади, аммо бу қиймат тўла бўйлама кучни таянчлар орасида уларнинг бикрликларига пропорционал тақсимлагандаги битта таянчига тўғри келадиган қийматдан кам бўлмаслиги керак.

Темир йўл кўприкларида таянчлари ёғочдан, эгилувчан (алоҳида устунлардан ташкил топган) темирбетон, пўлат таянчлардаги ҳаракат тўхташидан ёки тортиш кучидан бўладиган бўйлама горизонтал юкламани аниқлашда вақтинчалик қўзғалувчан вертикал юкламанинг интенсивлиги  $V$  ни  $9,81K$  кН ( $K$  тк/м)га баробар деб қабул этиш рухсат қилинади.

*Изоҳ. Темир йўл кўприкларидида бўйлама юкламаларни ўзига қабул қиладиган қурилмаларни лойиҳалаётганда, тортиши кучининг тўла қийматини юк оғирлигининг кўйидаги % миқдорини ташиқил этадиган тарқалган юк турида:*

*юкланадиган жой узунлиги 40 м ва ундан кам бўлганида - 25;*

*худди ўзи 100 м ва ундан кўп бўлганида -.10;*

*оралиқ қийматларда - интерполяция бидан аниқланади.*

**\*2.21.** Пиёдалар кўприклари ва йўлаклари учун норматив вақтинчалик юкламани кўйидагича қабул қилмоқ керак:

1) вертикал тенг тарқалган юклама турида:

а) пиёдалар кўприкларидида – 3,92 кПа (0,4 тк/м<sup>2</sup>);

б) кўприкларнинг пиёдалар йўлакларидида (бошқа таъсир қиладиган юкламалар билан биргалиқда ҳисобга олган ҳолда) ушбу ифодага биноан

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 3,92 - 0,0196\lambda, \text{ ё} \delta \\ (\delta &= 0,4 - 2\lambda, \text{ ё} \delta \leq 1^2) \end{aligned} \right\} (2.15)$$

аммо 1,96 кПа (0,2 тк/м<sup>2</sup>) дан кам эмас,

бу ерда,  $\lambda$  – юкланадиган жойнинг (иккита ва ундан кўп юкланадиган участкалар бўлганида, уларнинг узунликларининг йиғиндиси), м, да;

2) бошқа юкламалар йўқ ҳолда ҳисобга олинадиган тенг тарқалган юкламани:

а) йўл балластда жойлашадиган темир йўл ва метрополитен кўприкларининг фақат пиёдалар йўлаклари элементларини ҳисоблашда – 9,81 кПа (1тк/м<sup>2</sup>), бошқа кўприқлар пиёдалар йўлаклари элементларини ҳисоблашда – 3,92 кПа (0,4 тк/м<sup>2</sup>) миқдоридида ва вертикал ҳолда;

б) шаҳар кўприкларининг қўл тутгич панжараларини ҳисоблашда – 0,98 кН/м (0,1 тк/м) миқдоридида ва вертикал ҳам горизонтал ҳолда;

3) бошқа юкламалар йўғидида ҳисобга олинадиган нуқтага кўйилган босимни:

а) вертикал ҳолда – шаҳар кўприклари пиёдалари йўлаги элементларини ҳисоблашда – 9,8 кН (1тк) автомобил ғилдирагидан тарқалиш майдончаси 0,015 м<sup>2</sup> (0,15x 0,10 м), бошқа кўприқларда – 3,4 кН (0,35 тк) миқдорларидида;

б) кўприкларнинг қўл тутгич панжараларини ҳисоблашда, вертикал ёки горизонтал ҳолда – 1,27 кН (0,13 тк) миқдоридида қабул қилиш керак.

Хўжалик ичидан йўллардаги кўприқлар пиёдалари йўлакларининг, ҳамда барча даражали автомобил йўллари кўприкларидидаги хизмат бобида фойдаланиладиган йўлакларнинг элементларини ҳисоблашда тенг тарқалган юклама 1,96 кПа (0,2 тк /м<sup>2</sup>)га тенг деб қабул қилинади.

Кўприқларнинг асосий конструкцияларини ҳисоблаётганда мўлжалланган юклама, юқоридидаги пиёдалар йўлағидида эътиборга олинмайди.

Пиёдалар йўлагининг элементлари ҳисобланаётганда кўприқ конструкциясини кундалик ва даврий кўришларда фойдаланиладиган мослама ва асбоблардан тушадиган юкламаларни ҳам ҳисобга олиш керак.

**\*2.22.** Автомобил ва шаҳар йўлларининг, темир йўлларнинг кўзгалувчан таркибидан бўладиган юкламаларга динамик коэффициент  $(1 + \mu)$  ларни куйидагиларга тенг деб қабул этилади:

1) вертикал юкламалар СК,  $\varepsilon$ СК ва АК (ягона юкламали босимни ҳам киритган ҳолда) ҳамда метрополитен ва трамвай поездларидан бўладиган юкламаларга:

а) пўлат ва пўлат темирбетон оралик қурилмаларнинг ҳамда пўлат таянч элементлари учун:

темир йўл кўприклари ва барча туркумдаги метрополитен ва трамвай йўлларига алоҳида ўрнатилиб қуриладиган кўприкларда (узлуксиз оралик қурилмалари бош фермаларининг асосий элементлари бундан мустасно) ўтиш қисмининг туридан қатъий назар (балластда ёки кўндаланг тўсинчаларда)

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda}; \quad (2.16)$$

аммо 1,15 дан кам эмас;

узлуксиз оралик қурилмали темир йўл кўприкларининг ҳамда автомобил ва темир йўл, метрополитен поездларининг юргизгандаги юкламаларига бирлаштирилган барча туркумдаги кўприклар бош фермаларининг асосий элементларига

$$1 + \mu = 1 + \frac{14}{30 + \lambda}; \quad (2.17)$$

аммо темир йўл кўприклари учун 1,15 дан, бирлаштирилган кўприклар учун 1,10 дан кам бўлмасликлари керак;

осма ва вантли кўприкларнинг бош фермалари (тўсинлари) ва пилонларидан бошқа барча туркумдаги автомобил йўллари ва шаҳар кўприклари элементлари учун

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda} \quad (2.18)$$

осма ва вантли кўприкларнинг бош ферма ва пилонлари элементлари учун

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + \lambda}; \quad (2.19)$$

б) темирбетон тўсиқ туркумидаги оралик қурилмалар, ромли конструкциялар (шулар қаторида арка усти панжарали қурилмалар ҳам) ҳамда темирбетон панжарали, юпқа деворли ва устунли таянчлар учун:

темир йўл ва рельс тагида турадиган кўприкларда

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + \lambda}; \quad (2.20)$$

аммо 1,15 дан кам эмас;

бирлаштирилган кўприклар учун ҳам (2.20) – ифодага кўра, аммо 1,10 дан кам эмас;

шаҳар ва автомобил йўллари кўприкларида

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135}; \quad (2.21)$$

аммо 1,0 дан кам эмас;

в) темирбетон қувур ҳалқалари ва ер тагидаги пиёдалар йўллари учун:

темир йўллари ва метрополитен йўлларида қўмилган балластнинг умумий қалинлиги (рельсинг товонидан ўлчаганда):

0,40 м ва ундан камида (2.20) ифодага биноан;

1,00 м ва кўп бўлганида  $-1 + \mu = 1,00$ ; оралиғдаги қийматларда шулар негизида ҳисоблаб топилади;

автомобил йўлларида  $-1 + \mu = 1,00$ ;

г) туташган арка усти қурилмали темирбетон ва бетон аркалар учун, бетон таянчлар ва қувурлар ҳалқаси грунт заминлар ва барча пойдеворлар учун

$$1 + \mu = 1,00;$$

д) панжарали арка усти конструкцияли аркали темирбетон оралиқ қурилмаларнинг арка ва сводлари учун:

темир йўл кўприкларида

$$1 + \mu = 1 + \frac{12}{100 + \lambda} \left( 1 + \frac{0,4l}{f} \right); \quad (2.22)$$

бу ерда,  $f$  – арканинг кўтарилиш ўқи;  $l$  – арканинг оралиқ узунлиги;

автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларида

$$1 + \mu = 1 + \frac{70 - \lambda}{250}; \quad (2.23)$$

аммо 1,00 дан кам эмас.

е) шаҳар ва автомобил йўллари кўприклари ўтиш қисми сатҳида жойлашган деформация (кўндаланг) чоклари ва уларнинг тортиб тирагичлари (мумкин бўладиган вертикал ва горизонтал кучларга) элементлари учун

$$1 + \mu = 2,00$$

ж) ёғоч конструкциялар учун:

темир йўл кўприкларида:

элементлари учун  $1 + \mu = 1,10$ ;

улагичлари учун  $1 + \mu = 1,20$ ;

автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларида

$$1 + \mu = 1,00;$$

2) вақтинчалик вертикал АБ юкламасига:

а) пўлат ва пўлаттемирбетон оралиқ қурилмалар ҳамда пўлат таянчлари элементлари учун

$$1 + \mu = 1 + \frac{81 - \lambda}{115}; \quad (2.24)$$

аммо 1,00 дан кам эмас;

б) темирбетон балкали оралиқ қурилишларида, темирбетон ўтувчи, юпқа деворли ва тик таянчлар, ҳамда қувур звенолари учун, йўл қопламаси тагида тупроқ бўлмаганда

$$1 + \mu = 1 + \frac{81 - \lambda}{135}; \quad (2.25)$$

аммо 1,00 дан кам эмас;

в) бетон таянчлар ва қувур ҳалқалари, грунт заминлар ва барча пойдеворлар учун, кўмиш қалинлиги (бунга йўл қопламаси қалинлиги ҳам киради) темирбетон қувур ҳалқалари учун 1,0 м дан кам бўлмаганда, юқоридаги «б» б. да кўрсатилган бошқа элементлар учун 0,5 м дан кам бўлганида

$$1 + \mu = 1,00;$$

кўмиш қалинлиги (йўл қопламаси қалинлиги шам кирганда) «в» б. да кўрсатилган қийматлардан кам бўлганида «б» б. да кўрсатилган динамик коэффициент қийматлари, «б» ва «в» б. лардаги қабул қилинган қийматлар асосида ҳисоблаб топилади;

г) ёғоч конструкциялар учун:

*элементлар учун*  $1 + \mu = 1,10$ ;

*улагичлар учун*  $1 + \mu = 1,20$ .

АБ юкламанинг автомобиллар қатори (колонна) учун 2.13 б. нинг «б» бандидаги ҳолга ҳисоблашларда

$$1 + \mu = 1,00;$$

3) автомобил ва шаҳар кўприklarининг оралиқ қурилмалари, панжарали, юкламага деворли ва устун таянчлари учун якка жойланадиган транспорт бирликлари учун:

*НК-100, НК-80 юкламасига:*

$1 + \mu = 1,30$   $\lambda \leq 1,0$  м бўлганида;

$1 + \mu = 1,10$   $\lambda \geq 5,0$  м бўлганида;

$\lambda$  нинг орадаги қийматлари, берилган қийматлар асосида ҳисоблаб (интерполяция) топилади;

*НГ-60 юкламасига:*

$1 + \mu = 1,10$ ;

4) пиёдалар кўприklари учун вертикал кўзғалувчан юкламаларга ва пиёдалар йўлакларидаги юкламаларга

$1 + \mu = 1,00$ ;

5) таянчларга, автомобил ва темир йўл транспорт воситаларидан грунтларга бўладиган босимга ва вақтинчалик горизонтал юкламаларга

$1 + \mu = 1,00$ ;

6) кўприklарни чидамликка ҳисоблашда (2.2 жадвалга қаранг) (2.16)-(2.25) ифодалар билан олинган чеклашларни ҳам киритгандаги) динамик кўшимча  $1 + \mu$  ни  $2/3$  га кўпайтириш керак.

Ифодалардаги  $\lambda$  нинг қийматини (оралиқ узунлиги ёки юкланадиган участкалар узунлиги) қуйидагича қабул қилинади:

а) бош ферманинг (узлукли балка, арка, рама) асосий элементлари учун ҳамда бўйлама ва кўндаланг тўсинлар учун таъсир чизигининг, бош ферманинг ишида уларнинг иштирокини кўрсатувчи қисми юкланганда, оралиқнинг

узунлигига ёки таъсир чизиғини юклаш узунлиги оралиқ узунлигидан катта бўлганида, ўша юклаш узунлигига тенг этиб;

б) узлуксиз туркумдаги бош фермаларнинг асосий элементлари учун таъсир чизиғининг юкланадиган участкаларининг узунликлари йиғиндисига (уларни ажратувчи участкалар билан бирга) тенг этиб;

в) маҳаллий юкламага ҳисоблашда (таъсир чизиғининг маҳаллий юклама таъсирини ҳисобга оладиган қисмини юклаганда):

бўйлама тўсинлари – уларнинг оралиқ узунлигига тенг қилиб;

кўндаланг тўсин – панелга уланадиган бўйлама тўсинларнинг умумий узунлигига тенг этиб;

бирлашувчи бўйлама қовурғаларининг узунликларининг йиғиндисига баробар қилиниб;

балласт тоғораси плитасини (йўлга кўндаланг) – шартли равишда нолга баробар қилиб;

темир йўлнинг металл тўсинларга ётқизиладиган темирбетон плиталарини, уларни йўлга кўндаланг йўналишда ҳисоблаганда – плитанинг энига баробар қилиб, йўлнинг бўйлама йўналишида ҳисоблаганда – бўйлама тўсин панели узунлигига баробар қилиб;

металл тўсинларга ётқизилган автомобил ўтадиган темирбетон тахталарни, уларни кўприк кўндалангига ҳисоблаганда таяниб турадиган тўсинлар орасидаги масофага баробар этиб қабул қилинади.

г) бир вақтнинг ўзида асосий ва маҳаллий юкламаларни ҳисобга оладиган таъсир чизиғини юклаганда – бу юкламаларнинг ҳар биттаси учун алоҳида;

д) барча турдаги таянч элементлари учун – юкланадиган участкаларнинг (уларни ажратиб турадиган участкалари билан биргаликда) узунликлари йиғиндиси сифатида аниқланувчи, таянч реакциясининг таъсир чизиғининг юкланиш узунлигига баробар қилиниб;

е) қувурлар ва ер ости пиёдалар йўлларининг ҳалқалари (бўғинлари) учун – бўғинлар энига баробар қилиниб.

*Изоҳ. Саноат корхоналарининг темир йўлларидаги кўприк устидаги ҳаракатнинг белгиланган максимал тезлиги чекланган ( $v_t < 80$  км/соат) ҳолларда динамик коэффициентнинг тегишли ҳисобий қийматини  $v_t/80$  га кўпайтириб  $\mu$  коэффициентни бирмунча камайтиришга рухсат қилинади, аммо 1,10 дан кам бўлмаслиги керак.*

**\*2.23.** Юкламага кўра ишончлилик коэффициенти  $\gamma_f$  ни 2.11 - 2.21 б. ларда келтирилган вақтинчалик юкламалар ва таъсирлар учун қуйидагиларга баробар деб қабул қилмоқ керак:

а)  $\varepsilon$ СК ва СК темир йўл юкламалар учун 2.9 жадвалга биноан;

| Таъсир тури  | Юкламага кўра ишончилилик коэффициенти $\gamma_f$  |      |                  | кувурлар ҳалқаларини ҳисоблашда |
|--|--|------|------------------|---------------------------------|
|  | Юклаш узунлиги $\lambda$ <sup>1)</sup> га боғлиқ ҳолда кўприклар конструкциясини ҳисоблашда, м |      |                  |                                 |
|  | 0  | 50   | 150 ва ундан кўп |                                 |
| Вертикал   | 1,30   | 1,15 | 1,10             | 1,30                            |
| Горизонтал   | 1,20   | 1,10 | 1,10             | 1,20                            |
| Ўпирилиш призмаси устида турган кўзгалувчан составдан бўладиган грунт босими | 1,20 юклаш узунлиги қандоқ бўлганидан қатъий назар   |      |                  | –                               |

<sup>1)</sup>Бу ерда  $\lambda$  – юкласиз таркиб билан ( $\gamma_f = 1$  да) юкланган участканинг узунлигини олиб ташлагандан кейинги таъсир чизиғининг юклаш узунлиги;  $\lambda$  нинг орадаги қийматлари интерполяция қилиб берилганлардан фойдаланиб топилади.

б) АК автотранспорт воситаларидан бўладиган юк учун 2.10 жадвалга биноан;

в) ғилдиракли (НК-100, НК-80) ва ўрмаловчи занжирли (НГ-60) юкламалари ва уларнинг таъсирларига – 1,0;

г) метрополитен ва трамвай ҳаракатланаётган таркибидан бўладиган юкламаларга қуйидаги ифодага биноан:

$$\gamma_f = 1,3 \left( 1 - \frac{\lambda}{10^3} \right); \quad (2.26)$$

аммо 1,10 дан кам эмас;

бу ерда  $\lambda$  – юклаш узунлиги, м, да, 2.9 жадвалдан олинади;

д) тақсимланган юкламалар учун қуйидаги ҳисобларда:

пиёдалар кўприклари ва пиёдалар йўлаклари элементларини ҳисоблашларда (ичкиҳўжалик йўлларидаги кўприклардаги пиёдалар йўлаклари ва хизмат йўлакларидан бошқа) ҳамда шаҳар кўприкларидаги қўл тутгич панжаралари учун – 1,40;

пиёдалар йўлаклари барча бошқа юкламалар билан бирга ҳисобга олинганда – 1,20;

ҳўжалик йўллари кўприklarининг пиёдалар йўлаклари ва барча даражадаги йўллардаги кўприklarнинг хизмат йўлаклари учун – 1,10;

е) ўтиш қисмининг тўсиғига қўйиладиган тарқалган ва нуктага тўпланган горизонтал юкламаларга, ҳамда пиёдалар йўлаклари ва қўл тутгич панжараларига битта нуктада тўпланган босимига – 1,00;

ж) ташиладиган тупроқ жинсларининг солиштирма оғирлигига  $\gamma_{vb}$  боғлиқ ҳолда қуриладиган йўлларнинг АВ автомобил юкламаларига ва уларнинг таъсирларига қуйидагича:

$\gamma_{vb} \leq 17,7 \text{ кН / м}^3$  (1,8 тк / м<sup>3</sup>) бўлганида . . . . 1,1;

$\gamma_{vb} = 39,2 \text{ кН / м}^3$  (4,0 тк / м<sup>3</sup>) бўлганида . . . . 1,4;

оралиқ миқдорларда интерполяциядан аниқланади.

2.10 Жадвал

| Юк тури                   | Қўлланиш ҳоллари  | Юкламага кўра ишончилиқ коэффициенти, $\gamma_f$        |
|---------------------------|---|---|
| АК учун арава             | Кўприklar ўтиш қисмининг элементларини ҳисоблашларда  | 1,50  |
|                           | Кўприklarнинг барча бошқа элементларини ҳисоблашларда   | 1,50 $\lambda^1) = 0$ да<br>1,20 $\lambda \geq 30$ м да |
|                           | Сейсмик таъсирга ҳисоблашларда оғирликни аниқлашда  |   |
| АК учун тенг тарқалган    | Кўприк конструкциялари ва қувурлар бўғинларини вертикал ва горизонтал таъсирларга ҳисоблашларда | 1,20  |
| НК учун якка жойлашган ўк | A11 (A8) юкламасига лойиҳаланаётган кўприklarнинг ўтиш қисми элементларини текширишда           | 1,10 (1,20)   |

<sup>1)</sup> Бу ерда  $\lambda$  – таъсир чизиғининг бир хил ишорали участкасининг узунлиги;  $\lambda$  нинг орадаги қийматлари учун,  $\gamma_f$  ни берилган қийматлардан фойдаланиб интерполяция қилиб топиш керак.

## БОШҚА ВАҚТИНЧАЛИК ЮКЛАМАЛАР ВА ТАЪСИРЛАР

**\*2.24** Шамолдан бўладиган юкламанинг норматив миқдори  $W_n$  ни ўртача  $W_m$  ва узилиб уриб турадиган  $W_p$  ташкил этувчиларининг норматив қийматларининг йиғиндиси турида аниқлаш керак

$$W_n = W_m + W_p \quad (2.27)$$

$z$  баландликдаги сувнинг ёки ернинг юзасида шамолдан бўладиган юкламанинг ўртача ташкил этувчиси  $W_m$  нинг норматив қиймати ушбу ифода билан аниқланади

$$W_m = W_o k C_w, \quad (2.28)$$

бу ерда,  $W_o$  – Ўзбекистон Республикасининг иншоот қуриладиган худудига боғлиқ ҳолда ҚМҚ 2.01.07-97 дан олинadиган шамол босимининг норматив қиймати;  $k$  – атрофи очик жойда (А тури)  $z$  масофадаги баландликдаги шамол босимининг ўзгаришини ҳисобга олувчи коэффициент. У ҳам ҚМҚ 2.01.07-97 дан олинади;  $C_w$  – кўприк конструкцияларининг, темир йўл ва метрополитен



ҳаракатланувчи таркибларининг юзалари қаршилигининг аэродинамик коэффиценти  $M$  иловада келтирилган.

Баландликдаги шамолдан бўладиган юкламанинг узилиб уриб турадиган ташкил этувчисининг норматив қийматини  $W_p$  ни ҚМҚ 2.01.07-97 да келтирилган кўрсатмаларга кўра аниқлаш керак.

$$W_p = W_m \xi L v \quad (2.29)$$

бу ерда,  $\xi$  – динамик коэффицент;

$L$  –  $z$  баландликдаги шамол босимининг узилиб уриш коэффиценти;

$v$  – иншоотнинг ҳисобий юзасига узилиб уришини фазовий тузатиш коэффиценти.

Шамолдан бўладиган юкламанинг узилиб уриб турадиган (пульсацион) ташкил этувчисини кўприк конструкцияларига мувофиқ аниқлашда қуйидагиларга амал қилмоқ керак:

а)  $L$  ва  $v$  коэффицентлари кўпайтмасини қуйидагича олинади:

$$0,55 - 0,15 \lambda / 100, \quad (2.30)$$

аммо 0,30 дан кам бўлмаган ҳолда қабул қилиш керак,

бу ерда,  $\lambda$  – оралик узунлиги ёки таянч баландлиги, м, да;

б) узлукли тўсинли конструкциялар учун динамик коэффицент  $\xi$  ни, кўриладиган конструкция горизонтал текисликда битта эркинлик даражасига эга (хусусий тебранишнинг паст зичлиги билан  $f_1$ , Гц) динамик туркум деб мўлжаллаб топиш керак ва унинг қийматини ҚМҚ 2.01.07-97 6.7 б. да келтирилган графикдан ўша ерда кўрсатилган  $\varepsilon$  параметри ва темирбетон ва пўлат темирбетон конструкциялар учун  $\delta = 0,3$ , ва пўлат конструкциялар учун  $\delta = 0,15$  бўлган сўнишнинг логарифмик декрементига боғлиқ ҳолда аниқланади. Агарда, тўсинли оралик қурилма узлуксиз бўлса ва узлукли тўсинли оралик қурилмада  $f_1 > f_l$ , бўладиган шароитда динамик коэффицент 1,2 га тенг деб қабул қилинади. Бу ерда,  $f_l$ , Гц, ҳар хил шамол районларида хусусий шаклдаги тебранишлардан ҳосил бўладиган инерция кучларини ҳисобга олмаслик рухсат этиладиган, ҚМҚ 2.01.07-97 нинг 6.8 б. да келтирилган хусусий тебраниш зичлигининг чегаравий қиймати.

Автомобил йўлларидаги ва шаҳардаги кўприклар конструкцияларини ҳисоблашда ушбу кўприкларда жойлашган трамвай ва рельсиз транспорт воситаларига шамолнинг таъсири ҳисобга олинмайди. Оралик қурилмаларнинг типик конструкцияларини қоидага кўра, уларни V шамол минтақасида (оралиқ қурилманинг пастгача бўлган ҳисобий баландлиги: ҳаракат пастдан ўтганида - 20 м, устки қисмидан ўтганида 15 м) ишлатса бўладиган қилиб лойиҳаланиши керак ва уларни VI, VII шамол минтақаларида ишлатганда кучайтириш имкони бўлишини таъминлаш лозим. Оралик қурилма ва таянчларнинг хусусий ҳолдаги (андазавий эмас) конструкциясини лойиҳалаётганда горизонтал кўндаланг йўналишдаги шамолдан бўладиган тўла юкламанинг норматив интенсивлигини конструкцияни вақтинчалик вертикал юклама билан

юклаганда камида 0,59 кПа (60 кгк/м<sup>2</sup>), ушбу юклама билан юкланмаган ҳолда 0,98 кПа (100 кгк/м<sup>2</sup>) миқдорида қабул қилмоқ керак.

Кўприкнинг айрим конструкцияларига ҳамда темир йўл кўпригида (метро кўпригида) турган поезд таъсир этадиган горизонтал кўндаланг юкломани кўприк конструкцияси ва ҳаракатланаётган таркибнинг шамол тегадиган ишчи юзасига бўладиган интенсивлигининг кўпайтмасига тенг этиб қабул қилинади.

Кўприк конструкцияси ва ҳаракатланаётган таркибнинг шамол таъсир этадиган ишчи юзасини қуйидагиларга тенг деб қабул қилиш керак:

панжарасимон оралик қурилмаларнинг бош фермалари ва панжарасимон таянчлар учун шамол тегадиган томондан ферманинг барча элементларининг шамол йўналишига перпендикуляр текисликка проекцияси майдонига, бу ерда ушбу майдонни, учбурчакли ёки расносли панжарали пўлат фермалар учун, унинг контури билан чегараланган майдоннинг 20% миқдорида қабул қилиш рухсат этилади;

панжарасимон оралик қурилмаларнинг ўтиш қисми учун – унинг тўсинлар катагининг ён томони юзсининг бош ферма белбоғи билан тўсилмаган қисмига туташ тўсинли оралик қурилмаларина;

ёғоч кўприкларнинг прогонлари (тўсинлари) учун - бош тўсин ёки қутининг ва прогоннинг шамол тегадиган ён томонларига;

туташ таянчлар учун – таянч танасининг грунт ёки сув сатҳидан тепадаги қисмининг шамол йўналишига перпендикуляр текисликка проекциясининг майдонига;

темир йўлнинг ҳаракатланаётган таркиби (жумладан метрополитен поездлари учун ҳам) учун баландлиги 3,0 м бўлган босим маркази рельс бошидан 2,0 м баландликда жойлашадиган туташ йўлак майдонига тенг деб қабул қилинади.

Шамолдан бўладиган юкнинг оралик узунлиги бўйлаб тарқалишини бир хил деб қабул қилиш рухсат этилади. Қуриш ва монтаж қилиш босқичи учун ҳисобга олинадиган шамолдан бўладиган юкнинг норматив интенсивлигини, ушбу райондаги унинг ўртача ташкил этувчисининг мўлжалланган даврдаги мумкин бўладиган қийматига асосланиб аниқлаш керак. Ишларнинг айрим босқичларини бажариш муддати ва вақтини тегишли чеклашни ҳисобга олган махсус асослашлар бўлганида қилинадиган ишнинг моҳиятига (ҳарактерига) қараб, шамолдан бўладиган юкломанинг ўртача ташкил этувчисининг норматив қиймати, кучланишни текшириш учун (аммо устиворлигини эмас), бир мунча камайтирилиши мумкин, лекин 0,226 кПа (23 кгк/м<sup>2</sup>). Типик конструкцияларни қуриш ва монтаж қилиш босқичида текшириш учун шамолдан бўладиган юкломанинг норматив интенсивлигининг қийматини III шамол минтақасига тўғри келадиган нормага кўра қабул қилиш керак.

Буйлама йўналишдаги шамолдан бўладиган горизонтал юкломанинг норматив қийматини, панжарали оралик қурилма учун, шу юкломанинг ўша қурилмага бўладиган кўндаланг тўла норматив қийматининг 60%, туташ тўсинли оралик қурилма учун эса, шу қурилмага бўладиган ўша юкломанинг кўндаланг тўла норматив қийматининг 20% миқдорида қабул қилиш керак.

Бўйлама йўналишдаги шамолдан кўприклар таянчининг грунт сатҳи ёки сувни энг паст сатҳидан тепадаги қисмига бўладиган горизонтал юкламанинг норматив қийматини кўндаланг йўналишдаги худди ўша ҳолдаги шамолдан бўладиган юк қийматига баробар этиб қабул қилмоқ керак. Кўприк устида турган транспорт воситасига бўйлама йўналишдаги шамол таъсири ҳисобга олинмайди.

Оралик қурилма фермаларининг орасидаги кўндаланг ва бўйлама боғловчи элементларидаги шамол таъсиридан бўладиган зўриқишни, қоидаларга кўра, бевосита фазовий ҳисоблашлар билан аниқланади.

Панжарали оралик қурилмаларда иккита туркумдаги бўйлама боғловчилар ўрнатилган ҳолларда, шамолнинг фермага бўладиган кўндаланг йўналишдаги босимини боғлагичлар туркумларининг ҳар биттасига алоҳида тақсимлаш рухсат қилинади. Шамолнинг ўтиш қисмига ва ҳаракатланаётган таркибга босимининг барчасини ўтиш қисми жойлашган текисликдаги боғлагичларга бериш керак.

Бўйлама йўналишдаги шамолдан оралик қурилмага таъсир этадиган кучни таянчларга берилаяпти деб қабул қилиб, уни тўсин туркумидаги оралик қурилмали кўприклар учун таянчларнинг маркази сатҳида, рамли кўприклар учун ригел ўқи сатҳида таъсир кўрсатади деб ҳисоблаш керак. Бу кучларнинг, таянчлар орасида торқалишини тўхташдан бўладиган горизонтал кучнинг таъсирини, 2.20 б. га биноан қандай ҳисобланган бўлса, ўша тартибда аниқлаш керак.

Вантли ва осма кўприкларни аэродинамик устиворликка ва шамол оқимида перпендикуляр йўналишдаги тебраниш резонансига текшириб кўриш керак.

Аэродинамик устиворликка текширишда, иншоот билан ҳаво оқимларининг ўзаро таъсири оқибатида флаттерни (бикирлик тўсинида хавфли эгилма - бурама тебранишнинг ҳосил бўлиши) вужудга келтирадиган шамолнинг критик тезлиги аниқланши керак. Моделни аэродинамик синаш йўли ёки ҳисоблаш билан аниқланган флаттернинг пайдо бўлишига жавоб берадиган критик тезлик кўприк жойланадиган райондаги мумкин бўладиган шамолнинг максимал тезлигидан камида 1,5 баробар катта бўлиши керак.

**\*2.25** Кўприкларнинг таянчига муз босимидан бўладиган норматив юкламани N иловага биноан аниқланадиган куч турида қабул қилинади.

**\*2.26** Кўприкларнинг таянчларига кема тўлқини босимидан (кема тўлқинидан) бўладиган норматив юкламани битта нуқтага қўйилган бўйлама ёки кўндаланг куч турида қабул қилиш ва ички сув йўлларида боғлиқ ҳолда, 2.11 жадвалда кўрсатилган қийматлар билан чеклаш зарур.

2.11 Жадвал

| Ички сув йўллари<br>синфи | Кема тўлқинидан бўладиган юклама, кН (тк) |                                 |                            |   |
|---------------------------|---|---------------------------------|----------------------------|---|
|                           | кўприкнинг бўйлама ўқи йўналишида         |                                 | кўприк ўқида кўндаланг     |   |
|                           | кема ўтадиган оралик томондан             | кема ўтмайдиган оралик томондан | сув оқими (юқори) томондан | сув оқимида тескари (қуйи) томондан, оқим йўқ, бўлганида сув оқими (юқори) томондан ҳам |
| I                         | 1570(160)                                 | 780(80)                         | 1960(200)                  | 1570(160)   |

|     |           |         |           |           |
|-----|-----------|---------|-----------|-----------|
| II  | 1130(115) | 640(65) | 1420(145) | 1130(115) |
| III | 1030(105) | 540(55) | 1275(130) | 1030(105) |
| IV  | 880(90)   | 490(50) | 1130(115) | 880(90)   |
| V   | 390(40)   | 245(25) | 490(50)   | 390(40)   |
| VI  | 245(25)   | 147(15) | 295(30)   | 245(25)   |
| VII | 147(15)   | 98(10)  | 245(25)   | 147(15)   |

Кема тўлкинидан таянчга бўладиган юкламани, юкламанинг таъсир кўрсатадиган сатҳини кўрсатувчи махсус белги қўйилган ва бирорта маълум шароитда юк катта таъсир кўрсатади деб белгиланган ҳоллардан ташқари барча ҳолларда кема қатновининг ҳисобий сатҳидан 2 м баландга қўйилади. Кема тўлкини зарбасидан ҳимояланмаган таянчлар VI ва VII синфдаги ички сув йўлларидаги (йўналишларидаги) автомобил йўллари кўприкларининг ёғоч таянчлари учун кема тўлқинлари босимини ҳисобга олмаса ҳам бўлади.

VI ва VII классдаги сув йўлларида қуриладиган автомобил йўллари кўприкларининг битта қаторли темирбетон қозик оёқли таянчлари учун кўприкнинг бўйлама ўқи йўналишидаги ушбу юкламанинг таъсирини 50% миқдорда қабул қилинади.

**\*2.27** Барча туркумдаги кўприкларда кўчишларни ҳисоблашларда, ташқи статик ноаниқ туркумларда зўриқишларни аниқлашда, ҳамда пўлат темирбетон оралик қурилмалар элементларини ҳисоблашда иқлимий ҳарорат таъсирининг норматив миқдорини ҳисобга олиш керак. Элементлар ёки улар қисмларининг кесими бўйича ўртача норматив ҳароратини қуйидагиларга тенг деб қабул қилиш лозим:

бетон ва темирбетон элементлар учун йилнинг совуқ вақтларидаги, металл конструкциялар учун йилнинг хоҳлаган пайтидаги ташқи ҳавонинг норматив ҳароратига;

йилнинг илиқ пайтида бетон ва темирбетон элементлар учун 0,2*a* га камайтирилган ташқи ҳавонинг норматив ҳароратига, аммо 10<sup>0</sup>С дан кўп бўлмасин; бу ерда *a*–элементнинг ёки унинг қисмининг, автомобил йўллари кўприкларининг ўтиш полотноси қопламасини ҳам қўшгандаги қалинлиги, см, да.

Мураккаб кўндаланг кесимли элементларининг ҳароратини алоҳида элементларнинг (деворчаланинг, полкаларининг ва ҳоказо) ўлчанган ўртача ҳароратидек аниқланади. Йилнинг иссиқ пайтлардаги ҳароратининг  $t_{n,T}$  ва совуқ пайтлардаги  $t_{n,X}$  норматив қийматларини қуйидагига тенг деб қабул қилинади:

а) андазавий лойиҳаларни, ҳамда мамлакат худудида такроран қўлланиладиган лойиҳаларни ишлаб тайёрлашда:

ҳавонинг ҳисобий минимал ҳарорати минус 40<sup>0</sup>С бўлган районларга мўлжалланган конструкциялар учун,

$$t_{n,T} = +40^{\circ}\text{C}; \quad t_{n,X} = -40^{\circ}\text{C};$$

қолган районларга қўлланиладиган конструкциялар учун ҳам,

$$t_{n,T} = + 40^{\circ}\text{C}; \quad t_{n,X} = - 40^{\circ}\text{C};$$

б) бошқа ҳолларда

$$t_{n,T} = t_{VII} + T; \quad (2.31)$$

бу ерда,  $t_{VII}$  – ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) нинг изоўналиши картасидан қабул қилинадиган, энг иссиқ суткадаги ҳавонинг ҳароротини аниқлаш учун доимий катталиқ;  $T$  – ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) нинг изоўналиши картасидан қабул қилинадиган, энг иссиқ суткадаги ҳавонинг ҳароратини аниқлаш учун доимий катталиқ. Норматив ҳарорат  $t_{n,X}$  1.39 б. кўрсатмасига биноан, қурилиш бўладиган райондаги ҳавонинг ҳисобий минимал ҳароратига тенг қилиб қабул этилади.

Қуёш нури радиациясининг элемент ҳароратига таъсирини, 15 см қалинликдаги қуёш билан ёритилган қатлам (ўтиш полотноси қопламаси билан бирга)  $10^{\circ}\text{C}$  га қўшимча иситишини ҳисобга олмоқ керак.

Агарда конструкциянинг чарчаш ҳароратлари лойиҳада изоҳланмаган бўлса, қуйидагига тенг деб қабул қилинади  $^{\circ}\text{C}$  :

$$t_{3,T} = t_{n,T} - 15^{\circ}\text{C}; \quad t_{3,X} = t_{n,X} + 15^{\circ}\text{C}.$$

Чарчаш пайтидаги конструкция ҳароратини  $t_3$  ушбу ифода билан аниқланади:

$$t_3 = 0,4t_1 + 0,6t_2; \quad (2.32)$$

бу ерда,  $t_1 - T_0$  га тенг бўлган, чарчаш олди давридаги ҳавонинг ўртача ҳарорати;  $t_2 - 0,25T_0$  га тенг бўлган, чарчаш олди давридаги ҳавонинг ўртача ҳарорати;  $T_0$  – давр, соат да,  $u$  сон жиҳатдан конструкция элементининг берилган қалинлигига тенг, см, ва элементнинг (йўл қопламасини ҳам ҳисобга олингандаги) қўндаланг кесим юзасининг икки баробарга қўпайтирилган қийматини ушбу элементнинг ташқи ҳаво билан чегараланган периметрига бўлиш йўли билан аниқлаш керак.

Пўлат темирбетон оралиқ қурилмаларни ҳисоблашда ҳаво ҳарорати ва қуёш радиациясининг ўзгаришидан бўладиган, элемент кесимидаги ҳароратининг тенг тарқалмаслигининг таъсирини ҳисобга олмоқ керак.

Кўчишларни ҳисоблашда, пўлат ва пўлат темирбетон конструкциялар учун чизиқли кенгайиш коэффициентини  $1,2 \cdot 10^{-5}$  ва темирбетон конструкциялар учун эса  $1,0 \cdot 10^{-5}$  га тенг деб қабул қилинади.

**\*2.28** Қўзғалувчан таянчлардаги ишқаланишдан бўладиган норматив қаршилиқни, горизонтал бўйлама реактив куч  $S_f$  турида қабул қилинади ва қуйидаги ифода билан аниқланади:

$$S_f = \mu_n F_v; \quad (2.33)$$

бу ерда,  $\mu_n$  – таянчлар силжишидаги ишқаланиш коэффициентининг норматив қиймати. У мумкин бўладиган экстремал қийматларнинг ўртача миқдorigа тенг деб ҳисобланади:

$$\mu_n = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2}; \quad (2.34)$$

$F_v$  – юкламаларга кўра ишончлилик коэффициенти  $\gamma_f = 1$  даги кўриладиган юклама таъсирининг вертикал ташкил этувчиси.

Мумкин бўладиган максимал ва минимал ишқаланиш коэффициентларининг қийматларини тегишли равишда қуйидагиларга тенгланади:

- а) ғалтаксимон, чиғириқсимон ёки секторли таянчларда – 0,040 ва 0,010;
- б) чайқалувчан устунларда ёки кўприкларда – 0,020 ва 0 (шартли равишда);
- в) тангенциал ва ясси металл таянчларда – 0,40 ва 0,10;
- г) зангламайдиган пўлатдан қилинган ялтиратилган тулука билан фторпластан биргаликда тайёрланган қистирмалардан иборат кўзгалувчан таянчларда – 2.12 жадвалдагиларга тенг равишда ёки текширув сертификати асосида қабул қилиш керак.

2.12 Жадвал

| Таянчларда фторпластга ўртача босим, МПа | ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99*) га кўра, 0,92 таъминланганликдаги, совук беш кунликдаги ҳароратда ишқаланиш коэффициенти |              |              |              |
|--|--|--------------|--------------|--------------|
|  | минус 10 °С ва юқори   |              | минус 40 °С  |              |
| (кгк/см <sup>2</sup> )да                 | $\mu_{\max}$   | $\mu_{\min}$ | $\mu_{\max}$ | $\mu_{\min}$ |
| 9,81(100)                                | 0,085  | 0,030        | 0,096        | 0,036        |
| 19,6(200)                                | 0,050  | 0,015        | 0,060        | 0,024        |
| 29,4(300)                                | 0,035  | 0,010        | 0,048        | 0,016        |

*Изоҳ. Манфий ҳарорат ва ўртача босимнинг ораликдаги қийматларида ишқаланиш коэффициенти интерполяция қилиб аниқланади.*

Тўсин туркумидаги оралик қурилмаларнинг кўзгалувчан таянчларидаги ишқаланиш кучидан бўладиган ҳисобий зўриқишнинг ҳисобларини, турига ва ҳарактерига боғлиқ ҳолда қуйидаги ўлчамларда:

кўриладиган юкламаларнинг биргаликдаги ҳолларида ишқаланиш кучи, ҳисобланаётган элемент конструкциясига умумий таъсирни оширадиган бўлса,  $S_{f,\max} = \mu_{\max} F_v$  га баробар деб, кўриладиган юкламаларнинг биргаликдаги ҳолларида ишқаланиш кучи, ҳисобланаётган элемент конструкциясига умумий таъсирни камайтирадиган бўлса,  $S_{f,\min} = \mu_{\min} F_v$  га баробар деб, қабул қилиш керак.  $S_{\max}$  ва  $S_{\min}$  зўриқишларга юкламаларга кўра коэффициентлар  $\gamma_f$  киритилмайди.

Оралик қурилмаларнинг кўндаланг йўналишида жойлаштирилган ғалтаксимон ва секторли ёки чиғириқсимон кўзгалувчан таянчлар сони иккитадан ортиқ бўлганида уларда ҳосил бўладиган ишқаланиш кучининг оралик қурилмага таъсирини, 1,1 га тенг бўлган ишлаш шароити коэффициенти билан аниқлаш керак.

Кўприкларнинг таянчлари (пойдеворни ҳам киритиб) ва оралик қурилмалари доимий юкламалар таъсирида ҳарорат деформациясидан бўладиган ҳисобий ишқаланиш кучига текширилиши керак. Таянчлар ва уларни маҳкамловчи элементлар ҳамда уларга бирлаштириладиган оралик қурилма ва таянчларнинг қисмлари доимий ва вақтинчалик юклардан бўладиган (динамикани эътиборга олмасдан) ҳисобий ишқаланиш кучларига текширилиши зарур. Таянчда, оралик қурилмаларнинг икки қатор кўзгалувчан таянчи жойланганида ва ҳамда узлуксиз ва ҳароратий узлуксиз оралик қурилмаларнинг кўзгалмас таянчлари ораликдаги таянчга ўрнатилганида, бўйлама кучни, таянчлардаги бўладиган максимал ва минимал ишқаланиш коэффицентли ишқаланиш кучлар фарқидан кўп бўлмаган миқдорда қабул қилинади.

Кўзгалувчан таянчлардаги максимал ва минимал ишқаланиш коэффицентлари, узлуксиз ва ҳароратий узлуксиз оралик қурилмалардаги битта ишорали бўйлама кучни ( $\mu_{\max,z}$  ва  $\mu_{\min,z}$  ларга тегишли равишда) қабул қилувчи таянчлар гуруҳи учун қуйидаги ифодага кўра аниқлаш рухсат қилинади:

$$\mu_{\max,z} = 0,5 \left[ (\mu_{\max} + \mu_{\min}) \pm R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p \right]; \quad (2.35)$$

бу ерда,  $\mu_{\max}, \mu_{\min}$  – ўрнатиладиган таянч турлари учун ишқаланиш коэффицентларининг максимал ва минимал қийматлари;  $z$  – гуруҳдаги таянчлар сони. (2.35) ифоданинг ўнг томонидаги қисми  $\mu_{\max,z}$  - ни аниқлаётганда «мусбат» ишора билан,  $\mu_{\min,z}$  - ни аниқлаётганда «манфий» ишора билан ҳисобланади.

Резинали таянчлардаги, уларнинг силжишга қаршилигидан бўладиган реактив бўйлама кучи  $S_h$  нинг, кН (тк)даги қиймати ушбу ифода билан аниқланади:

$$S_h = \frac{\delta}{a} AG; \quad (2.36)$$

бу ерда,  $\delta$  – таянчлардаги кўчиш, см, да;  $a$  – резина қатламларининг умумий қалинлиги, см, да;  $A$  – резина таянчининг ёки тўсиннинг битта учининг тагида қаторасига бир нечтаси жойлашганида улар барчасининг майдони, м<sup>2</sup> (см<sup>2</sup>);

$G$  – бўйлама кучнинг ҳисобий қийматини аниқлашдаги миқдори, атроф мухитдаги ҳавонинг норматив ҳароратига боғлиқ бўладиган силжиш модули ва қўлланиладиган резина маркалари учун 2.13 жадвалдан олинади.

2.13 Жадвал

| Резина маркаси | Атрофдаги ҳавонинг норматив ҳарорати қуйидагича бўлганида, °С да резинанинг силжиш модули, МПа (кгк/см <sup>2</sup> да), |            |             |             |
|----------------|--|------------|-------------|-------------|
|                | +20  | -20        | -30         | -40         |
| НО-69-1        | 0,88 (9,0)   | 0,96 (9,8) | 1,12 (11,4) | 1,43 (14,6) |
| ИРП-1347       | 0,55 (5,6)   | 0,58 (5,9) | 0,59 (6,0)  | 0,63 (6,4)  |

*Изоҳ: Орасидаги қийматлари интерполяция қилиб топилади*

Эгилувчан таянчларга ўрнатилган қўзғалувчан таянчлардаги ишқаланишдан бўладиган максимал қаршилик кучлари таъсири ўзининг эластик деформацияси оқибатида енгилмайдиган бўлган ҳолларда, таянчда қўзғалувчан таянчлар ўрнига қўзғалмайдиганлари ўрнатилади. Кўприкнинг бўйлама ўқи йўналишида оралик қурилмаларнинг тўсин ёки плиталарининг таянч тугунлари тагида, қоидага кўра, фақат битта резина таянчини жойлаш, кўприкнинг кўндаланг ўқи йўналишида, битта маркадаги резинадан тайёрланган бир нечта бир хил таянчлар жойлаш зарур.

**\*2.29** Музлаган грунтлардаги иншоотлар учун мавсумий музлаш (эриш) қатлами чегарасида, мавсумий 2 м дан чуқур музлайдиган шишишининг таъсирини пойдевор (ёки қозик оёқ) периметри бўйлаб қўйилган, вертикал уринма кучлар турида қабул қилинади. Совуқдан шишиш кучининг қийматини иншоотларнинг музлаган грунтлардаги асослари ва фундаментлари талабларига мувофиқ қабул қилиш лозим.

**\*2.30.** Қурилиш монтаж ишларидаги, ҳамда элементларни тайёрлаш ва жойига ташиб олиб боришдаги конструкцияга таъсир қиладиган қурилиш юкларини (хусусий оғирлиги, кўприк тагига жойланадиган қурилмаларнинг, кранларнинг, ишлаётган одамларнинг, асбобларнинг, майда жиҳозларнинг оғирликлари, бир томонлама распор ва ҳ. к.) лойиҳаларда берилганларга кўра ҚМК 3.01.02-00 талаблари ва ишни бажаришга белгиланган шароитларни ҳисобга олиб қабул қилинади. Крандан бўладиган юкламани аниқлаётганда, кўтарилаётган юкламанинг ва қўзғалувчан стрелкасининг оғирлигини вазни 196кН (20тк) гача бўлганида 1,20 (0,85) га, ва ундан кўп бўлганида 1,10 (0,95) га тенг динамик коэффициент билан қабул қилиш керак. Бу ҳолда, агарда кранда юкламанинг бўлмаслиги ҳисобланаётган конструкциянинг ишига ноқулай таъсир кўрсатадиган бўлса, кран ҳисоблашларда, кўтариладиган юкламасиз ҳисобга олинади. Темирбетон конструкция элементларини ташиб боришда бўладиган зўриқиш таъсирига ҳисоблашда элементнинг ўз оғирлигидан бўладиган юкни динамик коэффициентлари билан биргаликда олиш керак. Уларнинг қиймати автомобил транспорт билан ташиганда 1,6 га, темир йўл билан ташилганда эса 1,3 га тенг бўлиши керак. Ташиб боришдаги динамик коэффициентлар кичик қийматларда қабул қилиниши мумкин, агарда улар тажриба асосида тасдиқланган бўлса, аммо автотранспорт орқали 1,3 дан кам эмас ва темир йўл транспорти орқали 1,15 дан кам эмас.

**2.31** Сейсмик юкламаларни ҚМК 2.01.03-96 га биноан СНиП II-7-81\* нинг 4 бўлими талабларига асосида қабул қилинади.

**\*2.32.** 2.24-2.30 б. ларда келтирилган бошқа вақтинчалик юкламалар ва таъсирларга, юкламаларга кўра ишончлилиқ коэффициентлари  $\gamma_f$  ни 2.14 жадвалга биноан қабул қилиш керак. Таянчлар танасини, уларни мувозанатли ҳолда осиб қўйиш услубида оралик қурилмаларни йиғаётганда ишлатган ҳолларда мустаҳкамликка текширганда ва шу ҳолларда оралик қурилмани таянчга маҳкамловчи анкерлар (тортиб қистиргичлар)ни мустаҳкамликка текшираётганда, оралик қурилманинг йиғилаётган консол қисмларининг



(учларининг), таянчларда ҳар хил ишорали эғувчи моментлар ҳосил этадиган ўз оғирликларига, йиғиладиган қисмлар(блоклар)ни тайёрлаш ва монтаж қилишнинг муайян шароитини ҳисобга оладиган, юкламага кўра ишончлилик коэффициентларини киритмоқ керак. Оралиқ қурилманинг темирбетон блокларини завод технологиясида тайёрлаганда, таянч танаси ва маҳкамловчи анкерларни мустаҳкамликка текшираётганда ўз оғирлиги учун юкламага кўра ишончлилик коэффициентини қуйидаги ифодаларга биноан аниқлаш рухсат қилинади:

$$\text{битта консоли учун } 1 + \frac{0,1}{\sqrt{z}} \geq 1,038; \quad (2.37)$$

$$\text{иккинчи консоли учун } 1 - \frac{0,1}{\sqrt{z}} \leq 0,962; \quad (2.38)$$

бу ерда,  $z$  – ҳар қайси томондан ўрнатиладиган блоклар сони.

2.14 Жадвал

| Бошқа вақтинчалик юкламалар ва таъсирлар  | Юкламага кўра ишончлилик коэффициенти $\gamma_f$ |
|---|--|
| Шамолдан бўладиган юкламалар ва таъсирлар :   |  |
| кўприкдан фойдаланишда  | 1,4  |
| кўприкни қуриш ва монтаж қилишда  | 1,0  |
| Муз зарбасидан бўладиган юклама   | 1,2  |
| Кемалар тўлқинидан бўладиган юклама   | 1,2  |
| Иқлим ҳарорати деформацияси ва таъсири  | 1,2  |
| Грунтнинг совуқдан шишганидан таъсири   | 1,3  |
| Кўзғалувчан таянчларда ишқаланишга қаршилик кучининг таъсири  | 2.28 б. га асосан                                |
| Қурилиш юкламалари:   |  |
| ёрдамчи ускуналарнинг ўз оғирлиги   | 1,1(0,9)   |
| йиғиб қўйиладиган қурилиш материалларининг оғирлиги ва ёрдамчи иншоотлардаги сунъий равишда тўғрилашларнинг таъсири | 1,3(0,8)   |
| ишлайдиган одамларнинг, асбобларнинг, майда жиҳозларларнинг оғирлиги  | 1,3(0,7)   |
| кранларнинг, қозиқ оёқни қоқадиган ускуналарнинг ва транспорт воситаларининг оғирликлари                            |  |
| гидравлик домкратлардан ва қимирлатишда ва кўтаришда электрик лебедкалардаги бўладиган кучлар                       | 1,1(1,0)   |
| оралиқ қурилма ва бошқа юкламаларни силжитгандаги ишқаланиш кучлари:  |  |
| салазка ва фторпластда силжитганда  | 1,3(1,0)   |
| ғалтакда силжитганда  | 1,1(1,0)   |
| аравадада силжитганда   | 1,2(1,0)   |

*Изоҳ.1. Юкламаларнинг ноқулай биргаликдаги таъсирдан конструкция элементларида уларнинг умумий таъсирининг миқдори кўпаядиган бўлганда  $\gamma_f$ нинг қавс ичидаги қийматлари олинади.*

*2. Пиёдалар йўлаги учун қордан тушувчи юклар КМК 2.01.07-97 бўйича қабул қилинади.*

### \*3 БЕТОН ВА ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР ҲИСОБЛАШДАГИ АСОСИЙ ТАЛАБЛАР

**\*3.1** Кўприклар ва қувурларнинг бетон ва темирбетон конструкцияларини лойиҳалашда, ГОСТ 27751–88\* да кўзда тутилган иккита гуруҳ чегаравий ҳолатларининг юз беришидан, талаб этиладиган ишончилигини таъминлаш тўғрисидаги кўрсатмаларига риоя этиш зарур.

Бунинг учун тегишли материаларни белгилашлар ва кўзда тутилган конструктив талабларни бажариш билан бирга, ушбу мёъерларда кўрсатилган ҳисоблашларни ўтказиш керак.

Конструкцияни бутунлай ва унинг алоҳида элементларини ҳисоблашларда, 1.35-1.41 б. ларда келтирилган улар ишининг мумкин бўладиган ҳар хил босқичларида юкламалар ва таъсирларнинг энг ноқулай биргаликда бўлиш ҳолларини ҳисобга олиш зарур.

1.37 б. да кўрсатилган умумий талаблар, кўрилаётган ҳисобий схемалар, қабул этилган конструктив технологик ечимларга муносиб бўлмоғи, иншоотни тайёрлаш, қурадиган жойга ташиб бориш ва қуриш шароитларига, уларни доимий ва вақтинчалик юкламалар билан юклаш хусусиятларига, конструкцияда зўриқишларни тартибга солиш ва олдиндан зўриқтириш тузумига лойиқ келадиган бўлиши зарур.

**\*3.2** Кўприклар ва қувурлар конструкциясининг элементларини биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатига тушишга йўл қўймаслик учун ушбу қисм кўрсатмаларига мувофиқ мустаҳкамликка, устиворликка (шакллари ва ҳолатлари) ва чидамлилиқка ҳисобланиши зарур, бу ҳолда, чидамлилиқка ҳисоблашларда иншоотни нормал эксплуатация қилиш босқичида ҳосил бўлиши мумкин бўладиган юкламалар ва таъсирлар инobatга олинishi керак.

Иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолати бўлмаслиги учун 3.1 жадвалда кўрсатилган ҳисоблашлар ўтказилади.

3.1 Жадвал

| Ҳисоблаш   | Ишчи арматура   | Конструкциянинг ишлаш босқичлари  |
|--|---|---|
| Бўйлама ёриқлар пайдо бўлишига                             | Зўриқтирилмаган<br>Зўриқтирилган  | Фойдаланишда<br>Барча босқичларда (нормал фойдаланишда, иншоотни қуриш, олдиндан зўриқтириш, сақлаш, ташиб бориш) |
| Элемент бўйлама ўқига нормал ва қия ёриқлар пайдо бўлишига | Зўриқтирилган   | Барча босқичларида  |
| Элемент бўйлама ўқига нормал ва қия ёриқлар очилишига      | Зўриқтирилмаган ва зўриқтирилган (2а ёрилишга пишиқлик талаб даражасига биноан лойиҳаланадиган, зўриқтирилган арматурали элементлардан ташқари, 3.24 жадвалини қаранг). | Барча босқичларда   |
| Элементнинг бўйлама ўқига                                  | Зўриқтирилган   | Фойдаланишда  |

|  |                                  |                   |
|--|----------------------------------|-------------------|
| нормал ёриқларнинг ёпилишига (қисилишга)   |                                  |                   |
| Уринма кучланишларни чеклашга  | Зўриқтирилмаган ва зўриқтирилган | Барча босқичларда |
| Хизматига кўра барча турдаги кўприклардаги оралик қурилмаларни деформацияга (эгилишга), автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларидаги ўтиш профилининг синиш бурчагига | Зўриқтирилмаган ва зўриқтирилган | Фойдаланишда      |

**3.3** Ёрилишга пишиқликка ҳисоблашларда конструктив ва бошқа талаблар (сув четлатиш ва конструкцияларни гидроизоляциялаш) билан биргаликда темирбетон кўприклар ва қувурларнинг занглашга пишиқлигини таъминлаши зарур, ҳамда куч омиллари ва ноқулай ташқи муҳитнинг биргаликдаги таъсирдан бузилишлар бўлишига тўсқинлик қилиши керак.

Темирбетон конструкцияларнинг элементлари бажарадиган хизматига, ишлаш шароитига ва қўлланиладиган арматурасига боғлиқ ҳолда, ёриқ ҳосил бўлишининг ҳар хил эҳтимоллигини ва уларнинг очилиш энининг чегаравий ҳисобий қийматларини (3.95 б. га қаранг) кўзда тутувчи ёрилишга пишиқлик бўйича тегишли даражалар талабини қаноатлантириши зарур.

**3.4** Статик ноаниқ конструкциялар элементларининг кесимларидаги юкламалар ва таъсирлардан юз берадиган зўриқишларни, биринчи ва иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблашларда, қоидага биноан, бетоннинг ва арматуранинг ноэластик деформацияларини ва ёриқлар мавжудлигини ҳисобга олиб аниқлаш керак.

Бетоннинг ноэластик хоссаларини ҳисобга оладиган ҳисоблаш усуллари ишлаб чиқилмаган конструкцияларда, ҳамда бетоннинг ноэластик хоссалари ҳисобга олинган ҳисоблашнинг оралик босқичлари учун, элементлар кесимларидаги зўриқишларни, уларнинг чизиқли эластиклигини фараз қилиб аниқлаш руҳсат этилади.

**3.5** Конструкцияни тайёрлаш ёки монтаж қилиш жараёнида унинг ҳисобий схемаси ёки кесимнинг геометрик тавсифи ўзгарадиган бўлганида, конструкциядаги зўриқишларни, кучланишларни ва деформацияларни аввалги ўтган барча босқичлар учун йиғиб аниқлаш керак. Бунда, қоидага кўра, зўриқтириладиган арматурадаги кучланишни релаксацияси туфайли вақт ўтиши билан бетоннинг ўтириши ва оқишидан бўладиган зўриқишнинг ўзгаришини ҳисобга олмоқ керак.

**3.6** Зўриқтирилмаган арматурали конструкциялардаги бетон ва арматурадаги кучланишларни, бетоннинг чўзилаётган қисмининг ишлашини ҳисобга олмасдан (3.48, 3.94 ва 3.100 б. ларга қаранг) эластик материалларни ҳисоблаш қоидалари бўйича аниқлаш керак.

**3.7** Олдиндан зўриқтирилган конструкциялардаги элементнинг бўйлама ўқига нисбатан нормал кесимларида, бетон ва арматурадаги кучланишлар, кесимни туташ деб қараб эластиклик материалларни ҳисоблаш қоидалари бўйича аниқланиши керак. Очик каналларда жойлашадиган, зўриқтириладиган арматуранинг қуйма бетони, асосий конструкция бетони билан бирикмайдиган

бўлганида (3.170 б. га қаранг), каналда жойлашган зўриктириладиган арматуранинг конструкция бетони билан бирикмаган деб инобатга олиш керак.

Олдиндан зўриктирилган конструкциялар элементларидаги (булар ичида аралаш арматураланганлар ҳам бор) ёриқларнинг очилиш энини аниқлашда, арматурадаги кучланишни бетоннинг чўзиладиган қисмининг ишини инобатга олмасдан аниқлаш лозим. Бетон чўзиладиган қисмининг зўриқишини тўласига арматурага бериш рухсат этилади. Келтирилган кесим тавсифини барча ҳолатларда 3.48 б. га биноан кесимдаги мавжуд бўлган таранглаштирилган ва оддий арматураларни инобатга олган ҳолда аниқлаш зарур.

Агар конструкция элементлари ҳар хил синфлардаги бетонлардан ташкил топган бўлса, у ҳолда кесимнинг умумий майдонини уларга тегишли бўлган эластик модулларини ҳисобга олиб аниқлаш керак. Арматураси бетоннинг ўзига тираб тортиладиган конструкцияларда, унинг қисилиш босқичида, очик ва ёпиқ каналларнинг майдонлари бетоннинг ишчи майдонига киритилмайди.

Бу турдаги конструкцияларни фойдаланиш давридаги босқичга ҳисоблашда, бетоннинг ишчи майдони таркибига ёпиқ каналларни тўлдирувчи қоришмалар кесими майдонини киритиш рухсат этилади. Очик каналларда қуйилган бетонни, 3.104 б. га мувофиқ бўладиган махсус технологик тадбирлар 3.170 б. талабларига биноан бажариладиган ҳолда ва қуйилган бетон ичига зўриктирилмаган арматура жойлаштирилган ҳолда ҳисобга олиш рухсат этилади. Бу ҳолда, қуйилган бетондаги ёриқнинг очилиш эни, 3в даражали ёрилишга пишиқлик талабига биноан лойиҳаланадиган элементлар учун қабул қилинадиган ўлчамлардан ошмаслиги керак.

**\*3.8** Ҳар хил таркиблардан бириктириладиган (узунасига ва баландлигига) конструкцияларда мустаҳкамликка ва ёрилишга пишиқликка текширишларни, бириктириладиган жойларга туғри келадиган ёки бириктириладиган жойлар зонасини кесиб ўтадиган кесимларда ўтказмоқ керак. Бирикатирилган (бирлашатирилган) жойлар, қуйилган бетонда ва уланадиган элементлар (блоклар) учларида шикастланишлар бўлмайдиган даражада қилиниб, ҳисобий зўриқишлар берилишини таъминлаши зарур. Уланган жойдаги елимлар, уларнинг тўла беркитилишига ва сиқувчи кучларнинг бир хил миқдорда тарқатилиб берилишига мўлжалланган бўлади.

**3.9** Темир йўл кўприклари оралик қурилмаларининг кўндаланг кесими тавр шаклидаги тўсинларининг деворчаларини, кўприкда йўлнинг кўндаланг йўналишида мумкин бўладиган, камида 10 см гача бўладиган силжишини инобатга олган ҳолда ҳисоблаш зарур. Кўприклар оралик қурилмалари тўсинларининг деворчаларини ёриқ ҳосил бўлишига ҳисоблашни, уларнинг эгилиши (ўз текислигидан) ва буралишини ҳисобга олиб бажариш тавсия этилади.

**\*3.10** Арматуранинг олдиндан зўриктириш, тортиш ускуналари орқали тортиладиган арматура учига бериладиган бошланғич (назоратланадиган) зўриқиш 3.86 б. ни ҳисобга олиб назоратланувчи зўриқишдан, кўрилайётган вақтгача юз берган барча кучланишларни чиқазиб ташлагандаги нормал ҳолатига тушган зўриқишлар қийматларини тавсифлайди. Бу ҳолда,

назоратланувчи зўриқишга муносиб келадиган арматурадаги зўриқиш, 3.16 жадвалда кўрсатилган, 3.43 б. га мувофиқ бўладиган ишлаш шароити коэффицентини инобатга олган бўлиши, ҳисобий қаршликлардан ошмаслиги қрак. Лойиҳа ҳужжатларида, зўриқтириладиган арматура элементлари учун назоратланувчи зўриқишлар ва уларга муносиб О илованинг О.1 жадвалидаги 4 ҳолатни инобатга олгандаги арматуранинг узайиш (чўзилиш) қийматлари кўрсатилган бўлиши зарур. Умумий ҳолда арматуранинг узайиш қиймати  $\Delta_p$ , куйидаги формула билан аниқланади:

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \int_0^l \frac{dx}{e^{ax+\delta\theta}}, \quad (3.1)$$

бу ерда,  $\sigma_p$  – назоратланувчи зўриқишга жавоб берадиган ва 3.14 б. талабига мувофиқ белгиланадиган кучланишлар;

$E_p$  – таранглаштириладиган (зўриқтирилган) арматуранинг эластиклик модули;

$l$  – арматура элементининг ҳисобий узунлиги (тортиш анкеридан арматура элементининг узунаси бўйлаб кўчиши нолга тенг нуқтасигача бўлган масофа).

Қолган белгилашлар О илованинг О.1 ва О.2 жадвалларида келтирилган.

Ҳисобланган чўзилишнинг қийматини таранглаштирилган арматура тортилишининг унинг эластиклик модулини ҳақиқий қийматини ҳисобга олгандаги ишлашини назорат қилиш орқали ва ўлчанган ишқаланиш коэффицентини, ҳамда тортувчи усқунанинг конструктив хусусиятини инобатга олиб аниқлаштириш мумкин бўлади. Таранглаштирувчи усқуна кучи билан юз берадиган ҳисобий таъсирни аниқлашда юкламага кўра ишончлилик коэффицентини  $\gamma_f$  куйидагига тенг деб қабул этиш керак:

а) арматура билан бетон ишқаланганда:

узунасига бутун элементлар учун – 1,0;

узунасига бўлаклардан таркиб топган элементлар учун - 3.86 б. га кўра;

б) арматура билан бетон жипслашмаган ҳолда (3.65 б. га қаранг) –  $1 \pm 0,1$ .

**\*3.11** Олдидан таранглаштирилган элементларни ҳисоблашда таранглашадиган арматурадан жамланган кучларнинг бетонга бериладиган жойини куйидагича қабул этиш керак:

ташқи (чеккасида жойлашадиган) ва ичкаридаги (стерженли-каркасли) анкерли конструкцияларда анкер тираладиган ёки маҳкамланадиган жойга;

анкерлари бўлмайдиган арматурали конструкцияларда (арматура билан бетон бевосита жипслашиши оқибатида анкерланадиган сиқувчи куч бериладиган) кучланиш бериладиган зона узунлигининг 2/3 қисмича масофада.

Таранглашадиган нотекис сиртли стерженли арматурадан бўладиган кучнинг бетонга берилиш зонасининг узунлигини куйидагича қабул этиш керак:

куч силлиқ берилганида - 20d (d - стержен диаметри);

стерженни кесиш оқибатида бирданига берилганида (стержен диаметри 18 мм дан катта бўлмаган ҳолда рухсат этилади) - 25d.

Ташқи ҳавонинг энг совуқ беш кунлигининг ўртача ҳарорати минус 40<sup>0</sup>С совуқ бўлган ҳудудларда фойдаланишга мўлжалланган конструкция элементлари учун кучнинг бетонга берилиш зонаси узунлигини 5d га ошириш керак.

Кучнинг К-7 классдаги таранглаштириладиган арматура арқонларидан бетонга берилиш зонасининг узунлигини, анкерлар бўлмаган ҳолда, 3.2 жадвалда курсатилган ўлчамларда қабул этиш керак; ташқи ҳавонинг энг совуқ беш кунлигининг ўртача ҳарорати минус 40<sup>0</sup>С совуқ бўлган ҳудудларда фойдаланиш учун мўлжалланган конструкция элементлари учун К-7 синфдаги арматура арқонлари (арқон шаклидаги арматуралар) бўлганида зона узунлигини 3.2 жадвалда кўрсатилган қийматлардан қуйидаги миқдорлардан катта қилиб қабул этиш керак:

- арқон диаметри 9 мм бўлганида - 27 см;
- арқон диаметри 12 мм бўлганида - 30 см;
- арқон диаметри 15 мм бўлганида - 38 см.

Кучнинг К-7 синфдаги таранглаштириладиган арматура арқонларидан бетонга берилиш зонасининг узунлигини 1,4 коэффицент билан олинади.

**3.12** Бетонга жамланган кучларнинг узатиш зонасини, жумладан зўриқтириладиган арматура элементларидан ҳам арматуралаш, ушбу зонанинг кучланиш-деформацияланиш ҳолатларини ҳисобга олган ҳолда эластиклик назарияси услуби ёки маҳаллий кучланишга ҳисоблашнинг бошқа асосланган усуллари билан аниқлаб бажарилиши зарур.

3.2 Жадвал

| К-7 синфдаги арқон арматуранинг диаметри, мм | Сиқилишдаги мустаҳкамлик синфига жавоб берадиган бетоннинг берилиш мустаҳкамликлари қуйидагича бўлганидаги кучнинг бетонга берилиш зонасининг узунлиги $l_{rp}$ , см да |     |       |     |     |     |     |                    |
|--|---|-----|-------|-----|-----|-----|-----|--------------------|
|  | B22,5   | B25 | B27,5 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 ва ундан катта |
| 9  | 88  | 85  | 83    | 80  | 75  | 70  | 65  | 60                 |
| 12   | 98  | 95  | 93    | 90  | 87  | 85  | 75  | 70                 |
| 15   | 125   | 110 | 105   | 100 | 95  | 90  | 85  | 80                 |

*Изоҳ.* Сиқилиш кучи бетонга бирданига берилганида (арқонларни кесили орқали), кучнинг берилиш зонасининг бошланишини элемент учидан  $0,25l_{rp}$  га тенг бўлган масофада деб қабул этиш керак.

**3.13** Бетоннинг ўтириши ва оқиши таъсирини қуйидагиларни аниқлашда инобатга олиш керак:

- олдиндан зўриқтиришда арматурадаги кучланишлар йўқолишини;
- олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда бетон қисилишининг камайишини;
- сунъий равишда тартиблаштириладиган конструкцияларда зўриқишнинг ўзгаришини;
- доимий юкламалар ва таъсирлардан конструкциянинг кўчишларини (деформацияларини);

статик ноаниқ конструкциялардаги кучлар;

йиғма-қуйма конструкциялардаги кучлар;

Вақтинчалик юклардан бўладиган конструкциянинг деформациясини бетоннинг чўкиши ва оқишини инобатга олмасдан аниқлаш руҳсат этилади.

Иккита ўкли ва учта ўкли - сиқилувчан элементларни ҳисоблашда бетоннинг ўтириши, оқиши оқибатида зўриқтириладиган арматурада бўладиган кучланиш йўқолишини ва бетон қисилишининг камайишини, куч таъсирининг ҳар бир йўналишида алоҳида аниқлаш руҳсат этилади;

**\*3.14** Олдиндан зўриқтириладиган конструкция элементларидаги кучланишларни, қуйидагиларни чиқариб ташлагандан кейинги назоратланувчи зўриқиш бўйича аниқлаш керак:

бетонни сиқиш босқичида – биринчи йўқолишларни;

фойдаланиш босқичида – биринчи ва иккинчи йўқолишларни.

Биринчи йўқолишларга қуйидагиларни киритиш керак:

а) арматураларини тиргакка тираб тортадиган конструкцияларда - анкерларнинг деформацияланиши оқибатидаги, эгувчи мосламаларга арматуранинг ишқаланиши оқибатидаги, арматурадаги кучланиши релаксациясидан (тўла қийматининг 50% миқдорида), ҳароратлар фарқидан, тез юз берадиган бетон оқишидан, ҳамда шакл деформациясидан (арматурани қолипда тортганда) бўладиган йўқолишлар;

б) арматурани бетонга тираб тортадиган конструкцияларда – анкерлар деформацияси оқибатида, арматурани ёпиқ ва очик каналлар деворларига ишқаланишидан, арматурадаги кучланиш релаксациясидан (тўла қийматининг 50% миқдорида) йўқолишлар.

Иккинчи йўқолишларга қуйидагиларни киритиш керак:

а) арматураларини тиргакка тираб тортадиган конструкцияларда – бетоннинг ўтириши ва оқишидан, арматурадаги кучланиши релаксациясидан (тўла қийматининг 50% миқдорида) йўқолишлар;

б) арматурани бетонга тираб тортадиган конструкцияларда бетоннинг ўтириши ва оқиши оқибатида, арматурадаги кучланиш релаксациясидан (тўла қийматининг 50% миқдорида), спирал ёки ҳалқасимон арматуранинг бетонга ўраладиган бурамлари тагидаги эзилишдан, узунасига бўлақлардан иборат конструкцияларда блоклар орасидаги уловчи чокларнинг деформациясидан тушадиган йўқолишлар.

Санаб ўтилган йўқолишларнинг айримларини қийматларини 3.15 б. ни инобатга олиб, О иловага биноан аниқлаш керак. Арматурадаги кучланиш релаксациясидан (тўла қийматининг 50% миқдорида) бўладиган иккинчи йўқолишларни бир хил миқдорда юз беради ва бетоннинг сиқилишидан кейинги бир ой мобайнида тўла тугалланади деб қабул этиш руҳсат этилади.

Биринчи ва иккинчи йўқолишлар қийматининг йиғиндиси 98 МПа (1000 кгк/см<sup>2</sup>) дан кам бўлмаган деб қабул қилиниши керак.

**\*3.15** Бетоннинг ўтириши ва оқишидан, зўриқтирилган арматурадаги кучланишнинг йўқолишини аниқлашда қуйидаги кўрсатмаларга риоя қилиш зарур:

а) бетоннинг ўтириши ва оқишдан йўқолишининг вақт давомида ўзгариши  $\Delta\sigma_p(t)$  ни куйидаги ифода билан аниқлаш рухсат қилинади:

$$\Delta\sigma_p(t) = (1 - e^{-0.1\sqrt{t}}) \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty), \quad (3.2)$$

бу ерда,  $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$  – О ёки Q иловаларга биноан аниқланадиган бетоннинг ўтириши ва оқишдан ҳосил бўладиган арматурадаги йўқолишларнинг охириги (чегаравий) қийматлари;

$t$  – оқишдан бўладиган йўқолишни аниқлашда бетоннинг сиқиладиган кунидан, ўтиришидан бўладиган йўқолишни аниқлашда, бетонлаш тугаган кунидан ҳисобланадиган вақт, суткада;

$e = 2,718$  – натурал логарифм асоси;

б) атроф муҳит ҳавосининг намлиги 40% дан паст бўладиган шароитларда фойдаланишга мўлжалланган конструкциялар учун бетоннинг ўтириши ва оқишдан юз берадиган йўқолишларни 25% га кўпайтириш керак, ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) га биноан, IVA иқлим минтақасида фойдаланишга мўлжалланган ва қуёш радиациясидан ҳимояланмаган конструкциялар бундан мустасно, улар учун кўрсатилган йўқолишлар 50% га кўпайтирилади.

в) бетоннинг ўтириши ва оқишдан бўладиган зўриқишнинг катта тақсимланиши ва йўқолишларни аниқлаш учун, бетоннинг ўтириш ва оқиш деформацияларининг чегаравий нисбий қийматларини, арматура таъсирини, бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги ва ёшини, юкламанинг босқичма босқич қўйилиши ва унинг ҳар битта босқичда таъсир этиш муддатини, деформациянинг вақт мобайнида ривожланиш тезлигини, кўндаланг кесимларнинг келтирилган ўлчамларини, муҳитнинг нисбий намлиги ва бошқа омилларни инобатга олувчи аниқ услублардан фойдаланиш рухсат этилади. Бу услублар ўрнатилган тартибда (технологик регламентларда) асосланган бўлиши зарур. Бу ерда бетоннинг ўтиришдаги норматив  $\varepsilon_n$  ва оқишдаги норматив  $c_n$  деформацияларини 3.32 б. бўйича олиш керак.

**\*3.16** Темирбетон панжарали фермаларнинг сиқиладиган элементларининг ҳисобий узунлиги  $l_0$  ни пўлат панжарали фермаларнинг сиқиладиган элементларини аниқлашга тегишли бўлган кўрсатмаларга (4 бўлимга қаранг) биноан қабул қилиш керак. Устунлари ригел билан яхлит қилиб бирлаштирилган ромларнинг алоҳида турган устунларининг ҳисобий узунлигини, ригелнинг бикрлиги  $B_1 = E_b I_1$  ни, устунларнинг бикрлиги  $B_2 = E_b I_2$  га нисбатига боғлиқ ҳолда 3.3 жадвалдан қабул қилиш рухсат этилади. Қозикоёқларнинг (қувуркесимли қозикоёқларнинг, устун қозикоёқларнинг) ҳисобий узунлигини, шулар жумласидан эстакада туридаги таянчлар элементларидагини ҳам, ҳисобий узунлигини, грунтнинг деформацияланишини, пойдеворнинг ва таянчнинг тепа қисмининг кўчишга қаршилигини инобатга олган ҳолда қабул қилиш керак. Таянч элементларини ёки қисимларини ҳисоблашда, қурилиш-механикасининг сиқилган стерженларнинг ҳисобий (эркин) узунлигини аниқлашга тааллуқли услубларидан фойдаланиб ҳисоблаётганда, кўриляётган элементлар учларининг, грунтнинг деформацияланиши ва кўзгалувчан таянчиклардан



ишқаланиш кучларининг мавжудлиги оқибатидаги эластик равишда қистирилганлигини (эластик кўникувчанлик ҳолати) инобатга олиш руҳсат этилади. Бундай ҳисоблашлар қилинмаган ҳолларда, ғалтакли ва сектор типидagi ҳамда фторпласт қатламларидаги қўзғалувчан таянчлар қўлланилганида, таянч тепасининг ўзаро боғлиқлигини инобатга олмаслик керак.

Сиқилган темирбетон элементларда бўйлама арматуранинг кўндаланг кесими минимал майдонининг бетоннинг ҳисобий кесими тўла майдонига % миқдори, куйидагилардан кам бўлмасликлари керак:

букилувчанлиги  $\frac{l_0}{i} \leq 17$  бўлган элементларда – 0,20 дан;

букилувчанлиги  $\frac{l_0}{i} \geq 104$  бўлган элементларда – 0,60 дан;

## 3.3 Жадвал

| Ригел узунлиги $L$ нинг устун баландлиги $H$ га нисбати | Бикрликлар нисбати $\frac{B_1}{B_2}$ лар куйидагича бўлганидаги устуннинг ҳисобий узунлиги $l_0$ |       |      |
|---|--|-------|------|
|   | 0,5  | 1     | 5    |
| 0,2   | 1,1H   | H     | H    |
| 1   | 1,3H   | 1,15H | H    |
| 3   | 1,5H   | 1,4H  | 1,1H |

Изоҳ.  $\frac{L}{H}$  ва  $\frac{B_1}{B_2}$  нисбатларнинг оралиқ қийматларида  $l_0$  ни интерполяция қилиб аниқлаш руҳсат этилади.

букилувчанликнинг оралиқ қийматларида интерполяция бўйича; бу ерда,  $l_0$  – элементнинг ҳисобий узунлиги;

$i = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}}$  – элемент кўндаланг кесимининг инерция радиуси;  $I_b$  – бетон

кесимининг инерция моменти;  $A_b$  – бетон кесимининг майдони.

Минимал арматуралаш миқдорлари талаблари бажарилмаса, у ҳолда, конструкция элементларини бетонлар сифатида ҳисоблаш керак. Сиқилган темирбетон элементларнинг хоҳлаган йўналишдаги букилувчанлиги, иншоотни фойдаланиш босқичидаги қиймати – 120 дан, монтажлаш босқичидагиси эса 150 дан ошмаслиги керак. Қисман (қия) арматураланган элементларнинг букилувчанлиги  $\frac{l_0}{i_{ef}}$ , тўрлар билан арматураланганда – 55 дан, бурама

арматуралар билан арматураланганда – 35 дан ошмаслиги зарур, бу ерда  $i_{ef}$  – бетон қисми (металл бурама ёки тўрнинг якуний стерженлари ўқлари билан чегараланган), кесимининг инерция моменти.

**\*3.17** Тўғри бурчакли темирбетон қувурлар тўдаларини ёпиқ контурли ромга ўхшатиб ҳисоблаш ва қўшимча қилиб, улар деворларини қаттиқ қистирилган устунлар схемасида текшириш керак. Юмалоқ темирбетон қувурларнинг тўдаларини,  $R$  иловага биноан аниқланадиган эгувчи оментларга (бўйлама ва кўндаланг кучларни инобатга олмасдан) ҳисоблаш руҳсат этилади.

**БЕТОН ВА ТЕМИРБЕТОН  
КОНСТРУКЦИЯЛАР УЧУН МАТЕРИАЛЛАР**  
**Бетон**  
**УМУМИЙ ТАВСИФЛАРИ**

**\*3.18** Кўприклар ва қувурлар конструкцияларида ГОСТ 26633-91 га мувофиқ келадиган ўртача зичлиги 2200 дан 2500<sup>1)</sup> кг/м<sup>3</sup> гача бўлган конструкцион оғир бетонларни қўллаш кўзда тутилиши керак. Бошқа белгилардаги ва зичликдаги бетонни қўллаш ўрнатилган тартибда тажриба ўтказиладиган конструкцияларда, рухсат этилади. Конструкциялар бетони сиқилишга мустаҳкамлиги, лойиҳавий синфи, узатувчи ва чиқаришдаги мустаҳкамлиги билан тавсифланади. Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлик синфи «В» – 150x150x150 мм кубларнинг белгиланган муддатларда текширгандаги, таъминланганлиги 0,95 бўлган сиқилиш мустаҳкамлигининг кафолатланган қиймати билан аниқланади.

Бетоннинг лойиҳавий «В» синфи - бу конструкция бетонининг лойиҳада белгиланган мустаҳкамлигидир. Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги  $R_{bp}$  деб, тайёрлаш ва монтаж қилиш жараёнида унга (3.31 б. га қаранг) зўриқишни бериш пайтидаги бетоннинг (синфиига муносиб келадиган) мустаҳкамлигига айтилади.

<sup>1)</sup> Ушбу бўлимдаги баён этилган нормалар ва талаблар кўрсатилган зичликдаги, келгусидаги «оғир бетон» номи билан (зичлигини кўрсатмасдан) юритиладиган бетонларга тегишли.

Бетоннинг чиқишдаги мустаҳкамлиги  $R_{b0}$  – деб, бетоннинг тайёрловчи- завод омборидан жўнатиш (совитиш) пайтидаги (тегишли синфидаги) мустаҳкамлигига айтилади.

**\*3.19** Кўприклар ва қувурлар конструкциялари учун сиқилишга мустаҳкамлиги В20, В22,5, В25, В27,5, В30, В35, В40, В45, В50, В55 ва В60 (шунингдек, мустаҳкамлигини оширувчи қўшимчалар билан олинadиган) синфлардаги оғир бетонлар ишлатилиши керак. В22.5 ва В27.5 синфлардаги бетон цементни тежаш имконини берадиган ва конструкциянинг бошқа техник-иқтисодий кўрсаткичларини камайтирмайдиган ҳолларда кўзда тутилиши керак. Конструкция турига, уларни арматуралаш ва ишлаш шароитига боғлиқ ҳолда қўлланиладиган бетон 3.4 жадвалда келтирилган талабларга муносиб бўлмоғи зарур.

3.4 Жадвал

| Конструкция тури, арматуралаш<br>ва ишлаш шароити | Бетоннинг<br>сиқилишга<br>мустаҳкамлиги буйича синфи |
|---|--|
| 1. Бетондан қилинган                              | В20  |

|  |  |
|--|--|
| <p>2.Зўриктирилмаган арматурали темирбетондан қилинганда куйидаги ҳолатларда жойлашганида<sup>1)</sup>:</p> <p>а) сув сатҳи ўзгарувчан зонада</p> <p>б) иншоотнинг ер тагидаги қисмларида</p> <p>в) иншоотнинг ер тагидаги қисимларида, ҳамда йиғма-қуйма таянчларнинг ички бўшлиқларида</p>   | <p>B25</p> <p>B22,5</p> <p>B20</p>   |
| <p>3. Олдиндан зўриктирилган темирбетондан қилинган:</p> <p>а) анкерсиз:</p> <p>куйидаги синфлардаги стерженли арматураларда:<br/> A600 (А-IV), Ат600 (Ат-IV),<br/> A800 (А-V), Ат800 (Ат-V),<br/> A1000 (Ат-VI)</p> <p>симли арматураларда:<br/> Вр синфлардаги якка симлардан<br/> К-7 синфдаги якка арматура арқонлардан</p> <p>б) анкерлар билан:</p> <p>симли арматура бўлганида:<br/> В синфдаги (ташқи ва ички анкерли)<br/> К-7 синфдаги якка арматура арқонлардан<br/> К-7 синфдаги ўрам арқонлардан<br/> пўлат арқонлардан (бураб эшилган, иккита ва ёпиқ)</p> | <p>B25</p> <p>B30</p> <p>B35</p> <p>B35</p> <p>B35</p> <p>B25</p> <p>B25</p> <p>B35</p> <p>B35</p> |
| <p>4. Энг совуқ бешкунликдаги ташқи ҳавонинг ўртача ҳарорати куйидагича бўлган районларда жойлашган кўприкларнинг таянчларини муз оқадиган дарёларда қоплашга ишлатиладиган блоклар<br/>минус 40<sup>0</sup>С ва баланд</p>  | <p>B35</p>   |

<sup>1)</sup> Зоналарнинг тавсифи <sup>1)</sup> эслатмада ва 3.5 жадвалдаги изоҳда кўрсатилган.

Очиқ каналларда жойлашган зўриктириладиган арматураларни қўйиш учун сиқилишга мустаҳкамлик синфи В35 дан кам бўлмаган бетон кўзда тутилиши керак.

Олдиндан таранглаштирилган конструкциялардаги арматура каналларини юқори босим остида тўлдиришга, 28 кундаги мустаҳкамлиги 29,4 МПа (300 кгк/см<sup>2</sup>) дан кам бўлмаган қоришма ишлатилиши керак. Йиғма конструкцияларнинг бирлашадиган жойларини монолитлашга, ўша элементларнинг сиқилишга бўлган мустаҳкамлигидан кам бўлмаган синфдаги бетон қўлланилиши керак. Мустаҳкамлиги синфи В60 дан баланд бетонни ((шунингдек, мустаҳкамлигини оширувчи қўшимчалар билан олинадиган) махсус техник шартлар билан ишлатиш рухсат этилади.

**\*3.20** Бетон ва қоришманинг музлашга пишиқлик маркази F ни қурилиш зонасининг иқлим шароитига, конструкциянинг жойлашиши ва турига боғлиқ ҳолда 3.5 жадвалдан қабул қилинади.

**3.21** Сув омборлари ва гидростанция тўғонларига яқин жойлашган кўприклар учун сиртини қопловчи блокларнинг ва таянчлар таналари бетонининг совуққа пишиқлик марказлари, дарё гидротехник иншоотларининг бетонига ушбу ҳолларда қўйиладиган талабларга ва муайян фойдаланиш

шароитларининг таҳлилига асосланиб, ҳар бир ҳолат учун алоҳида белгиланиши зарур.

**\*3.22** Электрик ва кимёвий емирилишга учрамайдиган сув тагидаги ва ер устидаги иншоотларда, ҚМҚ 2.03.11-97 га мувофиқ сув шимдирмаслик маркази W4 бўлган бетон қўлланиши керак.

Конструкциянинг қолган элементлари ва қисмлари, шу жумладан темирбетон кўприклар ва қувурларнинг бетонлаб уланадиган жойлари, юриш полотносининг ҳимоя қилувчи қатлами ҳам сув шимдирмаслик маркази W6 дан кам бўлмаган бетондан лойиҳаланиши зарур.

Энг совуқ бешкунликдаги ташқи ҳавонинг ўртача ҳарорати (минус 40<sup>0</sup>С) бўлган ҳудудлардаги темирбетон таянчлардаги, сувнинг ўзгарувчан сатҳидаги зонасида таянчни қопловчи блоklarда, намтўсгич қатлам вазифасини бажарувчи чириш полотносининг битта ва иккита қатламли барча ҳоллардаги текисловчи қатламида, сув шимдирмаслик маркази W8 дан кам бўлмаган бетон қўлланилиши зарур.

**\*3.23** Агрессив муҳитда фойдаланишга белгиланган конструкция элементларида ҚМҚ 2.03.11-97 ва ГОСТ 10060.0-95 талабларига мувофиқ бўладиган, шундай таъсирларга чидамли (пишиқликка эга) бўлган бетон ва ҳимояловчи қопламалар қабул қилиниши зарур.

3.5 Жадвал

| ДҚН 2.04-01-98<br>(СНиП 23-01-99*),<br>га биноан<br>энг совуқ ойнаинг<br>ўртача ойлик<br>ҳарорати билан<br>тавсиф<br>ланувчи иқлим<br>шароити <sup>0</sup> С да | Конструкция ва улар қисимларининг жойлашиши   |                           |   |  |      |                                 |
|---|---|---------------------------|---|--|------|---------------------------------|
|   | Сув юзасидан тепада,<br>ер тагида ва сув<br>босмайдиган зоналар <sup>1)</sup><br>устида   |                           | Сув сатҳи ўзгариб турадиган зонада <sup>2,3)</sup>  |  |      |                                 |
|   | Конструкция тури  |                           |   |  |      |                                 |
|   | Темир<br>бетондан<br>ва<br>юпқадевор<br>ли<br>бетондан<br>(қалинлиги<br>0,5 дан<br>кичик) | Катта<br>ўлчамли<br>бетон | Темир<br>бетондан<br>ва юпқа<br>ўлчамли<br>бетондан | Катта ўлчамли<br>бетондан  |      | Сиртини<br>қопловчи<br>блоклари |
| Таянч<br>танасини<br>териш<br>(ташқи<br>зона<br>бетони)   |   |                           |   | Сиртини<br>қопловчи<br>блокларни<br>тўлдирувч<br>и термалар<br>(ички зона<br>бетони) |      |                                 |
| Юмшоқ:<br>минус 10 ва юқори   | F200  | F100                      | F200  | F100   | F100 | -                               |
| Совуқ:<br>минус 10 дан минус<br>20 (ҳам киради) гача  | F200  | F100                      | F300  | F200   | F100 | F300                            |
| Жуда ҳам совуқ:<br>минус 20 дан паст  | F300  | F200                      | F300 <sup>4)</sup>                                  | F300   | F200 | F400 <sup>5)</sup>              |
| Музлашга қарши<br>тузлардан<br>фойдаланиш   | F300  |                           |   |  |      |                                 |

<sup>1)</sup> Таянчларда ер устидаги сув билан бостириб юборилмайдиган зоналарга, грунт устидан 1 м тепада жойлашган қисимларини киритмоқ керак. Таянчининг пастда жойлашган

ва грунт музлаш чуқурлигининг ярмигача бўлган участкаларнинг бетони учун сув сатҳи ўзгарадиган зонадаги конструкциялар учун кўрсатилган талаблар кўзда тутилмоғи керак.

2) Сув сатҳининг ўзгарувчан зонасининг устки чегараси деб муз қатламининг энг пастки юзасидан 0,5 м га пастда бўлган сатҳни қабул этиш керак.

3) Конструкция учун совуқбардошлиқ бўйича бетон маркаси сув кўпайиш даврида жадвалда келтирилган марка асосида 100 циклга кўтарилади

4) Ўта совуқ иқлим шароитли худудлардаги доимий сув оқадиган жойларда жойлашган темир йўл ва аралаш ҳаракатли кўприкларда бетон маркаси совуққа чидамлилиқ бўйича F400 дан кам бўлмаслиги керак.

5) Қалинлиги 1,5 м дан катта бўлган музоқар дарёлардаги темир йўл ва аралаш ҳаракатли кўприкларнинг таянчларини қоплаш учун ишлатиладиган ва ўта совуқ иқлим шароитида жойлашган кўприкларнинг бетон маркаси совуққа чидамлилиги бўйича F500 бўлиши шарт.

*Изоҳлар: 1. Конструкцияларнинг сув тагидаги (энг пастдаги муз қатламининг пастки юзасидан 0,5 м гача чуқурда), ер тагидаги (яхлаш чуқурлигининг ярмисидан пастдаги), қисмларнинг бетониға совуққа пишиқлик талаблари нормаланмайди. Кўмиладиган қирғоқ таянчларига, конструкциянинг ер тагидаги қисмларига конус грунтининг яхлаш чуқурлигининг ярмисидан пастда жойлашган қирғоқ таянч қисмлари киради.*

2. Сув ўтказувчи қувурлари барча элементларининг, конуслар ва дарё ўзанларини маҳкамловчи, йўналтирувчи ва қирғоқларни маҳкамловчи иншоотларнинг, ҳамда кўприк полотноси барча элементларининг, бунинг ичида автомобил йўллари кўприкларининг ўтиши қисми плитасининг ҳам, нам тўсгич қатлам вазифасини бажарувчи юриши полотносининг текисловчи қатламининг, темир йўл кўприкларининг балластсиз оралиқ қурилмаларининг кўприк полотноси плитасининг бетони, совуққа пишиқлик талабига кўра, сув сатҳи ўзгарувчан зонада жойлашган бетонга қўйиладиган талабларга жавоб берадиган бўлиши зарур.

3. Бураб киритиладиган қозиқоёқларнинг сувсатҳи ўзгарувчан зонасидаги участкаларининг совуққа пишиқлик талабларини белгилаётганда, ушбу зонанинг энг пастки сатҳи деб, шу ўзан пастки юзасидан 0,5 м чуқурдаги нуқта қабул қилинади.

Бетоннинг агрессив таъсирларга чидамлилигини ошириш учун тасдиқланган норматив ҳужжатларда регламенти берилган махсус қўшимчалар (микркремнезем, ва б.) ишлатилади. Зўриқтирилган конструкцияларда арматурали каналларни тўлдириш учун сув-цемент қоришмаси (қоидага кўра, махсус регламент орқали қўшимчалар билан), лойиҳаларда кўрсатилувчи куйидаги физик-механик хоссаларга эга бўлиши керак:

таёрлангандан кейин оқувчанлик 45 с дан кўп эмас, 1 соатдан кейин таёрлангандан сўнг оқувчанлик 85 с дан кўп эмас;

ўтириши ҳажмдан 2% дан кўп эмас;

мустаҳкамлик: 7 суткада камида 20 МПа (203,87 кгк/см<sup>2</sup>), 28 суткада камида 30 МПа (305,81 кгк/см<sup>2</sup>).

## ҲИСОБИЙ ҚАРШИЛИКЛАР

**\*3.24** Бетоннинг асосий норматив мустаҳкамлик тавсифномалари бўлиб 0,95 таъминланиш билан аниқланувчи, унинг ўқли сиқилишга қаршилиги

(призматик мустаҳкамлик) -  $R_{bn}$  ва ўқли чўзилишга -  $R_{bt}$ , қаршилиги ҳисобланади.

Бетоннинг асосий ҳисобий мустаҳкамлик тавсифномалари бўлган ўқли сиқилишга қаршилиги -  $R_b$  ва ўқли чўзилишга -  $R_{bt}$ , қаршилиги, унинг норматив қаршиликларини материалнинг (бетон) ишончлилик коэффициентига бўлиб  $\gamma_m$  ва ўрнатилган ишлаш шароити коэффициентига  $m_n$  кўпайтириб аниқланади.

Материалнинг (бетон) ишончлилик коэффициентига  $\gamma_m$  биринчи чегаравий ҳолатлар 1,3 тенг ўқли сиқилиш учун ва ўқли чўзилиш учун 1,5 га тенг қилиб олинади.

Иккинчи чегаравий ҳолатлар учун ишончлилик коэффициентига  $\gamma_m$  1,0 тенг қилиб олинади.

Иш шароити коэффициенти тайинлашига қараб қуйидагиларга тенг қилиб олинади:

0,9 – биринчи чегаравий ҳолатлар учун;

1,0 – иккинчи чегаравий ҳолатлар учун.

Кўприklar ва қувурлар конструкцияларини биринчи ва иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблашда ҳар хил синфлардаги бетоннинг ҳисобий қаршилиги 3.6 жадвалдан қабул қилиниши зарур.

\*3.25 3.24 б. даги ва 3.6 жадвалдаги келтирилган бетоннинг ҳисобий қаршиликларини, тегишли ҳолларда 3.7 жадвалга биноан ишлаш шароити коэффициенти билан биргаликда қабул этиш керак.

3.6 Жадвал

| Қаршилик тури   | Шартли белгила | Қуйидаги сиқилишга мустаҳкамлиги бўйича синфлардаги бетоннинг ҳисобий қаршилиги, МПа(кгк/см <sup>2</sup> )да |                |                |                |                |                |                |                |                |                |                |
|---|----------------|--|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|   |                | B20  | B22,5          | B25            | B27,5          | B30            | B35            | B40            | B45            | B50            | B55            | B60            |
| Ўқ бўйлаб сиқилишга (призматик мустаҳкамлик)<br>Ўқ бўйлаб чўзишга | $R_b$          | 10,5<br>(105)  | 11,75<br>(120) | 13,0<br>(135)  | 14,3<br>(145)  | 15,5<br>(160)  | 17,5<br>(180)  | 20,0<br>(205)  | 22,0<br>(225)  | 25,0<br>(255)  | 27,5<br>(280)  | 30,0<br>(305)  |
|   | $R_{bt}$       | 0,85<br>(8,5)  | 0,90<br>(9,0)  | 0,95<br>(10,0) | 1,05<br>(10,5) | 1,10<br>(11,0) | 1,15<br>(12,0) | 1,25<br>(13,0) | 1,30<br>(13,5) | 1,40<br>(14,0) | 1,45<br>(14,5) | 1,50<br>(15,5) |
| <b>Иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблашларда</b>          |                |  |                |                |                |                |                |                |                |                |                |                |
| Ўқ бўйлаб сиқилишга (призматик мустаҳкамлик)<br>Ўқ бўйлаб чўзишга | $R_{b,ser}$    | 15,0<br>(155)  | 16,8<br>(170)  | 18,5<br>(190)  | 20,5<br>(210)  | 22,0<br>(225)  | 25,5<br>(260)  | 29,0<br>(295)  | 32,0<br>(325)  | 36,0<br>(365)  | 39,5<br>(405)  | 43,0<br>(440)  |
|   | $R_{bt,ser}$   | 1,40<br>(14,5)   | 1,50<br>(15,5) | 1,60<br>(16,5) | 1,70<br>(17,5) | 1,80<br>(18,5) | 1,95<br>(20,0) | 2,10<br>(21,5) | 2,20<br>(22,5) | 2,30<br>(23,5) | 2,40<br>(24,5) | 2,50<br>(25,5) |
|   |                |  |                |                |                |                |                |                |                |                |                | 4,75           |

|  |             |                    |                    |                    |                    |                    |                    |                    |                    |                    |                    |               |
|--|-------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------|
| Эгилишда<br>ги<br>ажралишг<br>а  | $R_{b,sh}$  | 1,95<br>(20,0<br>) | 2,30<br>(23,5<br>) | 2,50<br>(25,5<br>) | 2,75<br>(28,0<br>) | 2,90<br>(29,5<br>) | 3,25<br>(33,0<br>) | 3,60<br>(37,0<br>) | 3,80<br>(39,0<br>) | 4,15<br>(42,5<br>) | 4,45<br>(45,5<br>) | (48,5)        |
| Конструк<br>цияларда<br>бўйлама<br>ёриқлар<br>бўлмаслиг<br>ини<br>ҳисоблаш<br>лар учун,<br>ўқ бўйлаб<br>сиқишга<br>(призмат<br>ик мустаҳ<br>камлик): | $R_{b,mcl}$ | –                  | –                  | 13,7<br>(140)      | 15,2<br>(155)      | 16,7<br>(170)      | 19,6<br>(200)      | 23,0<br>(235)      | 26,0<br>(265)      | 29,9<br>(305)      | 32,8<br>(335)      | 36,2<br>(370) |
| олдиндан<br>зўриқ-<br>тиришда<br>ва монтаж<br>қилишда<br>фойдалан<br>иш<br>боскичида   | $R_{b,mc2}$ | 8,8<br>(90)        | 10,3<br>(105)      | 11,8<br>(120)      | 13,2<br>(135)      | 14,6<br>(150)      | 16,7<br>(170)      | 19,6<br>(200)      | 22,0<br>(225)      | 25,0<br>(255)      | 27,5<br>(280)      | 30,0<br>(305) |

Изоҳ.  $R_{b,ser}$  ва  $R_{bt,ser}$  қийматлари, тегишли равишда, бетоннинг норматив қаршиликлари  $R_{bn}$  ва  $R_{bt}$ ларга тенг.

Конструкцияни биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблашларда бетоннинг бевосита қирқишга ҳисобий қаршиликлари  $R_{b,cut}$  қуйидагича қабул этиш керак:

қуйма арматураланган бетонда жойлашган кесим учун, арматура иши инобатга олинмаганда –  $R_{b,cut} = 0,1R_b$ ;

ушбу кесим учун, арматура иши қирқишга ҳисобга олинганда – 3.78 б. кўрсатмасига биноан;

йиғма элементлар бетони билан қуйма бетонлар бирикадиган жойларда 3.170 б. га риоя қилинганида –  $R_{b,cut} = 0,05R_b$ ;

бетон конструкциялар учун сиқишга ҳисобий қаршиликлар  $R_b$  ва  $R_{b,mc2}$  ларни 3.6 жадвалдаги кўрсатилган қийматлардан 10 % га кам этиб, бевосита қирқиш учун  $R_{b,cut} = 0,05R_b$  деб қабул қилиш керак.

Таянчлар юмалоқ қобиғининг ички бўшлиғидаги (ядросидаги) В20 синфдаги қуйма бетоннинг ҳисобий қаршилигини 25% га ошириб ҳисоблаш рухсат этилади.

## 3.7 Жадвал

| Ишлаш шароити коэффицентини киритишга сабабчи бўладиган омиллар   | Ишлаш шароити коэффицентини   | Ишлаш шароити коэффицентини киритиладиган бетоннинг ҳисобий қаршилиги   | Ишлаш шароити коэффицентини қиймати   |
|---|---|---|---|
| 1. Кўп маротаба такрорланувчи юклама  | $m_{b1}$  | $R_b$   | 3.26 б. га биноан   |
| 2. Кўндаланг кесим майдони $0,3 \text{ м}^2$ ва ундан кам бўлган сиқилувчи элементларни вертикал (тик) ҳолатда бетонлаш   | $m_{b4}$  | $R_b$   | 0,85  |
| 3. Бетонни кўнадаланг қисмидаги икки ўқли кучланиш ҳолатининг таъсири   | $m_{b6}$  | $R_b, R_{b,sh}$   | 3.27 б. га биноан   |
| 4. Ташқи ҳавонинг энг совуқ беш кунликдаги ўр-гача ҳарорати (минус $40^{\circ}\text{C}$ ) бўлган ҳудудларда, бетонда сувга тўйиниш бўлмаган ҳолда конструкциянинг ишлаши  | $m_{b7}$  | $R_b$   | 0,9   |
| 5. Ташқи ҳавонинг энг совуқ беш кунликдаги ўртача ҳарорати (минус $40^{\circ}\text{C}$ ) ва ундан юқори бўлган ҳудудларда фойдаланиладиган конструкциялардаги сувга тўйинган бетоннинг галма-галдан яхлаши ва эриши                 | $m_{b8}$  | $R_b$   | 0,9   |
| 6. ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99*)га биноан IVA иқлим минтақасида куёш радиациясидан ҳимояланмаган конструкцияларининг ишлаши   | $m_{b9}$  | $R_b, R_{b,sh}$   | 0,85  |
| 7. Бир нечтадан таркиб топган конструкцияларда қуйидаги ҳоллар бўлганида:<br>ўзаро бетонланадиган бирикмаларда<br>елимлаб бириктирилганда<br>терилгандаги чоклар арматураланмаган қоришмаларда                                      | $m_{b10}$<br><br><br><br><br>$m_{b10}$                              | $R_b$<br><br><br><br><br>$R_b$  | 3.28 б. га биноан ва<br>3.10<br>жадвалдан<br>3.29 б. га биноан<br>3.30 б. га биноан |
| 8. Элементларни фойдаланиш босқичида иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблашда<br>а) қия эгрилиги ва қия номарказий сиқилушга<br>б) буралишга<br>в) конструкция бетони билан қуйма бетон бирикадиган текислик бўйлаб ажралишга | $m_{b13}$<br><br><br><br><br>$m_{b14}$<br><br><br><br><br>$m_{b15}$ | $R_{b,mc2}$<br><br><br><br><br>$R_{b,sh}$<br><br><br><br><br>$R_{b,sh}$ | 1,1<br><br><br><br><br><br>1,15<br><br><br><br><br>0,5                              |



**\*3.26** Чидамлиликка ҳисобланиши керак элементларга кўп маротаба такрорланувчи юкламалар таъсир этганида, чидамлиликка ҳисоблашдаги бетоннинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилигини қуйидаги ифода билан аниқлаш керак:

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0,6 \beta_b \varepsilon_b R_b, \quad (3,3)$$

бу ерда,  $m_{b1}$  - ишлаш шароити коэффиценти;

$R_b$  - биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблашларда бетоннинг ўқ бўйлаб сиқилишга ҳисобий қаршилиги (3.6 жадвалга қаранг);

$\beta_b$  - бетоннинг вақт ўтиши билан мустаҳкамлигининг ортишини инобатга олувчи, 3.8 жадвалдан олинадиган коэффицент;

$\varepsilon_b$  - такрорланувчи кучланиш циклининг ассиметриясига  $\rho_b = \frac{\sigma_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}}$

боғлиқ ва 3.9 жадвалдан олинадиган коэффицент.

3.8 Жадвал

| Сиқилишга мустаҳкамлиги бўйича Бетон синфи | V27,5 ва ундан кичик | V30  | V35  | V40  | V45  | V50  | V55  | V60  |
|--|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\beta_b$                                  | 1,34                 | 1,31 | 1,28 | 1,26 | 1,24 | 1,22 | 1,21 | 1,20 |

3.9 Жадвал

| Такрорланувчи кучланиш цикли коэффиценти $\rho_b$ | 0,1 ва кам | 0,2  | 0,3  | 0,4  | 0,5  | 0,6 ва ундан кўи |
|---|------------|------|------|------|------|------------------|
| $\varepsilon_b$                                   | 1,00       | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,24             |

*Изоҳ.*  $\rho_b$  нинг оралиқдаги қийматларида  $\varepsilon_b$  коэффицент интерполяция қилиб топилади.

**3.27** Олдиндан зўриктирилган конструкцияларни кўндалангига  $\sigma_{by}$  кучланиш билан қисишдаги ҳисоблашларда, бетоннинг бўйлама сиқишга  $R_b$ , эгилишдаги ажралишга  $R_{b,sh}$  ва бевосита кесилишга  $R_{b,cut}$  ҳисобий қаршиликларига қуйидагиларга тенг бўлган ишлаш шароити коэффицентларини киритиш керак:

а)  $R_b$  учун:

$$0,1R_b \leq \sigma_{by} \leq 0,2R_b \text{ бўлганида } - m_{b6} = 1,1;$$

$$\sigma_{by} = 0,6R_b \text{ га тенг кучланишда } - m_{b6} = 1,2,$$

булар, ҳисоблашларда инобатга олинадиган энг катта қийматни кўрсатади.

б)  $R_{b,sh}$  ва  $R_{b,cut}$  лар учун:

$\sigma_{by} \leq 0,98$  МПа (10 кгк/см<sup>2</sup>) бўлганида,

$$m_{b6} = 1 + 1,5 \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}};$$

$\sigma_{by} = 2,94$  МПа (30 кгк/см<sup>2</sup>) бўлганида,

$$m_{b6} = 1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}}$$

$\sigma_{by}$  нинг ораликдаги қийматларида, бетоннинг ишлаш шароити коэффициентлари интерполяция қилиб топилади.

**\*3.28** Узунасига бўлаклардан таркиб топадиган конструкцияларни ҳисоблашда конструкция бетони ва уловчи чокни тўлдирувчи материал мустаҳкамликлари ораларидаги фарқни, чок ишининг ҳар хил босқичида, инобатга олувчи ишлаш шароити коэффициентини  $m_{b10}$  нинг қийматини, чок (оралик) нинг қалинлиги  $b$  га ва чокдаги бетон (қоришма) мустаҳкамлиги  $R_{bj}$  нинг, конструкция блоқи бетоннинг мустаҳкамлиги  $R_{b,con}$  га нисбатига боғлиқ ҳолда 3.10 жадвалдан қабул этиш керак.

Блок қисмининг қалинлиги 120 мм дан кам бўлганида ва блок танасида зўриктириладиган арматуранинг ўтказиш учун тешик мавжуд бўлса, 20 дан 40 мм гача қалинликдаги чокдаги уланадиган жойлар учун  $m_{b10}$  қийматини, 70 мм қалинликдаги чок учун қабул қилгандек, 70 мм қалинликдаги чок учун эса 200 мм қалинликдаги чок учун қабул қилгандек олиш керак.

3.10 Ж а д в а л

| Чокнинг қалинлиги, мм да | $\frac{R_{bj}}{R_{b,con}}$ нисбати куйидагича бўлганидаги ишлаш шароити коэффициентини $m_{b10}$ |      |      |      |      |      |      |      |     |
|--------------------------|--|------|------|------|------|------|------|------|-----|
|                          | 0,2 ва ундан кам   | 0,3  | 0,4  | 0,5  | 0,6  | 0,7  | 0,8  | 0,9  | 1,0 |
| 20 дан 40 гача           | 0,70   | 0,76 | 0,82 | 0,88 | 0,94 | 1,0  | 1,0  | 1,0  | 1,0 |
| 70                       | 0,50   | 0,58 | 0,65 | 0,72 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,0 |
| 200 ва ундан кўп         | 0,20   | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,0 |

**3.29** Узунасига бўлаклардан тузилган чоклари елимланиб бирлаштириладиган конструкцияларни, елим тўла қотмаган шароитдан монтаж қилиш пайтидаги юктамалари кўтариш қобилияти бўладиган этиб лойиҳалаш керак. Узунасига бўлаклардан елимлаб тузиладиган конструкцияларни ҳисоблашларда, блоklar бетоннинг ҳисобий қаршилигига киритиладиган ва елим қотганга қадар конструкция мустаҳкамлиги камайишини инобатга олувчи ишлаш шароити коэффициентини, блоklar учларидаги бетоннинг сирт юзасининг турига боғлиқ ҳолда қабул этиш ва юза нотекис бўлганида 0,90 га, силлиқ бўлганида 0,85 га тенг деб олмоқ керак.

Оралиқлари кесимнинг катта ўлчамидан кичик бўлган елимланган чоклар

учун ҳамда ёнидан бирлаштириладиган диафрагмалар уланадиган жойлар учун  $m_{b10}$  қийматини 0,05 га камайтириш керак. Елимлаб уланган жойлардаги елими тўла қотган ҳолат учун  $m_{b10} = 1$  деб қабул этилади.

**\*3.30** Арматураланмаган қоришмаларда терилган бетон блокларни ҳисоблашда 3.24 б. га мувофиқ бетон конструкциялар учун қабул қилинадиган бетоннинг ҳисобий қаршилигига қуйидагиларга тенг бўлган ишлаш шароити коэффиценти  $m_{b10}$  ни киритиш керак:

блок бетонининг синфи В20 ва В22,5 бўлганида -0,85;

блок бетонининг синфи В25 ва В35 бўлганида - 0,75;

блок бетонининг синфи В40 ва юқори бўлганида -0,70.

Ушбу ҳолда, чокларнинг қалинлиги 1,5 см дан катта бўлмаслиги керак ва чокларнинг 28 кунлик мустаҳкамлиги 19,6 МПа (200 кгк/см<sup>2</sup>)дан кам бўлмаслиги керак.

**\*3.31** Олдиндан таранглаштирилган конструкцияларни тайёрлашда бетонни қисиш, унинг лойиҳадаги синфи учун шарт қилиб қўйилган мустаҳкамлигидан кам бўлмаган ҳолда рухсат қилинади. Бетоннинг узатиш мустаҳкамлигини белгилаш учун ҳисобий қаршилигини 3.6 жадвалдан, бетоннинг яқин синфларига тегишли қийматларини интерполяция қилиб аниқлаш керак.

Зўриқтириладиган арматурадан зўриқишнинг тўла миқдорини бетонга бериш вақтидаги ва монтаж қилишдаги, унинг мустаҳкамлигини, қоидага кўра, В25 синфига мувофиқ келадиган мустаҳкамликдан кам бўлмайдиган этиб белгилаш керак.

## ДЕФОРМАЦИЯЛАНИШ ХУСУСИЯТЛАРИНИНГ ТАВСИФЛАРИ

**\*3.32** Бетоннинг асосий деформацияланиш хусусиятларига қуйидаги норматив қийматлар киради:

бетоннинг чегаравий деформациялари: ўқли сиқилишда  $\varepsilon_{bo}$ , эгилишдаги сиқилишида  $\varepsilon_{bu}$ , ўқли чўзилишда  $\varepsilon_{bt0}$  ва чўзилишдаги  $\varepsilon_{btu}$ ;

сиқилиш ва чўзилишдаги эдастиклик модули  $E_b$ ;

деформации модули  $E$  ;

бетоннинг силжиш модул  $G_b$ ;

кўндаланг деформацияланиш коэффиценти  $\nu$ ;

бетоннинг чегаравий оқиш деформацияси  $c_n$ ;

бетоннинг чегаравий ўтириш нисбий деформацияси  $\varepsilon_{sn}$ .

Бетон конструкцияси табиий шароитда қотганида, бетоннинг сиқилишдаги ва чўзишдаги эластик модуллари тўғрисида тажрибадан олинган маълумотлар бўлмаган ҳолда, уларнинг қийматларини 3.11 жадвалдан олмоқ керак.

| Сиқишга мустаҳкамликка кўра бетон синфи          | B20           | B22,5         | B25           | B27,5         | B30           | B35           | B40           | B45           | B50           | B55           | B60           |
|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| $E_b \cdot 10^3$ , МПа<br>(кгк/см <sup>2</sup> ) | 27,0<br>(275) | 28,5<br>(290) | 30,0<br>(306) | 31,5<br>(321) | 32,5<br>(332) | 34,5<br>(352) | 36,0<br>(367) | 37,5<br>(382) | 39,0<br>(398) | 39,5<br>(403) | 40,0<br>(408) |

3.11 жадвалда келтирилган эластик модулларининг қийматлари  $E_b$  ни куйидаги кўрсатилган ҳолларда ва миқдорларда камайтириш керак:

иссиқлик намлик билан ишланган ва гоҳи яхлаб, гоҳи эрийдиган шароитда ишлайдиган бетонлар учун 10% ;

ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) талабларига мувофиқ IVA иқлимий минтақада куёш радиациясидан ҳимоя қилинмаган конструкциялар бетон учун 15%.

Бетон блоклардан терилган ҳолларда куйидаги синфлардаги бетонлар учун эластиклик модулларининг  $E_b$  қийматларини куйидагича қабул этиш, керак:

B20-B35 бўлганда -  $0,5E_b$  деб;

B40 ва ундан катта бўлганида -  $0,6E_b$  деб.

Йиғма-қуйма турда қилинадиган таянч бетоннинг, бутунасига келтирилган умумий эластиклик модули, териладиган блоклар ва кесим ядросидаги бетонларнинг эластик модуллари қийматларидан уларнинг ҳар биттасининг кесими майдонларининг таянч кесимининг умумий майдонига нисбатан қанча миқдорини ташкил этишига асосланиб, ўртачаси аниқланади.

Бетоннинг чегаравий ўтириш нисбий деформацияси  $\varepsilon_{sn}$  ва оқиш деформациясини  $s_n$  О илованинг О.3 жадвалидан қабул қилса бўлади.

Бетоннинг силжиш модули  $G_b$  ни  $0,4E_b$  га тенг деб, кўндаланг деформацияланиш коэффициентини (Пуассон коэффициентини)  $-\nu = 0,2$  деб қабул қилиш керак.

Бўлақлардан йиғиладиган конструкцияларнинг уланадиган жойларидаги фойдаланиладиган елимларнинг эластиклик модулининг минимал қиймати 1500 МПа (150 000 кгк/см<sup>2</sup>) дан кам, кўндаланг деформацияланиш коэффициенти  $\nu$  ни 0,25 дан кўп бўлмаслиги зарур.

## Арматура

**\*3.33** Кўприк иншоотлари ва қувурларини темирбетон конструкцияларга қўйилган талаблар асосида ҳисоблашда арматура тури, ва унинг нормаллаштирилган ва назорат қилинувчи кўсаткичлари ўрнатилган бўлиши керак. Арматуранинг асосий мустаҳкамлик кўрсаткичларига арматуранинг чўзилишга мустаҳкамлик синфи киради. Арматуранинг синфига арматуранинг Давлат стандартлари ёки техник шартлар билан ўрнатилган физик (ёки шартли) кафолатланган оқувчанлик чегараслари киради.

Бундан ташқари, ҳар бир арматура синфига (оқувчанлик чегаралари

таснифларидан ташқари) ўзининг узилишга мустаҳкамлиги ва узилишдан кейинги нисбий текис чузилиш қийматлари мос келади. Бу таснифларнинг қийматини арматуранинг мавжуд Давлат стандартлари ёки техник шартлари орқали олинадиди ва сертификациялаш синовлари билан текширилади.

Арматуранинг турини конструкциянинг тайинланишига, конструктив ечимга, юклама ва ташқи муҳит таъсири характериға вараб белгиланади. Арматураға кўшимча сифат кўрсаткичлариға мос келувчи стандартлар орқали аниқланувчи қуйидаги талаблар қўйилади:

пайвандлаш боғланишларини мустаҳкамлигини унинг пайванд ва боғловчи туриға қараб синаш орқали баҳоланадиган пайвандланиши;

синишға қадар эгилишға (стерженлар) ёки букилишға (арқонлар) синаш орқали баҳоланадиган пластиклиги;

маълум бир вақт ичида кучланиш таъсири сарфининг қийматини синаш орқали баҳоланадиган релаксацияға мустаҳкамлиги;

юклаш цикли сонига қараб чидамлик чегарасининг синаш орқали баҳоланадиган чарчашға мустаҳкамлиги;

паст манфий температура таъсирида (минус 40 °С) намуналарни, ҳамда пайвандли боғланишларни мустаҳкамликка ва зарб ёпишқоқлигиға синаш орқали баҳоланадиган совуққа чидамлиги;

бузилишға қадар маълум бир вақт ичида агрессив муҳитда кучланганлик ҳолатида бўлган арматурани синаш орқали баҳоланадиган коррозияға чидамлиги.

Темирбетон кўприклар ва қувурларнинг арматуралари учун ҳисоблаш билан белгиланадиган пўлатнинг тамғасини конструкция элементларининг ишлаш шароитиға ва қурилиш бўладиган жойнинг энг совуқ бешқунлигидаги ташқи ҳавонинг ҳароратиға боғлиқ ҳолда 1.39, 3.91 ва 3.133 б. ларни инобатға олган ҳолда, 3.12 жадвалдан орқали қабул қилиш керак. Бу ерда “мусбат” ишораси, кўрсатилган тамғадаги пўлатни ушбу шароитда қўлланиш мумкинлигини кўрсатади.

Ҳар хил синфдаги чўзиладиган ишчи арматуралар ишлатилганда мустаҳкамликка ҳисоблашларда қуйидагиларға риоя этиш керак:

зўриқтирилмайдиган арматуралар учун, уларнинг энг кам мустаҳкамликдаги арматура пўлатиға тегишли ҳисобий қаршилигини қабул қилиш керак;

зўриқтириладиган арматуралар учун фақат битта маркадаги арматурани инобатға олиш керак.

A300 (A-II) синфли Ст5пс тамғали арматурани, кўприкларнинг оралик қурилмалари (шу жумладан хомутлар учун ҳам) ва таянчларида унинг стерженларининг диаметрлари қуйидагилардан катта бўлмаган ҳолда ишлатиш рухсат этилади:

чидамликка ҳисобланмайдиган арматурали элементлари учун 20 мм:

чидамликка ҳисобланадиган арматурали элементлари учун 18 мм.

Диаметри 22 мм ва ундан каттароқ кўрсатилган пўлат арматураларни фақат музлаш қатламининг яримидан пастда жойлашган пойдевор ва таяч қисмларида ишлатиш мумкин.

Термик мустаҳкамланган икиламчи ва ёпиқ пўлат арматураларни, юқори мустаҳкамли арматура симлари, К-7 синфли арматура канатлари ва спиралсимон йўғирилган пўлат канатларни пайвандлаб бириктириш мумкин эмас.

Бетон конструкцияси танасида бўлган зўриктирилган стерженли арматураларин хар қандай детал ёки арматураларга эритиб улаш мумкин эмас.

Янги, шунингдек, импорт арматураларидан ишчи арматура (ҳисобий) сифатида фойдаланиш белгиланган тартибда олиб боришга рухсат этилади.

## 3.12 Жадвал

| Пўлат арматура тури                            | Пўлат арматура синфи  | Арматура пўлати сифатини белгиловчи хужжат | Оқувчанлик чегараси $\sigma_T$ , шартли оқувчанлик чегараси $\sigma_{0,2}$ , мустаҳкамлик чегараси $\sigma_B$ , бўйича чекланишлар, МПа | Пўлат маркаси                                    | Диаметр, мм | Чидамликка ҳисобланмайдиган арматурали элементлар  |                  | Чидамликка ҳисобланадиган арматурали элементлар |                  |                 |
|--|---|--|---|--|-------------|--|------------------|---|------------------|-----------------|
|  |   |  |   |  |             | энг совуқ беш кунликдаги ташқи ҳаво ҳарорати °С, куйидагича бўлган районларда ишлатилганда |                  |   |                  |                 |
|  |   |  |   |  |             | -30 ва юқори   | -30 дан -40 гача | -30 ва юқори                                    | -30 дан -40 гача |                 |
| Иссиқ куйилган силлиқ стерженли                | А240 (А-I)  | ГОСТ 5781 -82*<br>ГОСТ 380 -05             | $235 < \sigma_T < 310$<br><br>$380 < \sigma_B < 500$  | Ст3сп  | 6-10        | +  | +                | +   | +                |                 |
|  |   |  |   | Ст3сп  | 12-40       | +  | +                | +   | +                |                 |
|  |   |  |   | Ст3пс  | 6-10        | +  | +                | +   | + <sup>1)</sup>  |                 |
|  |   |  |   | Ст3пс  | 12-16       | +  | + <sup>1)</sup>  | +   | + <sup>1)</sup>  |                 |
|  |   |  |   | Ст3пс  | 18-40       | +  | + <sup>1)</sup>  | + <sup>1)</sup>                                 | -                |                 |
|  |   |  |   | Ст3кп  | 6-10        | +  | -                | -   | -                |                 |
| Сирти нотекис иссиқ куйилган стерженли         | А300 (А-II)   | ГОСТ 5781 -82*<br>ГОСТ 380 -05             | $295 < \sigma_T < 370$<br><br>$500 < \sigma_B < 570$  | Ст5сп  | 10-40       | +  | +                | +   | +                |                 |
|  |   |  |   | Ст5пс  | 10-16       | +  | + <sup>1)</sup>  | +   | + <sup>1)</sup>  |                 |
|  | Ас300 (Ас-II)<br>А400 (А-III)<br>А600 (А-IV)<br>А-800 (А-V)                               |  | ГОСТ 380 -05  | $300 < \sigma_T < 470$<br>$600 < \sigma_B < 700$ | 10ГТ        | 10-32  | +                | +   | +                | +               |
|  |   |  |   |  | 25Г2С       | 6-40   | +                | +   | +                | + <sup>1)</sup> |
|  |   |  |   |  | 35ГС        | 6-40   | +                | + <sup>2)</sup>                                 | -                | -               |
|  |   |  |   |  | 20ХГ2Ц      | 10-22  | +                | +   | +                | +               |
|  |   |  | Хақиқий қийматлар   |  |             |  |                  |   |                  |                 |
| Сирти нотекис термик мустаҳкамланган стерженли | Ат600 <sup>4)</sup> (Ат-IV)<br>Ат800 <sup>4)</sup> (Ат-V)<br>Ат1000 <sup>4)</sup> (Ат-VI) | ГОСТ 10884 -94                             | $\sigma_T, \sigma_{0,2}, \sigma_B$ нормаллаштирилган қийматдан 100 дан кўп ошиши мумкин эмас  | 28С  | 10-28       | + <sup>3)</sup>  | + <sup>3)</sup>  | -   | -                |                 |
|  |   |  |   | 10ГС2  | 10-18       | + <sup>5)</sup>  | + <sup>3)</sup>  | -   | -                |                 |
|  |   |  |   | 25С2Р  | 10-18       | + <sup>3)</sup>  | + <sup>3)</sup>  | -   | -                |                 |
|  |   |  |   | 25С2Р  | 10-28       | + <sup>3)</sup>  | + <sup>3)</sup>  | -   | -                |                 |
|  |   |  |   | 25С2Р  | 10-16       | + <sup>3)</sup>  | + <sup>3)</sup>  | -   | -                |                 |
| Юқори мустаҳкамликдаги сирти силлиқ сим        | В1500-В1000 (В-II)  | ГОСТ 7348 -81*                             | $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_B$ нормаллаштирилган қийматдан 300 дан кўп ошиши мумкин эмас   | -  | 3-8         | +  | +                | +   | +                |                 |

|  |                       |  |  |   |   |   |   |                 |                 |
|--|-----------------------|--|--|---|---|---|---|-----------------|-----------------|
| Сирти нотекис юқори мустаҳкамликдаги сим | Вр1500-Вр1100 (Вр-II) |  |  | - | 3-8                                       | + | + | +               | +               |
| Арматура арконлар                        | К7-1500-К7-1410 (К-7) | ГОСТ 13840 -68*                                    |  | - | 9-15                                      | + | + | +               | +               |
| Пўлат арконлар                           | Бурамали              | -  |  |   | ГОСТ бўйича сим диаметрлари 3 мм ва катта | + | + | + <sup>5)</sup> | + <sup>5)</sup> |
|  | қўшалок эшилган       | ГОСТ 3067 -88*                                     |  |   |   | + | + | + <sup>5)</sup> | + <sup>5)</sup> |
|  | Ёпиқ                  | ГОСТ 3090 -73*<br>ГОСТ 7675 -73*<br>ГОСТ 7676 -73* |  |   | ГОСТ бўйича                               | + | + | + <sup>5)</sup> | + <sup>5)</sup> |

- 1) Тўқилган каркас ва тўрларда ишлатишга рухсат этилади.
- 2) Динамик коэффицент 1,1 дан катта бўлган ҳолда фақат тўқилган каркаслар ва тўрларда қўллашга рухсат этилади.
- 3) Фақат ўлчов узунлигининг бутун стержени шаклида.
- 4) Фақат С (пайвандланадиган) ва К (занглагандаги чакнаб ёрилишга чидамли) маркалардаги термик мустаҳкамланган пўлат арматуралар қўллашга рухсат қилинади.
- 5) Фақат аралаш ҳар хил ҳаракатлар ўтказиладиган кўприкларнинг оралик қурилмаларида ишлатишга рухсат қилинади.

**\*3.34** Монтаж (кўтарилиувчи) қилишдаги керакли илмоқ учун Ст3сп тамғадаги А240 (А-I) синфдаги пўлат арматура ишлатишни кўзда тутиш керак.

Лойиҳада, конструкцияни ташқи ҳавонинг ўртача суткалик ҳарорати 40°C дан паст бўлмаган ҳолда монтаж қилиш назарда тутилганида, монтаж қилиш илмоқлари учун Ст3сп тамғадаги А240 (А-I) синфдаги пўлат арматурани ишлатиш рухсат этилади.

**\*3.35** Барча шароитларда конструктив арматуралар сифати 3.12 жадвалда кўрсатилган А240 (А-I) ва А300 (А-II) синфлардаги пўлат арматураларни, ҳамда Вр синфдаги ташқи юзаси нотекис арматура симларни ишлатиш рухсат этилади.

## ПЎЛАТ БУЮМЛАР

**\*3.36** Деформация чоклари ва бошқа ҳисобланадиган элементларнинг бирлаштиришга қўйиладиган буюмлари учун прокат пўлатларни ва бошқа жиҳозларни 4 бўлимдаги талаблар бўйича қўллаш керак.

ГОСТ 19282–89\* ва ГОСТ 19292-73 (17ГС ва 17Г1С тамғалардан ташқари) ларда кўрсатилган пўлатлар тамғалардан қилинган прокатларни ҳам, қўшимча иссиқлик билан ишланмаган ва тақдим этишни олтинчи даражасидан паст

бўлмаганда қўллаш мумкин.

Курилиш бўладиган районда энг совуқ беш кунликдаги ташқи ҳавонинг ўртача ҳарорати минус 30°C дан паст эмас ва динамик коэффиценти 1,1 дан кўп бўлмаганида ГОСТ 535–05 бўйича Ст3пс тамғадаги 4–24 мм қалинликдаги пўлат прокатни қўллаш рухсат этилади.

Кучлар таъсирига ҳисобланмайдиган бирлаштиришга қўйиладиган жихозлар учун ГОСТ 535–05 да кўзда тутилган қалинлиги 4–30 мм бўлган Ст3кп тамғадаги пўлат прокатлардан фойдаланиш рухсат этилади.

### Арматуранинг ҳисобий тавсифлари

**\*3.37** Арматуранинг асосий мустаҳкамлик тавсифларини мавжуд пўлат арматуралар стандартларидан аниқланади. Стерженли арматуралар учун чўзилишда (сиқилишда) норматив қаршилик  $R_{s,n}$  сифатида қолдиқ чўзилишнинг 0,2 % ига тўғри келувчи физик ёки шартли оқувчанлик чегарасига тенг кучланиш олинади; текис симли арматура синфи В ГОСТ 7348-818 бўйича ва арматура арқонлари К-7 ГОСТ 13840-68\* бўйича - шартли оқувчанлик чегарасининг 0,95 га тенг кучланиши олинади; нотекис профилли Вр ГОСТ 7348-81 бўйича – шартли оқувчанлик чегарасининг 0,9 га тенг кучланиши олинади. Қайд этилган тавсифлар пўлат арматураларнинг мавжуд стандартлари орқали аниқланади.

Арматуранинг чўзилишга мустаҳкамлик тавсифлари (ҳисобий қаршилиги) унинг норматив қийматини ишонччилик коэффицентига бўлиб (арматуранинг синфи ва турига, чегаравий ҳолатлар гуруҳига қараб ўрнатилган тартибда) ва берилган иш шароити коэффицентига кўпайтириб топилади.

Биринчи чегаравий ҳолатлар гуруҳи учун материалнинг ишонччилик коэффицентини арматура синфи ва кўрилаётган чегравий ҳолатга қараб, қуйидагилардан кам бўлмаганда олинади:

биринчи чегаравий ҳолатлар гуруҳи учун – 1,1 га тенг;

иккинчи чегаравий ҳолатлар гуруҳи учун – 1,0 га тенг.

Арматуранинг эластиклик модули  $E$  ҳисобий қийматини унинг норматив қийматига тенглаб олиш зарур. Арматуранинг умумлашган механик хусусиятининг тавсифи сифатида кучланиш ва нисбий деформация орасидаги боғланишни, унинг қисқа вақт ичида бир маротабалик юкланишдаги (стандарт синовга мувофиқ) ўрнатилган тартибдаги норматив қийматларини олиш мумкин.

Кўприк ва қувурларнинг темирбетон конструкцияларида ишлатишга рухсат этиладиган пўлат арматураларнинг чўзилишга ҳисобий ва норматив қаршиликларини 3.13 жадвалга биноан қабул этиш керак.



| Пўлат<br>арматура<br>синфи  | Диаметри,<br>мм  | Чўзилишга<br>норматив<br>каршиликлари<br>$R_{sn}$ ва $R_{pn}$<br>МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) | I- гуруҳ чегаравий ҳолатларига<br>ҳисоблагандаги чўзилишга ҳисобий<br>каршиликлар МПа (кгк/см <sup>2</sup> ), қуйидаги<br>кўприклар ва қувурлар учун |                                   |              |
|---|--|---|--|-----------------------------------|--------------|
|   |  |   | темир<br>йўллардаги  | автомобил йўли ва<br>шаҳарлардаги |              |
| 1. Стерженли:<br>а) сирти силлик<br>А240 (А-I)  | 6–40   | Зўриқтирилмайдиган (Таранглаштирилмайдиган) арматура  |  |                                   |              |
|   |  | 235(2400)   | 200(2050)  | 210(2150)                         |              |
|   |  |   |  |                                   |              |
| б) сирти нотекис<br>(даврий<br>профилда):<br>А300 (А-II),<br>Ас300 (Ас-II)<br>А400 (А-III)  | 10–40<br>6 ва 8<br>10–40   | 295(3000)   | 250(2550)  | 265(2700)                         |              |
|   |  | 390(4000)   | 320(3250)  | 340(3450)                         |              |
|   |  | 390(4000)   | 330(3350)  | 350(3550)                         |              |
| 2. Стерженли:<br>а) иссиқ қуйилган<br>А600 <sup>1)</sup> (А-IV)<br>А800 (А-V)<br>б) термик<br>муштаҳкамлан-<br>ган:<br>Ат600(Ат-IV)<br>Ат800 (Ат-V)<br>Ат1000 (Ат-VI) | 10–32<br>10–32   | Зўриқтирилган( Тараглаштирилган) арматура   |  |                                   |              |
|   |  | 590(6000)   | 435(4500)  | 465(4750)                         |              |
|   |  | 785(8000)   | 565 (5750)   | 600(6100)                         |              |
|   | 10–28  | 590(6000)   | –  | 465(4750)                         |              |
|   | 10–14  | 785(8000)   | –  | 645(6600)                         |              |
|   | 16–28  | 785(8000)   | –  | 600(6100)                         |              |
|   | 10–14  | 980(10 000)   | –  | 775(7900)                         |              |
|   | 16   | 980(10 000)   | –  | 745(7600)                         |              |
|   | 3. Юқори<br>муштаҳкамликдаг<br>и сим:<br>а) сирти силлик<br>В-II<br>В1500<br>В1400<br>В1400<br>В1300<br>В1200<br>б) сирти нотекис<br>Вр-II (даврий<br>профилда):<br>В1500<br>В1400<br>В1400<br>В1200 | 3<br>4<br>5<br>6<br>7   | 1490(15 200)   | 1120(11 400)                      | 1180(12 050) |
|   |  |   | 1410(14 400)   | 1060(10 800)                      | 1120(11 400) |
| 1335(13 600)  |  |   | 1000 (10 200)  | 1055(10 750)                      |              |
| 1255(12 800)  |  |   | 940(9600)  | 995(10 150)                       |              |
| 1175(12 000)  |  |   | 885(9000)  | 930(9500)                         |              |
|   |  |   |  |                                   |              |
|   |  |   |  |                                   |              |
| 3   |  | 1460 (14 900)   | 1100(11 200)   | 1155(11 800)                      |              |
|   |  | 1375 (14 000)   | 1030(10 500)   | 1090(11 100)                      |              |
|   |  | 1255 (12 800)   | 940(9600)  | 995(10 150)                       |              |
|   | 1175 (12 000)  | 885(9000)   | 930(9500)  |                                   |              |

|   |                                       |   |   |  |
|---|---------------------------------------|---|---|--|
| 4. Арқон<br>арматура<br>К-7-1500<br>К-7-1500<br>К-7-1400                  | 9<br>12<br>15                         | 1375(14 000)<br>1335(13 600)<br>1295(13 200)  | 1030(10 500)<br>1000(10 200)<br>970(9900) | 1090(11 100)<br>1055(10 750)<br>1025(10 450) |
| 5. Спирал<br>(бурама) ёки<br>кўшалок ўралган<br>ва ёпиқ пўлат<br>арқонлар | Тегишли<br>стандарт-<br>лар<br>бўйича | 0,75 $R_{рпн}$ (бу<br>ерда $R_{рпн}$<br>арқоннинг<br>бутунига<br>узилишга<br>норматив<br>қаршилиги) | 0,54 $R_{рпн}$                            | 0,57 $R_{рпн}$                               |

<sup>1)</sup>Аралаш арматуралашда А600 (А-IV) синфидаги стерженли иссиқ куйилган арматурани зўриктирилмайдиган арматура сифатида қўллашга рухсат этилади.

*Изоҳ. 1. ГОСТ 7348-81\* га мувофиқ 3-8 мм ли арқон мустаҳкамлик синфи: силлиқ учун 1500 дан 1100 гача, даврий профилли учун 1500 дан 1000 гача.*

*2. ГОСТ 13840-68\* га мувофиқ 9-15 мм ли арматуранинг К-7 канатлирининг мустаҳкамлик синфи 1500 дан 1400 гача.*

**3.38** А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) ва А400 (А-III) синфлардаги зўриктирилмайдиган пўлат арматураларнинг сиқилишга ҳисобий қаршиликлари  $R_{sc}$  ни, ушбу арматуранинг чўзилишга ҳисобий қаршилиги  $R_s$  га баробар деб қабул қилиш керак. Элемент кесимининг сиқилган қисмида жойлашган ва бетон билан жипслашган, зўриктириладиган арматурадаги конструкцияларни биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблашларда фойдаланадиган энг катта ҳисобий сиқувчи кучланиш -  $R_{ps}$ , 500 МПа (5100 кгк/см<sup>2</sup>) бўлиши керак.

### **АРМАТУРАНИНГ ИШЛАШ ШАРОИТИ КОЭФФИЦИЕНТЛАРИ**

**\*3.39** Ҳисоблашларда бевосита кўринмайдиган юклама характери, муҳит таъсири, технологик факторлар ва ишлаш шароитларини, арматуранинг мустаҳкамлик ва деформацион тавсифларини ҳисоблашда, бевосита унинг ишлаш шароити коэффицентлари орқали инобатга олиниши керак.

Арматурани чидамликка ҳисоблашда (темир йўл ва метрополитен учун алоҳида ажратиб қуриладиган кўприкларда), пўлат арматуранинг зўриктирилмайдигани учун  $R_{sf}$  ва зўриктириладигани учун  $R_{pf}$  бўлган чўзилишдаги ҳисобий қаршиликларини куйидаги ифодалар билан аниқлаш керак:

$$R_{sf} = m_{asl} R_s = \varepsilon_{ps} \beta_{pw} R_s; \quad (3.4)$$

$$R_{pf} = m_{apl} R_p = \varepsilon_{pp} \beta_{pw} R_p, \quad (3.5)$$

бу ерда,  $m_{asl}$ ,  $m_{apl}$  – кўп марта такрорланувчи юкламанинг таъсирини ҳисобга олувчи арматуранинг ишлаш шароити коэффицентлари;  $R_s, R_p$  – пўлат арматуранинг 3.13 жадвалдан олинандиган чўзилишга ҳисобий қаршиликлари;  $\varepsilon_{ps}, \varepsilon_{pp}$  – 3.14 жадвалда келтирилган, арматурадаги кучланиш ўзгаришининг

цикл ассиметрияси  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$  га боғлиқ коэффициентлар;  $\beta_{\rho v}$  – 3.15 жадвалда

келтирилган, арматура элементларининг ишлаш шароитига, уларга пайвандлаб бириктирилган бошқа элементлар ёки пайвандлаб уланган жойлар мавжудлигини ҳисобга олувчи коэффициент.

3.14 Жадвал

| Қўлланиладиган пўлат арматуранинг синфи (турлари ёки хусусиятлари)          | $\rho$ даги $\varepsilon_{ps}$ ва $\varepsilon_{pp}$ коэффициентларнинг қийматлари |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---|--|------|------|------|------|------|------|------|------|
|   | -1   | -0,5 | -0,2 | -0,1 | 0    | 0,1  | 0,2  | 0,3  | 0,35 |
| 1   | 2  | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   |
|   | <b><math>\varepsilon_{ps}</math> коэффициенти</b>                                  |      |      |      |      |      |      |      |      |
| A240 (A-I)  | 0,48   | 0,61 | 0,72 | 0,77 | 0,81 | 0,85 | 0,89 | 0,97 | 1    |
| A300 (A-II)   | 0,40   | 0,50 | 0,60 | 0,63 | 0,67 | 0,70 | 0,74 | 0,81 | 0,83 |
| Ac300 (Ac-II)   | -  | -    | 0,67 | 0,71 | 0,75 | 0,78 | 0,82 | 0,86 | 0,88 |
| A400 (A-III)  | 0,32   | 0,40 | 0,48 | 0,51 | 0,54 | 0,57 | 0,59 | 0,65 | 0,67 |
|   | <b><math>\varepsilon_{pp}</math> коэффициенти</b>                                  |      |      |      |      |      |      |      |      |
| A600 (A-IV) (уланмаган ёки механик тозаланиб, контактли пайвандлаб уланган) | -  | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    |
| В ёки ундан қилинган ўрамли   | -  | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    |
| Вр ёки ундан қилинган ўрамли  | -  | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    |
| К-7   | -  | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    | -    |

3.14 жадвал якуни

| Қўлланиладиган пўлат арматуранинг синфи (турлари ёки хусусиятлари)           | $\rho$ даги $\varepsilon_{ps}$ ва $\varepsilon_{pp}$ коэффициентларнинг қийматлари |      |      |      |      |      |      |      |    |
|--|--|------|------|------|------|------|------|------|----|
|  | 0,4  | 0,5  | 0,6  | 0,7  | 0,75 | 0,8  | 0,85 | 0,9  | 1  |
| 1  | 11   | 12   | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   | 19 |
|  | <b><math>\varepsilon_{ps}</math> коэффициенти</b>                                  |      |      |      |      |      |      |      |    |
| A240 (A-I)   | 1  | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1  |
| A300 (A-II)  | 0,87   | 0,94 | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1  |
| Ac300 (Ac-II)  | 0,90   | 0,92 | 0,94 | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1  |
| A400 (A-III)   | 0,70   | 0,75 | 0,81 | 0,90 | 0,95 | 1    | 1    | 1    | 1  |
|  | <b><math>\varepsilon_{pp}</math> коэффициенти</b>                                  |      |      |      |      |      |      |      |    |
| A600 (A-IV) (уланмаган ёки механик тозаланиб, контактли пай-вандлаб уланган) | 0,38   | 0,49 | 0,70 | 0,78 | 0,85 | 0,91 | 0,94 | 0,96 | 1  |
| В ёки ундан қилинган ўрамли  | -  | -    | -    | -    | 0,85 | 0,97 | 1    | 1    | 1  |
| Вр ёки ундан қилинган ўрамли   | -  | -    | -    | -    | 0,78 | 0,82 | 0,87 | 0,91 | 1  |
| К-7  | -  | -    | -    | -    | 0,78 | 0,84 | 0,95 | 1    | 1  |

*Изоҳлар:* 1. Бурама ёки қўшалок эшилган ва ёпиқ пўлат арқонлар учун  $\rho \geq 85$  бўлганида  $\varepsilon_{\rho\rho}$  коэффициентини бирга тенг деб қабул қилиш руҳсат этилади,  $\rho < 0,85$  бўлганда осма, вантли ва олдиндан зўриқтирилган пўлат оралиқ қурилмаларнинг арқонларини чидамликка ҳисоблашга тегишли 4.58 б. га мувофиқ белгилаш керак.

2.  $\rho$  нинг оралиқлардаги қийматлари учун  $\varepsilon_{\rho s}$  ва  $\varepsilon_{\rho\rho}$  коэффициентларини интерполяция қилиб аниқлаш керак.

3.15 Жадвал

| Пайвандланган бирикма тури   | Цикл асимметрияси коэффициентини цикла $\rho$ | Қуйидаги синфлардаги пўлат арматуралар бўлганида диаметри 32 мм ва ундан кичик стерженлар учун $\beta_{\rho w}$ коэффициенти |                               |              |             |
|--|---|--|-------------------------------|--------------|-------------|
|  |   | A240 (A-I)   | A300 (A-II),<br>Ac300 (Ac-II) | A400 (A-III) | A600 (A-IV) |
| Контактли пайвандланган (тозаламасдан)   | 0   | 0,75   | 0,65                          | 0,60         | -           |
|  | 0,2   | 0,85   | 0,70                          | 0,65         | -           |
|  | 0,4   | 1  | 0,80                          | 0,75         | 0,75        |
|  | 0,7   | 1  | 0,90                          | 0,75         | 0,75        |
|  | 0,8   | 1  | 1                             | 0,75         | 0,80        |
|  | 0,9   | 1  | 1                             | 0,85         | 0,90        |
| Узайтирилган қатламлар подкладка қўйилиб ванна усилида пайвандланган   | 0   | 0,75   | 0,65                          | 0,60         | -           |
|  | 0,2   | 0,80   | 0,70                          | 0,65         | -           |
|  | 0,4   | 0,90   | 0,80                          | 0,75         | -           |
|  | 0,7   | 0,90   | 0,90                          | 0,75         | -           |
|  | 0,8   | 1  | 1                             | 0,75         | -           |
|  | 0,9   | 1  | 1                             | 0,85         | -           |
| Ўзаро кесишадиган нуқтада контактлаб пайвандлаш ва бошқа стерженларни ёнига пайвандлаш, жуфт аралаш ёпишмаларда пайвандлаш | 0   | 0,65   | 0,65                          | 0,60         | -           |
|  | 0,2   | 0,70   | 0,70                          | 0,65         | -           |
|  | 0,4   | 0,75   | 0,75                          | 0,65         | -           |
|  | 0,7   | 0,90   | 0,90                          | 0,70         | -           |
|  | 0,8   | 1  | 1                             | 0,75         | -           |
|  | 0,9   | 1  | 1                             | 0,85         | -           |

*Изоҳлар:* 1. Чўзилаётган арматура стержени диаметри 32 мм дан катта бўлганида  $\beta_{\rho w}$  қийматларини 5% га камайтириш керак.

2.  $\rho < 0$  бўлганида,  $\beta_{\rho w}$  қийматини  $\rho < 0$  бўлгандаги қийматдагидек қабул қилиш керак.

3. Стерженлардаги пайвандлаб уланган жойлари контакт усулида бажарилиб, кейин бўйламасига тозаланган A600 (A-IV) синфдаги чўзилаётган пўлат арматуралар учун  $\beta_{\rho w} = 1$  деб қабул этиш керак.

4.  $\rho$  нинг оралиқлардаги қийматларида  $\beta_{\rho w}$  ни интерполяция қилиб аниқлаш керак

**\*3.40** Қия кесимлардаги чўзилган кўндаланг арматурани (хомутлар ва букилган стерженларни) кўндаланг куч таъсирига ҳисоблашда пўлат арматуранинг 3.13 жадвалда кўрсатилган чўзилишга ҳисобий қаршиликларига қуйидаги ишлаш шароити коэффициентлари киритилади:

стержен арматуралар учун  $m_{a4} = 0,8$ ;

юқори мустаҳкамликдаги симдан қилинган арматура, К-7 синфдаги

арматура арқонлар ва бурамали, қўшалок ва ёпилган пўлат арқонлар учун  $m_{a4}=0,7$  қийматдаги.

A400 (A-III) синфига пўлат арматурадан қилинадиган пайвандланган каркаслардаги хомутларнинг диаметри бўйлама стерженларнинг диаметрининг  $1/3$  дан кам бўлганида кўндаланг кучга ҳисоблашдаги хомутлардаги инобатга олиннадиган кучланишлар қуйидаги қийматлардан ошмаслиги керак, МПа ( $\text{кгк}/\text{см}^2$ ):

хомутлар диаметри 6 ва 8 мм бўлганида 245 (2500) дан;

хомутлар диаметри 10 мм ва ундан катта бўлганида 255 (2600) дан.

**\*3.41** Бўйламасига механик тозаламасдан конструкцияли пайвандлаш билан бажариладиган уланган жойларни ва силжитилган жуфт қатламлар қўйиб уланган жойларни қўллаганда, A600 (A-IV) ва A800 (A-V) синфлардаги пўлат арматуралар учун, 3.13 жадвалда кўрсатилган чўзилишга ҳисобий қаршилиқларга арматуранинг  $m_{a5}=0,9$  бўлган ишлаш шароити коэффиценти киритилади. A240 (A-I), A300 (A-II), Aс300 (Aс-II) ва A400 (A-III) синфлардаги пўлат арматуралар учун, контакт пайвандлаш билан, узайтирилган ҳалта тагликлар, силжитилган жуфт ёпишмалар қўйиб, ванна усулида бажарилган уланган жойлар бўлганида, чўзилишга ҳисобий қаршилиқларни, уланган жойлари йўқ бўлган пўлат арматураларникидек бажариш керак.

**\*3.42** Эгиладиган конструкциялардаги чўзилган арматурани мустаҳкамликка ҳисоблашда, эгиловчи элементнинг чўзилаётган қиррасидан кесимнинг чўзилган зонаси баландлигининг  $1/5$  қисмидан катта масофада жойлашган арматура элементлари учун (алоқида стерженлар, ўрамлар, арқонлар) пўлат арматуранинг 3.13 жадвалдаги чўзилишга ҳисобий қаршилиқларга арматуранинг ишлаш шароити коэффиценти қуйидаги қийматда киритмоқ керак:

$$m_{a6} = 1,1 - 0,5 \frac{a}{h-x} \leq 1, \quad (3.6)$$

бу ерда,  $h-x$  – кесимнинг чўзилган зонаси (қисмининг) баландлиги;  $a \geq \frac{1}{5}(h-x)$  – кесимнинг чўзилган қисмининг чеккадаги қиррасидан чўзилган арматура элементи ўқигача бўлган масофа.

**\*3.43** Конструкцияни олдиндан зўриқтириш ва уни монтаж қилиш босқичларидаги ҳисоблашларда пўлат арматуранинг ҳисобий қаршилиқларини қуйидаги қийматларга тенг бўлган ишлаш шароити коэффиценти билан қабул қилиш керак:

стерженли пўлат арматура ва юқори мустаҳкамликдаги симлардан қилинган арматура элементлари учун – 1,10;

K-7 синфдаги арматура арқонлар ва бурамали ва қўшалок ўрилган ва ёпик пўлат арқонлар учун – 1,05.

**3.44** Бурама ёки қўшалок эшилган пўлат арқонларни диаметри  $D$ ,  $24d$  дан кичик бўлган ( $d$  – арқон диаметри) яримайлана ҳисоблашларда арқонларнинг чўзилишга ҳисобий қаршилиқларига,  $D/d$  нисбат 8 дан 24 гача бўлганда қуйидаги формула билан аниқлашга руҳсат этиладиган арқонларнинг ишлаш шароити коэффиценти  $m_{a10}$  киритилиши зарур:

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125 \frac{D}{d} \leq 1; \quad (3.7)$$

Диаметри  $D$ ,  $8d$  дан кичик бўлган блок атрофида букилганда, арқонларнинг ишлаш шароити коэффициентини тажрибада текширишлар натижасига биноан белгилаш керак.

**\*3.45** Диаметри 5 мм, юқори мустаҳкамликдаги рухланган В-II синфдаги силлиқ симни мустаҳкамликка ҳисоблашларда симнинг 3.13 жадвалдан олинadиган чўзилишга ҳисобий қаршиликлариға қуйидагиларға тенг бўлган арматуранинг ишлаш шароити коэффициентини  $m_{a11}$  ни, киритиш керак:

ўртача тажовузкор муҳит шароитига жавоб берадиган қилиб С гуруҳи бўйича симни руҳлаганда - 0,94;

жиддий тажовузкор муҳит шароитига жавоб берадиган этиб Ж гуруҳи бўйича симни руҳлаганда - 0,88.

## ПЎЛАТ БУЮМЛАР УЧУН ҲИСОБИЙ ТАВСИФЛАР

**3.46** Темирбетон кўприклар ва қувурларнинг алоҳида конструктив қисмидан иборат бўладиган пўлат буюмлар (таянчлар, деформация чоклари ва шарнирлар элементлари, тираш ускуналари ва ҳ. к.) учун, юпқа листли ва фасонли прокатлардан тайёрланиб қўйиладиган пўлат буюмлар учун ҳисобий қаршиликларни кўприкларнинг пўлат конструкциялари элементларидагидек (4 бўлимни қаранг) қабул этиш керак.

Бетоннинг ичида анкерланадиган стерженли арматуралар учун ҳисобий қаршиликларни арматураларға тегишли кўрсатмаларға биноан қабул этиш керак.

## АРМАТУРАНИНГ ДЕФОРМАТИВ ХУСУСИЯТЛАРИНИНГ ТАВСИФЛАРИ ВА ЭЛАСТИК МОДУЛЛАРИНИНГ НИСБАТИ

**\*3.47** Арматуранинг асосий деформацион тавсифлари қуйидагилардан иборат:

кучланишнинг норматив қийматларига эришилганда арматуранинг нисбий чўзилиш деформацияси;

арматуранинг эластиклик модули;

Физик чегаравий оқувчанликка эга бўлган арматура учун нисбий чўзилиш деформациясининг норматив қийматини унинг норматив қаршилиги ва эластиклик модули қиймати учун тўғри келган эластиклик деформацияси орқали аниқланади.

Шартли оқиш чегарасига эга бўлган арматура учун арматура чўзилишининг норматив нисбий деформацияси шартли оқиш чегараси кучланишидаги 0,2% тенг бўлган унинг қолдиқ чўзилиши ва эластиклик нисбий чўзилишларининг йиғиндисига тенг қилиб олинади.

Арматуранинг норматив эластиклик модулини чўзилишда ва сиқилишда бир хил қилиб олинади ва унинг тури ва синфига қараб ўрнатилади. Арматура

эластиклик модулининг қийматларини 3.16 жадвалдан олиш зарур. Зарур бўлган ҳолларда эластиклик модулини қийматини назорат синови натижалари орқали белгиланади.

3.16 Жадвал

| Пўлат арматура синфи (тури)                                     | Арматуранинг эластиклик модули, МПа (кгк/см <sup>2</sup> )да, |                                    |
|---|---|------------------------------------|
|   | $E_s$ зўриктирилмайдиган                                      | $E_p$ зўриктирилган                |
| A240 (A-I), A300 (A-II), Ac300 (Ac-II)                          | $2,06 \cdot 10^5 (2,1 \cdot 10^6)$                            | -                                  |
| A400 (A-III)  | $1,96 \cdot 10^5 (2,0 \cdot 10^6)$                            | -                                  |
| A600 (A-IV), Ат600 (Ат-IV), A800 (A-V)                          | -   | $1,86 \cdot 10^5 (1,9 \cdot 10^6)$ |
| Ат1000 (Ат-V), Ат1000 (Ат-VI)                                   | -   | $1,86 \cdot 10^5 (1,9 \cdot 10^6)$ |
| В, ВрI синфлардаги параллел симлар                              | -   | $1,96 \cdot 10^5 (2,0 \cdot 10^6)$ |
| В-II ва Вр-II синфлардаги параллел симлардан қилинган ўрамлар . | -   | $1,77 \cdot 10^5 (1,8 \cdot 10^6)$ |
| арқон арматуралар синфи К-7                                     | -   | $1,77 \cdot 10^5 (1,8 \cdot 10^6)$ |
| К-7 арқон арматуралардан қилинган ўрамлар                       | -   | $1,67 \cdot 10^5 (1,7 \cdot 10^6)$ |
| Пўлат арқонлар:   | -   | -                                  |
| Бурама ва   | -   | $1,67 \cdot 10^5 (1,7 \cdot 10^6)$ |
| қўшалок эшилган   | -   | $1,57 \cdot 10^5 (1,6 \cdot 10^6)$ |
| ёпик  | -   | -                                  |

**\*3.48** Зўриктирилмаган арматурали кўприкларни чидамлик ва ёрилишга пишиқликка ҳисоблашлардан ташқари, кўприклар элементларини эластик жисмлар ҳисоби формулаларига биноан бажариладиган қолган барча ҳисоблашларда, арматуралар учун 3.16 жадвалда ва бетонлар учун 3.11 жадвалда келтирилган эластиклик модулларининг қийматларига биноан аниқланадиган модуллар нисбатлари  $n_1 \left( \frac{E_s}{E_b} \text{ ёки } \frac{E_p}{E_b} \right)$  дан фойдаланиш керак.

Зўриктирилмаган арматурали кўприк элементларини чидамликка ва ёрилишга пишиқликка ҳисоблашларда кучланишларни, келтирилган кесимнинг геометрик тавсифларини аниқлашда, арматура кесими майдони, бетоннинг титрашда оқишини инобатга олувчи эластиклик модуллар нисбатлари коэффиценти  $n'$  билан ҳисобга олинади.  $n'$  ни, бетоннинг синфларига кўра қуйидагича қабул қилиш керак:

|                     |      |
|---------------------|------|
| B20                 | 22,5 |
| B22,5 ва B25        | 20   |
| B27,5               | 17   |
| B30 ва B35          | 15   |
| B40 ва ундан юқори. | 10   |

**БИРИНЧИ ГУРУҲ**  
**ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАРИГА ҲИСОБЛАШ**  
**Мустаҳкамлик ва устиворликка**  
**ҳисоблаш**  
**УМУМИЙ КЎРСАТМАЛАР**

**\*3.49** Кўприклар ва қувурларнинг бетон ва темирбетон элементларини ҳисоблашни, чегаравий қийматлари билан таққослаган ҳолда бажариш керак.

Конструкцияларда, эгиладиган, марказий ва номарказий чўзиладиган бетон элементларини қўллаш рухсат этилмайди.

**\*3.50** Статик ноаниқ конструкциялардаги ҳисобий зўриқишлари, бетоннинг ўтириши ва оқишини сунъий равишда тартиблаштириш, ёриқ ҳосил бўлиши ва олдиндан зўриқтиришлар оқибатида зўриқишнинг катта тақсимланишларини ҳисобга олиш зарур. Ушбу саналган юкламалар ва таъсирларнинг норматив қийматларидан топилган зўриқишларнинг умумий қийматига 1,1 (ёки 0,9) га тенг бўлган ишончлилиқ коэффициентлари киритилади.

**3.51** Конструкция элементларидаги зўриқишларнинг чегаравий қийматларини, элемент бўйлама ўқига нормал ва қия кесимларида аниқлаш керак.

**3.52** Бетон ва темирбетон элементларни сиқувчи бўйлама куч  $N$  таъсирига ҳисоблашда, мустаҳкамликка ва устиворликка ҳисоблашлардаги олинган қийматларнинг кам миқдордагисини зўриқишнинг ҳисобий қиймати тариқасида қабул қилиш керак. Мустаҳкамликка ҳисоблашда тасодифий эксцентриситет

$e_{c,сн} = \frac{1}{400} l_0$  - ни инобатга олиш керак ( $l_0$ —элементнинг геометрик узунлиги ёки

унинг маҳкамланган нуқталарининг орасидаги қисми 3.16 б. бўйича).

Ёриқбардошликка ва деформацияга ҳисоблашда тасодифий эксцентриситет инобатга олинмаса бўлади.

Статик аниқ конструкцияларнинг элементларида, эксцентриситет  $e_c$  (келтирилган кесимнинг оғирлик марказига нисбатан) конструкцияни статик ҳисоблашдан аниқланадиган эксцентриситет билан тасодифий эксцентриситет  $e_{c,сн}$  ларининг йиғиндисини сифатида топилади.

Статик ноаниқ конструкция элементлари учун, бўйлама кучнинг келтирилган кесим оғирлик марказига нисбатининг эксцентриситет  $e_c$  қиймати, статик ҳисоблашда олинган эксцентриситетга баробар, аммо  $e_{c,сн}$  - дан кам бўлмаган ҳолда қабул қилинади.

**\*3.53** Тўғри бурчакли, тавр ва қўштавр шаклидаги, қутисимон кесимли, сиқилган, номарказий сиқилган бетон ва темирбетон элементларни мустаҳкамликка ва устиворликка ҳисоблаш,  $e_c = \frac{M}{N}$  эксцентриситет қийматида боғлиқ ҳолда, 3.17 жадвалга мувофиқ бажарилади.



3.17 Жадвал

| Ҳисоблаш тури  | Конструкциялар   |           |              |           |
|----------------|--|-----------|--------------|-----------|
|                | Бетон  |           | Темирбетон   |           |
|                | Куйидагича эксцентриситетларда, ҳисоблашларни бажаришда рию қилиниши зарур бўлган бандларнинг катор тартибдаги рақамлари |           |              |           |
|                | $e_c \leq r$   | $e_c > r$ | $e_c \leq r$ | $e_c > r$ |
| Мустаҳкамликка | 3.68   | 3.68      | 3.69,б       | 3.70      |
|                | 3.54   | 3.54      | –            | 3.54      |
| Устиворликка   | 3.66   | –         | 3.69,а       | –         |
|                | 3.55   | –         | 3.55         | –         |

Изоҳ.  $r$  – ядро масофаси

Бошланғич ҳисобий эксцентриситети  $e_c > r$  бўлган сиқилган элементларни номарказий сиқилишга ҳисоблаш керак.

Эгилишнинг номарказий сиқилган элементнинг ҳисобий зўриқишининг кўпайишига таъсирини, деформацияланмаслик схемасига ҳисоблашда, эксцентриситет  $e_c$  ни 3.54 б. га биноан аниқланадиган  $\eta$  коэффицентига кўпайтириш йўли билан ҳисобга олиш керак.

Устиворликка ҳисоблашда,  $e_c \leq r$  бўйлама эгилиш коэффицентини ( $\varphi$ ) ни 3.55 б. дга мувофиқ қабул қилиш керак.

**\*3.54** Мустаҳкамликка эгилишдаги кўчишининг (салқиликка) таъсирини ҳисобга олувчи коэффицент  $\eta$  қуйидаги формула билан аниқланади:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (3.8)$$

бу ерда,  $N_{cr}$  – қуйидаги формулалар билан аниқланадиган шартли критик куч:  
бетон элементлар учун

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right); \quad (3.9)$$

темирбетон элементлар учун

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + n_1 I_s \right], \quad (3.10)$$

бу ерда,  $I_b$  – бетондаги ёриқларни ҳисобга олмасдан аниқланадиган бетон кесими майдонининг инерция моменти;  $I_s$  – зўриқтирилмайдиган ва зўриқтириладиган арматуралар кесимлари майдонларининг инерция моментлари;

Инерция моментлари келтирилган кесимларнинг оғирлик маркази орқали

ўтадиган ўқларига нисбатан аниқланади. (3.9) ва (3.10) формулалардаги  $\varphi_l$  ва  $\varphi_p$  лар билан, салқиликка, тегишли, юкламанинг узоқ муддатли таъсир кўрсатишининг, арматурани олдиндан зўриктиришнинг ва эксцентриситетнинг нисбий қийматининг таъсирлари ҳисобга олинади.  $\varphi_l$  коэффицентининг қийматини қуйидагига тенг деб қабул этиш керак:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M}, \quad (3.11)$$

бу ерда,  $M_l$  – доимий юкламалардан бўладиган момент;  $M$  – доимий ва вақтинчалик юкламалардан бўладиган норматив куч  $N$  ни,  $N$  кучининг жойлашган нуқтасидан энг кўп чўзилган стерженгача (бетон элементлар учун кесимнинг энг кўп чўзилган қиррасигача) ёки энг кам сиқилган стержен ёки қиррагача (тўлиқ сиқилган кесим бўлганида) бўлган масофага кўпайтириб топилган қийматга тенг момент.  $\delta$  коэффицентининг қийматини  $e_c/h$  га баробар деб қабул қилиш керак, лекин у, қуйидаги формула билан аниқланадиган миқдордан кам бўлмаслиги керак:

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b, \quad (3.12)$$

бу ерда,  $R_b$  – бетоннинг ҳисобий қаршилиги, МПа да;

$l_0$  – элементнинг ҳисобий узунлиги, м, да.

Тўла юкламадан ва доимий юкламадан ҳочил бўладиган моментлар (эксцентриситетлар) ҳар хил, бир-биридан фарқ қиладиган ишорали бўлганларида, тўла юклама эксцентриситетининг қиймати  $e_c \geq 0,1h$  да  $\varphi_l = 1,0$ ;  $e_c < 0,1h$  да эса  $\varphi_l = 1,05$  деб қабул қилиниши керак.

Арматурани олдиндан зўриктиришнинг элемент бикрлигига таъсирини ҳисобга олувчи  $\varphi_p$  коэффицентининг қийматини қуйидаги ифода билан аниқлаш керак:

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp} \cdot e_c}{R_b \cdot h}, \quad (3.13)$$

бу ерда,  $\sigma_{bp}$  – бўйлама арматуранинг оғирлик маркази сатҳидаги О иловага биноан барча йўқолишларни ҳисобга олгандаги, олдиндан зўриктиришдан бўладиган бетондаги кучланиш. Халқасимон ва юмалоқ кесимлар учун  $h=D$  бўлади. (3.13) ифодадаги ҳисобий қаршилиқ  $R_b$ , бетоннинг ишлаш шароити коэффицентларини ҳисобга олмасдан қабул қилинади,  $e_c/h$  қиймати эса 1,5 дан ошмаслиги керак.

Сиқилган темирбетон элементлар, қуйидаги шартни таъминлай оладиган шароитдаги тавсифларга эга бўлиши зарур.

$$\frac{N}{N_{cr}} \leq 0,7 \quad (3.14)$$

Элементларни, номарказий қўйилган юклама таъсирдан эгилиш текислигига перпендикуляр йўналишда номарказий сиқилишга ҳисоблашда

тасодифий эксцентриситет (3.52 б. га қаранг) қийматини инобатга олиш керак.

Сурилмайдиган таянчга ёки мажбуран деформацияланишдан бир хил кўчадиган (масалан, ҳарорат таъсиридан узайишларда) таянчларга эга бўлган темирбетон элементлар учун  $\eta$  коэффиценти қийматларини қуйидагича қабул этиш керак:

элемент узунлигининг ўртадаги учдан бир қисмидаги кесимлари учун (3.8) формула билан;

элемент узунлигининг чеккадаги учдан бир қисмидаги кесимлар учун таянчдаги кесимлар учун бирга тенг бўлган қиймат билан ўртадаги учдан бир қисм учун ҳисоблаган қийматларнинг оралиғида интерполяция қилиш йўли билан.

\*3.55 Сиқилган ( $e_c=0$ ) ва эксцентриситет  $\frac{e_c}{r} \leq 1$  номарказий сиқиладиган элементларни ҳисоблашларда бўйлама эгилиш коэффиценти қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l \cdot \varphi_m}{N} + \frac{N_m}{N}}, \quad (3.15)$$

бу ерда,  $\varphi_m$  – вақтинчалик юклама таъсирини ҳисобга олувчи бўйлама эгилиш коэффиценти;  $\varphi_l$  – доимий юкламалар таъсирини ҳисобга олувчи бўйлама эгилиш коэффиценти;  $N_l$  – доимий юкламаларда бўладиган, зўриктириладиган, бетон билан жипслашмаган арматурадаги зўриқишни ҳам ҳисобга олгандаги ҳисобий бўйлама зўриқиш;  $N_m$  – вақтинчалик юкламадан бўладиган ҳисобий бўйлама зўриқиш;  $N = N_l + N_m$  – тўла ҳисобий бўйлама зўриқиш.

3.52 б. га биноан тасодифий эксцентриситетлар қийматларини ҳисоблашларда инобатга олинган  $\varphi_m$  ва  $\varphi_l$  коэффицентларининг қийматини темирбетон элементлар учун 3.18 жадвалдан, бетон элементлар учун 3.19 жадвалдан олиш керак.

3.18 Жадвал

| Элемент букилувчанлигининг тавсифлари |         |         | Бўйлама эгилиш коэффицентлари                                      |             |             |             | $\varphi_l$ |
|---------------------------------------|---------|---------|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                                       |         |         | Нисбий эксцентриситетлар $e_c/r$ куйидагича бўлгандаги $\varphi_m$ |             |             |             |             |
| $l_0/b$                               | $l_0/d$ | $l_0/i$ | 0  | 0,25        | 0,50        | 1,00        |             |
| 4                                     | 3,5     | 14      | $\frac{1}{1}$  | <u>0,90</u> | <u>0,81</u> | <u>0,69</u> | 1           |
|                                       |         |         | 1  | 0,90        | 0,81        | 0,69        |             |
| 10                                    | 3,6     | 35      | $\frac{1}{1}$  | <u>0,86</u> | <u>0,77</u> | <u>0,65</u> | 0,84        |
|                                       |         |         | 1  | 0,86        | 0,77        | 0,65        |             |
| 12                                    | 10,4    | 40      | <u>0,95</u>  | <u>0,83</u> | <u>0,74</u> | <u>0,62</u> | 0,79        |
|                                       |         |         | 0,95   | 0,83        | 0,74        | 0,62        |             |
| 14                                    | 12,1    | 48,5    | <u>0,90</u>  | <u>0,79</u> | <u>0,70</u> | <u>0,58</u> | 0,70        |
|                                       |         |         | 0,85   | 0,74        | 0,65        | 0,53        |             |
| 16                                    | 13,8    | 55      | <u>0,86</u>  | <u>0,75</u> | <u>0,66</u> | <u>0,55</u> | 0,65        |
|                                       |         |         |  |             |             |             |             |

|    |      |      |             |             |             |             |      |
|----|------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|------|
| 18 | 15,6 | 62,5 | 0,78        | 0,67        | 0,58        | 0,47        | 0,56 |
|    |      |      | <u>0,82</u> | <u>0,71</u> | <u>0,62</u> | <u>0,51</u> |      |
| 20 | 17,3 | 70   | 0,75        | 0,64        | 0,55        | 0,44        | 0,47 |
|    |      |      | <u>0,78</u> | <u>0,67</u> | <u>0,57</u> | <u>0,48</u> |      |
| 22 | 19,1 | 75   | 0,70        | 0,59        | 0,47        | 0,40        | 0,41 |
|    |      |      | <u>0,72</u> | <u>0,60</u> | <u>0,52</u> | <u>0,43</u> |      |
| 24 | 20,8 | 83   | 0,64        | 0,52        | 0,44        | 0,35        | 0,32 |
|    |      |      | <u>0,67</u> | <u>0,55</u> | <u>0,47</u> | <u>0,38</u> |      |
| 26 | 22,5 | 90   | 0,59        | 0,47        | 0,39        | 0,30        | 0,25 |
|    |      |      | <u>0,62</u> | <u>0,51</u> | <u>0,44</u> | <u>0,35</u> |      |
| 28 | 24,3 | 97   | 0,53        | 0,42        | 0,35        | 0,26        | 0,20 |
|    |      |      | <u>0,58</u> | <u>0,49</u> | <u>0,43</u> | <u>0,34</u> |      |
| 30 | 26   | 105  | 0,50        | 0,41        | 0,35        | 0,26        | 0,16 |
|    |      |      | <u>0,53</u> | <u>0,45</u> | <u>0,39</u> | <u>0,32</u> |      |
| 32 | 27,7 | 110  | 0,46        | 0,38        | 0,32        | 0,25        | 0,14 |
|    |      |      | <u>0,48</u> | <u>0,41</u> | <u>0,36</u> | <u>0,31</u> |      |
| 34 | 29   | 120  | 0,42        | 0,35        | 0,30        | 0,25        | 0,10 |
|    |      |      | <u>0,43</u> | <u>0,36</u> | <u>0,31</u> | <u>0,25</u> |      |
| 38 | 33   | 130  | 0,39        | 0,32        | 0,27        | 0,21        | 0,08 |
|    |      |      | <u>0,38</u> | <u>0,32</u> | <u>0,28</u> | <u>0,24</u> |      |
| 40 | 34,6 | 140  | 0,33        | 0,28        | 0,24        | 0,20        | 0,07 |
|    |      |      | <u>0,35</u> | <u>0,29</u> | <u>0,25</u> | <u>0,21</u> |      |
| 43 | 37,5 | 150  | 0,32        | 0,26        | 0,22        | 0,18        | 0,06 |
|    |      |      | <u>0,33</u> | <u>0,28</u> | <u>0,24</u> | <u>0,21</u> |      |
|    |      |      | 0,30        | 0,25        | 0,21        | 0,18        |      |

*Изоҳ. Каср чизиги устида, зўриқтирилмаган арматурали темирбетон элементлар ва ушбу ишлаш босқичида зўриқтирилган арматура билан бетон орасида жипслашиши бўлмаган олдиндан зўриқтирилган элементлар учун қийматлар, каср чизиги остида эса зўриқтириладиган арматура билан бетон жипслашган ҳолдаги олдиндан зўриқтирилган элементлар учун қийматлар келтирилган.*

3.19 Жадвал

| Элемент буки лувчанлиги тавсифи |         | Буйлама эгилиш коэффициентлари эксцентриситет $e_c/r$ лар қуйидагича бўлгандаги $\varphi_m$ |      |      |      | $\varphi_l$ |
|---------------------------------|---------|---|------|------|------|-------------|
| $l_0/b$                         | $l_0/i$ | 0   | 0,25 | 0,50 | 1,0  |             |
| 4                               | 14      | 1   | 0,86 | 0,77 | 0,65 | 1           |
| 6                               | 21      | 0,98  | 0,84 | 0,75 | 0,63 | 0,94        |
| 8                               | 28      | 0,95  | 0,81 | 0,72 | 0,6  | 0,88        |
| 10                              | 35      | 0,92  | 0,78 | 0,69 | 0,57 | 0,8         |
| 12                              | 42      | 0,88  | 0,76 | 0,67 | 0,55 | 0,72        |
| 14                              | 49      | 0,85  | 0,74 | 0,65 | 0,58 | 0,62        |
| 16                              | 56      | 0,79  | 0,68 | 0,59 | 0,48 | 0,58        |
| 18                              | 63      | 0,74  | 0,63 | 0,54 | 0,43 | 0,43        |
| 20                              | 70      | 0,67  | 0,56 | 0,46 | 0,37 | 0,32        |
| 22                              | 77      | 0,63  | 0,51 | 0,43 | 0,34 | 0,26        |
| 24                              | 84      | 0,58  | 0,46 | 0,38 | 0,29 | 0,20        |
| 26                              | 91      | 0,49  | 0,38 | 0,31 | 0,22 | 0,16        |

3.18 ва 3.19 жадваллардаги белгилашлар:

$b$  – элемент кўчиши йўналишига нормал тўғри бурчакли кесимнинг томони;

$d$  – юмалоқ кесимли элемент диаметри;

$I_0/i$  – элемент букулувчанлиги ( $i$  – кўндаланг кесимнинг энг кичик инерция радиуси);

$e_c/r$  –  $N$  кучининг нисбий эксцентриситети;

$e_c$  –  $N$  кучининг келтирилган кесимда марказий оғирликка нисбатан эксцентриситети;

$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$  – ядровий масофа ( $W_{red}$  ва  $A_{red}$  – келтирилган кесимнинг қаршилик моменти ва майдони).

### **Элемент бўйлама ўқига нормал кесимларни мустаҳкамликка ҳисоблаш**

**\*3.56** Кесимлардаги чегаравий зўриқишларни 3.62– 3.71 ва 3.75 б. ларга мувофиқ қуйидаги асослардан келиб чиққан ҳолда аниқлаш керак:

бетоннинг чўзилишга қаршилиги нолга тенг деб қабул қилинади;

бетоннинг сиқилишга қаршилиги  $R_b$  га баробар бўлган ва унинг шартли сиқиладиган зонаси чегарасида тенг тақсимланган кучланишлар билан чекланади;

арматурадаги чўзувчи кучланиш, зўриқтирилмаган ва зўриқтириладиган арматураларнинг чўзилишга ҳисобий қаршиликлари тегишли  $R_s$  ва  $R_p$  лар билан чекланади;

зўриқтирилмаган арматурадаги сиқувчи кучланиш, сиқилишга ҳисобий қаршилик  $R_{sc}$  билан, зўриқтириладигандаги эса 3.60 б. га биноан энг катта сиқувчи кучланишлар  $\sigma_{ps}$  билан чекланадилар;

кесимни ҚМҚ 2.03.01-97 га биноан умумий ҳолга ҳисоблаганда, арматурадаги деформация (кучланиш), олдиндан зўриқтирилгандаги деформацияни (кучланиш) инобатга олиб, бетоннинг сиқиладиган қисмининг баландлигига боғлиқ ҳолда аниқланади.

Тегишли тартибда асосланганда, юқорида кўрсатилган ҳисоблашларни, бетон ва арматуранинг деформацияси диаграммасидан фойдаланиб бажариш рухсат этилади.

*Изоҳ. Бетон ва арматурадаги ҳисобий қаршиликлар ва кучланишлар ифодаларга МПа да киритилиши керак бўлганида, матнда махсус кўрсатмалар берилади.*

**3.57** Ҳисобий кесимнинг сиқиладиган қисмида ҳар хил синфлардаги бетонлар бўлганида, уларнинг майдонлари ҳисобий қаршиликларига пропорционал равишда битта ҳисобий қаршиликдаги бетонга келтирилади.

**3.58** Сиқиладиган қисмида тахтаси жойлашадиган тўсинларни ҳисоблашда, тахтанинг қовурға (девор) идан чиқиб (осилиб) турадиган ҳисобга киритиладиган бўлагининг чиқиб турган жойининг бошланишидан ўлчагандаги узунлиги, унинг қалинлиги  $h'_f$  нинг олти марта кўпайтирилган қийматидан ошмаслиги ва тўсинлар қовурғалари орасидаги соф масофанинг ярмисидан кўп бўлмаслиги керак.

Тахтанинг чиқиб турган бўлагининг бошланиши тўсин қиррасидан ёки

қиялиги 1:3 ва ундан катта вут (қалинлаштирилган қисми) бўлганида, вутнинг охиридан қабул қилинади. Ўзгарувчи қалинликдаги тахталарда ҳамда вутлар қиялиги 1:3 дан кичик бўлган ҳолларда, тахтанинг чиқиб (осилиб) турадиган қисми узунлиги, тахта ва вутлар майдонларини ҳисобга олиб топиладиган, тахтанинг келтирилган қалинлигига биноан аниқланади.

Қўштавр кесимларнинг чўзиладиган белбоғларининг чиқиб турадиган қисмлари майдони ҳисоблашда инобатга олинмайди.

**3.59** Чўзилган арматуранинг сони, конструктив мақсадда ёки ёрилишга пишиқликка ҳисоблашга биноан, мустаҳкамликка ҳисоблашдаги талаб этилган арматура сонидан ортиқча бўлганида, ҳисоблашда барча арматурани эмас, фақат мустаҳкамликка талаб этилганини инобатга олиш рухсат этилади.

**3.60** Бетон билан жипслашиб кетган, сиқилган қисмда жойлашган зўриқтириладиган арматурани ҳисоблашга қуйидаги кучланиш билан киритиш керак:

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pci} , \quad (3.16)$$

бу ерда,  $R_{pc}$  – 3.38 б. га биноан, зўриқтириладиган арматурадаги ҳисоблаш билан инобатга олинмайдиган энг катта сиқувчи кучланиш;  $\sigma_{pci}$  – зўриқтириладиган арматурадаги ҳисобий кучланиш (барча йўқолишларни чиқариб ташлагандан кейинги), агар юкламага нисбатан ишончлилик коэффициенти  $\gamma_g = 1,1$  бўлса;  $\sigma_{pci} \leq R_{pc}$  бўлганида,  $\sigma_{pc} = 0$  деб қабул қилинади.

Сиқилган арматуранинг кўндаланг кесими майдони  $A'_s$  ни бетоннинг сиқилган қисми ҳисобий баландлиги  $x$  ва ушбу арматурадан кесимнинг сиқилган қиррасигача бўлган масофа  $a'_s$  лар нисбатларига боғлиқ ҳолда ҳисоблашга киритилади.

Эгиладиган элементларни ҳисоблашда  $x_2 \geq 2a'_s$  бўлганида, майдон  $A'_s$  тўлиқ инобатга олинади, бу ерда,  $x_2$  – сиқилган арматура  $A'_s$  ни ҳисобга олиб аниқланадиган сиқилган қисмнинг баландлиги.

Сиқилган арматурани инобатга олмаганда кесимнинг сиқилган қисм баландлиги  $x_1 \geq 2a'_s$ , уни инобатга олганда эса  $x_2 < 2a'_s$  шартига мос келганида, мустаҳкамликка ҳисоблашни қуйидаги шартдан фойдаланиб бажариш, рухсат этилади:

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s) (h_a - a'_s). \quad (3.17)$$

$x_1 < 2a'_s$  бўлганида,  $A'_s$  ҳисобга олинмайди.

**\*3.61** Элемент бўйлама ўқига нормал кесимни ҳисоблаш, ташқи куч кесим симметрия ўқи текислигида таъсир этганида ва арматура элементининг кўрсатилган текисликка перпендикуляр қирраси олдида жамланган бўлганида, тегишли мувозанат шартидан аниқланадиган сиқилган қисм нисбий баландлиги  $\xi = \frac{x}{h_0}$  қийматига боғлиқ ҳолда бажарилиши керак. Конструкцияни ҳисоблашда

$\xi$  нинг қиймати, қоидага кўра, тузилган арматурадан, унинг учун тегишли ишлаш шароити коэффициенти ҳисобга олгандаги ҳисобий қаршилик  $R_s$  ёки

$R_p$  га тенг бўлган кучланиш бўлмаганга қадар бетоннинг сиқилган қисмида чегаравий ҳолат юз бермайдиган ҳолдаги, ўша қисмининг нисбий баландлиги  $\xi_y$  дан ошмаслиги керак.  $\xi_y$  қиймати қуйидаги формула билан аниқланади:

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.18)$$

бу ерда,  $\omega = 0,85 - 0,008R_b$  – одатдаги (зўриқтирилмаган) арматурали элементлар учун;  $\omega = 0,85 - 0,008R_b + \delta \leq 0,9$  – бовосита арматурали элементлар учун; бу ерда бетоннинг ҳисобий қаршилиги  $R_b$  ни МПа да,  $\delta$  нинг қийматини эса  $10 \mu$  га тенг деб олиш керак, аммо  $0,15$  дан кўп бўлмаслиги керак ( $\mu - 3.72$  б. га биноан олинадиган арматуралаш коэффициентини); арматурадаги кучланиш  $\sigma_1$  ни, МПа да, қуйидагига тенг қилиб олиш керак:

зўриқтирилмайдиган арматура учун  $R_s$ ;

зўриқтириладиган арматура учун  $R_p + 500 - \sigma_p$ ;

зўриқтириладиган арматуранинг ҳисобий қаршилиги  $R_p$  ни, унинг тегишли ишлаш шароити коэффициентини инобатга олиб, арматурадаги олдиндан зўриқтириладиган кучланиш  $\sigma_p$  қийматини эса,  $O$  иловага биноан биринчи ва иккинчи йўқолишларни ҳисобга олиб қабул қилиш керак;

зўриқтирилган ва зўриқтирилмаган ҳолда  $\sigma_1$  кучланишни зўриқтирилган арматурага кўра қабул қилинади;

$\sigma_2$  кучланиш сиқилган қисмдаги арматурадаги чегаравий кучланиш ҳисобланади ва у  $500$  МПа га тенг деб қабул қилиниши керак.

Мустаҳкамликка ҳисоблашда,  $\xi_y$  нинг катта чегаравий миқдорига кўра ҳисоблаш орқали олинган  $\xi = x/h_0$  қийматини сақлаш асосли ва зарур бўлган ҳолда, ҚМҚ 2.03.01-97 кўрсатмаларига риоя қилиш тавсия этилади.

Қуйидаги ҳоллардаги ҳисоблашларда ҚМҚ 2.03.01-97 кўрсатмаларига риоя этиш тавсия этилади: темирбетон элементларни қия номарказий сиқилиш ва эгилишларга; кесими бўйлаб арматуралар тенг тақсимланган элементларни; қисқа консолларни, конструкцияларни ботириб тешиш ва тортиб ажратиб олишга, қўйилган буюмлар, кўтаргич илмоқлар ва буралиш билан эгилишга, буралиш билан номарказий сиқилишга ишлайдиган элементларни.

Учбурчакли, ромб шаклдаги ва тўғри бурчакли бўлмаган арматураси жамланган ва тенг тақсимланиб жойланган кесимларни ҳисоблаш учун бошқа услубларни қўллаш, тегишли (ўрнатилган) тартибда улар асосланганида рухсат этилади. Юмалоқ кесимли темирбетон элементларни номарказий сиқилишга мустаҳкамликка ҳисоблаш тавсия этилган  $\Lambda$  иловада келтирилган.

Барча санаб ўтилган ҳисоблашларда бетон ва арматура учун меъёрларда белгиланган ҳисобий қаршиликларни олиш керак. Нормал кучланишларни олдиндан зўриқтирилган эгри тўсин кесимларида ёриқбардошликни  $Q$  илова бўйича ҳисоблаш тпвсия этилади.

## Эгиладиган темирбетон элементларни ҳисоблаш

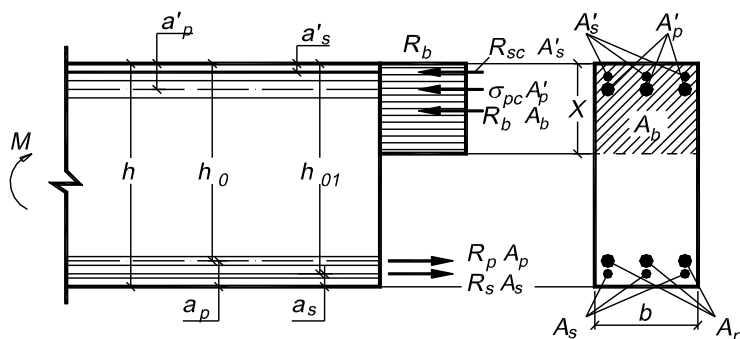
\*3.62 Тўғри бурчакли кесимларни (3.1 расм),  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$  бўлганидаги ҳисоблашни қуйидаги шартга қўра бажариш керак:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (3.19)$$

бу ерда, сиқилган қисм баландлиги  $x$  ни қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x. \quad (3.20)$$

Бу ерда ва бош формулалардаги баландлик  $h_0$  ни  $A_p$  ва  $A_s$  арматурадаги зўриқиш тенг таъсир этувчисидан олиш керак. Зўриқтириладиган арматура бўлмаганида,  $h_0 = h_{01}$ .



3.1 расм. Эгиладиган темирбетон элементнинг бўйлама ўқига нормал кесимдаги, уни мустаҳкамликка ҳисоблашдаги зўриқиш ва кучланиш эпюрасининг схемаси

Автомобил йўллари ва шаҳар кўприклари қовурғали оралиқ қурилмалари ўтиш қисми плитасининг бўйлама йўналишдаги уланган жойларини мустаҳкамликка ҳисоблаш (3.19) ва (3.20) формулаларнинг ўнг томонидаги ифодаларга қуйидаги ишлаш шароити коэффициентларини киритиб бажарилади:

диафрагмалилари учун – 0,8 га тенг;

диафрагмали оралиқ қурилмалар учун – 0,9 га тенг.

\*3.63 Таврли, қўштаврли ва қутисимон, плитаси сиқилган қисмда жойлашган кесимларни  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$  бўлганида ҳисоблашни, сиқилган қисм чегараси ҳолатига боғлиқ ҳолда бажариш керак:

а) сиқилган қисм чегарали платада ўтганида (3.2 расм, а) ёки қуйидаги шарт бажарилганида

$$R_p A_p + R_s A_s \leq R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p, \quad (3.21)$$

3.62 б. га мувофиқ  $b'_f$  эндаги тўғри бурчакли кесим учундек ҳисобланади;

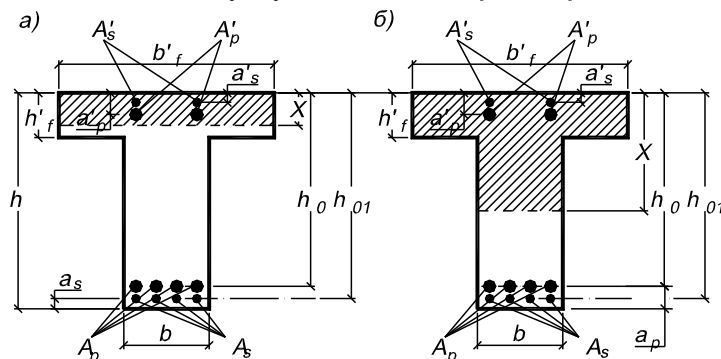
б) сиқилган қисм чегарали қовурғадан ўтганида (3.2 расм, б) ёки (3.21) шарт бажарилмайди, унда ҳисоблаш қуйидаги шартга биноан бажарилиши керак:



$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (3.22)$$

бу ерда, бетоннинг сиқилган қисми баландлигини  $x$  қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (3.23)$$



**3.2 расм. Плитаси сиқилган қисмда бўлган темирбетон элементларнинг кесимларидаги сиқилган қисмларнинг шакли**

- а) сиқилган қисм чегарали плитада жойлашганда,  
б) сиқилган қисм чегарали қовурғада жойлашганда.

**\*3.64** Халқа кесимли, ички ва ташқи радиусларининг нисбати  $\frac{r_1}{r_2} \geq 0,5$  бўлган,

арматураси айлана бўйлаб тенг тақсимланган (бўйлама йўналишдаги стерженлар сони 6 тадан кам бўлмаган), эгиловчи элементлар ҳисоби, 3.71 б. га мувофиқ, номарказий сиқиладиган элементлар ҳисобини бажаргандек,  $N_e$  қиймат ўрнига эгувчи момент  $M$  қийматини бўйлама куч қиймати  $N = 0$  деб қабул қилиниб бажарилади.

**3.65** Автомобил йўллари кўприklarининг эгиладиган темирбетон элементларидаги зўриқтириладиган ишчи арматура бетон билан жипслашмаган ҳолда, кесимини мустаҳкамликка 3.62 ва 3.63 б. ларга мувофиқ тегишли формулаларда зўриқтириладиган арматуранинг чўзилишга ҳисобий қаршилиги  $R_p$  ўрнига ўша арматурадаги олдиндан зўриқтирилганда белгиланган (барча йўқолишлар чиқариб ташлангандан кейинги) кучланиш қиймати  $\sigma_{p1}$  ни киритиб ҳисоблаш керак. Бундан ташқари, узунасига алоҳида тайёрланган блоklarдан йиғиладиган конструкцияларда, эластик материаллар қаршилиги формулалари билан ҳисобий юкламаларга (юкламаларга нисбатан ишончлилик коэффициенти билан) олдиндан зўриқтириш кучини ҳам киритиб, қўшимча ҳисоблаш ўтказиш керак. Ишлашнинг барча босқичларида, блоklar бир-бирига уланган жойларда зўриқтирилмайдиган арматура қўйилмаган ҳолда, ташқи кучлардан чўзувчи кучланиш ҳосил бўладиган қисмларда, ушбу кучланиш мавжуд бўлиши рўхсат этилмайди.

### Номарказий сиқиладиган бетон элементларни ҳисоблаш

**\*3.66** Бошланғич эксцентриситети  $e_c \leq r$  бўлган (3.55 б.) номарказий сиқиладиган бетон элементларни қуйидаги шартни бажарган ҳолда устиворликка ҳисоблаш керак:

$$N \leq \varphi R_b A_b, \quad (3.24)$$

бу ерда,  $\varphi$  – 3.55 б. бўйича олинадиган коэффициент;

$A_b$  – элементнинг сиқилган кесим майдони.

**\*3.67** Номарказий сиқиладиган бетон элементларни  $e_c > r$  ( $r=3.55$  б. га биноан ядро масофаси) бўлган ҳолда, мустаҳкамликка ҳисоблаш нейтрал ўқ ҳолатига ва қуйидаги формуладан топиладиган  $a$ -нинг қийматига боғлиқ ҳолда бажарилади:

$$a = a_c - e_c \eta, \quad (3.25)$$

бу ерда,  $a$  – бўйлама куч  $N$  қўйилган нуқтадан кесимнинг кўпроқ сиқилган қиррасигача бўлган, 3.54 б. га биноан аниқланадиган  $\eta$  коэффициентни инобатга олгандаги масофа;  $a_c$  – тўла кесимнинг оғирлик маркази орқали ўтадиган ўқдан кўпроқ сиқилган қиррасигача бўлган масофа;  $e_c$  – бўйлама куч  $N$  нинг, тўла кесим оғирлик марказига нисбатан бошланғич эксцентриситети.

Бунда, ташқи кучлар тенг таъсир этувчиси қуйидаги шартга риоя қилган ҳолда, элемент кўндаланг кесими чегарасида бўлиши зарур:

$$e_c \eta \leq 0,8 a_c. \quad (3.26)$$

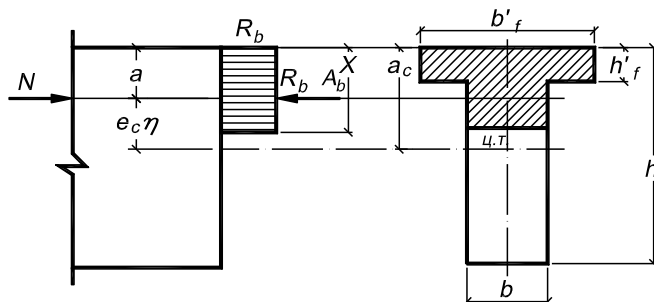
**\*3.68** Тавр, қўштавр ва қутисимон плитаси сиқилган қисмда жойлашган (3.3 расм), номарказий сиқиладиган бетон элементларни ҳисоблашда кесимнинг мустаҳкамлиги қуйидаги шарт бажарилганда таъминланади:

$$N \leq R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (3.27)$$

бунда сиқилган қисм баландлиги қуйидагича аниқланади:  $a > 0,5 h'_f$  бўлганида (нейтраль ўқ қовурға чегарасидан ўтади)

$$x = a + \sqrt{a^2 + (b'_f - b)(2a - h'_f) \frac{h'_f}{b}}; \quad (3.28)$$

$a \leq 0,5 h'_f$  бўлганида (нейтраль ўқ сиқилган плита чегарасидан ўтади), ҳисоблаш учун  $b$  ни  $b'_f$  га алмаштириб, (3.27) ва (3.28) формулалардан фойдаланилади.



### 3.3 расм. Номарказий сиқилган бетон элементнинг бўйлама ўқига нормал кесимдаги зўриқиш ва кучланиш эпюрасининг схемаси

Тўғри бурчакли кесимли номарказий сиқилган элементларни ҳисоблашда қуйидаги шарт бажарилганда мустақкамлик таъминланади:

$$N \leq R_b b x, \quad (3.29)$$

бу ерда сиқилган қисм баландлиги қуйидаги формула билан аниқланади:

$$x = h - 2e_c \eta. \quad (3.30)$$

Эгувчи момент таъсир кўрсатадиган текисликда мустақкамликка ҳисоблашдан ташқари элемент у текисликка тик йўналишда эгилиш билан устиворликка ҳисобланиб текширилиши керак (3.55 б.).

### Номарказий сиқилган темирбетон элементларни ҳисоблаш

**\*3.69** Ҳисоблаш эксцентриситети  $e_s \leq r$  бўлган номарказий сиқилган темирбетон элементларни (3.55 б.) қуйидаги шартлардан келиб чиққан ҳолда мустақкамликка ва устиворликка ҳисоблаш керак:

а) устиворликка ҳисоблашда:

арматура бетон билан жипслашган ҳолда

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{pc} A'_p); \quad (3.31)$$

зўриқтириладиган арматура билан бетоннинг жипслашиши бўлмаган ҳолда

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s) - \sigma_{pcl} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}; \quad (3.32)$$

б) мустақкамликка ҳисоблашда:

арматура бетон билан жипслашган бўлганида

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pcl} A'_p; \quad (3.33)$$

зўриқтириладиган арматура билан бетоннинг жипслашиши бўлмаган ҳолда

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pcl} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}. \quad (3.34)$$

(3.31) - (3.34) формулалардаги:

$N$  – ҳисобий юкламалардан бўладиган бўйлама йўналишдаги сиқувчи куч (олдиндан зўриқтириш кучи ҳисобга олинмаган);

$\varphi$  – 3.55 б. га биноан қабул қилинадиган бўйлама эгилиш коэффициенти;

$R_b$  – бетоннинг 3.6 жадвалдан олинадиган мустақкамликка ҳисоблашдаги сиқилишга ҳисобий қаршилиги;

$A_b$  – элемент кесимининг тўла майдони (арматура кесимининг майдони 3% дан ошадиган бўлганида,  $A_b$  ни  $A_b - A'_s - A'_p$  билан алмаштирилади);

$R_{sc}, R_{pc}$  – арматуранинг 3.38 б. га биноан олинадиган сиқилишга ҳисобий қаршиликлари;

$\sigma_{pc}$  – сиқилган қисмда жойлашган зўриқтириладиган арматурадаги 3.60 б. га

мувофиқ ҳисоблашда инобатга олинадиган кучланиш;

$\sigma_{pc1}$  – зўриқтириладиган арматура  $A'_p$  даги, 3.60 б. га биноан барча йўқолишлар ўтиб бўлгандан кейинги, ўрнашган зўриқтириш кучи;

$$\mu_{sc} = \frac{A'_s}{A_b}; \quad \sigma_b = \frac{N}{A_b};$$

$A'_s, A'_p$  – тегишли, барча зўриқтирилмаган ва зўриқтирилган арматуралар кесимларининг майдони;  $n_1$  – 3.48 б. га асосан олинадиган эластиклик модуллари нисбати.

**\*3.70** Плитаси сиқилган қисмда бўлган, кўндаланг кесими кўштавр, тавр ва қутисимон номарказий сиқилган, эксцентриситети  $e_c > r$  темирбетон элементларни,  $x > h'_f$  ва  $\xi \leq \xi_y$  (3.2 ва 3.4 расмлар) бўлганида, мустақкамликка ҳисоблашни қуйидаги шартдан фойдаланиб бажариш керак:

$$Ne_0 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (3.35)$$

$e_0$  нинг қийматини қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

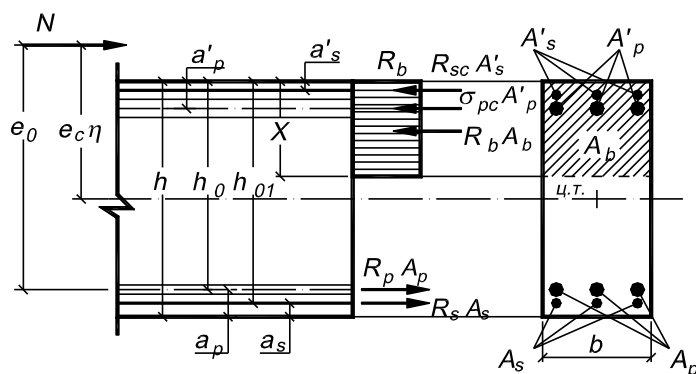
$$e_0 = e + e_c (\eta - 1), \quad (3.36)$$

бу ерда,  $N$  – бўйлама куч;  $\eta$  – 3.54 б. га биноан аниқланадиган коэффициент;  $e$  –  $N$  кучнинг қўйилган нуқтасидан чўзилган арматурадаги зўриқишнинг тенг таъсир этувчисигача бўлган масофа;  $e_c$  – бўйлама куч  $N$  нинг барча кесим оғирлик марказига нисбатан бошланғич эксцентриситети (3.52 б. га биноан тасодифий эксцентриситети ҳисобга олингандаги);  $\sigma_{pc}$  – ташқи юкламалар таъсиридан сиқилган қисмда жойлашган зўриқтириладиган арматурадаги, 3.60 б. га асосан сиқувчи кучланиш.

Тўғри бурчакли кесимлар учун (3.35) формулада  $b'_f = b$  деб қабул қилинади.

Бетоннинг сиқилган қисми баландлиги  $x$  ни қуйидаги формула билан аниқлаш керак

$$\begin{aligned} N + R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p &= \\ &= R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \end{aligned} \quad (3.37)$$



**3.4 расм.** Номарказий сиқилган темирбетон элементларнинг бўйлама ўқига нормал кесимидаги, уни мустақкамликка ҳисоблашдаги кучланиш эпюраси ва зўриқишлар схемаси

(3.37) формуладаги зўриқишлар ишоралари  $N$  кучнинг кесимдан ташқарида жойлашган ҳолатига тўғри келади.

Плитаси чўзиладиган томонда жойлашган қўштавр кесимларни ҳисоблашда плитанинг томонларга чиқиб турган қисмлари инобатга олинмайди. Эгувчи момент таъсир этадиган текисликда мустаҳкамликка ҳисоблашдан ташқари, у текисликка тик йўналишда ҳам эгилиш билан устиворликка ҳисоблаш керак.

Сиқилган зўриқтирилган арматура ишини 3.60 б. га биноан ҳисобга олиш керак. Аммо у арматуранинг инобатга олмаганда  $x > 2a'_s$  инобатга олганда эса  $x < 2a'_s$ , бўлганида мустаҳкамликка ҳисоблашни, куйидаги шартдан фойдаланган ҳолда бажаришга рухсат этилади:

$$Ne_0 \leq (R_p A_p + R_s A_s + N)(h_0 - a'_s). \quad (3.38)$$

Номарказий сиқилган олдиндан зўриқтирилган элементларнинг олдиндан кучлантиришдаги мустаҳкамликка ҳисоби, бетоннинг узатув мустаҳкамлиги синфига лойиқ бўладиган  $R_{bmd}$  қийматлари билан норматив юкламалардан бетондаги сиқувчи кучланишларни (3.100 б.) чеклаган ҳолда, норматив юкламалардан бўйлама ёриқлар ҳосил бўлишига ҳисоблаш билан алмаштирилади. Темирбетон элементлари кестмини ҳисоблашда буровчи моментни  $Q$  иловадв келтирилган усулни ишлатиш рухсат этилади.

\*3.71 Номарказий сиқилган, халқа кесимли, ички ( $r_1$ ) ва ташқи ( $r_2$ ) радиусларнинг нисбати  $\frac{r_1}{r_2} \geq 0,5$  бўлган, айлана бўйлаб тенг тақсимланган (бўйлама стерженлар сони 6 та дан кам эмас) зўриқтирилмаган арматуранинг темирбетон элементлар ҳисоби, бетоннинг сиқилган қисмининг куйидагига тенг бўлган нисбий майдонига боғлиқ ҳолда бажарилади:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2,7 R_s A_{s,tot}}. \quad (3.39)$$

Ҳисоблашларда,  $\xi_{cir}$  қийматларига боғлиқ ҳолда, куйидаги шартлардан фойдаланилади:

а)  $0,15 < \xi < 0,60$  бўлганида,

$$N_{l_0} \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s (1 - 1,7 \xi_{cir}) (0,2 - 1,3 \xi_{cir}) - \text{шартидан}; \quad (3.40)$$

б)  $\xi_{cir} = 0,15$  бўлганида,

$$N_{l_0} \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + 0,295 R_s A_{s,tot} r_s, - \text{шартидан}; \quad (3.41)$$

бу ерда, 
$$\xi_{cir1} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}; \quad (3.42)$$

в)  $\xi_{cir} \geq 0,60$  бўлганида,

$$N_{l_0} \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, - \text{шартидан} \quad (3.43)$$

$$\text{бу ерда, } \xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}} \cdot \quad (3.44)$$

(3.39) – (3.44) формулаларда:

$A_b$  – халқа кесимли бетон майдони;

$A_{s,tot}$  – барча бўйлама арматуранинг кесим майдони;

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}, \quad (3.45)$$

$r_s$  – кўрилаётган арматура стерженлари оғирлик марказлари орқали ўтадиган айлана радиуси. Бўйлама куч эксцентриситети  $e_0$  3.52 б. бўйича тасодифий эксцентрисит, 3.54 ва 3.70 б. ларга биноан элемент кўчишини ҳисобга олган ҳолда аниқланади. Халқа кесимли элементларни, номарказий сиқилиш ва эгилишнинг биргаликдаги таъсирига, зўриктирилмаган арматура ишлатилганда, номарказий сиқилган халқа кесимлар ҳисоби учун тавсия этилган (3.39 -3.44) формулалардан фойдаланиш рухсат этилади, аммо элемент эгилишига сабабчи бўладиган кучнинг жойлашишини ҳисобга олган ҳолда, моментларнинг хулосавий эпюрасига биноан олинган, йиғинди эгувчи момент  $M$  нинг кўшимча таъсиридан бўлган эксцентриситет  $e_0$  нинг ўзгарган қиймати ҳисобга олинган бўлиши керак. Бунда (3.40), (3.41) ва (3.43) формулалардаги эксцентриситет  $e_0$  нинг йиғинди қиймати муайян кесимлар учун, ушбу кесимлардаги эгувчи моментлар ва норматив кучлар қийматларининг йиғиндисини ҳисобга олиб аниқланади. (3.8) формуладаги критик куч  $N_{cr}$  нинг қийматини аниқлашда, кесимнинг мустаҳкамлигига салқиликнинг таъсирини ҳисобга олувчи  $\eta$  коэффицентини топишда, (3.11) формулага биноан  $\varphi_i$  коэффицентининг қийматини ҳисобга олиш керак.

**\*3.72** Туташ кесимли, бевосита арматураланган ва зўриктирилмаган бўйлама арматуранинг элементларни ҳисоблашни 3.69 ва 3.70 б. лар талабларига мувофиқ бажариш керак. Ҳисоблашга, бетон кесимининг кўндаланг арматура турларининг чекка стерженлари ёки спирал (унинг ўқи бўйлаб олгандаги) билан чекланган қисмини киритиб ҳисоблаш формулаларига  $R_b$  нинг ўрнига келтирилган призматик мустаҳкамлик  $R_{b,red}$  ни қўйиш керак. Бевосита арматураланган элементларнинг эгилувчанлиги  $\frac{l_0}{i_{ef}}$ , тўрлар билан арматураланганда 55 дан, спирал билан арматураланганда эса 35 дан ошмаслиги керак (бу ердаги  $i_{ef}$  – кесимнинг ҳисобга киритилган қисмининг инерция радиуси).  $R_{b,red}$  қийматларини қуйидаги формулалар билан аниқлаш керак:

а) пайвандланган кўндаланг тўрлар билан арматураланганда:

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \quad (3.46)$$

бу ерда,  $R_s$  – тўр арматураларининг чўзилишга ҳисобий қаршилиги;

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}. \quad (3.47)$$

(3.46) ва (3.47) формулалардаги:

$n_x, A_{sx}, l_x$  - тегишли, тўрнинг бир йўналишдаги стерженларининг (чеккадаги стерженлар ўқидан санагандаги) сони, кўндаланг кесим майдони ва узунлиги;

$n_y, A_{sy}, l_y$  – худди шунинг ўзи, лекин бошқа йўналишдаги;

$A_{ef}$  – тўрлар контури ичига (чеккадаги стерженлар ўқлари бўйича) қамраб олинган бетон кесими майдони;

$s$  – тўрлар орасидаги масофа (стерженлар ўқидан ҳисоблагандаги), агар битта сетка ўрнатилса « $s$ » қиймати 7 см бўлади.

$\varphi$  – қуйидаги формула билан аниқланадиган бевосита арматуралашнинг эффе́ктивлик коэффи́циенти:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} \quad (3.48)$$

бунда,

$$\psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10}. \quad (3.49)$$

(3.49) формуладаги  $R_s$  ва  $R_b$  лар МПа да олинади,

$$\mu = \mu_{s,xy}.$$

Тўрнинг ҳар бир йўналишидаги узунлик бирлигидаги стерженларининг кўндаланг кесими майдонларининг бирининг иккинчисидан фарқи 1,5 баробардан кўп бўлмаслиги керак;

б) спирал ёки халқа арматура билан арматураланганда:

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \left( 1 - \frac{7,5e_c}{d_{ef}} \right), \quad (3.50)$$

бу ерда,  $R_s$  – спирал арматуранинг ҳисобий қаршилиги;  $e_c$  – бўйлама кучнинг қўйилиш (салқилик таъсири ҳисобга олинмагандаги) эксцентриситети;  $\mu$  – арматуралаш коэффи́циенти, қуйидагига тенг:

$$\mu = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef}s}; \quad (3.51)$$

$A_{s,cir}$  – спирал арматура кўндаланг кесими майдони;

$d_{ef}$  – спирал ичидаги кесим қисмининг диаметри;

$s$  – спирал қадами.

Бевосита арматураланган элементларнинг кўтариш қобилиятига салқиликнинг таъсирини эътиборга олаётганда, тўрларнинг чеккаларидаги стерженлари билан чегараланган ёки спирал ичига қамралган кесим қисми учун инерция моментини аниқлаган ҳолда, 3.54 б. кўрсатмаларидан фойдаланиш керак. (3.9) формула билан топилган  $N_{cr}$  нинг қиймати  $\varphi_1 = 0,25 + 0,05 \frac{l_0}{c_{ef}} \leq 1$

коэффи́циентига кўпайтирилиши зарур (бу ердаги  $c_{ef}$  бетон кесимининг ҳисобга олинмаган қисмининг баландлиги ёки диаметрига тенг),  $\delta$  ни аниқлашда (3.12) формуланинг ўнг томонидаги қисмининг иккинчи аъзоси

$0,01 \frac{l_0}{c_{ef}} \varphi_2$  га алмаштирилади (бунда  $\varphi_2 = 0,1 \frac{l_0}{c_{ef}} - 1 \leq 1$ ). Элементнинг  $A_{ef}$  ва  $R_{b,red}$

ларни инобатга олиб топгандаги кўтарувчанлик қобиляти, тўла кесим  $A_b$  бўйича  $R_{b,red}$  ларни инобатга олиб (аммо бевосита арматурани инобатга олмасдан) аниқлангандаги кўтарувчанлик қобилятидан катта бўлганида, ҳисоблашда бевосита арматуралаш инобатга олинади. Бундан ташқари бевосита арматуралаш 3.153 б. га биноан конструктив талабларга ҳам жавоб бериши зарур.

**3.73** Бевосита арматураланган элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш билан бирга, бетоннинг ҳимоя қатламининг ёрилишга пишиқлигини таъминловчи ҳисобларни ҳам бажариш керак. Бу ҳисоблашни, фойдаланиш давридаги барча юкламалардан ( $\gamma_f = 1$  деб олиб), 3.69 б. ва 3.70 б. лар кўрсатмаларига мувофиқ, бетон кесимининг барча майдонини инобатга олиб,  $R_b$  ва  $R_s$  лар ўрнига ҳисобий қаршиликларнинг иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатлар учун белгиланган қийматлари  $R_{bn}$  ва  $R_{sn}$  ларни қабул қилиб, ҳамда арматуранинг сиқилишга қаршилигини 400 МПа дан оширмаган ҳолда  $R_{sc,ser}$  га тенг деб олиб бажариш керак.

### Марказий чўзилган элементларни ҳисоблаш

**3.74** Марказий чўзилган темирбетон элементларининг кесимларини ҳисоблашда барча ҳисобий кучланишларни арматура бутунлай ўзига қабул қилиши зарур, бунда қуйидаги шарт бажарилиши талаб этилади:

$$N \leq R_s A_s + R_p A_p, \quad (3.52)$$

бу ерда,  $N$  – марказий қўйилган бўйлама чўзувчи кучланиш.

### Номарказий чўзилган элементларни ҳисоблаш

**\*3.75** Номарказий чўзилган темирбетон элементлар кесимининг ҳисобини бўйлама куч  $N$  нинг ҳолатига боғлиқ равишда, қуйидаги шартлардан келиб чиққан ҳолда бажариш керак:

а) бўйлама куч  $N$  тегишли арматурадаги зўриқишларнинг тенг таъсир этувчиларининг орасига қўйилганида (3.5 расм, а) ва бу ерда барча кесим чўзилган ҳолатда бўлганида, барча ҳисобий куч тўлалигича арматура билан қабул қилиниши керак ва ҳисоблашни қуйидаги шартлардан фойдаланиб бажариш лозим:

$$Ne \leq R_s A'_s (h_{01} - a'_s) + R_p A'_p (h_0 - a'_p); \quad (3.53)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h - a_s - a'_s) + R_p A_p (h - a_p - a'_p); \quad (3.54)$$

б) бўйлама куч  $N$ , тегишли арматурадаги зўриқишларнинг тенг таъсир этувчилари билан қовурға атрофида жойлашган нейтрал ўқ орасидаги масофа чегарасидан ташқарида қўйилган бўлганида (3.5 расм, б), кесимнинг мустаҳкамлигини қуйидаги шарт билан белгилаш керак:



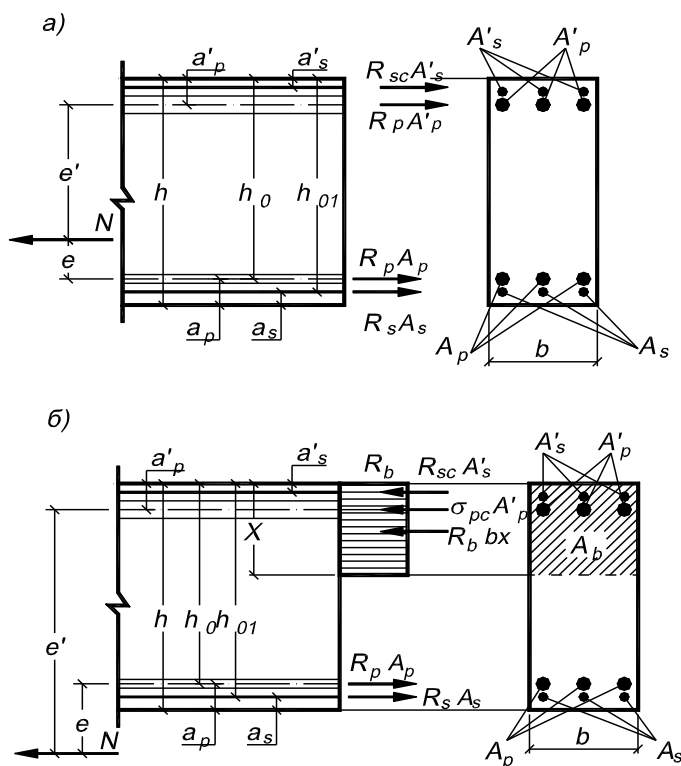
$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p). \quad (3.55)$$

Бетоннинг сиқилган қисми баландлиги  $x$  ни қуйидаги формула билан аниқлаш керак

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (3.56)$$

(3.56) формула билан ҳисоблаб топилган  $x > \xi_y h_0$  бўлганида, (3.55) формулага  $x = \xi_y h_0$  киритилади, бу ердаги  $\xi_y$  3.61 б. кўрсатмасига биноан аниқланади. Сиқилган арматуранинг ишини 3.60 б. га биноан ҳисобга олиш керак. Ушбу арматурани инобатга олмаган ҳолда  $x > 2a'_s$ , олганда эса  $x < 2a'_s$  бўлганида мустаҳкамликка ҳисоблашни қуйидаги шартга асосан бажариш керак:

$$Ne \leq (R_p A_p + R_s A_s - N)(h_0 - a'_s) \quad (3.57)$$



**3.5 расм. Номарказий чўзилган темирбетон элементнинг бўйлама ўқига нормал кесимидаги, уни мустаҳкамликка ҳисоблашдаги кучланиш эпюраси ва зўриқиш схемаси**

а – бўйлама куч  $N$  арматурадаги зўриқишлар тенг таъсир этувчилари орасида жойлашганида; б – ўша куч арматурадаги зўриқишлар тенг таъсир этувчилари орасидаги масофадан ташқарида бўлганида.

### Элементнинг бўйлама ўқига қия кесимни мустаҳкамликка ҳисоблаш

**3.76** Қия кесимни мустаҳкамликка ҳисоблаш қуйидаги ҳолларда бажарилади:

кўндаланг кучлар қия ёриқлар оралиғига (3.77 б.) ва қия ёриқлар бўйлаб (3.78 б.) таъсир этганда;

эгувчи момент кўндаланг арматурали элементлардаги қия ёриқлар бўйлаб таъсир этганда (3.83 б.).

### Элементнинг бўйлама ўқига қия кесимни ндаланг куч таъсирига ҳисоблаш

**\*3.77** Кўндаланг арматурали темирбетон элементлар учун қия ёриқлар орасида, сиқилган бетоннинг мустаҳкамлигини таъминлайдиган қуйидаги шарт бажарилиши зарур:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0. \quad (3.58)$$

(3.58) формуладаги:

$Q$  – таянч ўқидан  $h_0$  қийматидан кам бўлмаган масофадаги кўндаланг куч;

$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w$ , хомутлар бўйлама ўққа нормал жойлашганида  $\varphi_{w1} \leq 1,3$ ;

бу ерда элемент бўйлама ўқига нормал хомутлар бўлганида -  $\eta = 5$ ; улар  $45^\circ$  бурчак остида бўлганида -  $\eta = 10$ ;  $n_1$  – 3.48 б. га биноан аниқланадиган арматура ва бетон эластиклик модуллариининг нисбати;

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w}; \quad (3.59)$$

$A_{sw}$  – битта текисликда жойлашган хомутлар шахоби кесими майдони;

$S_w$  – хомутларга ўтказилган нормал бўйича ўлчагандаги улар орасидаги масофа;

$b$  – девор (қовурға) қалинлиги;

$h_0$  – кесимнинг ишчи баландлиги.

$\varphi_{b1}$  коэффиценти қуйидаги формула билан аниқланади:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b, \quad (3.60)$$

бу ердаги ҳисобий қаршилик  $R_b$  МПа да олинади.

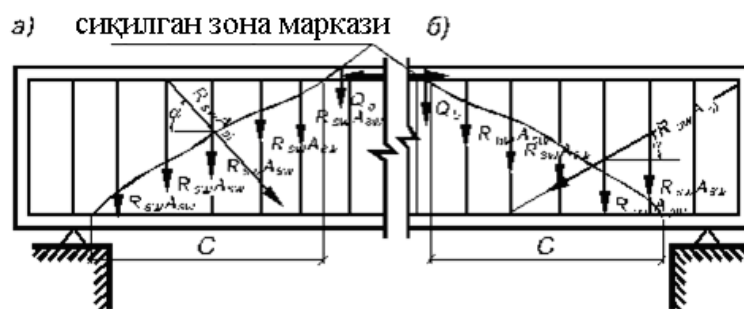
**\*3.78** Кўндаланг арматурали элементларнинг қия кесимларини кўндаланг кучлар таъсирига (3.6 расм) қуйидаги шартга биноан бажариш керак:

зўриктирилмаган арматурали элементлар учун

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w; \quad (3.61)$$

зўриктириладиган арматурали элементлар учун

$$Q \leq \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{pw} A_{pw} + Q_b + Q_w. \quad (3.62)$$



3.6 расм. Темирбетон элементларнинг бўйлама ўқига қия кесимдаги, уни кўндаланг кучлар таъсирига мустаҳкамликка ҳисоблашдаги зўриқишлар схемаси

а – зўриқтирилмаган арматурали; б – зўриқтирилган арматурали.

(3.61) ва (3.62) формулалардаги:

$Q$  – кўрилаётган қия кесимнинг битта томонида жойлашган, ташқи юклардан бўладиган кўндаланг кучнинг энг катта қиймати;

$\sum R_{sw}A_{sw} \sin \alpha$ , – кесим проекцияси узунлиги  $c$  бўлган барча кесиладиган зўриқтирилмаган арматуралар кучланиш проекцияларининг йиғиндиси;

$\sum R_{sw}A_{sw}$  – ( $2h_0$  дан ва  $c_0$  қийматидан катта бўлмаган тегишли шароитдаги, кўндаланг арматура қабул қилаётган кўндаланг куч, бетон қабул қилаётган кўндаланг кучга тенг бўлган ҳолатда);

$\sum R_{pw}A_{pw} \sin \alpha$ , – бу ҳам юқоридагидек, фақат ўриқтириладиган бетон билан жипслашган арматураларда

$\sum R_{pw}A_{pw}$  (агар зўриқтирилган арматура бетон билан жипслашмайдиган ҳолатда, ҳисобий қаршилик  $R_{pw}$  ни, у арматурадаги ўрнашган зўриқтириш кучланиши  $\sigma_{pw1}$  га тенг деб қабул этиш керак);

$R_{sw}, R_{pw}$  – зўриқтирилмайдиган ва зўриқтириладиган арматураларнинг 3.40 б. га биноан аниқланадиган  $m_{a4}$  ёки  $m_{p4}$  коэффициентларни инобатга олгандаги ҳисобий қаршиликлари;

$\alpha$  – стерженларнинг (ўрамларнинг) қия кесимларни кесган жойдаги элемент бўйлама ўқига қиялик бурчаги;

$Q_b$  – ҳисоблашда сиқилган қисм бетониға қия кесимнинг тепа учи устида бериладиган ва қуйидаги формула аниқланадиган кўндаланг куч қиймати:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0, \quad (3.63)$$

бу ерда,  $b, h_0$  – девор (қовурға) қалинлиги ёки туташ плита эни ва қия кесимнинг сиқилган қисмининг маркази орқали ўтадиган кесимнинг ҳисобий баландлиги;

$c$  – қиймати 3.79 б. талабларига биноан қиёслаб ҳисоблашлар билан топиладиган, энг ноқулай қия кесимнинг элемент бўйлама ўқига проекциясининг узунлиги;

$m$  – қиймати қуйидагига тенг бўладиган ишлаш шароити коэффициенти

$$m = 1,3 + 0,4 \left( \frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \quad (3.64)$$

лекин, у 1,3 дан кам ва 2,5 дан кўп бўлмаслиги керак, бу ерда,  $R_{b,sh}$  – эгилишдаги ўрилиб ажралишга ҳисобий қаршилиқ (3.6 жадвал);  $\tau_q$  – норматив юкламалардан бўладиган энг катта ёрувчи куч;  $\tau_q \leq 0,25R_{b,sh}$  – бўлганида қия кесимни мустаҳкамликка текширмаслик руҳсат этилади,  $\tau_q > R_{b,sh}$  – бўлганида эса кесим қайтадан лойиҳаланиши керак;

$$Q_w^c - \text{горизонтал арматура билан қабул қилинадиган зўриқиш, кгк да,} \\ Q_w^c = 1000 \cdot A_w^c k, \quad (3.65)$$

бу ерда,  $A_w^c$  – қия кесим  $\beta$ , град., бурчаги остида кесиб ўтадиган, горизонтал, зўриқтириладиган ва зўриқтирилмайдиган арматуранинг майдони,  $см^2$ ;  
 $k$  - коэффициентининг қиймати қуйидаги шартдан аниқланади:

$$0 \leq k = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \leq 1. \quad (3.66)$$

Хомутлар оралиғида жойлашган кесимларда  $\beta = 90^\circ$  бўлганида:

$$Q_w^c = 1000 A_w^c. \quad (3.67)$$

**3.79** Энг ноқулай қия кесим ва элемент бўйлама ўқига унинг проекциясини бетон ва арматура қабул қиладиган кўндаланг куч қийматининг энг кам бўлиши кераклиги шартига асосан, қиёслаб ҳисоблашлар орқали аниқлаш керак. Бунда, таянчдаги кесимдан  $2h_0$  узунликдаги участкаларда, зўриқтирилмаган арматурали конструкциялар учун қия кесимни текширишни таянчдаги (вертикал) кесимга  $45^\circ$  ва зўриқтириладиган арматурали конструкциялар учун  $60^\circ$  бурчак остидаги қияликда бажариш керак. Таянч атрофи яқинида юк нуқтада жамланиб таъсир этганида, энг кўп хавфли қия кесим, юк қўйилган жойдан таянчга қараб йўналган бўлади.

**3.80** Зўриқтирилган хомутлар бор бўлган ҳолда, қия кесим бўйича қўшимча текширилганда, элемент бўйлама ўқига бўлган бурчакни қуйидаги формула билан аниқлаш керак

$$\alpha = \text{arctg} \frac{\sigma_{mt}}{\tau_b}, \quad (3.68)$$

бу ерда,  $\sigma_{mt}$  – бош чўзувчи кучланиш қиймати;  $\tau_b$  – уринма кучланиш қиймати.

**\*3.81** Кўндаланг арматурасиз темирбетон элементлар учун қия ёриқларнинг ривожини чекловчи шарт бажарилиши зарур

$$Q \leq Q_b + Q_w^c \quad (3.69)$$

**3.82** Сиқилган кесим бўлмаган, чўзилган ва номарказий чўзилган элементларни ҳисоблашда тўла кўндаланг куч  $Q$  кўндаланг арматура билан қабул қилиниши керак. Сиқилган қисми мавжуд бўлган номарказий чўзилган

элементларни ҳисоблашда (3.63) формула билан ҳисобланган  $Q_b$  қийматини қуйидагига тенг бўлган  $k_t$  коэффициентига кўпайтириш керак:

$$k_t = 1 - 0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_0}, \quad (3.70)$$

аммо, 0,2 дан кам эмас ( $N$  – чўзувчи бўйлама куч).

### Элемент бўйлама ўқига қия кесимни эгувчи момент таъсирига ҳисоблаш

**\*3.83** Қия кесимларни эгувчи моментларга ҳисоблашни (3.7 расм) қуйидаги шартлардан фойдаланиб бажариш керак:

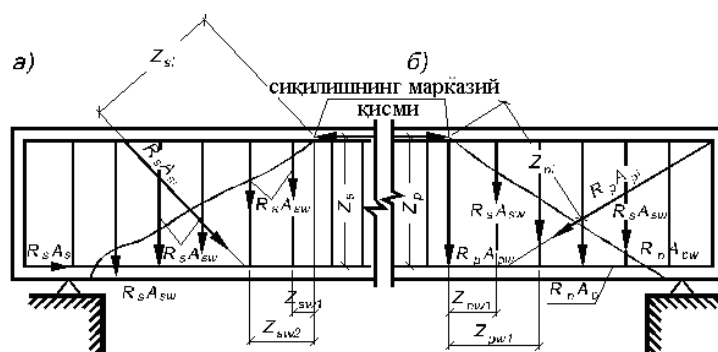
зўриктирилмаган арматурали элементлар учун

$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si}; \quad (3.71)$$

зўриктириладиган арматурали элементлар учун, зўриктирилмаган хомутлар бор бўлганида

$$M \leq R_p A_p z_p + \sum R_p A_{pw} z_{pw} + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_p A_{pi} z_{pi}, \quad (3.72)$$

бу ерда,  $M$  – қия кесимнинг сиқилган қисмининг маркази орқали ўтган ўққа нисбатан, кесимнинг сиқилган чеккасининг битта томони бўйлаб жойлашган ҳисобий юкламалар моменти;  $z_{sw}, z_s, z_{si}, z_{pw}, z_p, z_{pi}$  – зўриктирилмаган ва зўриктириладиган арматурадаги зўриқишдан бетоннинг сиқилган қисмидаги зўриқишнинг тенг таъсир этувчиси қўйиладиган момент аниқланадиган кесимдаги, нуқтагача бўлган масофа; қолган белгилашлар 3.78 б. да келтирилган. Деворлардаги бўйлама арматуралар ҳисоблашда инобатга олинмайди. Қия кесимнинг ноқулай ҳолатини, қоидага кўра, арматуралар узиладиган ёки букиладиган ва кесимнинг кескин ўзгарадиган жойларида қиёслаш ҳисоблашларини ўтказиш йўли билан аниқлаш керак.



3.7 расм. Темирбетон элементларнинг бўйлама ўқига қия кесимдаги, уни мустаҳкамликка эгувчи момент таъсирига ҳисоблашдаги зўриқишлар схемаси

а – зўриктирилмаган арматурали;

б – зўриктириладиган арматурали элементларда.

**3.84** Элементнинг чўзилган қиррасини кесиб ўтадиган қия кесимлар учун норматив юкламалардан ҳосил бўлган ёриқлар нормативдан ошмаслиги таъминланган участкаларда ( $\sigma_{bt} < R_{bt}$  бўлганида) момент таъсирига ҳисобламаслик руҳсат этилади.

**\*3.85** Момент таъсирига мустаҳкамликка ҳисоблашда бетон билан жипслашмаган зўриқтириладиган кўндаланг арматурани 3.78 б. га биноан кўндаланг кучга ҳисоблашдагидек инобатга олиш керак.

### Уланган жойларни сурилишга ҳисоблаш

**\*3.86** Эгиладиган, узунасига бўлақлардан йиғилган конструкцияларда елимланиб ёки бетонланиб уланган жойларни (текис юзали ёки поғонали юза бўйлаб уланган) сурилишга мустаҳкамликка қуйидаги формула билан ҳисоблаш керак:

$$Q \leq 0,45 m_{sh} N_{\alpha}, \quad (3.73)$$

бу ерда, 0,45 – бетоннинг бетонга ишқаланиш коэффиценти қиймати;  $Q$  – биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатига ҳисоблашларга тааллуқли ишончлилик коэффиценти билан олинган ташқи юкламалардан ва қия арматурадаги олдиндан зўриқтириш кучланишидан бўладиган максимал сурувчи куч (зўриқиш);  $m_{sh}$  – ҳар хил турдаги улашлар учун 3.87 б. га биноан аниқланадиган уловчи чокнинг сурилишга ишлаш шароити коэффиценти;  $N_{\alpha}$  – уланган жой ишчи кесимининг майдони қабул қиладиган, норматив кучланишлар эпюрасининг сиқилган қисмига тўғри келадиган зўриқиш. Бу ҳолда, зўриқтириладиган арматурада юз берадиган зўриқишларга ишончлилик коэффицентлари (2.4 жадвалда ва 2.5 б. да кўрсатилганлар ўрнига) қуйидагиларга тенг деб олинади:

Зўриқтириладиган стерженлар сони  $n \leq 10$  бўлганида,  $\gamma_f = 1 \pm 0,1$  деб

$$n > 10 \text{ бўлганида, } \gamma_f = 1 \pm \frac{0,1}{\sqrt{n-9}} \text{ деб.}$$

Уланган жойнинг ишчи кесимига деворча (қовурға) кесими ва унинг юқори ҳамда пастки плиталаридаги давомлари киради.

Деворча чегарасида уланадиган жойни, тўлдирилган ёпиқ каналларда жойлашган ўрамлар кесиб ўтган ҳолда, у жойнинг ишчи кесимига, ҳар битта томонидан плитанинг ёки деворчанинг (унинг қалинлиги плитаникидан юпқа бўлганида) икки карра қалинлигидан кўп бўлмаган миқдордаги узунликдаги плита (вутсиз) деворчага бирлаштирилган участкалари киритилиши мумкин.

Елимланган улама ва кўндаланг кучларни қабул этувчи, маҳкам элементларнинг (поғоналар, поналар ва ҳақозо) сурилишга биргаликда ишлашини ҳисобга олган ҳолда, ушбу маҳкам элементларнинг кўтарувчанлик қобилиятини 0,7 га тенг бўлган биргаликдалик коэффиценти билан қабул қилиш керак. Бунда, маҳкам элемент билан қабул қилинаётган зўриқиш, уланган жойга таъсир этадиган кўндаланг куч миқдорининг ярмисидан ошмаслиги керак.

**3.87** (3.73) формуладаги ишлаш шароити коэффициентини  $m_{sh}$  ни қуйидагига тенг деб олиш керак:

қотириладиган елим билан елимланган зич, юпқа уланган жой учун – 1,2;  
чиқиб турган арматураси бўлмаган, бетонлаб уланган жойлар учун – 1,0;  
блоклар учларининг силлиқ сирти қотирилмайдиган елимлар билан уланган жойлар учун – 0,25;

блоклар учларининг нотекис қилинган сирти қотирилмайдиган елимлар билан уланган жойлар учун – 0,45.

**3.88** Узунасига бўлақлардан йиғилган оралик қурилмаларнинг уланган жойларида биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатига ҳисоблашда инобатга олинадиган ҳисобий доимий юкламалардан чўзувчи кучланиш бўлиши руҳсат этилмайди.

### Маҳаллий сиқилишга (эгилишга) ҳисоблаш

**\*3.89** Бевосита арматураланмаган элементларни маҳаллий сиқилишнинг (эгилишга) ҳисоблаганда қуйидаги шарт бажарилиши зарур

$$N \leq \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \quad (3.74)$$

бу ерда,  $N$  – маҳаллий юкламадан бўладиган бўйлама сиқувчи куч;  $\varphi_{loc}$  – қуйидагиларга тенг деб олинадиган коэффициент:

маҳаллий юкламалардан эзилиш майдонига тенг тақсимланганида – 1,00 га; тенг тақсимланмаганида эса – 0,75 га;

$A_{loc}$  – эзилиш майдони;

$R_{b,loc}$  – бетоннинг қуйидаги формула билан аниқланадиган эзилишга ҳисобий қаршилиги:

$$R_{b,loc} = 13,5 \varphi_{loc1} R_{bt}; \quad (3.75)$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 2. \quad (3.76)$$

(3.75) ва (3.76) формулалардаги:

$R_{bt}$  – бетон конструкциялар учун бетоннинг чўзилишга ҳисобий қаршилиги;  $A_d$  – 3.8 расмда келтирилган схемаларга мувофиқ бўладиган эзилиш майдонига нисбатан симметрик бўлган ҳисобий майдон.

**3.90** Пайвандланган қўндаланг тўрлар турида бевосита арматураланган элементларни маҳаллий сиқилиш (эзилиш)га ҳисоблашда қуйидаги шарт бажарилиши зарур

$$N \leq R_{b,red} A_{loc}, \quad (3.77)$$

бу ерда,  $A_{loc}$  – эзилиш майдони;  $R_{b,red}$  – қуйидаги формула билан аниқланадиган бетоннинг ўқ бўйлаб сиқилишга келтирилган мустаҳкамлиги

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}. \quad (3.78)$$

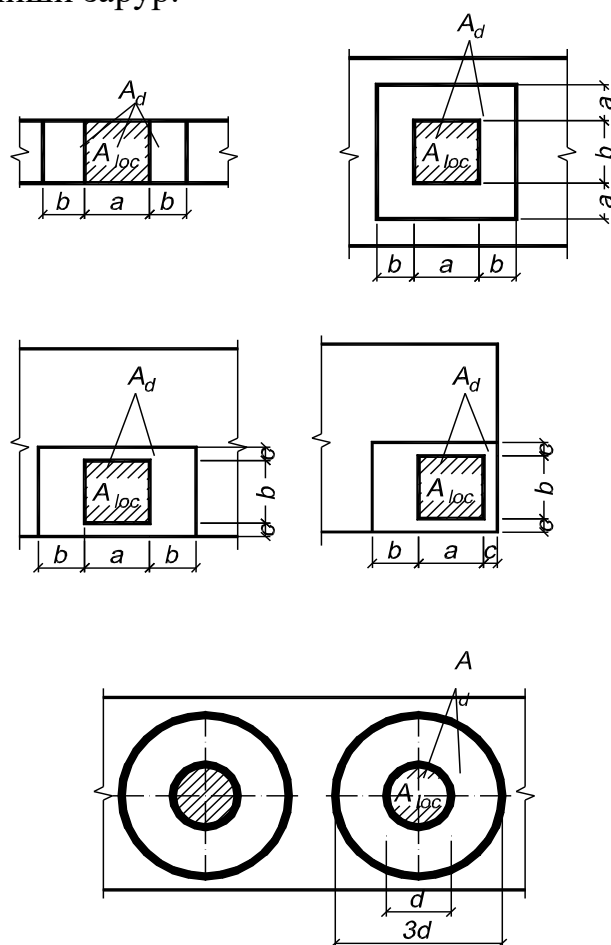
(3.78) формуладаги:  $R_b, R_s$  – МПа да;

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 3; \quad (3.79)$$

$\varphi, \mu$  – тегишли, бевосита арматуралашнинг эффективлик коэффициенти ва кесимни 3.72 б. га биноан тўр ўқи спирал арматуралаш коэффициенти [(3.47), (3.48) ва (3.61) формулалар];

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{A_{ef}};$$

$A_{ef}$  – бевосита арматуралашдаги чеккадаги стерженлари бўйича ўлчанадиган тўрлар контурининг ичига қамраб олинган бетон майдони, бунда  $A_{loc} < A_{ef} \leq A_d$  шarti бажарилиши керак;  $A_d$  – эзилган майдони  $A_{loc}$  га нисбатан симметрик бўлган ҳисобий майдон ва у 3.8 расмда кўрсатилганидан катта бўлмайдиган этиб қабул қилинади. Қолган белгилашларни 3.89 б. талабларига мувофиқ олиш керак. Конструкция бетони, нуктага қўйиладиган куч ўнга қўйиладиган зонада (3.8 расм) маҳаллий сиқилишга (эзилишга) ҳамда 3.111 б. кўрсатмаларига биноан маҳаллий чўзувчи кучланишларни эътиборга олган ҳолда ёрилишга пишиқликка ҳисобланиши зарур.



3.8 расм. Эзилиш майдони  $A_{loc}$  ҳолатига боғлиқ бўладиган ҳисобий майдон  $A_d$  нинг жойлашиш схемаси



### Чидамлиликка ҳисоблаш

**3.91** Темир йўл кўприklarининг, метрополитен йўллари тагидаги кўприklar, аралаш ҳаракатли кўприк элементлари, автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг ўтиш қисми плиталари, кўмадиган грунт қалинлиги 1,0 м дан кам бўлганда – тўғри бурчакли темирбетон қувурларнинг рамалари ригеллари ва устки ёпмалари, уларни ичига қамраб олган деворчаларига бириктирган жойлари чидамлиликка ҳисобланиши керак.

Чидамлиликка қуйидагилар ҳисобланмайди:

бетон таянчлари;

барча турдаги пойдеворлар;

юмалоқ қувурлар бўғинлари;

тўғри бурчакли қувурлар ва уларнинг устки ёпмалари, кўмадиган тупроқ

1,0

м ва ундан катта қалинликда бўлганида;

оралиқ қурилмалар тўсинларининг деворлари;

чўзиладиган қисм бетони;

фақат сиқилишга ишлайдиган арматуралар;

кучланиш цикли ассиметрия коэффициентлари

бетонда 0,6 дан, арматурада 0,7 дан ошиқ бўладиган темирбетон таянчлар.

Темирбетон таянч ва қувурларнинг устки ёпмаларини чидамлиликка ҳисоблашда арматурадаги кучланиш белгиланган ҳисобий қаршиликларнинг (3.26 ва 3.39 б. ларга биноан ишлаш шароити коэффициентларини ҳисобга олгандаги) 75% дан ошмаганида, ташқи ҳавонинг кўпроқ совуқ беш кунликдаги ўртача ҳарорати (минус 40°C) бўлганидаги чидамлиликка ҳисобланган арматура учун 3.33 б. да кўрсатилган арматура синфига ва пўлат маркасига қўшимча чеклашлар бажарилмаслиги мумкин.

**\*3.92** Олдиндан зўриктирилган темирбетон конструкцияларнинг ёрилишга пишиқликнинг 2а ёки 2б (3.95 б.) талаб даражасига ётқизилган элементларини (ёки уларнинг қисмларини) бўйлама ўққа нормал кесимлар бўйича чидамлиликка ҳисоблашни, қуйидаги келтирилган формулаларга кучланишларнинг абсолют қийматларини қўйиб ва элемент кесимларини ёриқсиз қабул этиб бажариш керак:

а) чўзилган қисм арматурасини ҳисоблашда:

$$\sigma_{p,max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1} R_p; \quad (3.80)$$

$$\sigma_{p,min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg}; \quad (3.81)$$

б) эгиладиган, номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементларнинг сиқиладиган қисмининг бетонини ҳисоблашда:

$$\sigma_{bc,max} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} \leq m_{b1} R_b; \quad (3.82)$$

$$\sigma_{bc,min} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} \quad (3.83)$$

(статик ноаниқ конструкцияларни ҳисоблашда кучланиш ишораси тескарисига ўзгартирилиши мумкин). (3.80) – (3.83) формулаларда:

$\sigma_{p,\max}, \sigma_{p,\min}$  – зўриктириладиган арматуралардаги тегишли максимал ва минимал кучланишлар;  $\sigma_{p1}$  – чўзилган қисмдаги зўриктирилган арматурадаги ўрнатилган (йўқолишларни чиқариб ташлагандан кейинги) зўриқиш кучланиши;  $\sigma_{el,c}$  – чўзилган қисмдаги зўриктириладиган арматурадаги кучланишнинг бетоннинг эластиклик сиқилишидан бўладиган, 3.93 б. га биноан, камайиши;  $\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{big}$  – арматурада доимий юкламалардан бўладиган кучланиш;  $\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{biv}$  – арматурада вақтинчалик юкламалардан лардан бўладиган кучланиш; бу ерда,  $n_1$  – 3.48 б. га биноан эластиклик модуллари нисбати;  $m_{apl}$  – кўп марта такрорланувчи юкламанинг таъсирини 3.39 б. га асосан ҳисобга олувчи арматуранинг ишлаш шароити коэффиценти;  $R_b$  – 3.37 б. га биноан зўриктириладиган арматуранинг ҳисобий қаршилиги;  $\sigma_{bc,\max}, \sigma_{bc,\min}$  – бетондаги сиқувчи тегишли максимал ва минимал кучланишлар;  $\sigma_{bc1}$  – сиқилган қисм бетонидаги белгиланган (йўқолишларни чиқариб ташлагандан кейинги) зўриқиш кучланиши;  $\sigma_{big}, \sigma_{bcg}$  – бетондаги доимий юкламалардан бўладиган тегишли чўзилган ва сиқилган қисмларидаги кучланишлар;  $\sigma_{biv}, \sigma_{bcv}$  – бетондаги вақтинчалик юкламалардан бўладиган тегишли чўзилган ва сиқилган қисмлардаги кучланишлар;  $m_{b1}$  – кўп марта такрорланувчи юкламанинг таъсирини 3.26 б. га биноан инобатга олувчи, бетоннинг ишлаш шароити коэффиценти;  $R_b$  – бетоннинг 3.24 б. га биноан, сиқилишга ҳисобий қаршилиги.

*Изоҳ. Чидамлилиқка ва пишиқлиқка мустаҳкамликка ҳисоблашларда, тиргакка тираб зўриктириладиган арматурадаги кучланишларни топши формулаларидаги иштирок этадиган келтирилган кесимларни ҳисобга олган бетондаги кучланишни аниқлашда, уларнинг қиймати, бетоннинг эластик қисилишида мумкин бўлган кучланиш пасайишини ҳисобга олмаган ҳолда, камайтирилмасдан қабул қилинади (бу ҳол, ҳисоблашда бетон билан жипслашган барча арматурани кесимнинг келтирилган тавсифига киритилганда мавжуд бўлади).*

**3.93** Зўриктириладиган арматурадаги кучланишни, тиргакка тортиб зўриктириладиган барча арматурадаги, бетоннинг ҳаммаси бир вақтда сиққанда қуйидаги формула билан аниқланадиган  $\sigma_{el,c}$  нинг бетоннинг эластик қисилишидан бўладиган камайишини инобатга олиб ҳисоблаш керак:

$$\sigma_{el,c} = n_1 \sigma_{bp}. \quad (3.84)$$

Арматурани бетонга тираб бир нечта босқичда тортганда, аввало тортилган арматурадаги олдиндан зўриқишнинг камайишини қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

$$\sigma_{el,c} = n_1 \Delta \sigma_b m_1. \quad (3.85)$$

(3.84) ва (3.85) формулалардаги:

$n_1$  – 3.48 б. га биноан эластиклик модуллари нисбати;  $\sigma_{bp}$  – зўриктириладиган арматуранинг оғирлик маркази сатҳидаги, барча арматура билан кесимни

қисгандаги дастлабки кучланиш;  $\Delta\sigma_b$  – арматуранинг оғирлик маркази даражасидаги, кўрилатган ишлаш босқичига мувофиқ бўладиган йўқолишларни инобатга олган ҳолдаги, битта ўрам ёки стерженни тортганда ҳосил бўладиган бетондаги кучланиши;  $m_1$  – кучланишнинг йўқолиши аниқланадиган ўрамдан кейин тортилган бир хил турдаги қолган ўрамлар сони.

**\*3.94** Зўриктирилмаган арматурали темирбетон конструкцияларнинг элементларини чидамликка ҳисоблаш, материаллар қаршилиги формулалари билан, бетоннинг чўзилган қисмидаги ишлашини инобатга олмаган ҳолда бажарилади. Бу ҳисоблашни 3.20 жадвалда келтирилган формулалар билан бажариш рухсат этилади.

3.20 Жадвал

| Элементнинг ишлаш тавсифи                                 | Ҳисоблаш формулалари  |
|---|---|
| Бош текисликларнинг биттасида эгилиш:<br>бетонни текшириш | $\frac{M}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R_b \quad (3.86)$                 |
| арматурани текшириш                                       | $n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s \quad (3.87)$ |
| Бетондаги ўқ бўйлаб сиқиш                                 | $\frac{N}{A_{red}} \leq m_{b1} R_b \quad (3.88)$                    |
| Номарказий сиқиш:<br>бетонни текшириш                     | $\sigma_b \leq m_{b1} R_b \quad (3.89)$                             |
| арматурани текшириш                                       | $\sigma_s \leq m_{as1} R_s \quad (3.90)$                            |

3.20 жадвал формулаларининг чап томондаги қисмларини, 3.9, 3.17 ва 3.18 жадвалларда келтирилган  $\rho$  коэффициентини ҳисоблашдаги керакли  $\sigma_{\min}$  ва  $\sigma_{\max}$  ларни аниқлашда фойдаланиш мумкин. (3.90) формуласи билан ҳисоблашда 3.91 б. даги сиқилган арматурани ўзгарувчан ишорадаги кучланиш таъсирига чидамликка ҳисоблаш ҳақидаги кўрсатмани инобатга олиш керак. Худди шундай марказдан чўзилувчи элементларни ҳам ҳисоблаш керак.

Марказдан чўзилувчи элементларни ҳам ҳисоблашда чўзилувчи кучларнинг ҳаммаси арматурага узатилади. Чидамликка ҳисоблашдан ташқари кесимлар мустақамликка ҳам ҳисобланишлари зарур. (3.86)-(3.90) формулалардаги:

$M, N$  – момент ва норматив куч;  $I_{red}$  – нейтрал ўққа нисбатан, бетоннинг чўзилган қисми инобатга олинмасдан, 3.48 б. га биноан барча арматура майдонига  $n'$  нисбатни киритиш билан ҳисобланган келтирилган кесимнинг инерция моменти;  $x'$  – бетоннинг сиқилган қисмининг эластик жисм формулалари билан, унинг чўзилган қисмини инобатга олмасдан аниқланадиган баландлиги;  $m_{b1}, m_{as1}$  – бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари; тегишли  $R_b$  ва  $R_s$  ларга 3.26 ва 3.39 б. ларга биноан киритилдиган арматурадаги (пайвандлаб уланган жойларни инобатга олгандаги) кучланишлар цикли ассиметриясини ҳисобга олувчи коэффициентлар;  $a_u, a'_u$  – тегишли, чўзилган ва сиқилган (ёки кам чўзилган)

ташқи қирраларидан яқин жойлашган қатордаги арматура ўқигача бўлган масофа;  $A_{red}$  – элементнинг, барча арматуранинг кўндаланг кесим майдонига 3.48 б. га биноан  $n'$  нисбатни киритиш билан ҳисобланган келтирилган кўндаланг кесим майдони.

## ИККИНЧИ ГУРУҲ ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАРИГА ҲИСОБЛАШ Ёрилишга пишиқликка ҳисоблаш УМУМИЙ ҚОИДАЛАР

**\*3.95** Кўприклар ва қувурларнинг темирбетон конструкциялари, уларнинг турлари ва бажарадиган хизматларига, қўлланиладиган арматураси ва ишлаш шароитига боғлиқ ҳолда ёрилишга пишиқликнинг 3.21 жадвалда келтирилган талаблар даражаларини қониқтириши зарур. Ёрилишга бардошлилик бетондаги чўзувчи ва сиқувчи кучланишларнинг қийматлари ва ёриқнинг очилган ҳисобий эни билан тавсифланади. Агар конструкцияни ёки унинг қисмини ёриқбардошлик даражаси талабларига мос равишда лойиҳалаш мумкин бўлмаса, у ҳолда уни ёриқбардошликнинг юқори даражаси талаблари орқали лойиҳалаш керак.

Ёриқбардошлик даражаси талаблари фойдаланиш, тайёрлаш, транспортировка қилиш ва монтажлаш каби барча босқичлар учун бир хил бўлиши керак. Бу ҳолда, агар конструкциянинг кучланиш-деформацияланиш ҳолати 28 кундан кўп бўлмаган вақтда сақланса, у қисқа вақт ичидаги деб ҳисобланиши мумкин. Бундай ҳолат учун вақтинчалик юклар таъсирига тегишли талаблар даражаси сақланиб қолиши керак. Бетондаги кучланишларни аниқлаш, ёриқларнинг пайдо бўлиши ва уларнинг очилгандаги энини аниқлашга тааллуқли ҳисоблашлар, О иловага биноан арматурадаги олдиндан кучланишнинг барча йўқолишларини ҳисобга олган ҳолда бажарилиши зарур.

3.21 жадвалда келтирилган талаблардан ташқари, темирбетон элементларни кесимларини арматуралаш коэффициентини  $\mu$  билан белгиланувчи минимал арматуралаш талаблари орқали ҳам бажариш керак. Арматуралари бетон билан жипслашган конструкцияларда, шунингдек зўриқтирилган арматураларни каналларни бетонлаш (инекциялаш) туфайли унинг қиймати  $\mu = 0.002$  дир.

Минимал арматуралаш талабларини таъминловчи арматураларни ишчи арматуралар деб қараш керак ва уларни жойлашиши, туташishi ва ҳимояланиши учун барча конструктив талабларини қондириш керак. Бу арматурани барча кўтаришлик қобилиятини текшириш ишларида ҳисобга олиш керак. У бетон билан кафолатланган ишқаланишга эга бўлиши ва ташқи кучлар таъсиридаги чўзилиш зонасининг ташқи контурида, ҳамда шу зонага кирувчи хомутлар текислиги узунлигида ўрнатилиши керак. Арматура юзасини талаб қилинувчи минимал арматуралаш коэффициентини чўзилиш зонасининг юзасига кўпайтириб олинади. Оралиқ қурилмаларнинг эгилувчи конструкциялари чўзилиш зонасининг чегараси учун икки қийматдан каттасини

олиш керак: кесим баландлигининг ярми чўзилаётган арматурадан кесим оғирлик марказигача.

Минимал арматуралаш талабларига биноан ўрнатиловчи арматураларни керакли даражада чўзилишини текширишда арматуранинг бетон билан ишқаланишини тавсифловчи 3.3 б. бўйича А400 арматуранинг мустаҳкамлигига келтирилган чўзилувчи зонадаги бутун арматуралар юзаси билан тенглаштирилади. Бу ҳолатда, агар арматуранинг ҳисобий қаршилиги 400 МПа дан катта бўлса шу қийматнинг ўзи қабул қилинади. Ёпиқ ёки очик каналларда жойлашган зўриктирилган арматура минимал арматуралаш билан нормалаштириш орқали зўриктирилмаган арматуралар билан бириктирилиши (бетонланиши) тавсия этилмайди. Қўйма ва йиғма-қўйма конструкцияларнинг туташиш жойларида минимал арматуралаш проценти шу жойнинг ҳамма юзасида таъминланиши шарт. Минимал арматуралаш проценти хомутларни ўрнатиш шартли бўлган ҳолатларида уларнинг минимал юзаларини тайинланаётганда таъминлаб берилиши керак.

Кесим баландлигидан қовурғани эни катта бўлса, хомутлар текислигининг қадамларини кесим баландлигидан катта қилмай жойлаштириш керак. Плитали ёки тўсинли (қовурғали) оралик қурилмаларда, агар қовурғани эни унинг баландлигидан катта бўлса, у ҳолда кўндаланг горизонтал арматуранинг ҳам минимал арматуралаш процентини таъминлашдан келиб чиққан ҳолда ўрнатилади.

3.21 Жадвал

| Конструкция тури ва бажарадиган хизмати, арматуралаш хусусиятлари   | Ўрилишга | Чегаравий қийматлари           |                                   |  |
|---|----------|--------------------------------|-----------------------------------|--|
|   |          | пишиқликка талаблар даражалари | бетондаги чўзувчи кучланишларники | ёриқ очилишининг ҳисобий эниники $\Delta_{cr}$ |
| Темир йўл кўприklarининг зўриктириладиган барча турдаги сим арматуралар билан арматураланган элементлари (оралиқ қурилмалар тўсинлари деворчаларидан ташқари).<br>Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг зўриктириладиган диаметри 3 мм ли юқори мустаҳкамликдаги симлар билан, диаметри 9 мм ли К-7 синфдаги аркон арматуралар билан ҳамда зўриктириладиган пўлат арконлар билан (бурама ва қўшалок ўрамли ҳамда ёпилган) арматураланган элементлари (оралиқ қурилма тўсинларининг деворчаларидан бошқа). | 2а       | $0,4R_{bt,ser}$                | —                                 | —  |
| Темир йўл кўприklarининг зўриктириладиган стерженли арматура билан арматураланган   |          |                                |                                   | бетонлар синфи                                 |

|  |    |                         |              |   |
|--|----|-------------------------|--------------|---|
| элементлари (оралиқ қурилма тўсинларининг деворчаларидан бошқа).<br>Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг зўриқтириладиган, диаметри 4 мм ли ва ундан катта бўлган юқори мустаҳкамликдаги симлар билан, диаметри 12 ва 15 мм ли зўриқтириладиган К-7 синфдаги арқон арматура билан арматураланадиган элементлари (оралиқ қурилма тўсинларининг деворчаларидан бошқа).<br>Кўприklarнинг ҳар хил хизматларни бажарадиган зўриқтириладиган стержен аматура ва диаметри 4 мм ва ундан катта юқори мустаҳкамликдаги зўриқтириладиган симлар билан ҳамда К-7 синфдаги зўриқтириладиган арқон арматуралар билан арматураланадиган қозикўёқлари. | 26 | $1,4R_{bt,ser}^{1)}$    | $0,015^{2)}$ | В30 ва ундан паст бўлганида $0,1R_b$ дан кам бўлмаган, бетон синфи В35 ва ундан юқори бўлганида 1,6 МПа ( $16,3 \text{ кгс/см}^2$ ) дан кам бўлмаган. |
| Кўприklarнинг олдиндан зўриқтириладиган оралиқ қурилмаларининг тўсинларини (қовурғаларини) бош кучланишларга ҳисоблаганда.   | 3а | 3.19<br>жадвалга асосан | 0,015        | –   |
| Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг зўриқтириладиган стерженли арматура билан арматураланадиган элементлари.<br>Элементларнинг зўриқтириладиган сим арматура жойлашган зонада маҳаллий кучланишга ҳисобланадиган участкалари (барча турдаги кўприklarда)   | 3б | –                       | 0,020        | –   |
| Ҳар хил хизматларга мўлжалланган барча кўприklar ва қувурларнинг зўриқтирилмайдиган арматурали элементлари.<br>Ҳар хил вазифали барча кўприklarнинг элемент танасидан ташқарида жойланадиган зўриқтириладиган арматурали темирбетон элементлари.<br>Элементларнинг (барча вазифадаги кўприklarда) зўриқтириладиган стержен арматуралари жойлашган зонада маҳаллий кучланишга ҳисобланадиган участкалари  | 3в | -                       | 0,0303)      | -   |

<sup>1)</sup> Аралаш турда арматураланганда бетондаги чегаравий чўзувчи кучланишни 3.96 б. кўрсатмасига биноан ошириш рухсат этилади. Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг зўриқтириладиган сим арматурали конструкцияларида, уларни ўтиш қисми плиталарида жойлаштириганда, бетондаги, уни қисим йўналишидаги чўзувчи кучланишнинг чегаравий қиймати  $0,8R_{bt,ser}$  дан катта бўлмаслиги керак.

<sup>2)</sup> Рухланган симларда  $\Delta_{cr} = 0,02 \text{ см}$  деб қабул этиш рухсат этилади.

<sup>3)</sup> Ёриқларнинг очилиш эни қуйидаги қийматлардан ошмаслиги керак, см:

0,020 – темир йўл кўприклари оралиқ қурилмалари элементларида, автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг ўтиш қисмининг устки плиталарида, уларда нам тўсгич қатлам қилинганда, барча таянчларнинг сув сатҳи ўзгарадиган зонасида жойлашган қозикоёқлари ва устунларида ҳамда сув ўтказувчи қувурларнинг қисмлари ва элементларида;

0,015 – темир йўл кўприклари оралиқ таянчларининг сувнинг ўзгарувчи сатҳидан юқоридаги ва пастдаги зоналарида жойлашган элементларида;

0,010 – автомобил йўллари ва шаҳар кўприклари ўтиш қисмлари устки плиталарининг бўйлама чокларининг тепадаги қирраси сатҳида.

Кўприklar ва қувурлар, вақти билан (ГОСТ 10060–95 га биноан режимда) яхлаб ва эрийдиган зонадаги гидростанция ва сув омборлари тўғонлари яқинида жойлашганида, йил давомида яхлаб ва эриш цикли сонига боғлиқ ҳолда ёриқнинг очилиш эни қуйидагидан катта бўлмаслиги керак:

0,015 – циклар сони 50 дан кам бўлганида;

0,010 – циклар сони 50 дан кўп бўлганида.

**\*3.96** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларида аралаш арматуралаш қўлланганда, чўзувчи кучланишнинг қиймати  $1,4R_{bt,ser}$  дан ортиқча бўлган кесим майдони қисмидаги, чўзувчи кучланишлар эпюраси қисмидан бўладиган зўриқишларни фақат зўриқтирилмаган арматура қабул қилган шароитда бетондаги чегаравий чўзувчи кучланишни  $2R_{bt,ser}$  гача ошириш рухсат этилади.

Бундан ташқари кўндаланг ёриқлар энини ҳисоблашда 3.108 ва 3.109 б. лар кўрсатмаларига риоя этиш керак.

**3.97** 2а ёрилишга пишиқлик даражаси талабларига биноан лойиҳаланган конструкциянинг қисилган бетонида, кўприқнинг монтаж қилинадиган қисмида, монтаж қилувчи кран юкламаси билан ўтиш имконини текширганда қуйидагиларни қабул қилиш рухсат этилади:

бетондаги норматив чўзувчи кучланишларнинг чегаравий қийматларини  $1,15R_{bt,ser}$  га тенг деб;

ёриқ очилишининг ҳисобий энининг чегаравий қийматини 0,01 см деб.

Ҳисоблашда, зўриқтириладиган арматурадаги дастлабки кучланишнинг бир йил давомидаги йўқолишларга мувофиқ бўладиган камайишларини ҳисобга олиш керак.

**3.98** 2а, 2б ва 3б ёрилишга пишиқлик даражаси талабларига биноан конструкция элементларида конструкцияни доимий ва вақтинчалик юкламаларга фойдаланиш босқичида бетоннинг сиқилган зонасида, ишлашнинг бошқа босқичларида  $0,8R_{bt,ser}$  қийматдан кўп бўладиган чўзувчи кучланишлар ҳосил бўлишига йўл қўймаслик керак.

## ЁРИҚ ПАЙДО БЎЛИШИГА ҲИСОБЛАШ

**3.99** Кўприқ ва қувурларнинг темирбетон конструкцияларининг ёрилишга пишиқлиги, элементларда пайдо бўладиган чўзувчи ва сиқувчи кучланишларни, бетон конструкцияларда – сиқувчи кучланишларни чеклаш билан таъминланади.

Кўрсатилган кучланишларнинг чегаравий қийматлари таъминланиши керак бўлган қуйидаги шартларга боғлиқ ҳолда олинади:

а) конструкция элементларида ёриқларнинг пайдо бўлиши рухсат этилмайди;

б) ёриқларнинг пайдо бўлиши, уларнинг чекланган миқдордаги катталиқда очилиши эҳтимоли бор (мумкин).

**\*3.100** Барча конструкцияларда ва улар ишининг барча босқичларида нормал сиқувчи кучланишлардан бўйлама ёриқлар пайдо бўлишига йўл қўйилмайди.

Норматив юкламалар ва таъсирлардан, элементлар кесимларида ҳосил бўладиган норматив сиқувчи кучланишлар  $\sigma_{bx}$  куйидагилардан ошмаслиги керак:

зўриқтирилмаган арматурали темирбетон ва бетон конструкцияларда – ҳисобий қаршилик  $R_{b,mc2}$  дан (3.48 и 3.97 б. ларни инобатга олиб);

олдиндан зўриқтирилган конструкциялар бетонининг қисиладиган қисмида ҳисобий қаршилик  $R_{b,mc1}$  дан (тайёрлаш ва монтаж қилиш босқичида) ва  $R_{b,mc2}$  дан (доимий фойдаланиш босқичида).

Олдиндан зўриқтирилган балкалар деворларида содир бўлувчи бош сиқувчи куч ҳеч қадай ҳолатда бетоннинг  $R_{b,mc2}$  ҳисобий қаршиликдан ошмаслиши лозим.

**\*3.101** Ёрилишга пишиқликка 2а даража талабларига биноан лойиҳаланадиган кўприкларнинг конструкцияларида бўйлама ўққа норматив (норматив чўзувчи кучланишлар таъсири йўналишига перпендикуляр) ёриқларнинг пайдо бўлиши, кўприкдан монтаж қиладиган кранни ўтказишга текширилган ҳолдан ташқари, рухсат этилмайди. Бунда тасодифий кўндаланг ёриқлар пайдо бўлиши истисно этилмайди.

Ушбу шартларни бажариш учун қисилган бетондаги норматив чўзувчи кучланишлар 3.21 жадвалда ва 3.97 б. да кўрсатилган қийматлардан ошмаслиги керак.

**\*3.102** 2б, 3а, 3б ва 3в даражалардаги ёрилишга пишиқлик талабларига лойиҳаланадиган конструкцияларда кўндаланг ёриқлар пайдо бўлиши рухсат этилади. Бу ерда, 2б ва 3а даражалардаги ёрилишга пишиқлик талабларига лойиҳаланадиган конструкцияларда кўндаланг ёриқлар пайдо бўлиши мумкинлиги, 3.21 жадвалда кўрсатилган иккита кўрсаткичлар – чегаравий рухсат этилган чўзувчи кучланишлар ва кўндаланг ёриқнинг мумкин бўладиган очилиш катталиги билан чекланади.

Бундан ташқари, 2б даражадаги ёрилишга пишиқлик талабига лойиҳаланадиган олдиндан зўриқтириладиган конструкцияларда кўндаланг ёриқларнинг «қисилишини» таъминлаш керак ёки кўприкда вақтинчалик юклама бўлмаганида қисиладиган бетондаги минимал сиқувчи кучланишнинг чегаравий қиймати 3.21 жадвалда келтирилган қийматлардан кам бўлмаслиги керак.

**\*3.103** Олдиндан зўриқтирилган тўсинлар деворчалари бетонидаги бош чўзувчи кучланишлар кесимни туташ деб қарагандаги бош сиқувчи кучланиш  $\sigma_{mc}$  нинг бетоннинг сиқилишга ҳисобий қаршилиги  $R_{b,mc2}$  га нисбатини ҳисобга олиб чекланиши зарур.



Бош чўзувчи кучланишнинг чегаравий қиймати кўрсатилган миқдорлар нисбатига боғлиқ ҳолда, 3.22 жадвалда келтирилганлардан катта бўлмаган миқдорда қабул қилиниши керак.

3.22 Жадвал

| $\frac{\sigma_{mc}}{R_{b,mc^2}}$ | Кўприкларда қабул қилинадиган бош чўзувчи кучланишларнинг чегаравий қийматлари $\max \sigma_{mt}$ , |   |
|----------------------------------|---|---|
|                                  | Темир йўллардаги  | Автомобил йўлларидаги ва шаҳарлардаги                                   |
| $\leq 0,52$                      | $0,68R_{bt,ser}$ , аммо 1,75 МПа (18 кгк/см <sup>2</sup> ) дан кўп эмас                             | $0,85R_{bt,ser}$ , аммо 2,15 МПа (22 кгк/см <sup>2</sup> ) дан кўп эмас |
| $\geq 0,80$                      | $0,42R_{bt,ser}$  | $0,53R_{bt,ser}$  |

*Изоҳ. 1.  $\sigma_{mc}/R_{b,mc^2}$  нисбатнинг оралиқдаги қийматлари учун чегаравий қийматлар  $\max \sigma_{mt}$  ни интерполяция қилиб аниқлаш керак.*

*2. Оралиқ қурилмаларнинг бўлақлардан йиғиладиган конструкцияларидаги елимлаб уланган жойларига бирлашадиган бош чўзувчи кучланишларнинг чегаравий қийматларини 10% га камайтириш керак. Кўрсатилган зона узунлиги, уланган жойнинг ҳар томонига, ўша жойнинг баландлиги миқдорига баробар этиб қабул қилинади.*

**\*3.104** Бош сиқувчи ва чўзувчи 3.100 ва 3.103 б. да кўрсатилган кучланишларни қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{mt} \\ \sigma_{mc} \end{array} \right\} = \frac{1}{2}(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2}, \quad (3.91)$$

бу ерда,  $\sigma_{bx}$  – бетондаги, бўйлама ўқ йўналишида ташқи юкламалар ва йўқолишларни ҳисобга олгандаги зўриктириладиган арматурадаги зўриқишдан бўладиган норматив кучланиш;  $\sigma_{by}$  – бетондаги, элемент бўйлама ўқига норматив йўналишда зўриктириладиган хомутлардан қия букилган арматуралардан ва таянч реакциясидан юз берадиган кучланишдан бўладиган норматив кучланиш. Бу ерда таянч реакциясидан бўладиган сиқувчи зўриқиш 45° бурчак остида тарқалади деб қабул қилиниши керак;  $\tau_b$  – қуйидаги формула билан аниқланадиган деворча (ковурға) бетонидаги уринма кучланиш:

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{b6} R_{b,sh}. \quad (3.92)$$

(3.92) формуладаги:

$\tau_q$  – ташқи юкламалар ва олдиндан зўриктиришдан аниқланадиган кўндаланг кучдан бўладиган уринма кучланиш;  $\tau_t$  – худди шундай бурама кучланиш;  $m_{b6}$  – 3.27 б. га биноан бетоннинг кўндаланг қисилиши таъсирини инобатга олувчи коэффициент;  $R_{b,sh}$  – эгилишдаги, бетоннинг 3.6 жадвалдан олинадиган ажралишга ҳисобий қаршилиги.

Узунасига бўлақлардан бетон билан уланиб, йиғиладиган тўсинларнинг деворчаларини (ковурғаларини) (3.91) формула билан бош кучланишга ҳисоблашда блоклар ва уланадиган кўндаланг қисиладиган ўзаро тегиб

турадиган юзасидаги, (3.92) формула таркибига кирадиган уринма кучланишларни ўнг томонидаги  $m_{b6}$  коэффициент ёнига  $m_{b15}$  коэффициенти ҳам киритилган, қийматлар билан чеклаш керак. Блоклар биргаликда қисилмайдиган уланишлар бўлганида  $m_{b6}$  коэффициенти ўрнига  $m_{b5}$  коэффициентини киритиш керак.

Ҳисоблаш билан асосланганда, блок бетон билан уланадиган юзалари орқали сурувчи зўриқиш берилиши конструктив жиҳатдан таъминланганда ва тегиб турадиган бетон юзасидаги ажратувчи кучланиш 3.6 жадвалга биноан  $0,5 R_{b,sh}$  дан ошмайдиган ҳолда улайдиган куйма бетон юзасини иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатига ҳисоблашда инобатга олиш рухсат этилади. Атрофи берк каналларга киритилган қоричма кесимни ҳисоблашда тўла инобатга олиниши зарур.

Оралик узунлиги бўйлаб баландлиги ўзгарувчан элементлардаги нормал ва уринма кучланишларни аниқлашни кесимнинг ўзгарганлигини ҳисобга олиб бажариш керак.

### ЁРИҚНИ ОЧИЛИШИГА ҲИСОБЛАШ

\*3.105 2б, 3а, 3б ва 3в даражадаги ёрилишга пишиқлик талабларига биноан лойиҳаланган темирбетон элементларидаги бўйлама ўққа нормал ва қия йўналишлардаги ёриқларнинг очилиш эни  $a_{cr}$  ни см, да, куйидаги формула билан аниқлаш керак

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (3.93)$$

бу ерда,  $\sigma$  – зўриқтирилмайдиган арматура учун энг чеккадаги кўпроқ чўзилган стержендаги кучланиш  $\sigma_s$  га, зўриқтириладиган арматура учун бетон қисилиши тугагандан кейинги кучланиш орттирмаси  $\Delta\sigma_p$  га баробар бўлган чўзувчи кучланиш;  $E$  – тегишли, зўриқтирилмайдиган арматура учун  $E_s$  ва зўриқтириладигани учун  $E_p$  бўлган, 3.16 жадвалдан олинадиган эластиклик модули;  $\psi$  – арматуралаш радиусига (у бетоннинг чўзилган қисмининг, арматура деформациясининг, профилининг ҳамда элемент ишлаш шароитини ҳисобга олади) боғлиқ равишда аниқланадиган ва 3.109 бандга биноан қабул қилинадиган, ёриқларнинг очилиш коэффициенти;  $\Delta_{cr}$  – ёриқларнинг очилган ҳисобий энининг, 3.21 жадвалдан олинадиган чегаравий қиймати, ўлчами см да.

**3.106** Аралаш арматуралашда (3.93) формула билан ёриқнинг энини аниқлашда  $\sigma/E$  қиймати, зўриқтирилмайдиган арматурадаги чўзувчи кучланишни ( $\sigma_s$ ), зўриқтириладиган арматурадаги, бетондаги бўлган олдиндан қисилишни нўлгача ўчиргандаги кучланиш орттирмасини ( $\Delta\sigma_p$ ) инобатга олиб куйидаги формула билан аниқланади:

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s} \psi_1 + \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \psi_2}{\psi_1 + \psi_2}, \quad (3.94)$$

бу ерда  $\psi_1$  – зўриктирилмайдиган арматура учун 3.109 б. га биноан олинадиган, ёриқнинг очилиш коэффициентини;  $\psi_2$  – зўриктириладиган арматура учун худди шундай коэффициент. Аралаш арматураланган холда ёриқнинг очилиши коэффициентини қуйидаги формула билан аниқланади:

$$\psi = \frac{\psi_1 A_s + \psi_2 A_p}{A_s + A_p},$$

бу ерда  $A_s, A_p$  – зўриктирилган ва зўриктирилмаган арматура юзаси.

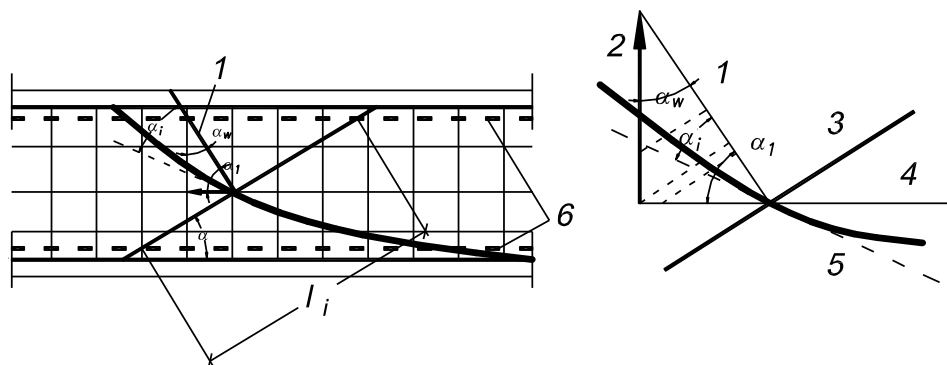
**\*3.107** Тўсиннинг деворчасидаги (қовурғасидаги) кўндаланг ва бўйлама арматурадаги чўзувчи кучланиш  $\sigma_s$  ни қуйидаги формула билан аниқлаш рухсат этилади:

$$\sigma_s = \delta \frac{\sigma_{bt}}{\mu}, \quad (3.95)$$

бу ерда,  $\sigma_{bt}$  – зўриктириладиган хомутлари бўлмаган олдиндан зўриктирилган тўсинлардаги кесимнинг оғирлик маркази сатҳидаги бош чўзувчи кучланиш  $\sigma_{mt}$  га тенг деб қабул қилинадиган, зўриктирилмаган арматурали тўсинлардаги худди шу сатҳдаги уринма кучланиш  $\tau$  га баробар бўлган кучланиш;  $\mu$  – қия кесимни кесиб ўтадиган стерженлар билан белбоғларнинг вутлар орасида деворчани, ушбу стерженлар кесимлари майдонларининг қия кесимга норматив проекциясининг қия кесим бетонининг майдонига нисбати сифатида аниқланадиган арматуралаш коэффициенти;  $\delta$  – қия ёриқлар пайдо бўладиган зонадаги кучла нишининг қайта тақсимланишини ҳисобга олувчи ва қуйидаги формула билан аниқланадиган коэффициент:

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5/l_i \mu} \geq 0,75, \quad (3.96)$$

бу ерда,  $l_i$  – белбоғлар вутлари орасидаги участкадаги тахмин қилинган қия ёриқнинг узунлиги, см да (3.9 расм бўйича тавр тўсинларда қия кесимнинг бошланишини, чўзилган арматуранинг нейтрал ўқ томондаги чеккадаги қаторидан қабул этилади); ёриқнинг қиялигини 3.79 б. га биноан қабул этиш керак.



**3.9 расм. Қия кесимга нормативга кўндаланг арматурадаги зўриқишнинг проекцияси**

1 – нормал; 2 – хомут; 3 – қия кесим; 4 – бўйлама арматура; 5 – ўрамга уринма; 6 – вут

**3.108** Олдиндан зўриктирилган элементларнинг чўзилган зонасидаги норматив ёриқларнинг эини аниқлашда чўзиладиган барча арматурани ҳисобга олиш керак.

Олдиндан зўриктирилган қозикоёқлардаги ёриқларнинг эини аниқлашда чўзилган зонадаги барча арматурани ҳисобга олиш рухсат этилади. 3.105 б. га биноан зўриктириладиган арматурадаги, вақтинчалик юклама таъсирдан бўладиган бетондаги олдиндан сиқувчи кучланишнинг нўлгача камайганидан кейинги, пайдо бўладиган чўзувчи кучланиш орттирмаси  $\Delta\sigma_p$  ни қуйидаги формула билан аниқлаш рухсат этилади:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \quad (3.97)$$

$\sigma_{bt}$  – бетоннинг чўзилган зонаси майдони оғирлик маркази сатҳидаги бетондаги чўзувчи кучланиш;  $\mu_p$  – ҳисоблашда инобатга олинандиган бўйлама арматура кўндаланг кесими майдонининг, бетоннинг барча чўзилган зонаси майдонига нисбати сифатида аниқланандиган арматуралаш коэффиценти ( $\mu_p$  ни ҳисоблашда, бетон билан жипслашмаган арматура инобатга олинмайди).

Аралаш арматуралашда бетондаги кучланиш  $\sigma_{bt}$ , бетоннинг чўзилган зонаси майдонининг чўзувчи кучланиш қиймати  $1,4R_{bt,ser}$  дан ошмаган бўлагининг оғирлик маркази сатҳида аниқланади. Аралаш арматуралашда зўриктирилмайдиган арматурадаги кучланишни қуйидаги формула билан аниқлаш рухсат этилади:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s}, \quad (3.98)$$

бу ерда,  $\sigma_{bts}$  – бетоннинг чўзилган зонасининг, кучланиш қиймати  $1,4R_{bt,ser}$  дан ортиқча бўлган қисми майдони  $A_{bts}$  нинг оғирлик маркази сатҳидаги бетондаги кучланиш;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}. \quad (3.99)$$

**3.109** Ёриқларнинг очилиш коэффицентлари  $\psi$  ни арматуралаш радиуси  $R_r$  (см) боғлиқ равишда қуйидагиларга тенг деб олиш керак:

$0,35R_r$  – сирти силлиқ стержен арматуралар, силлиқ сим ўрамларидан қилинган арматуралар ва ёпиқ пўлат арқонлар учун;  $1,5\sqrt{R_r}$  – сирти нотекис профилдаги стержен арматура, периодик профилдаги симлар, ушбу симлардан қилинган ўрамлар, К-7 синфдаги арқонлар ва улардан қилинган ўрамлар, спирал ва қўшалок ўрилган пўлат арқонлар, ҳамда деворчалардаги ихтиёрий турдаги арматуралар учун.

**\*3.110** Норматив ёриқларнинг эини ҳисоблашда арматуралаш радиуси ушбу формула билан аниқланиши зарур

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta nd}, \quad (3.100)$$

бу ерда,  $A_r$  – норматив кесим учун, кесимнинг ташқи контури ва ўзаро таъсир радиуси  $r = 6d$  билан чегараланган деб қабул қилинадиган ўзаро таъсир майдони;  $\beta$  – арматура элементларининг бетон билан жипслашиш даражасини 3.23 жадвалга биноан ҳисобга олувчи коэффициент;  $n$  – бир хил номинал диаметр  $d$  ли арматура элементлари сони;  $d$  – битта стерженнинг диаметри (стерженларнинг гуруҳларда жойлашганлари ҳам ҳисобга киради).

Арматураси контури бўйлаб тенг тақсимланган тўғри бурчакли бўлмаган кесимлар учун ўзаро таъсир радиуси  $r = 3d$  деб қабул қилинади. Ўрамлар ва арқонлар учун  $d$  арматура элементнинг ташқи контурига муносиб келади,  $r = 5d$  бўлади.

3.23 Жадвал

| Конструкцияни арматуралаш тури  | $\beta$ коэффициенти |
|---|----------------------|
| 1. Якка стерженлар (силлик ва периодик профилда) периодик профилдаги якка симлар ёки К-7 синфдаги арматура арқонлар   | 1,0                  |
| 2. Иккита стержендан қилинган тик қаторлар (ораларида очик жой қолдирилмаган), жуфтланган стерженлардан қилинган гуруҳлар билан (стерженлар гуруҳлари орасида бўшлиқ қолдирилган) | 0,85                 |
| 3. Учта стерженлардан, юқоридагидек, спирал ва қўшалок ўрилган пўлат арқонлар, К-7 синфдаги арматура арқонлардан ўрамлар  | 0,75                 |
| 4. Симлар сони 24 тадан кам бўлган ўрамлар ёки ёпик пўлат арқонлар  | 0,65                 |
| 5. Симлар сони 24 та ва ундан кўп бўлган ўрамлар ёки ёпик пўлат арқонлар  | 0,5                  |

Ўзаро таъсир этиш радиуси  $r$  ни нейтрал ўққа яқин жойлашган чеккадаги қатордаги стержен ўқидан тортиб ўлчаш керак. Чеккадаги қатордаги стерженларнинг кўндаланг кесим майдони, қолган ҳар қайси қатордаги стерженлар кесим майдонининг ярмисидан кам бўлганида  $r$  ни чеккадаги қатордан кейинги стерженлари сони тўла бўлган қатордан ўлчамок керак; юмалоқ кесимларда  $r$  ни нейтрал ўқ томонда энг кўпроқ кучланган стержен ўқидан, стерженлардан қилинган ўрамлар бўлганида эса, энг кўпроқ кучланган ўрамнинг ичкари томондаги стержени ўқидан ўлчаш керак. Ўзаро таъсир кўрсатиш зонаси нейтрал ўқ орқасига ( $m$  ташқарисига) чиққан бўлмаслиги ва унинг баландлиги кесим баландлигидан ошмаслиги керак, марказий чўзиладиган элементларда эса кесимнинг тўла майдонига тенг этиб қабул қилинади. Қия ёриқларнинг эини ҳисоблашда арматуралаш радиусини қуйидаги формула билан аниқлаш керак:

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta_i n_i d_i \cos \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos \alpha_w + \sum \beta_1 n_1 d_1 \cos \alpha_1}, \quad (3.101)$$

бу ерда,  $A_r$  – қия кесим учун ўзаро таъсир зонаси майдони, у қуйидаги формула билан аниқланади:

$$A_r = l_i b; \quad (3.102)$$

$l_i$  – 3.107 б. га биноан деворча қия кесимининг узунлиги;  $b$  – деворча қалинлиги;  $n_i, n_w, n_1$  – қия кесим чегарасидаги қия стерженлар, хомутлар шахобчасининг ва бўйлама стерженлар сони;  $d_i, d_w, d_1$  – тегишли, деворча

чегарасида қия кесимни кесиб ўтадиган қия стерженлар (ёки ўрамлар) хомутлар ва бўйлама стерженларнинг диаметрлари;  $\alpha_i, \alpha_w, \alpha_1$  – 3.9 расмга биноан, қия кесимга норматив билан қия стерженлар (ўрамлар), хомутлар ва бўйлама стерженлар орасидаги бурчаклар.

**\*3.111** Битта жойга жамлаб қўйилган олдиндан зўриктириш кучидан пайдо бўладиган маҳаллий кучланишларга элементларнинг ёрилишга пишиқлигини ва маҳаллий юкламалардан тўсинлар деворчаларининг эгилишини, кўрилаётган участкада ёриқлар пайдо бўлишини назарда тутган маҳаллий таъсирдан бетондаги бўладиган барча чўзувчи зўриқишни ўзига қабул этадиган қўшимча арматура қўйиш билан таъминлаш рухсат этилади. Бунда ёриқнинг ҳисоблаб топилган эни 3б ёки 3в даражадаги (3.21 жадвал) ёрилишга пишиқлик талаблари учун меъёрланган миқдоридан ошмаслиги зарур. Кўрсатилган кучланишлар қиймати  $0,4R_{bt,ser}$  дан ошмайдиган участкалар учун арматуралашни конструктив равишда бажариш рухсат этилади. Бетонни анкер тагида маҳаллий сиқилишга ҳисоблашда, анкердан бериладиган зўриқишни арматурани бетонга тираб зўриктирганда арматурадаги зўриқишнинг 100%, ички анкерли ўрамни тиргакка тираб зўриктирганда эса худди шундай зўриқишнинг 30% миқдорига тенг деб қабул этиш керак.

### Салқиликларни ва бурилиш бурчакларини аниқлаш

**3.112** Салқиликлар, бурилиш бурчаклари ва бўйлама кўчишлар элементлар эгрилиги  $1/\rho$  га ҳамда тўла (эластик ва ноэластик) деформациялар учун текис кесимлар гипотезасидан келиб чиққан ҳолда аниқланадиган нисбий бўйлама кўчишларга боғлиқ равишда қурилиш механикаси формулалари билан ҳисобланади. Элемент эгилишининг деформацияси сабаб бўладиган силлиқлик  $f$  ёки буралиш бурчаги  $\alpha$  ни ушбу формула билан аниқлаш керак

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (3.103)$$

бу ерда,  $\bar{M}(x)$  – салқилик  $f$  ни аниқлашда –  $f$  салқилик аниқланаётган йўналишдаги қўйилган бирлик кучдан бўладиган эгувчи момент функцияси буралиш бурчаги  $\alpha$  ни аниқлашда – изланаётган буралиш бурчагининг йўналишида қўйилган бирлик моментдан бўладиган эгувчи момент функцияси;

$\frac{1}{\rho}(x)$  – юклама қўйилган ва ўша кесим учун салқилик ёки буралиш бурчаги аниқланаётган элемент жойининг эгрилиги (ишораси кўрилаётган кесимдаги эгувчи момент ишораси билан бир хил олинади).

(3.103) формуладаги жамлашлар,  $\bar{M}(x)$  ва  $\frac{1}{\rho}(x)$  миқдорининг қонунлари билан фарқланадиган барча участкалари (оралиқ узунлиги бўйлаб) бўйича бажарилади.

Салқиликларни (буралиш бурчакларини) ҳисоблашни қуйидаги ифодадан фойдаланиб сонли ҳисоблашлар услуги билан бажариш рухсат этилади:

$$f(\alpha) = \sum M(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (3.104)$$

бу ерда,  $M(x)$  ва  $\frac{1}{\rho}(x)$  – кўрсатилган параметрларнинг ўзгариши силлик ўтадиган узунлиги  $\Delta x$  бўлган айрим участкаларнинг эгрилиги ва моментнинг ўртача қиймати.

**\*3.113** Белбоғлари 2а, 2б ва 3б даражадаги ёрилишга пишиқлик талабларига тегишли бўладиган олдиндан зўриктирилган элементларнинг эгрилигини туташ кесимлар учун аниқлагандек қуйидаги формула билан топиш рухсат этилади:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (3.105)$$

бу ерда,  $M_p, M_g, M_v$  – кўрилайётган кесимдаги, тегишли, зўриктириладиган арматурадаги зўриқишдан, доимий ва вақтинчалик юклардан бўладиган моментлар;  $B_p^*, B_g^*$  – кесимнинг, тегишли зўриктириладиган арматурадаги зўриқишнинг ва доимий юкларнинг узок муддатли таъсиридаги бикрлиги;  $B$  – туташ кесимнинг қисқа муддатли юк таъсир этганидаги бикрлиги.

Санаб ўтилган бикрликларнинг қийматларини  $Q$  иловага биноан аниқлаш рухсат этилади. (3.105) формуланинг ўнг томонини асосланиб белгиланган тартибда аниқлаш рухсат қилинади.

Олдиндан зўриктиришдан бўладиган моментларни, конструкция ишининг тегишли босқичига тўғри келадиган, арматурадаги кучланишдан келиб чиққан ҳолда ҳисоблаш керак, хусусан қисим босқичида бирламчи йўқолишларни чиқазиб ташлаб, кейинги босқичларида, шу жумладан фойдаланиш босқичида ҳам ушбу йўқолишлар билан бирга,  $O$  иловага кўра аниқланадиган, иккиламчи йўқолишларни ҳам чиқазиб ташлагандан кейинги, арматурадаги кучланишдан келиб чиққан ҳолда ҳисобланади.

Эгувчи моментлар  $M_g$  нинг қийматларини, конструкцияни устидан тортиб туриб монтаж қилинганида монтаж қилинадиган блоklar ва бошқа мумкин бўлган қурилиш юкларларини инобатга олиб аниқлаш керак. Бикрликлар  $B_p^*$  ва  $B_g^*$  ларни аниқлаётганда, олдиндан зўриктиришдаги зўриқиш ва юк босиб туриши муддатининг узоклиги таъсири инобатга олинади.

**\*3.114** Белбоғлари, ёрилишга пишиқлик талабининг 3в даражасига киритилган, зўриктирилмаган арматурали элементларнинг эгрилигини қуйидаги формула билан аниқлаш керак

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (3.106)$$

бу ерда,  $\overline{B_g^*}$  – ёриқ пайдо бўлишини ва бетон оқишини инобатга олинган доимий юк таъсир этгандаги кесимнинг бикрлиги;  $\overline{B}$  – ёриқ пайдо бўлиши инобатга олинган, вақтинчалик юк қисқа муддатга таъсир этгандаги туташ кесимнинг бикрлиги. Элемент эгрилигини ҳисоблашда, доимий юк битта ёшдаги, ушбу юкларнинг энг кўп қисмини кўтаришга жавоб берадиган

бетонга таъсир қиляпти деб қабул қилиш рухсат этилади. Зўриқтириладиган арматурали темирбетон элементларнинг чўзилган зонасида ёриқлари бор (эни

3.24 Жадвал

| Элементлар ва уларнинг қисмлари  | Куйидаги кўприклар ва қувурлар конструкциялари учун энг кам қалинлиги, см да |                     |
|--|--|---------------------|
|  | Темир йўллардаги   | автомобил йўлларида |
| 1. Тўсинларнинг тик ёки қия деворчалари:   |  |                     |
| а) қовурғали:  |  |                     |
| деворчаларда ўрам арматуралар йўқ бўлганида  | 12 <sup>1)</sup>   | 10 <sup>1)</sup>    |
| деворчаларда ўрам арматуралар бор бўлганида  | 15   | 18                  |
| б) қутисимон:  |  |                     |
| деворчаларда ўрам арматуралар йўқ бўлганида  | 15   | 12                  |
| деворчаларда ўрам арматуралар бор бўлганида  | 18   | 15                  |
| 2. Плиталар: а) балласт тоғоралар:   |  |                     |
| деворчалар (қовурғалар) орасида  | 15   | -                   |
| консол учларида  | 10   | -                   |
| б) қатнов қисмида:   |  |                     |
| деворчалар (қовурғалар) орасида  | -  | -                   |
| плитада ўрам арматуралар йўқ бўлганида   | -  | 12                  |
| плитада ўрам арматуралар бор бўлганида   | -  | 15                  |
| консол учларида  | -  | 8                   |
| в) Қутисимон тўсинларни пастки қисмидаги:  |  |                     |
| плитада ўрам арматуралар йўқ бўлганида   | 15   | 12                  |
| плитада ўрам арматуралар бор бўлганида   | 18   | 15                  |
| г) пиёдалар йўлагининг:  |  |                     |
| қуйма (кўтариб олинмайдиган)   | 8  | 8                   |
| йиғма (кўтариб олинадиган)   | 6  | 6                   |
| 3. Плита оралиқ қурилмаларнинг ичи ғовак блоклари:   |  |                     |
| а) стерженли, К-7 синфдаги якка арқонли ва юқори мустаҳкамликдаги параллел сим ўрамли арматурали:                        |  |                     |
| деворчалар ва устки плиталари  | 10   | 8                   |
| пастки плиталари   | 12   | 10                  |
| б) струнобетонли:  |  |                     |
| деворчалар ва устки плиталари  | -  | 6                   |
| пастки плиталари   | -  | 7                   |
| 4. Оралиқ қурилма диафрагмалари ва бикрлик қовурғалари   | 10   | 10                  |
| 5. Тупроқ кўтарма тагидаги қувур бўғинларининг деворчалари   | 10   | 10 <sup>2)</sup>    |
| 6. Ичи ғовак йиғма қуйма қутисимон ва юмалоқ кесимли таянчлар блокларининг деворчалари:                                  |  |                     |
| сув сатҳи ўзгариб турадиган зонада   | 30   | 25                  |
| сув сатҳи ўзгариб турадиган зонадан ташқарида  | 15   | 15                  |
| 7. Ичи ғовак темирбетон қозикоёқлар ва қувурсимон қозикоёқларнинг деворчалари ташқи диаметри қуйидагича бўлганида, м да: |  |                     |
| 0,4  | 8  | 8                   |
| 0,6 дан 0,8 гача   | 10   | 10                  |
| 1,0 дан 3,0 гача   | 12   | 12                  |



1) Иккита тур арматура қўлланилганида, деворчанинг энг кичкина қалинлиги 15 см га тенг этиб қабул қилинади.

2) Диаметри 0,5 ва 0,75 м бўлган қувурлар учун деворча қалинлигини 8 см га тенг деб қабул қилиш рухсат этилади.

0,015 см дан ортик) участкаларида эгриликни аниқлашни ҚМҚ 2.03.01–97 кўрсатмаларига биноан бажариш рухсат этилади.

**3.115** Зўриқтирилмаган арматурали тўсинларнинг салқиликларини эластик материаллар қаршилиги формулалари билан (бетондаги ёриқлар эни 0,015 см дан ошмаганида) ҳисоблаганда, ҳамда таянчлар, устунлар, қобикчали-қозик оёқлар (шулар жумласидан ичи бетон билан тўлғазилганлари ҳам) кўчишларини ҳисоблаш учун кесимдаги аниқланадиган ёриқ энидан қатъий назар, бикрликни қуйидаги формула билан аниқлаш рухсат этилади:

$$B = 0,8E_b I_b , \quad (3.107)$$

бу ерда,  $I_b$  – бетон кесимининг инерция моменти.

Катта ўлчамли бетон ва темирбетон элементларнинг вақтинчалик ва доимий юкламалардан кўчишини ҳисоблашлари, элементнинг тўла кесими бўйича аниқланган бикирликларни инобатга олиб бажариш рухсат қилинади.

## КОНСТРУКТИВ ТАЛАБЛАР

**3.116** Бетон ва темирбетон конструкцияларни лойиҳалашда, уларни тайёрлаш шароитларини, талаб қилинган даражада узоқ муддатга хизмат қилишини ва арматура ҳам бетоннинг биргаликда ишлашлигини таъминлаш учун, ушбу бўлимда ёзилган конструктив талабларни бажариши зарур.

### Элемент кесимларининг энг кичик ўлчамлари

**\*3.117** Темирбетон элементлардаги деворчалар, плиталар, диафрагма ва қовурғаларнинг қалинлиги 3.24 жадвалдаги кўрсатилган миқдорлардан кам бўлмайдиган этиб қабул қилиниши керак.

### Зўриқтирилмайдиган арматуранинг энг кичик диаметрлари

**\*3.118** Зўриқтирилмайдиган арматуранинг энг кичик диаметрларини 3.25 жадвалга биноан қабул қилиш керак.

3.25 Жадвал

| Арматура тури   | Арматуранинг энг кичик диаметри, мм |
|---|-------------------------------------|
| 1. Кўприклар (пастда кўрсатилган элементлардан ташқари) ва тўғри бурчакли қувурлар элементларининг ҳисобий бўйлама арматураси | 12                                  |
| 2. Автомобил йўллари кўприкларининг ўтиш қисмининг (пиёдалар йўлагини ҳам киритгандаги) ҳисобий арматураси                    | 10                                  |
| 3. Юмалоқ қувурлар звеноларининг ҳисобий ва конструктив арматуралари; кўприк элементларидаги бўйлама ва                       | 8                                   |

|  |    |
|--|----|
| кўндаланг конструктив арматуралар (плиталардагидан ташқари); тўсинлар деворларининг ва белбоғларининг кенгайтирилган қисмларининг барча узунаси бўйлаб хомутлари | 10 |
| 4. Қияликларни маҳкамловчи плиталар ва қозикоёқларнинг диаметри 5 мм бўлган арматура хомутлари (3.35 б.) учун Вр синфдаги сим арматура                           |    |
| 5. Плиталарнинг конструктив (тақсимловчи) арматураси; қозикоёқ ва қувур шаклидаги қозикоёқларнинг хомутлари; ичи ғовак плиталарнинг хомутлари                    | 6  |

Плиталарнинг тақсимловчи арматуралари ва бўйлама арматураси диаметри 28 мм ва ундан катта бўлган қувурсимон қозикларнинг хомутлари бўйлама стерженлар диаметри қийматининг чорагидан кам бўлмаган диаметрда бўлиши зарур.

Яхлит ва йиғи-яхлит узлуксиз тўсинлар ва кўп ораликли рамали конструкциялар сарровларида ишчи арматурани, қоидага кўра, узмасдан жойлаштирилади. Бунда, устки ва пастки ишчи арматуранинг қисмлари бутун конструкциянинг устки ва пастки узунлиги бўйича мос ёки арматуранинг узилишини йўқотувчи боғланишларга эга бўлиши шарт.

Устки ва пастки узлуксиз арматура элементларининг сони қуйидагича олинади:

а) зўриқтирилмаган арматурали конструкцияларда – устки 15% ва пастки 20% ишчи арматурадан кам эмас;

б) зўриқтирилган арматурали конструкцияларда – устки 5% ва пастки 10% ишчи арматурадан кам эмас. Бунда зўриқтирилган арматурали конструкцияларда, устки ва пастки узлуксиз арматура элементларини зўриқтирилган, зўриқтирилмаган ва улар комбинацияларидан ташкил топган арматуралар билан тўлдириш рухсат этилади, лекин охириги ҳолатда ишчи арматуранинг умумий юзасини арматура элементларининг ҳисобий қаршиликлари юзалари ймғиндиси орқали аниқланади. Эгри темирбетон плиталар ва қоробкали оралик қурилмаларни арматуралаш конструкциянинг ташқи ва ички қирралари ёки ташқи ва ички деворлари кучланиш-деформацияланиш ҳолати айирмаси орқали олиб борилади. Эгри қоробкали оралик қурилмаларда зўриқтирилган арматурани қайириш унинг ички девори орқали бўлишига рухсат этилади. Бунда ҳосил бўлаётган буровчи моментни оралик қурилмани бурашга ҳисоблашда ишлатиш тавсия этилади. Эгри плитали оралик қурилмани таёққа нуқтасимон ўрнатишда плита тўрларини ортогонал ёки оадмал кўндаланг стерженлар билан арматуралаш рухсат этилади.

### Бетоннинг ҳимоя қатлами

**\*3.119** Бетоннинг ҳимоя қатлами унинг ташқи сиртидан арматура элементи ёки канали сиртигача қалинлиги 3.26 жадвалда кўрсатилган миқдорлардан кам бўлмаслиги керак.

## 3.26 Жадвал

| Арматура ва унинг жойлашиши  | Бетон ҳимоя қатламининг энг кичик қалинлиги, см |
|--|---|
| 1. Зўриктирилмайдиган ишчи арматура: автомобиль йўллари ва шаҳар кўприклари қатнов қисми плитасидаги устки арматура                    | 5   |
| қовурға ва плитали оралиқ қурилмалардаги ҳамда баландлиги 30 см ва ундан катта бўлган плиталардаги                                     | 3   |
| баландлиги 30 см дан кичик плиталардаги қувурлар звеноларидаги, ичи бўш қувур шаклдаги қозикоёқлардаги таянчларнинг ташқи блокларидаги | 2   |
| таянчларнинг ташқи блокларидаги қуйма таянчларнинг ташқи сиртларидаги:   | 2 <sup>1)</sup>                                 |
| а) таянчнинг муз уриладиган қисмидаги  | 4   |
| б) таянчнинг қолган қисмидаги  | 7   |
| қозикоёқлардаги, қудуқлардаги ва пойдеворларнинг йиғма блокларидаги  | 5   |
| қуйма темирбетондан қилинадиган пойдеворларнинг таянч плиталаридаги:   | 3   |
| а) бетон тўшак бўлганида   | 4   |
| б) бетон тўшак бўлмаганида   | 7   |
| 2. Зўриктирилмаган хомутларда: тўсинларнинг деворчаларидаги (қовурғаларидаги) таянчларнинг устунларида:                                | 2   |
| а) сув сатҳининг ўзгармайдиган зонасида  | 2   |
| б) сув сатҳи ўзгарадиган зонада  | 3   |
| 3. Тўсинлар деворчасидаги (қовурғасидаги) ва плиталардаги бўйлама конструктив (ҳисобий бўлмаган) арматура                              | 1,5   |
| 4. Зўриктирилган арматура қуйма бетонига ўрнатиладиган зўриктирилмайдиган арматура   | 3   |
| 5. Кесимнинг чўзилган зонасидаги зўриктириладиган арматура:  | 4 <sup>2)</sup>                                 |
| а) юқори мустаҳкамликдаги симлардан қилинадиган ўрам шаклидаги ва К-7 синфдаги арқонлардан қилинадиган ўрамларники                     | 4   |
| б) қуйидаги синфлардаги арматуралар:<br>А600 (А-IV), Ат600 (Ат-IV)<br>А800 (А-V), Ат800 (Ат-V), Ат1000 (Ат-VI)                         | 5   |
| в) пўлат арқонлардан қилинган спирал, қўшалок ўралган ва ёпик, диаметри $d > 40$ мм, анкерлари чеккаларидаги учларида жойлашган        | d   |
| 6. Нам тўсгич қатлам билан бриктирилган қат-нов қисми плитасидаги барча турдаги зўриктирилган арматуралар                              | 3   |
| 7. Деворчалардаги (қовурғалардаги) зўриктириладиган хомутлар   | 3   |
| 8. Струнобетон конструкциялардаги зўриктириладиган арматуралар қуйидаги кўрсатилган томонларида жойлаштирилганида:                     | 3 <sup>3)</sup>                                 |
| чўзилган кирралари   | 2   |
| ёнидаги кирралари  | 2   |

<sup>1)</sup> Диаметри 3 м ва ундан катта қувурлар учун ичкари томонидан ҳимоя қилувчи қатлам қалинлиги 3 см.

<sup>2)</sup> Ёпик каналларда жойлашадиган зўриктириладиган арматуралар учун ҳимоя қилувчи қатлам канал сиртига нисбатан олинади. Диаметри 11 см бўлган каналлар учун ҳимоя

катламини 5 см га тенг этиб белгилаш керак. Каналнинг диаметри 11 см дан катта бўлганида, ҳимоя этувчи қатлам қалинлигини, куч ва тўлдирувчи қоришма босими таъсирига ҳисоблаш билан текшириш керак.

3) Қалинлиги 20 см дан кичик бўлган элементлар учун ҳимоя қатламини 2 см гача камайтиришга рухсат этилади.

*Изоҳ. 1. Мавжуд ТБК корхоналарининг қолипли формаларида тайёрланаётган йиғма темир бетон конструкцияларнинг минимал ҳимоя қатламини қалинлиги ўлчамларини ўрнига қўйиб асосланган ҳолатда мавжуд жадалда келтирилган қийматдан кам қилиб олиниши мумкин.*

*2. Ҳорижий давлатлар (МДҲ давлатлари ҳам) пўлат арматураларининг ишчи арматуралари импорт қилувчи давлатларнинг ТШ ва ГОСТ лари ёки норматив ҳужжатлари билан биргаликда ўрнатилган тартибда ишлатишга рухсат этилади.*

**\*3.120** Олдиндан зўриктирилган элементларнинг чеккаларида, зўриқишнинг берилиш зонаси узунлигида (3.11 б. га биноан) бетоннинг ҳимоя қатламини қалинлиги арматура диаметри қийматининг икки баробаридан кам бўлмаслиги керак. Зўриктириладиган А800 (А-V), АТ800 (АТ-V) ва АТ1000 (АТ-VI) синфдаги пўлат стержен арматуралар қўлланилганида, зўриқишнинг берилиш зонаси узунлигида (3.11 б.) қўшимча равишда тўрлар, стержен диаметридан 4 см га ортиқ бўлган диаметрдаги спираллар ёки қадами 5 см дан катта бўлмаган хомутлар қўйилиши керак.

### **Арматура элементлари орасидаги энг кам масофа**

**3.121** Алоҳида арматура элементлари, ҳамда каналлар деворчалари орасидаги соф масофа, конструкциянинг барча ҳажмини бетон аралашмаси билан талаб қилинган даражада тўлдиришни таъминлай оладиган бўлиши керак. Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда ушбу масофа қўшимча равишда зўриктириладиган арматурадан зўриқишнинг бетонга берилиш хусусиятини, анкерларнинг жойлашиш ҳолатларини, тортишга қўлланиладиган жиҳознинг ўлчамларини инобатга олган ҳолда белгиланиши керак.

**\*3.122** Зўриктирилмайдиган арматуранинг айрим бўйлама ишчи стерженлари ва тиргакка тортиб зўриктириладиган арматура ўрамлари орасидаги соф масофа қуйидагича қабул қилиниши керак:

а) бетонлашда стержен горизонтал ёки қия ҳолатда ва қуйидагича қаторларда жойлашганида кўрсатилган қийматлардан кам бўлмаслиги керак:

битта қаторда – 4 см дан ;

иккита қаторда – 5 см дан;

учта ва ундан кўп қаторда – 6 см дан;

б) бетонлашда стерженлар тик ҳолатда жойлашганида – 5 см

Арматураларни жойлаштириш учун ноқулай шароитларда зўриктирилмайдиган стерженларни гуруҳларда (стерженлар орасида бўшлиқ қолдирилмасдан), иккита ёки учта стерженлар биргаликда жойлаштирилиши рухсат этилади. Гуруҳлар орасидаги соф масофани қуйидагилардан кам бўлмайдиган этиб қабул этилади:

гуруҳда иккита стержен бўлганида – 5 см дан;

гуруҳда учта стержен бўлганида – 6 см дан.

в) Алоҳида бўйлама стерженлар ёки уларнинг гуруҳлари, орасидаги максимал масофалар ҳисблаш орқали белгиланиши керак, аммо қуйидагилардан ошмаслиги керак:

қалинлиги 15 см ли плиталарни арматуралашда – 15 см;

қалинлиги 30 см ли темирбетон элементларини арматуралашда – 17,5 см;

қалинлиги 50 см ли темирбетон элементларини арматуралашда – 20 см;

қалинлиги 100 см ли темирбетон элементларини арматуралашда – 25 см;

қалинлиги 150 см ли ва юқори темирбетон элементларини арматуралашда – 30 см;

**\*3.123** Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда арматура элементлари орасидаги соф масофани белгилашда 3.27 жадвалда кўрсатилган талабларга риоя этиш лозим. Аралаш арматуралашда зўриқтирилмаган арматура стерженлари билан арматура ўрами ёки ёпиқ канал девори орасидаги минимал масофани 3 см дан кам этмай қабул қилиш керак.

3.27 Жадвал

| Белгиланадиган соф масофа  | Масофанинг энг кичик ўлчами |  |
|--|-----------------------------|--|
|  | абсолют қиймати бўйича, см  | арматура элементининг диаметри $d$ га ёки каналнинг диаметри $d_c$ га боғлиқ ҳолда |
| <b>Тиргакка тираб зўриқтириладиган конструкцияларда</b>  |                             |  |
| 1. Юқори мустақамликдаги параллел симлардан қилинадиган арматура ўрамлари орасидаги  | 6                           | $d$  |
| 2. Арматура ўрамлари ва уларнинг ички анкерларининг ташқи сиртлари орасидаги   | 4                           | -  |
| 3. Арматура ўрамлари ички анкерларининг ташқи сиртлари орасидаги   |                             |  |
| 4. К-7 синфдаги алоҳида арқон арматуралар қуйидагича жойлашганида:   | 3                           | -  |
| битта қаторда  | 4                           | -  |
| иккита ва ундан кўп қаторда  | 5                           | -  |
| 5. Ички анкер чеккасидаги учидан бетон учидаги қиррасигача масофа  | 5                           | -  |
| <b>Арматурани бетонга тираб тортиб зўриқтириладиган конструкцияларда</b>   |                             |  |
| 6. Қуйидаги диаметрлардаги юмалоқ ёпиқ каналлар деворлари орасидаги, см:   |                             |  |
| 9 ва ундан кам бўлган  | 6                           | $d_c - 1$  |
| 9 дан 11 гача  | 8                           | -  |
| 11 дан юқори бўлса   | Ҳисоблаб топилади           |  |
| 7. Юқори мустақамликдаги параллел симлардан қилинган ўрамлар, К-7 синфдаги арқон арматуралардан қилинган ўрамлар ҳамда пўлат арқонлар (спираль, кўшалок эшилган ва ёпиқ) ораларидаги, уларнинг очик каналларда қуйидагича жойлашганларида: |                             |  |
| битта қаторда  | 3                           | -  |
| иккита қаторда   | 4                           | -  |

|  |    |   |
|--|----|---|
| 8. Электротермик усулда зўриқтириладиган битта стерженли каналлар деворлари орасидаги масофа, улар тури қуйидагича бўлганларида: |    |   |
| ёпиқ   | 10 | - |
| очиқ   | 13 | - |

### Зўриқтирилмайдиган арматурани анкерлаш

**3.124** Сирти нотекис профилдаги арматура стерженларини ва сирти силлик профилдаги стерженларни пайвандланган тўрлар ва каркасларда учларини илмоқсиз қўллаш рухсат этилади. Сирти силлик профилдаги арматуранинг чўзилган ишчи стерженларининг ва тўқилган тўрлар, каркаслардаги силлик ишчи стерженлар учларида ички диаметри стержен диаметрининг 2,5 баробаридан кам бўлмаган ярим айланали ва букилгандан кейинги тўғри участкасининг узунлиги стержен диаметрининг уч баробар қийматидан кам бўлмаган илмоқ бўлиши керак.

**3.125** Эгиладиган узлукли тўсинларда ва қалинлиги 30 см дан катта бўлган плита конструкцияларда чўзилган стерженларнинг учини моментлар эпюрасига кўра узганда, қоидага кўра, ёрилишга пишиқликка ҳисоблашдаги аниқланган бетоннинг сиқилган қисмида анкерлаш керак. Қайрилган стерженларнинг учларида, бетоннинг сиқилган зонасида, арматура диаметри қийматининг камида 10 баробаридек узунликдаги бўйлама арматурага параллел бўлган тўғри участкаси бўлиши керак. Қайириш туфайли сиқилган қисмга киритилган сирти силлик стерженларнинг учларини, эгишдан кейинги тўғри участкасининг узунлиги камида арматуранинг учта диаметридек тўғри илмоқли этиш керак.

Автомобил йўллари ва шаҳар кўприклари учун, пайвандланган бирикмаларда, сирти нотекис профилдаги арматураларни, эгилган ва номарказий сиқилган элементлар бетонининг чўзилган зонасида, стерженларнинг назарий томондан узилиши керак бўлган жойдан камида уларнинг 30 диаметридек узунликда бетонга киритиб қўйиш рухсат этилади. Оралиқ қурилмаларда, бундан ташқари анкерланадиган стерженлар учлари ёнидаги стерженларга, қалинлиги 4 мм дан узунлиги  $4\sqrt{d}$  дан кам бўлмаган чок билан пайвандланиши керак.

**\*3.126** Эгилган элементлардаги сирти нотекис профилдаги чўзилган бўйлама арматура стерженларининг қайрилган жойининг ёки номарказий сиқилган элементлардаги шундай стерженларнинг узиладиган жойининг бошланишини, стерженларнинг тўла ҳисобий қаршиликлари ҳисобга олинадиган кесимдан ўтказиб жойлаштириш керак. Ўша кесимга стерженни киритиш узунлиги (махкамлаш узунлиги- $l_s$ ) А300 (А-II) ва Ас300 (Ас-II) синфлардаги пўлат арматуралар учун қуйидагилардан кам бўлмаслиги керак:

22  $d$  – бетон синфи В30 ва ундан юқори бўлганида; 25  $d$  – бетон синфи В20–В27,5 бўлганида ( $d$  – стержен диаметри).

А-III синфдаги пўлат арматуралар учун бетонга киритиб маҳкамлаш узунлиги  $l_s$  ни, тегишли равишда  $5d$  га кўпайтириш керак. Стерженлар ўрами бўлганида  $d$  ни майдони, ўрамни ташкил қилувчи стерженлар майдонлари йиғиндисига тенг бўлган шартли стержен диаметридек аниқланади. Сиқиш узунлигини камайтириш мақсадида арматура стерженидан кучнинг бетонга узатувчи анкерлар ишлатишга рухсат этилади. Бу ерда, конструкция зонасида анкерга бирлашувчи бетоннинг мустаҳкамлиги таъминланиши керак.

**3.127** Узлукли тўсинларда ва узлуксиз тўсинларнинг чеккаларидаги участкаларида бўйлама арматуранинг чўзилган стерженларининг, таянч ўқи орасида камида стерженнинг 8 диаметридек узунликдаги тўғри участкаси жойлашиши керак. Бундан ташқари тўсиннинг ён сиртларига яқин жойлашган чеккадаги стерженлари, тўсин учи олдида  $90^\circ$  бурчак остида қайрилиши ва унинг баландлигининг ярмисигача давом этган бўлиши керак. Тўсин учидан таянч ўқигача камида 30 см ва таянч плитаси чеккасигача камида 15 см масофа таъминланиши керак.

**3.128** Бўйлама арматуранинг чўзилган стерженларини, элемент сиртининг бурилиб ўзгарганида ҳосил бўлган кириш бурчаги шакли бўйича буқиш рухсат этилмайди. Буқишиш бурчагини тузувчи текисликлар бўйлаб жойлашган арматуранинг бўйлама стерженлари, уларнинг кесишган нуқталаридан камида арматуранинг 20 диаметри узунлигида ўз йўналишларида давом этган бўлиши зарур.

### **Зўриқтириладиган арматурани анкерлаш**

**3.129** Конструкцияларда, диаметри 36 мм гача бўлган сирти нотекис профилдаги стерженлардан қилинган, тиргакка тираб тортиладиган, арматура қўлланилганда стерженларда анкерлар ўрнатиш талаб қилинмайди.

Чидамлиликка ҳисобланадиган арматуранинг элементлари барча арматура (юқорида кўрсатилганидан ташқари) ички ёки ташқи (чеккаларда) анкерларга эга бўлиши керак. Тиргакка тираб зўриқтириладиган, арматураси чидамлиликка ҳисобланмайдиган элементларда, К-7 синфдаги алоҳида арқон арматураларни ва алоҳида юқори мустаҳкамликдаги сирти нотекис профилдаги симларни анкерлар (ички ва ташқи) ўрнатмасдан қўллаш рухсат этилади. Бетонга тираб тортиладиган конструкциялардаги қўлланиладиган анкерлашлар мустаҳкамлиги, улар билан маҳкамланадиган арматура элементлари мустаҳкамлигидан кам бўлмасликлари керак.

**3.130** Эгиладиган элементларда арматура анкерларини, бош чўзувчи ва сиқувчи кучланишлар, улар учун белгиланган чегаравий қийматларнинг 90% дан ортиқ бўлган бетон зоналарида жойлаштирмаслик керак.

**\*3.131** Тўсинларнинг учи томонида сиртидаги (чеккадаги) ташқи анкерларни имкони борича бир текис жойлаштириш керак. Бунда тўсин учидан анкерлар жойлашадиган зонада бетонни беркитиб турадиган туташ пўлат листлар қўйиш кўзда тутилиши зарур. Листларнинг чекка участкаларини бетонга анкерлаш керак.

Тўсин чеккасидаги ушбу листларнинг қалинлигини зўриқтириладиган арматура элементларини тортиш кучига боғлиқ ҳолда ҳисоблаш билан белгиланиши ва қуйидагилардан кам бўлмаслиги керак:

тортиш кучи 590 кН (60) тк бўлганида – 10 мм;

тортиш кучи 180 кН (120) тк бўлганида – 20 мм;

тортиш кучи 2750 кН (280) тк бўлганида – 40 мм.

Кўрсатилган миқдорлардан фарқ қиладиган кучлар билан тортилганда, листлар қалинлигини яқин бўлган катта қийматдаги кучга тўғри келадиган қалинликда қабул қилиниши керак.

**\*3.132** Арматурани бетонга тираб тортадиган элементларда ташқи арматурани бетонлайдиган зонани диаметри 10 мм дан, катаклари 10x10 см дан катта бўлмаган, сирти нотекис профилдаги стерженлардан қилинган кўндаланг тўрлар билан арматуралаш керак. Асосий конструкция бетони ва яхлитлаш бетонларини ўзаро бирикши учун чоралар кўриш зарур. Тўрлар орасидаги масофа 10 см дан кўп бўлмаслиги керак.

### Элементларни бўйлама арматуралаш

**\*3.133** Пайвандланган арматура каркасларида, арматура, стерженлари ҳар биттасида учтадан кўп бўлмаган гуруҳлар бўлиб жойлашади. Гуруҳлардаги стерженлар ўзаро, бир томонидан боғловчи пайвандлаш чоклари билан бирлашади. Стерженлар орасидаги боғловчи чокларнинг узунлиги 4 диаметр қийматидан кам, қалинлиги эса 4 мм дан кўп бўлмаслиги керак. Стерженлар гуруҳи орасига диаметри 25 мм дан кам бўлмаган, бўйлама йўналишда қўйиладиган металл пона ёрдамида очиклик ҳосил қилинади. Ушбу поналар қайрилишдан олдинда ва 2,5 м дан катта бўлмаган масофада бир-бирига нисбатан устма-уст бўлмайдиган этиб ўрнатилади. Улар ишчи арматурага бир томондан, қалинлиги 4 мм дан кўп ва узунлиги ишчи арматуранинг 2 диаметридан кам бўлмаган боғловчи чоклар билан пайвандланади.

Гуруҳдаги стерженлар орасидаги боғловчи пайвандлаш чоклари, поналарга ва қўшни боғловчи чокларга нисбатан, қўшни чоклар умумий бўйлама стерженларга қўйилганида улар орасидаги соф масофа 40 см дан кам бўлмаган ҳолда, боғловчи чоклар каркасининг ҳар хил бўйлама стерженларига қўйилганида, 10 см масофада ҳар хил жойларга жойлаштирилиши керак. Бундан ташқари стерженлар гуруҳининг ҳоҳлаган жойдаги кесими тўғри келадиган этиб жойланиши керак.

Тегишли даражада асосланганда, деворчалардаги пайвандланган тўрларнинг тик стерженларини арматурага ва гуруҳ стерженлари орасидаги параллел жойлашган поналарга контактли нуқтада пайвандлаш рухсат этилади. Хомутларни асосий арматурага дўғасимон электрпайванд билан пайвандлаш рухсат этилмайди.

Каркасларнинг асосий ишчи арматураси учун ГОСТ 380-05 арматуранини қўллаш тавсия этилади. Ишчи арматурага маҳкамловчи чоклар тўғрисидаги кўрсатмалар 3.160 б. да келтирилган.



**3.134** Узлукли тўсинларда ва плиталарда ишчи арматура оралиғининг ўртадаги кесими учун белгиланган миқдорининг камида учдан бир қисмини таянчгача етказиш керак. Бунда, тўсинларда камида иккита, плиталарда эса, унинг 1 м эндида, камида учта стержен таянчгача ётқизилиши керак. Плитанинг тақсимловчи арматурасини 25 см дан ошмаган қадамда ўрнатиш керак.

Аралаш арматуралашда зўриктирилмайдиган арматуранинг стерженларини жуфтлаб ўрнатиш рухсат этилади, бу ерда ушбу арматуранинг химоя қилувчи қатлами қалинлиги 3.119 б. га, стерженлари ва ўрамлари орасидаги масофалар 3.122 ва 3.123 б. ларга лойиқ бўлиши керак.

**3.135** Узлуксиз тўсинларда ва кўп оралиқли рамали конструкцияларнинг ригелларида устки ва пастки ишчи арматураларнинг бир қисми бутун узунасига давом этиб кетган ёки арматура узилган жойини беркитиб уланган бўлиши зарур.

Узунасига тутшиб кетган арматура элементларининг сони қуйидагиларни ташкил этиши керак:

а) зўриктирилмайдиган арматурали конструкцияларда - камида 20% пастки ва 15% устки ишчи арматуралар сонини;

б) зўриктириладиган арматурали конструкцияларда - камида 10% пастки ва 5% устки ишчи арматуралар сонини, аммо камида иккита устки, иккита пастки арматура элементларини.

**\*3.136** Плита ишчи арматурасининг қадами (ўқлари орасидаги масофа) оралиқ ўртасида ва унинг таянчларининг устида қуйидагидан ошмаслиги керак:

а) темир йўл кўприklarининг балласт тоғорасининг плиталарида – 15 см; автомобил йўллари кўприklarининг қатнов қисми плиталарида—20 см.

б) алоҳида бўйлама стерженлар ёки гуруҳлар ўқи орасидаги максимал масофа қуйидаги қийматлардан ошмаслиги зарур:

15 см, агар қалинлиги 15 см ли плитани арматуралашда;

17,5 см, агар қалинлиги 50 см ли темирбетон элементни арматуралашда;

25 см, агар қалинлиги 100 см ли темирбетон элементни арматуралашда;

30 см, агар қалинлиги 150 см ва ундан катта темирбетон элементни арматуралашда.

Элемент баландлиги оралиқ ўлчамларида – экстраполяциялаш орқали олинади.

### Элементларни кўндаланг арматуралаш

**3.137** Зўриктирилмайдиган тўсинларнинг деворларини кўндаланг кучларни қабул этишга арматуралашни, қайрилган ва тик қўйилган стерженлар (хомутлар) ёрдамида амалга ошириш керак ва хомутларни эса деворнинг бўйлама арматуралари билан каркасларга ва тўрларга бирлаштириш керак.

**3.138** Зўриктирилмайдиган тўсинлардаги ҳисоблаш билан қўйиладиган қайрилган стерженларни эгиладиган элемент бўйлама ўқиға нисбатан симметрик жойлаштириш керак. Стерженлар, қоидаға кўра, элемент бўйлама ўқиға нисбатан 45°ға яқин (60°дан кўп ва 30°дан кам бўлмаган) бурчак остида бўлиши керак. Бунда, тўсиннинг ҳисоб бўйича қайрилган стержен ўрнатилиши талаб этиладиган қисмида, унинг бўйлама ўқиға перпендикуляр

ўтказилган ҳоҳлаган кесим камида битта қайирилган арматура стерженини кесиб ўтиши керак.

**\*3.139** Тўсин ҳисобига кўра талаб этилган қўшимча қўйиладиган қия стерженлар асосий бўйлама ишчи арматурага маҳкамланган бўлиши зарур. Арматура стерженлари А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) ва А400 (А-III) синфлардаги пўлатлардан тайёрланганида, қўшимча қия стерженларни маҳкамлашни пайвандлаш чоки ёрдамида бажариш мумкин.

**3.140** Тўсинларда арматуранинг қия стерженларини радиуси арматуранинг 10 диаметридан кам бўлмаган дўға бўйлаб қайириш керак. Бўйлама арматуранинг, тўсиннинг учи томонидаги (таянч ўқи орқасидаги) қайирилишини, унинг учта диаметридан кам бўлмаган радиусдаги дуга бўйича амалга ошириш рухсат этилади.

**3.141** Зўриқтирилмаган тўсинларнинг деворларидаги бўйлама арматураларни қуйидагича ўрнатиш керак:

тўсиннинг чўзилган қиррасидан ўлчаганда, девор баландлигининг учдан бир қисми чегарасида қўлланиладиган арматуранинг 12 диаметридан катта бўлмаган қадамда ( $d = 8 - 12$  мм);

девор баландлигининг қолган қисмидаги чегарасида арматуранинг 20 диаметридан катта бўлмаган қадамда ( $d = 8 - 12$  мм).

**3.142** Йўналиши, тўсиннинг бўйлама ўқи йўналиши билан мос келмайдиган қисмлари бўлган зўриқтириладиган арматура элементларини, қоидага кўра, тўсиннинг бўйлама ўқига нисбатан симметрик жойлаштириш керак.

**\*3.143** Тўсинлардаги хомутлар ҳисоблашлар билан ўрнатилади. Бунда хомутлар орасидаги кесим ҳисоби ҳам инobatга олинади. Қалинлиги 50 см гача бўлган деворларда, узунлиги ораликнинг 1/4, таянч ўқидан ўлчагандаги масофадаги таянч атрофида хомутлар қадами 15 см дан катта бўлмаслиги керак.

Оралик узунлигининг 1/2 тенг бўлган тўсиннинг ўртадаги қисмида хомутлар қадами 20 см дан катта бўлмайдиган этиб қабул этилади. Девор қалинлиги 50 см дан катта бўлганида, ораликнинг ўрта қисмида хомутларнинг қадами 5 см га катталаштириш рухсат этилади. Битта синфдаги ва диаметрдаги арматурадан қилинган жуфтланган хомутлар қўлланилиши рухсат этилади.

**\*3.144** Узлукли плита оралик қурилмаларида хомутларни қуйидаги қийматлардан ошмайдиган қадамлар билан ўрнатиш керак:

15 см – узунлиги 1/4 бўлган таянч олди участкаларда;

25 см – узунлиги 1/2 бўлган, ораликнинг ўртасидаги қисмида.

Темир йўл кўприкларининг балласт тоғорасининг, автомобил йўллари кўприклари қатнов қисмининг қалинлиги 30 см ва ундан кўп бўлган туташ плиталарида сиқилган ҳисобий арматура йўқ бўлганида, хомутларни ўрнатмаслик рухсат этилади.

*Изоҳ. Автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларининг плита оралик қурилмаларида қалинлиги 40 см гача бўлган плиталарга бетондаги уринма кучланиш  $0,25 R_{b,sh}$  дан ошмаган ҳолда кўндаланг арматура қўймаслик рухсат этилади ( $R_{b,sh} - 3.6$  жадвалга биноан бетоннинг ажралишига ҳисобий қаршилиги).*

**3.145** Зўриқтирилмаган тўсинларнинг белбоғларидаги хомутлар унинг 50 см дан кўп бўлмаган энини қамраб олиши ва чеккадаги қаторларда горизонтал жойлашган бўйлама арматуранинг бештадан кўп бўлмаган чўзилган ва учтадан кўп бўлмаган сиқилган стерженларини бирлаштириши зарур.

**3.146** Тўсинлар белбоғларининг кенгайган жойлари сирти нотекис профилдаги арматура стерженларидан қилинган ёпиқ хомутлар билан арматураланган бўлиши керак; хомутлар шохи белбоғнинг барча ташқи контурини қамраб олиши зарур.

**3.147** Ёпиқ хомутларнинг ёки кўндаланг стерженларнинг зўриқтириладиган тўсинларнинг белбоғларини қисиб турадиган пайвандланган тўрлардаги энг катта қадамларини темир йўл кўприкларида 15 см дан ва автомобил йўллари кўприкларида 20 см дан кўп бўлмаган ҳолда қабул этиш керак. Қисиладиган белбоғлардаги хомутлар қадами тўсинлар деворларидаги хомутлар қадамларидан катта бўлмаслиги зарур.

**3.148** Буралишга ҳамда эгилиш, сиқилиш ёки чўзилиш билан биргаликда буралишга ҳисобланадиган элементлардаги хомутлар ёпиқ учлари қуйидаги миқдорда чиқазилган бўлиши зарур:

сирти силлиқ пўлат арматурадан қилинган хомутлар бўлганида – 30 диаметрга;

сирти нотекис профилдаги арматурадан қилинган хомутларда – 20 диаметрга.

**3.149** Зўриқтириладиган арматура элементлари таянч плиталари тагида (3.131 б. га қаранг) жойлашган зонасида маҳаллий кучланишга ҳисоблаш билан кўшимча кўндаланг (қисман) арматура ўрнатиш керак:

тўрларда – 10 см дан;

спиралларда – 6 см дан.

**3.150** Конструкциянинг сиқилган элементидаги бўйлама ишчи арматура ва хомутларни каркасларга бирлаштириш керак. Хомутлар қадамини бўйлама арматура стерженлар диаметри  $d$  га боғлиқ ҳолда қуйидагилардан кўп оширмаган ҳолда қабул қилиниши зарур:

$15d$  – пайвандланган каркасларда;

$12d$  – тўқилган каркасларда.

Барча ҳолларда ҳам хомутлар қадамини қуйидагидан кам этиб белгилаш керак:

кесимни бўйлама арматура билан 3% дан кам этиб жойлаштирганда – 40 см дан;

ўша ҳолда, 3% ва ундан кўп бўлганида – 30 см дан.

Кесимни бўйлама арматура билан анчагина тўлдирганда, алоҳида хомутлар ўрнига элемент кўндаланг кесими шаклини такрорловчи узлуксиз кўндаланг арматура ўрамини қабул қилиш тавсия этилади.

**3.151** Квадрат ёки тўғри бурчакли шаклдаги кўндаланг кесимли сиқилган элементлар хомутларининг конструкцияси қуйидагича бўлиши ёки бўйлама стерженларга хомутларнинг эгилган жойлари тўғри келиши, элемент кирраси

бўйлаб ўрнатилган хомутлар шохи тўрттадан кўп бўлмаган бўйлама стерженни ушлаб туриши ва 40 см дан катта бўлмаган узунликка эга бўлиши керак.

Юқорида келтирилган кўрсатмалар қирраларининг ўлчамлари 80 см дан катта бўлмаган таянчларга тегишлидир. Таянчлар қирралари катта ўлчамларда бўлганида, тескари томонда жойлашган таянчнинг ишчи бўйлама стерженларини таянчни кўндалангига кесиб ўтадиган хомутлар билан ўзаро бирлаштирмаслик, уларни бетон кесимининг ичкари йўналишидаги хомутнинг асосий бўйлама шохига перпендикуляр жойлашган, узунлиги 20 см дан кам бўлмаган ёнига анкерланувчи шохлари бўлган, ҳар биттасининг узунлиги 40 см гача II шаклдаги конструктив хомутлар занжирчалари билан алмаштириш рухсат этилади. Ярим айлана илмоқлар билан тугайдиган калта шохларнинг учлари, таянчнинг барча баландлигига ўрнаштириладиган тик монтаж стерженларга маҳкамланади. Хомутлар ўзаро букиладиган жойларида устмауст кесишади. Таянчни периметри бўйлаб қамровчи хомутлар занжирчалари баландлик бўйлаб ҳар бири 40 см дан жойлашади.

Хомутлар ва тик қўйилган монтажлаш стерженлари учун диаметри 10 мм дан кам бўлмаган арматурани қўллаш керак. Таянчларнинг сиқилган ишчи стерженларининг устиворлигини ошириш учун, хомутлар занжирчаларидан ташқари, таянчнинг кўндаланг қирраларидаги бўйлама тик стерженларни бирлаштирувчи монтажловчи боғламалар қўйиш назарда тутилиши керак.

Боғламалар, диаметри 16 мм дан кам бўлмаган учта стержендан бўлиши шарт ва улар планда ҳамда баландлиги бўйлаб оралари 1,6 м дан яқин бўлмаслиги керак.

Кесимда тўсиқ бўлувчи стерженлар борлиги туфайли бетонлашдаги юз берадиган қийинчиликларни бўлдирмаслик учун боғламаларни, босқичма-босқич, бевосита бетоннинг навбатдаги қатламини ётқизиш олдидан ўрнатиш ва маҳкамлаш рухсат этилади.

**3.152** Сиқилган элементларнинг юкламасини, учлари орқали бўйлама арматура стерженларининг чиқиб турадиган қисмисиз узатадиган чеккадаги қисмларида сони 4 тадан кам бўлмаган (қозикёёқларда бешта) пайвандланган кўндаланг тўрлар ўрнатилиши керак. Тўр билан арматураланадиган чеккадаги қисмларнинг узунлигини, бўйлама арматура стерженларининг 20 диаметридан кам бўлмаган этиб қабул қилиш, тўрлар орасидаги масофани эса 10 см дан оширмай белгилаш керак.

**\*3.153** Сиқилган элементларни зўриқтирилмайдиган арматуралар билан бир даражада арматуралашда (3.72 б.) қўлланиладиган пайвандланган кўндаланг тўрлар ва спираллар А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) (диаметри 14 мм дан катта бўлмаган) синфлардаги пўлат арматуралардан қилиниши зарур.

Қозик тепасига ўрнатиладиган кўндаланг тўр стерженлари ва спиралнинг толалари элементнинг ишчи бўйлама арматурасининг барчасини қамраб олиши шарт. Кўндаланг тўрлар кўзлари ўлчамини 5,5 см дан кам бўлмаган, элемент кесимининг кичик томонининг 1/4 қисмидан ёки 10 см дан кўп бўлмаган ҳолда қабул қилиш керак. Кўндаланг тўрларнинг элемент узунлиги бўйлаб қадамини камида 6 см ва элемент кесими кичик томонининг 1/3 қисмидан ёки 10 см дан

кичик этиб белгилаш керак. Сиқилган элементнинг кўндаланг кесимини ўлчамлари икки текислик симметриясида (фермалар тагидаги майдончалар ва тўсинлар ва устунлар тагидаги курсичалар) 80 см дан баланд бўлса, арматуралашни 3.89 и 3.90 б. лар томонидан асосга (сарров, фундамент, грунт) берилувчи кучлар, ҳамда 3.66 - 3.69 б. лар бўйича элементнинг 100 см дан катта баландлигида арматуралаш бажарилади. Спиралларнинг тўлдирма диаметри 20 см дам кам бўлмаслиги керак. Спирал толасининг буралиш қадамини камида 4 см ва кесим диаметрининг  $1/5$  қисмидан ёки 10 см дан кам этиб белгилаш зарур.

**3.154** Юмалоқ қувурларнинг ва цилиндрик қопламаларнинг бўғинларида, уларни қўшалок тўрлар билан арматуралаганда, ишчи арматура стерженлари радиал йўналишда бирлаштирувчи стержен-фиксаторлар билан боғланган ёки каркасларга бирлаштирилган бўлиши лозим.

### **Арматуранинг пайвандли бирикмалари**

**\*3.155** Арматуранинг пайвандли бирикмалари РСТ Уз 865-98 ва ГОСТ 10922-90 талабларига жавоб берадиган бўлиши керак. Лойиҳалашда, қўлланилган уламаларнинг жавобгарлик даражаси ва уларга тегишли пайвандли бирикма сифати назоратига талаблар даражаси кўрсатилган бўлиши зарур.

Кўтариш қобилияти биринчи гуруҳ чегаравий ҳолатига ҳисоблашда аниқланадиган пайвандли бирикмалар I даражалига, иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатига ҳисоблангандагилари эса II даражалига ётқизилади, қолган ҳоллардаги бирикмалар III даражали сифатли уламаларга ва албатта III даражали сифатли туташмаларга киритилади. Ҳар битта даражадаги жавобгарлик учун назорат ҳажми ҚМҚ 3.03.02-98 кўрсатмаларига биноан аниқланади.

**\*3.156** 3.12 жадвалда кўрсатилган синфлар ва маркалардаги иссиқ тайёрланган пўлат стержен арматуралар, қоидага кўра, контактли улаб пайвандлаш ёрдамида бириктирилиши шарт. Диаметри 10 мм ва ундан кичик бўлган стерженлар учун, бу турдаги пайвандлашни қўллаш, фақат завод шароитида, махсус жиҳозлар бор бўлганида рухсат этилади. Контактли пайвандлаш билан арматурани улаш, бириктириладиган стерженлар майдонлари нисбати 1,15 дан кўп бўлмаганида рухсат этилади. Чидамлиликка ҳисобланадиган арматура элементларида, қоидага кўра, пайвандлаш оқибатида уланадиган зонада юз берадиган кучланишлар жамлагичлари пайвандлаш олдидан ва ундан сўнг, тегишли бўйлама тозалашлар йўли билан бартараф этилиши зарур. Пайвандлаш уламаларининг бошқа турдаги самарали конструктив ечимлари, ушбу уламаларнинг чекланган чидамлилик чегараси, пайвандланадиган арматура стерженларининг чидамлиликка норматив чегарасидан кам бўлмайдиган шароитда рухсат этилади.

**3.157** Пайвандланган тўрларни, шу жумладан РСТ Уз 866-98 бўйича ҳам, ҳамда каркасларни, қоидага кўра, стерженлар кесишмасида контактли-нуқтали пайвандлашни қўллаб лойиҳалаш керак.

**\*3.158** A240 (A-I), A300 (A-II), Aс300 (Ac-II) ва A400 (A-III) синфлардаги пўлат арматуралардан тўрлар ва каркасларни тайёрлашда, 3.12 жадвал кўрсатмаларига биноан тўқима вариантда бажариш ўрнига, асосий арматура учун арматура стерженларидаги кучланишлар, белгиланган ҳисобий қаршилиқларнинг 50% дан ошмайдиган жойларида пайвандли брикмаларни қўллаш рухсат этилиши мумкин.

**3.159** Элементнинг битта ҳисобий кесимидаги (узунлиги уланадиган стерженларнинг 15 диаметрига тенг бўлган участка чегарасида) уланмалар сони, кесимнинг чўзилган зонасидаги ишчи арматуранинг умумий сонининг арматураси чидамлилиқка ҳисобланадиган элементларда 25%идан, чидамлилиқка ҳисобланмайдиган элементларда 40%идан ошмаслиги керак.

Йиғма элементларнинг монтажлаш уланмаларида (арматуранинг ҳисобий қаршилигини пасайтирмасдан), ҳамда конструкциянинг арматура 50% дан кам фойдаланиладиган қисмларида пайвандли уланмаларни сочилтирмасдан жойлаштириш рухсат этилади.

**3.160** A240 (A-I), A300 (A-II), Aс300 (Ac-II) ва A400 (A-III) синфлардаги пўлатдан қилинган иссиқ тайёрланган стержен арматуранинг уланмалари учун, конструкцияни монтаж қилишда зўриқтирилган пўлат арматуралар қўйиб, узунлиги стерженнинг 5 диаметридан кам бўлмаган ваннали пайвандлашни қўллаш, ҳамда бир-бирига нисбатан сурилган, жуфтлашган, бир томонлама ёки икки томонлама умумий узунлиги уланадиган стерженларнинг 10 диаметридан кам бўлмаган чоклар билан пайвандланган оттирмали уланмалар қўллаш рухсат этилади. Ваннали пайвандлашни стерженлар диаметри 20 мм дан кам бўлмаганида қўлланилади. Сиқилган стерженларнинг чидамлилиқка ҳисобланмайдиган уланмалари учун РСТ Уз 865-98 га биноан калта пўлат орттирмалар қўйиб ваннали пайвандлашни қўллаш рухсат этилади. Арматуранинг қия стерженларини маҳкамловчи бир томонлама пайвандлаш чокининг узунлиги, унинг қалинлиги  $0,25d$  дан ва 4 мм дан кам бўлмаганида, камида  $12d$  бўлиши зарур; икки томонлама чокнинг узунлигини ундан икки марта калта этиб олиш рухсат этилади.

**3.161** Арматуранинг монтажлашга чиқиб турадиган қисми, монтаж қилишда узайтирилган орттирмаларда ваннали-чокли пайвандлашни, бўйлама пайвандланган чокларни уланадиган стерженларга силлиқ чиқариб, сифатли бажариш учун, уланмаларда керакли шароитни таъминлаш зарур.

Автомобил йўллари ва шақар кўприқлари конструкцияларининг тўқилган арматура каркасларида, монтаж қилишда, ташиб боришда ва бетонлашда арматурани лойиҳадаги кўрсатилган ҳолатда маҳкамлаб туриш учун ишчи арматура стерженларининг конструктив арматура стерженлари билан кесишмаларида, қуйидаги шартларга риоя қилинганда, қўшимча пайвандли бирикма қилиш рухсат этилади: ишчи арматуранинг мустаҳкамлиги 50% дан кам фойдаланиладиган, ҳамда арматура фақат сиқилишга ишлайдиган жойларда пайвандлаш бажарилиши мумкин.

### Зўриқтирилмайдиган арматурани узунасига устма-уст қўйиб (пайвандламасдан) улашлар

**3.162** Номарказий сиқилган ва номарказий чўзилган элементларда, сирти нотекис профилдаги диаметри 36 мм гача бўлган ва силлиқ сиртли ярим айлана илмоқли пўлат арматура стерженларнинг учларини бир-бирига ўтказиб устма-уст қўйиб улаш рухсат этилади. Эгиладиган ва марказий чўзиладиган элементларда чўзилган арматура элементларни узунасига устма-уст қўйиб улаш рухсат этилмайди.

**3.163** Устма-уст қўйиб улашларда А300 (А-II) ва АС300 (Ас-II) синфлардаги пўлатдан қилинган арматура стерженлари учларининг бир-бирига устма-уст қўйиш узунлиги  $\square$ ни қуйидаги миқдорлардан кам қилмай қабул қилиш керак:

30  $d$  – бетон синфи В20 – В27,5 бўлганида;

25  $d$  – бетон синфи В30 ва юқори бўлганида,

бу ерда  $d$  – уланадиган стерженлар диаметри.

А400 (А-III) синфдаги пўлатдан қилинган арматура учун учларининг устма-уст қўйилган узунлиги  $l_s$ ни тегишли  $4d$  га кўпайтириш керак. А240 (А-I) синфдаги пўлатдан тайёрланган арматура учун ўша узунлик  $l_s$  ни (ярим айлана илмоқларнинг ички сиртли орасидаги) А400 (А-III) синфдаги пўлатдан қилинган арматура учун олинган миқдордек қабул қилинади. Кесимнинг сиқилган қисмида жойлашган улашлар учун,  $l_s$  узунликни юқорида белгиланган қийматлардан  $5\square$ га кам этиб олиш рухсат қилинади. Алоҳида пайвандланган ва тўкилган тўрларни уларнинг бўйлама стерженларининг 30 диаметридан ва 25 см дан кам бўлмаган узунликда устма-уст қўйиб улаш керак.

**3.164** Кесимнинг сиқилган қисмидаги ишчи арматура стерженлари уланадиган жой бўлганида, у стерженлардаги кучланиш ҳисобий қаршилиқнинг 75%идан кўп бўлганида, уланиш зонасига спирал арматура қўйиш талаб қилинади. Спирал арматура қўйиш талаб қилинмаганда (стерженлардаги кучланиш ҳисобий қаршилиқнинг 75% идан кам), ишчи чўзилган арматурани устма-уст қўйиб уланадиган жойидаги хомутлар орасидаги масофани 6 см дан оширмай, бураб-босиб киритиладиган устунларга эса 12 см этиб белгилаш керак.

Арматуранинг устма-уст этиб уланишини, қоидага кўра, сочилган ҳолатда жойлаштириш керак. Бу ерда талабга кўра устма-уст қўйиладиган узунлик бўйича уланадиган ишчи стерженларнинг кесим майдони сирти нотекис профилдаги стержен бўлганида, чўзилган арматура кесимининг умумий майдонининг 50% дан, силлиқ стерженлар бўлганида 25% дан ошмаслиги зарур. Сочилмасдан улаш монтаж уланишларида ҳамда конструкциянинг арматураси 50% дан кам миқдорда фойдаланиладиган қисмларида рухсат этилади.

### Йиғма конструкция элементларининг уланишлари

**3.165** Йиғма конструкцияларда, қоидага кўра, қуйидагича уланишлар қўлланилиши керак:

бетонланадиган, кенг (қисилмайдиган), бириктириладиган элементлар учлари орасидаги масофа 10 см ва ундан кўп, ишчи арматураларнинг элементлардан чиқиб турадиган қисмлари ёки пўлатдан қуйилган қисмлари мавжуд;

бетонланадиган, тор (қисиладиган) эни 3 см дан кичик, элементлардан арматуралар чиқиб турадиган қисми йўқ, уланадиган жойдаги ёриқ цемент ёки полимер-цемент қоришма билан тўлдириладиган;

елимланган зич (қисиладиган) эбоксид смола ёки бошқа кўпга чидайдиган (тажрибада текширилган) полимер қўшимчалари асосидаги, қалинлиги 0,3 см дан катта бўлмаган елим қатламчаси билан.

Автомобил йўллари кўприklarининг олдиндан зўриктирилган оралиқ қурилмаларида асосланган ҳолларда, бетонланадиган, кенг арматуранинг чиқиб турган қисмлари йўқ, чоклари 10 см гача, аммо бирлаштириладиган бўлақлар ҳар биттасининг қалинликлари ярмисидан кўп бўлмаган, сиқиладиган улашни қўллаш рухсат этилади. Оралиқ қурилмаларда қуруқ улашларни (блоклар орасидаги чокларни елим билан, цемент ёки полимер қоришма билан тўлдирмасдан) ишлатиш рухсат этилмайди.

**3.166** Узунасига бўлақлардан ташкил топадиган оралиқ қурилма блокларининг учлари, арматуранинг чиқиб турадиган қисмларисиз уланганда диаметри 6 мм дан кам бўлмаган стерженлардан қилинадиган кўндаланг тўрлар билан қўшимча арматураланиши керак. Тишли ёки поғанали уланишлар бўлганида, тишнинг ва поғананинг ишчи арматурасининг диаметри 10 мм дан кам бўлмаслиги керак.

**3.167** Узунасига (баландлигига) бўлақлардан йиғиладиган елимли зич уланишли конструкцияларда уланадиган блоклар юзаларининг аниқ тўғри келишини таъминлаш учун, қоидага кўра, фиксаторлар ўрнатиш керак.

**\*3.168** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklари, ҳамда аралаш ҳаракатли кўприklar тўсинларининг устки, ҳаракатланувчи темир йўл юкламаси тўғридан-тўғри таъсир кўрсатмайдиган плиталарда, сирти нотекис профилдаги, плитанинг барча қалинлигидек тўғри илмоғи бор, плитадан чиқиб турадиган арматура қисми мавжуд ва у арматуралар икки томонидан плиталардан стерженнинг 15 диаметридан кам бўлмаган ва 25 см дан кам бўлмаган узунликдаги бир-бирига устма-уст қўйилиб, бетонланиб уланадиган ҳамда кўрсатилган узунликдаги устма-уст қўйилган ярим айланали илмоқни қўллаб бетонланадиган чоклар ҳам рухсат этилади. Бундан ташқари, плита бетонидан, кўрсатилган узунликда чиқиб турадиган ярим айланали илмоқларни қўллаш рухсат этилади, аммо илмоқлар орасига узунлиги илмоқ диаметридан кам бўлмаган тўғри арматура қўйилиши керак. Ярим айлана илмоқ диаметрини арматуранинг 10 диаметридан кам бўлмаган этиб қабул қилиш керак.

Уланадиган жойдаги чок плиталар бетонининг синфидан кам бўлмаган синфдаги бетон билан бетонланиши (тўлдирилиши) шарт.



## Олдиндан зўриктирилган темирбетон элементларнинг конструкцияларини тузиш бўйича қўшимча кўрсатмалар

\* **3.169** Янги ва (оралиқ қурилмасини алмаштириш орқали) реконструкция қилинаётган кўприкларда зўриктирилган арматурани очиқ каналларда жойлаштириш тақиқланади.

Олдиндан зўриктирилган яхлит темир бетон оралиқ қурилмалар учун бир, тўрт, етти, ўн икки ва ўн тўққизталиқ боғламли диаметри 15.2 ва 15.7 мм бўлган К-7 арматуралардан фойдаланиш керак. Асосланган холларда катта сонли тўплам боғламалардан фойдаланиш мумкин. Бу холда арматуранинг ҳисобий қаршилигига 0.95 га тенг бўлган ишлаш коэффицентини киритиш керак.

Олдиндан зўриктириш элементлар системаси: чекка ва ички анкерлар, бириктирувчи қурилмалар, ўрнатма деталлар, зўриқишни анкердан бетонга ўтказувчи тугунлар, махаллий арматуралаш арматураларни, химояловчи қопламалар, каналйўғрувчилар ва б. ларни ишлатишни конструкцияларни ҳар томонлама кўриқдан ўтказиш техник шартлари ва сертификатли синашлар асосида қўллаш керак.

Олдиндан зўриктирилган яхлит темир бетон оралиқ қурилмалар (бетонга тарангланган) фақат бўйлама қирқимдаги бетонли қисм чегарасида жойлашган ёпиқ каналларда жойлаштирилади, каналларни арматуралари тортилгандан сўнг арматурани коррозиядан сақлашни таъминлайдиган ва уни асосий конструкция билан тиркаладиган цемент-сувли қоришма билан беркитилади.

Каналйўғричлар ўлчамларини 3.28 жадвалда кўрсатилган қийматлар асосида қабул қилиш керак. Чиқариб бўлмайдиган каналйўғричларда канал барпо қилишда рухланмаган юмшоқ пўлат енгчалар ва нотекис қувурлачардан фойдаланиш таклиф этилади. Бунда канални тўлғизувчи материал музлашдаги хажм ортишини йўқотиши керак, химоя қатлами кенглиги эса 1 см бўлиши керак, катталари 3.26 жадвалада кўрсатилган.

Силлиқ пўлат қувурдан чиқариб бўлмайдиган каналйўғричлар конструкция узунлиги бўйлаб йиғма блоклар бирикишидаги қисқа участкаларда ва кам радиусли эгилмайдиган жойларда ёки эгилишнинг катта бурчакларида ҳамда зўриктириладиган арматура анкерларида қўллаш мумкин. Чиқариб бўлмайдиган каналйўғричга ўтиш қисмини полимер материаллардан тайёрлашга рухсат этилади.

3.28 Жадвал

| ГОСТ 13840 - 68* бўйича боғламдаги канатлар сони | Боғламдаги максимал назоат кучланиш, кН | Эгилишга бўлган минимал радиус <sup>1,3,4</sup> , м | Анкердан эгилиш бошигача бўлган минимал масофа <sup>1</sup> , м | Каналйўғричнинг ички диаметри <sup>2</sup> , мм |
|--|---|---|---|---|
| 1  | 151                                     | 2,5   | 0,80  | 25-30   |
| 4  | 603                                     | 2,5   | 0,80  | 50-60   |
| 7  | 1 055                                   | 3,0   | 0,80  | 60-70   |
| 12   | 1 808                                   | 4,0   | 1,00  | 80-90   |
| 19   | 2 863                                   | 5,5   | 1,20  | 95-110  |

<sup>1</sup> қолган назорат кучларида интерполяция усулида олиш керак.

<sup>2</sup> қолга боғлам юзаларида интерполяция усулида қабул қилиш керак.

<sup>3</sup> бир эгри чегарасида эгилиш бурчакларининг  $90^\circ$  дан кўпида 3 баробар ошириш керак,  $180^\circ$  дан кўп бўлганда 6 баробар ошириш керак, ораликдаги қийматларни интерполяция усулида топилади.

<sup>4</sup> металл қувурлар ёки бошқа эгилувчан пўлатдан қилинган каналйўрғичларда 2 баробар камайтириш мумкин (<sup>3</sup> ни ҳисобга олган ҳолда).

**\*3.170** Очиқ каналлардаги қуйма бетоннинг олдиндан зўриқтириладиган элемент бетони билан жипслашишини таъминлаш мақсадида қуйидагиларни кўзда тутиш тавсия этилади:

Олдиндан зўриқтириладиган элементларда бетон танасидан қадами 10 см дан кўп бўлмаган арматурали стержен ёки хомутлар чеккаларини чиқариш;

қуйма бетонга ва зўриқтириладиган арматурага бирлашадиган бетоннинг тозаланган сирти цемент коллоидли ёки полимер цементли елим билан қопланиши;

сув-цемент нисбати 0,4 дан катта бўлмаган бетонни қуйиш учун ишлатилиши;

қуйма бетоннинг ташқи сирти ўтиришга қарши буғтўсувчи таркиб билан қопланиши.

### Кўйиладиган буюмлар

**\*3.171** Алоҳида листлардан ёки фасон профиллардан, уларга тик ва устма-уст қилиб, А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) ва А400 (А-III) синфлардаги диаметри 25 мм дан катта бўлмаган пўлат анкер арматура стерженлари пайвандланиб қўйилган буюмлар ГОСТ 19292–85 талабларига биноан лойиҳаланиши зарур. Пайвандланган бирикмалар РСТ Уз 865-98 ва ГОСТ 10922–90 талабларига мувофиқ бажарилиши керак.

**\*3.172** Кўйиладиган буюмлар бетонни кесмайдиган бўлиши керак. Бетонга киритилиб маҳкамладиган анкерладиган чўзилган стерженларнинг узунлигини, анкерладиган стерженга перпендикуляр йўналишдаги бетоннинг кучланиш ҳолатига боғлиқ ҳолда қабул этиш керак. Доимий таъсир этадиган юктамалардан (юкламага кўра ишончлилиқ коэффициентини бирга тенг бўлганида) анкер стерженлар зонасида максимал қиймати қуйидаги шартга жавоб берадиган сиқувчи кучланиш  $\sigma_{bc}$  мавжуд бўлганида

$$0,75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0,25, \quad (3.108)$$

стерженларни бетонга маҳкамлаб киритиш чуқурлиги қуйидагилардан кам бўлмаслиги керак:

сирти нотекис профилдаги арматурадан қилинган стерженлар бўлганида— $12d$  дан ( $d$ —стержен диаметри); силлик арматурадан қилинган стерженлар бўлганида —  $20d$  дан ва 25 см дан.

Бетондаги кучланиш  $\sigma_{bc}$  арматурани маҳкамлаш зонасида юқорида келтирилган шартга жавоб бермаганида ёки кучланиш таърифи

аниқланмаганда, чўзилган арматуранинг бетонга киритилиш узунлиги куйидагилардан кам бўлмайдиган этиб қабул қилиниши керак:

A300 (A-II) ва Aс300 (Ac-II) синфлардаги пўлат арматура бўлганида –  $25d$  дан; A400 (A-III) синфдаги пўлат арматурада –  $30d$  дан.

Чўзилган анкер стерженларнинг киритилиш узунлиги, стерженлар учига текис металл элементларни пайвандлаш ёки стерженлар учига иссиқ услубда катталаштирилган каллак яратиш билан камайтирилиши мумкин. Бу ердаги каллак диаметри куйидагилардан кам бўлмаслиги керак:

A300 (A-II) ва Aс300 (Ac-II) синфдаги пўлат арматурада –  $2d$  дан;

A400 (A-III) синфдаги пўлат арматурада –  $3d$  дан.

Ушбу ҳолларда анкерланадиган стерженнинг киритилиш чуқурлиги бетонни эзилишга ва суғуриб олишга ҳисоблаш билан аниқланади ва  $10d$  дан кам бўлмаслиги керак.

**\*3.173** Кўйиладиган буюмнинг текис пўлат элементининг қалинлиги  $\delta$  нинг ушбу буюм анкер стержени диаметри  $d$  нисбати ( $\frac{\delta}{d}$ ) ни куйидагиларга тенг деб қабул қилиш керак:

а) таврга флюс остида автоматик равишда пайвандланганда, куйидагилардан кам қилмасдан:

$0,55 \div 0,65$  – A300 (A-II) синфдаги арматура учун;  $0,65 \square 0,75$  – A400 (A-III) синфдаги арматура учун;

б) таврга флюс тагида қўлда пайвандланганда, барча синфлардаги арматуралар учун –  $0,75$  дан кам бўлмайдиган этиб;

в) раззенковаланган туйнукка қўлда пайвандланганда куйидагилардан кам эмас:

$0,65$  – A300 (A-II) синфдаги арматуралар учун;  $0,75$  – A400 (A-III) синфдаги арматуралар учун;

г) фланг чокларда устма-уст кўйиб дуга билан пайвандлаганда, барча синфдаги арматуралар учун –  $0,3$  дан кам эмас.

### Таянчлар конструкциясини тузиш

**3.174** Темир йўл кўприклари таянчларининг, сувнинг (грунт таркибидаги ёки табиий ҳолатдаги) яхлаши мумкин бўлган зонасидаги турган қисми туташ кесимли бўлиши керак. Автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларида кўрсатилган жойларда, қовуқлар деворчасида яхлаётган сувнинг кучи ва қовуқнинг ички бўшлигидаги сиртида музнинг таъсирларидан ёриқлар пайдо бўлишига қарши чоралар (масалан, дренаж тешиклар) кўрилган шароитда ичкараси бўш қовуқ-қозикоёқ туридаги темирбетон элементларни қўллаш рухсат этилади.

**3.175** Муз оқадиган сатҳдаги чегарада таянч танасига муз оқими таъсири йўналишини инобатга олувчи шакл бериш керак. Таянч қирраларининг бирлашадиган жойларини, радиуси  $0,75$  м бўлган цилиндрик сиртлар бўйича бажариш керак. Тегишли асослар бўлганида, ушбу радиус  $0,3$  м гача камайтирилиши мумкин.

**\*3.176** Энг совуқ ойдаги ташқи ҳавонинг ўртача ҳарорати минус 20°C ва юқори бўлганида, кўприкнинг ораликдаги темирбетондан қилинган ҳамда киритилгандаги таянчлари сиртини махсус ҳимоясиз бетоннинг ўзидан қилиш мумкин. Кўприкларнинг дарёнинг ўзанидаги таянчларини, дарё уймалари серҳаракат кўчадиган ҳоллардаги (қум ва бошқа ҳар хил аралашмалар сувнинг 1 м<sup>3</sup> да 1 кгк дан кўп ва сувнинг оқим тезлиги 2,5 м/с дан катта бўлганида) қовуқли-қозикоёқлардан ёки тиргак қозикоёқлардан қилинган устунли таянчлар, сув билан қўшилиб оқадиган ҳар хил аралашмалар таъсирига қарши бетоннинг ишқаланиб едирилишга бардошлилиги таъминланганида махсус ҳимоясиз қўлланилиши мумкин. Энг совуқ бўлган ойдаги ташқи ҳавонинг ўртача ойлик ҳарорати минус 20°C дан паст бўлган ҳудудларда жойлашган кўприкларнинг темирбетон ва бетондан қилинган оралик таянчлар сиртлари ҳамда қоидага кўра, ташқи ҳавонинг ўртача суткалик ҳарорати совуқ бўлганида, музлари бузиладиган дарёлардаги таянчлар муз оқимининг сатҳи ўзгарадиган зонасида қопланган бўлиши зарур. Ушбу қопловчи блокларнинг қалинлиги ва баландлиги 40 см дан кам бўлмаслиги керак. Блокларни ташиш шароитлари тақозо қилганида ва муз таъсиридан ажралиб кетишга қарши анкерлаш керак бўлган ҳолларда, арматураланган қоплагич блоклар ишлатилиши керак бўлади. Қоришма билан тўлдирилган вертикал чокларнинг эни  $2,5 \pm 0,5$  см, горизонталларники эса  $-1 \pm 0,5$  см миқдорида бўлиши зарур.

**3.177** Техник-иқтисодий томондан асосланганда, таянчлар учун етарли сифатдаги қоплагич бетон блоклар йўқ бўлганида сиқилишга мустаҳкамлиги 59 МПа (600 кгк/см<sup>2</sup>), қалин музлар оққанида эса 98 МПа (1000 кгк/см<sup>2</sup>) дан кам бўлмаган совуққа чидамли табиий тошдан қилинган қопламанинг конструкцияси, уни индустриал услубда тайёрлаш имконини бериши зарур.

**3.178** Таянчлар йиғма темирбетон устунлари ва элементларини сарров билан (ўтирма) билан бирлаштиришни, тешиклар ёки махсус мўлжаллаб қолдирилган жойлардаги чиқиб турадиган арматура қисмлари билан биргаликда бетонлаш орқали амалга ошириш рухсат этилади. Бундай ҳолларда стакан типидagi башмакларнинг деворчалари кўндаланг ва бўйлама кучлар таъсирига ҳисоблаб арматураланган бўлиши зарур. Ҳов ёки тешикка киритиладиган арматура учларининг узунлиги стерженнинг 20 диаметри миқдоридан кам бўлмаслиги, устун ёки қозикоёқнинг бетони эса ростверк ёки ригел тешиклари ичига 5 см дан ортиқ кирмасликлари керак.

**\*3.179** Катта ўлчамли таянчларни лойиҳалаганда қалинлиги 0,4 м дан кам бўлмаган темирбетондан қилинган каллак ўрнатиш кўзда тутилиши керак.

Элементларнинг (ригел, ўтирма ва ҳоказо), уларга оралик қурилмалардан босим тушадиган қисмлари маҳаллий сиқилиш (эзилиш) (3.153 б.) ҳисоби талабига биноан қўшимча равишда арматураланган бўлиши зарур. Ушбу қисмларда ҳамда оралик қурилмаларнинг қуйма бетон билан уланган жойлари тагида ва таянчлар каллакларида тушадиган сувлар йиғилиши мумкин бўладиган жойлар бўлмаслиги керак. Таянчларда кўндаланг чоклар жойлашадиган ерларида, бетоннинг устки қатламида сувнинг оқиб кетишини таъминлайдиган нишаблик (1:10 дан кам бўлмаган) берилиши керак. Тянч

каллаклари ва сарровларининг устки қисми қиялиги бир вақтда уларни бетонлаш билан олиб борилиши керак.

**\*3.180** Катта ўлчамли таянчларнинг устки юзасида нишаблик бўлганида, темир йўл кўприклари учун барча ҳолларда, оралик қурилмаларнинг таянчларидан тушадиган юкломани темирбетондан қилинган ферма таги майдончаларига берилиши керак. Ушбу майдончалар баландлиги уларнинг устки қиррасининг таянч устидан 15 см дан кам бўлмаган масофада юқорида бўлишлигини таъминлаш зарур. Таянчларнинг пастки плитасидан ферма таги майдончаларнинг ён қирраларигача ёки темирбетон элементларнинг (ригел, ўтирма ва хоказо) ён қирраларигача бўлган масофа 15 см дан кам бўлмаслиги керак. Ферма таги майдончасининг қиррасидан каллак қиррасигача бўлган масофани, оралик қурилма чеккасини кўтариш учун домкрат ўрнатиш имконини ҳисобга олган ҳолда белгилаш керак ва у қуйидагидан кам бўлмаслиги лозим:

а) кўприк бўйлаб:

оралик 15 дан 30 м гача бўлганида – 15 см дан;

оралик 30 дан 100 м гача бўлса – 25 см дан;

оралик 100 дан катта бўлганида – 35 см дан;

б) кўприк энига:

каллак айлана шаклида бўлганида, ферма ферма таги майдонча бурчагидан каллакнинг энг яқин қиррасигача бўлган масофа “а” бандда кўрсатилганлардан кам бўлмасликлари керак;

каллак тўғри бурчакли бўлганида, қуйидагидан кам бўлмаслиги зарур:

плитали оралик қурилмалар учун – 20 см дан;

плитадан ташқари барча оралик қурилмалар учун, қуйидаги турлардаги таянчлар бўлганида:

резинапўлатли – 20 см дан;

текис ва тангенциаль – 30 см дан;

катокли ва секторли – 50 см дан.

**3.181** Таянчларда темирбетон конструкцияларни, куруқ (сувсиз) ерларда жойлашган кўприklar учун, йўл ўтказгичлар, жаркўприк (виадук) ва эстакадалар учун, сув оқадиган жойларда – стержен арматура билан арматураланганда ва сиртларини мумкин бўлган шикастланишлардан ҳимояланган ҳолларда қўлланиш рухсат этилади. Сув оқадиган жойлардаги таянчларда зўриктириладиган сим арматурани қўллаш рухсат этилмайди. Сув оқиб ўтадиган жойлардаги таянчларнинг темирбетон элементлари, музнинг ва ҳаракатланувчи дарё таги чўкиндиларининг сирпалишидан, кемалар ва солларнинг ёпирилишидан бузилишдан, ёғочлар оқтирилганда, уларнинг кўприк таги тиқилиб қолишидаги механик бузилишлардан ҳимояланган бўлиши керак. Ҳимояловчи тадбирлар сифатида ишқаланиб едирилишга юқори даражада чидамли бетон қўллаш, темирбетон элементларнинг бетоннинг ҳимояловчи қатлами қалинлигини 5-7 см гача ошириш тавсия этилади, айрим оғир ҳолатларда (қалин музлар ва қотган қор бўлаклари оққанда) эса темирбетон элементларни қоплашга пўлат листлар қўллаш рухсат этилади.

Ҳимоя қилиш зарурлиги ёки уларнинг услуги, сув оқадиган жойнинг муайян шароитга боғлиқ ҳолда, ҳар битта алоҳида ҳолат учун лойиҳаловчи ташкилот томонидан ҳал қилинади.

### Конструкцияни намликдан ҳимоялаш

**3.182** Темир йўл кўприкларнинг оралиқ қурилмаларининг ва қирғоқ таянчларининг балласт тоғораларининг барча ички сиртлари, автомобил йўллари кўприкларида оралиқ қурилманинг барча эни (пиёдалар йўлагини ҳам ҳисоблаганда), йўлдан кўприкка ўтадиган жой плитаси ҳамда қирғоқ таянчларнинг, сув ўтказувчи қувурларнинг (лотоклар) грунт билан кўмиладиган сиртлари, бетоннинг ҳимоя сиртларига сувнинг ўтишига тўсиқ бўладиган ажратгич билан ҳимоя қилинган бўлиши зарур.

**3.183** Намликни тўсиб ажратгич ёки намтўсгич барча ажратиладиган сирт бўйлаб сув шимиб кирмайдиган; сувга, биологик таъсирларга, иссиқликка, совуқликка ва кимёвий таъсирларга чидамли; лойиҳалаш меъёрларида рухсат этилган бетоннинг ажратилган сиртидаги мумкин бўладиган очилиш оқибатида ҳосил бўладиган ёриқлардан шикастланмайдиган ва туташ; доимий ва вақтинчалик юкламаларнинг узоқ муддатли таъсирга ва бетоннинг деформациясига, қувурлар учун эса – тупроқ кўтарма босими ва сувнинг гидростатик босими мавжуд бўлганида мустаҳкам; арқон солиб кўтарадиган тешиклари бор жойлари ва балласт тоғоралар чекка тузилмалар билан уланадиган жойлар, шунингдек тўсувчи ва сувларни оқизиб юборувчи ускуналарнинг маҳкамланган жойлари, деформация чокларнинг, пиёдалар блокларининг карнизларнинг, қўл тутгич панжаралар, чироқлар устунлари конструкциялари намлик йиғилмайдиган ва у шимиб ивитмайдиган этиб ёпилган бўлишлари керак.

**\*3.184** Намтўсгичнинг конструкциясини ва уни жойлашга қўлланиладиган материалларни, иншоот қуриладиган райондаги ташқи ҳаво ҳароратининг қийматидан ўртача қийматигача бўлган ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) бўйича намликдан ҳимоянинг, фойдаланиш давридаги ишончилигини таъминлаш талабидан келиб чиқиб қабул этиш керак. Балласт тоғораларнинг ва кўприклар оралиқ қурилмалар ўтиш қисмининг, қирғоқ таянчлар, сув ўтказувчи қувурларнинг нам тўсгичларини белгилаётганда қурилиш бажарилаётган райондаги иқлим шароитининг бошқа хусусиятлари ҳам эътиборга олинган бўлиши шарт.

**\*3.185** Текисловчи ва ҳимояловчи қатламларни майда тўлдиргичли бетондан қилмоқ керак. Кўприклар учун бетоннинг сиқилишга мустаҳкамликка синфини В25 дан, қувурлар учун эса В20 дан кам бўлмаган этиб қабул қилиш керак. Агар йўл қатнов қисмининг тўшамасида ҳимояловчи бетонли қатламни қуриш кўзда тутилса, у ҳолда уни арматуралаш зарур. Ўтиш қисмидаги ҳимояловчи қатламни арматуралаш учун тўқилган тўр ишлатиш рухсат этилмайди.

**\*3.186** Кўприкларнинг оралик қурилмаларининг, қирғоқ таянчларининг ва сув ўтказувчи қувурларнинг намтўсгичлари, 3.183 ва 3.184 б. лар талабларига жавоб берадиган бошқа турларини қўллаш белгиланган тартибда рухсат этилади.

#### **\*4. ПЎЛАТ ҚОҶСТРУКЦИЯЛАР УМУМИЙ ҲОЛЛАР**

**\*4.1** Энг совуқ беш кунлик ташқи ҳаво ўртача ҳароратининг манфий 40°C гача (ДҚН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*)) бўйича таъминланганлик 0,98) бўлган ҳудудлардаги оралик қурилмалар, таянчлар ва қувурларнинг бажарилиш турини одатдагича деб белгилаш керак.

**\*4.2** Кўприкларнинг пўлат конструкцияларини лойиҳалашда қуйидагиларга амал қилиш керак:

оралиқ қурилмалар ва таянчларнинг иқтисодий-техник жиҳатдан оптимал шакллари, тизимлари ва конструкцияларини, элементлар, пўлат тамғаси ва прокат профиллари (кесимлари) нинг рационал ва самарали кесимларини танлаш;

заводларда ва қурилиш-монтаж майдонларида таёйрланувчи конструкцияларни технологик нуқтаи назардан аҳамиятлилигини таъминлаш;

йиғишда минимал чиқитлар ва минимал номенклатурага эга бўлган деталлар, тугунлар, боғланишлар, прокат профилларининг унификацияланишини ҳисоба олиш;

заводларда ва қурилиш-монтаж майдонларида минимал меҳнат сарфини ҳисобга олган ҳолда максимал йиғиш имконини таъминловчи мужассамланган конструкцияларни ишлатилиши;

конструкцияларни монтаж қилишда доимий ва меҳнатни кам сарф қилувчи йиғиш усулларидан келиб чиққан ҳолда жўнатиловчи жиҳозларни чизикли ўлчамлари ва геометрик шакллари учун жоизликни ишлатиш;

заводга ва монтаж қилишга хос бўлган ўта иқтисодли ва кам меҳнат сарф қилувчи ишончли бирикмаларни – пайвандланган, фрикционли, болтли, шарнирли ва комбинация қилинган (фрикцион – болтли ва болтли – пайвандли) ишлатилишини кўзда тутиш. конструкцияларнинг цилиндрик юқори мустаҳкамликка эга бўлган болтли боғланишлар элементлари бирикмаларини ва чок қоплағичлари контакт юзаларини, қоидага кўра, заводда фрикционли грунтлаш орқали қопланади;

конструкцияларни таъмирлаш, бўяш, тозалаш ва кўрикдан ўтқизишни таъминлаш;

элементларда, тугунларда ва боғланишларда сув йиғилиши ва бошқа чиқиндиларни кўпайиши мумкин бўлган зоналарни йўқотиш;

сув йиғилиши мумкин бўлган жойларда дренаж тешикчаларини, бутун ёпиқ профилларни, элементларни ва блокларни ички зоналарини шамоллатиш ва герметиклашни кўзда тутиш;

“Металл конструкциялар” (МК) ҳужжатида қуйидагиларни кўрсатиш: мавжуд норматив ҳужжатларга мос равишда пўлат тамғаларини ва уларга бўлган талабларни; монтажли пайванд ва заводдаги боғланишларни тури ва

ўлчамларини; оловланитирилган детални бутун қалинлигини ҳисобга олгандаги пайвандлиш чоклари участкалари; кўйиб юбориш хусусиятига эга бўлган бурчакли чокларни; коррозиядан ҳимоя қилиш усуллари. МК ҳужжати металлпрокат, метизлар, деформацион чоклар, таянч қисмлари, ҳимоялаш ва гидроизоляциялаш материаллари ҳақидаги барча маълумотларни ўз ичига олиши керак;

“Деталлаштирилган металл конструкциялар” (ДМК) ҳужжатини ишлаб чиқишда тайёрловчи- завод МК чизмаларининг лойиҳа-технологик талабларига риоя қилиши керак. МК чизмаларидан чекланишлар лойиҳалаш ташкилоти билан келишилган ҳолда бўлиши керак. ДМК ҳужжати таркибига, конструкциянинг деталлаштирилган чизмасидан ташқари, монтажли-тамғаланиш схемаси, заводдаги индивидуал тамғаланган боғланишларни умумий йиғилиш схемалари, тайёр элементларнинг листлари, метизлар қайдномалари ва заводдаги пайвандланган боғланишларни жойлашиш карталари кириши керак.

Пайвандланган боғланишларнинг ҳолатларини металлпрокатнинг рационал ва иқтисодий шартлари орқали очилишини, ушбу нормадаги талабларни бажарилишини ҳисобга олиб яратиш керак.

**\*4.3** Пўлат кўприклар конструкциялари элементлари (конструкция элементлари кесимларини мустаҳкамликка, устиворликка, чидамликка ва деформацияланишга ҳисоблаш шартларидан келиб чиқиб оптимал қилиш) прокатларнинг амалдаги навланишини ҳисобга олган ҳолда, ушбу норма талабларини қондирадиган минимал кесимларга эга бўлиши керак.

Конструкцияларни ҳисоблашда ўтақучланишликка йўл кўйилмайди. Панжара фермалар элементларининг тўплама кесимларини мустаҳкамлик ва устиворлик бўйича ҳисобланганда, уларнинг чала зўриқиши 5% дан ошмаслиги керак..

**\*4.4** Кўприк ва қувурларнинг одатдагидек бажарилган пўлат конструкцияларида қуйидагиларни қўллаш керак:

а) 4.1 жадвалга биноан олинган пўлат - прокат металлдан қилинган элементлар учун;

4.1 Жадвал

| Бажарили тури | Завод ва монтажли боғламаларни ишлатишда оралиқ қурилмалар, таянч ва фойдаланиш қурилмаларининг юк кўтарувчи пўлат пайвандли элементлари |                  |                  |   |
|---------------|--|------------------|------------------|---|
|               | Прокат қалинлиги, мм   | Пўлат маркаси    | Давлат стандарти |   |
| Номер         |  |                  | Қўшимча талаблар |   |
| 1             | 2  | 3                | 4                | 5   |
| Одий          | 8-50   | 15ХСНД-2         | ГОСТ 6713-91     | 3 изоҳ бўйича<br>1 <sup>1)</sup> жадвалга; 2.2.7, 2.2.9 б. б. |
|               | 8-40   | 10ХСНД-2         | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи   |
|               | 4-50   | 390-14Г2АФД-14   | ГОСТ 19281-89*   | 1.4 <sup>1)</sup> б. б. бўйича                                |
|               | 4-32   | 390-15Г2АФДпс-14 | ГОСТ 19281-89*   | Худди ўзи   |



## 4.1 Жадвалнинг якуни

| Бажарили тури | Завод ва монтажли боғламаларни ишлатишда оралиқ қурилмалар, таянч ва фойдаланиш қурилмаларининг юк кўтарувчи пўлат пайвандли элементлари |                           |                  |  |                  |
|---------------|--|---------------------------|------------------|--|------------------|
|               | Прокат қалинлиги, мм   | Пўлат маркаси             | Давлат стандарти |  | Прокат маркаси   |
|               |  |                           | Номер            | Қалинлиги, мм  |                  |
| 1             | 6  | 7                         | 8                | 9  | 10               |
| Оддий         | Ҳар қвндай   | 16Д                       | ГОСТ 6713-91     | -  | 20 гача          |
|               | Листли   | 15ХСНД                    | ГОСТ 6713-91     | 3 изоҳ бўйича<br>1 <sup>1)</sup> жадвалга;<br>2.2.7, 2.2.9 б. б.                       | 8-15             |
|               |  | 15ХСНД-2                  | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 16-50            |
|               |  | 10ХСНД                    | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 8-15             |
|               |  | 10ХСНД-2                  | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 16-40            |
|               |  | 390-14Г2АФД-14            | ГОСТ 19281-89*   | 1.4 <sup>1)</sup> б. б. бўйича   | 4-50             |
|               |  | 390-15Г2АФДпс-14          | ГОСТ 19281-89*   | Худди ўзи  | 4-32             |
|               | Фасонли  | 15ХСНД                    | ГОСТ 6713-91     | По примеч. 3 к<br>табл. 1 <sup>1)</sup> ;<br>п.п. 2.2.7, 2.2.9                         | 8-32             |
|               |  | 10ХСНД                    | ГОСТ 6713-91     | 1.4 <sup>1)</sup> б. б. бўйича   | 8-15             |
|               |  | 09Г2С-12                  | ГОСТ 19281-89*   | 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3,<br>2.2.6, 2.2.9,<br>2.2.11, 2.3 1.4 <sup>1)</sup> б.<br>б. бўйича | 8-25             |
|               |  | 09Г2СД-12                 | ГОСТ 19281-89*   | Текислик<br>(бутунлик)<br>синфи<br>1,2 ГОСТ 22727-<br>88 бўйича                        | 8-25             |
|               | Листли   | 15ХСНД-12                 | ГОСТ 19281-89*   | 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3,<br>2.2.6, 2.2.9,<br>2.2.11, 2.3 б. б.<br>бўйича                   | 32 гача          |
|               | Фасонли  | 15ХСНД-12                 | ГОСТ 19281-89*   | Текислик<br>(бутунлик)<br>синфи<br>1,2 ГОСТ 22727-<br>88 бўйича                        | 10 гача          |
|               | Листли   | 10ХСНД-12                 | ГОСТ 19281-89*   |  | 40 гача          |
|               | Фасонли  | 10ХСНД-12                 | ГОСТ 19281-89*   | Худди ўзи,<br>ҳамда 22.4 б. б.<br>ва 2.2.8 б. б.                                       | 15 гача          |
|               |  | 14ХГНДЦ-2 <sup>2,3)</sup> | ТУ 14-1-5355-98  | №№ 1, 2 га<br>ўзгартириш   | 8 дан 50<br>гача |

<sup>1)</sup> марок 14Г2АФД ва 15Г2АФДпс пўлат маркалари ГОСТ 19281-89\* бўйича фақат автойўл, шахар ва пиёда кўприалари учун ишлатиш рухсат этилади. Темир йўл кўприклари балласт тоғораси плитасининг юқори мустаҳкамлик болтларидан иборат монтажли бирикмаларининг оддий бажарилишида қалинлиги 12 мм дан кам бўлмаган занглашга чидамли икки қатламдан иборат бўлган асоси паст легирланган пўлат ва ГОСТ 10885-85\* бўйича яссиланган занглашга чидамли пўлатдан иборат бўлган листли прокатни ишлатишга рухсат этилади.

<sup>2)</sup> 16Д ва 14ХГНД пўлат маркаларидан иборат бўлган заводдаги ва монтажли боғланишларда ишлатиладиган листли прокатни пайвандли чокларда вертикал ҳолатда

ишлатишга рухсат этилмайди.

3) 14ХГНДЦ пўлат маркаларидан иборат бўлган монтажли боғланишларда ишлатиладиган листли прокатни пайвандли чокларда ишлатишга рухсат этилмайди

б) осма ва вантли, шпренгелли кўприкларнинг чўзилувчан (олдиндан зўриктирилган) юқори мустаҳкам элементлари учун:

симли арқоннинг бутунича давлат мезонлари ёки техник шартларида белгилаб кўйилган узилиш зўриқишининг яримига тенг бўлган (агар у нормаларда берилмаган бўлса - эшилган симли арқоннинг агрегат мустаҳкамлигининг яримига) зўриқиш орқали олдиндан тортилган металл ўзакли эшилган пўлат симли арқонлар;

ТУ 14-4-13-83-86 бўйича рухланган симдан параллел жойлаштирилган боғламлар ва симли арқонлар;

Мустаҳкамлик синфи 390 дпн 590 гача бўлган пайвандланувчи пўлатлардан ташкил топган листли, кенг тасмали универсал ва тасмали прокатлар – занжирли осма ва вантли кўприклар учун;

ГОСТ 21437–95 бўйича ЦАМ 9–1,5Л русумли қотишма – анкерларда пўлат симли арқонлар учларига куйиш учун ;

ГОСТ 19281–89\* бўйича 09Г2С–14 русумли пўлат, ҳамда нормалаштирилган ҳолатда ГОСТ 1050–88 бўйича 20–б–Т ва 45–б–Т русумли пўлатлардан – пўлат симли арқонлар анкерларининг деталлари учун;

ГОСТ 21631–76\* бўйича листлар ёки ГОСТ 13726–97 бўйича қалинлиги 1 мм дан кам бўлмаган ГОСТ 4784–97 бўйича АД ва АД1 русумли алюминий тасмалар – пўлат симли арқонлар оралиғидаги, ҳамда симли арқонлар ва анкерлар деталлари, оғдирувчи қурилмалари ва бошқа элементлар қистирмалари учун. Юқорида келтирилган қурилмалар пўлат канатлари ва пўлат деталларини алюминий билан бириктирилганда ҳосил бўлувчи электрохимик коррозиясини йўқотиш учун, уларнинг юзалари қалинлиги 20 мкм дан кам бўлмаган цинк ёки кадмий билан ишланиши зарур;

в) гофрировка қилинган металл қувурлар учун ТУ 14-2-207–76 бўйича 15сп русумли пўлатдан қилинган тўлқинсимон профилли листлар;

г) қуйма қисмлари учун – ГОСТ 977–88 бўйича 25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ русумлардаги ва ТУ 24-1-12-181–75 бўйича 35ХН2МЛ русумли пўлатдан қилинган III - гуруҳ қуймалари;

д) шарнирлар, катоклар, болт–шарнирлар ва каток остига кўйиладиган қистирма листлар – поковкалар учун ГОСТ 5632–72 бўйича 40Х13 русумли пўлатга кўйиладиган талабларни қониқтирадиган ГОСТ 535–05 ва ГОСТ 14637–89 бўйича Ст–5сп2–III русумли пўлатдан қилинган IV–КП275 ГОСТ 8479–70\* гуруҳли; ГОСТ 1050–88 бўйича 35–а–Т русумли пўлатдан қилинган IV–КП315 ГОСТ 8479–70\* гуруҳли; ГОСТ 4543–71\* бўйича 30Г–2–Т русумли пўлатдан қилинган IV–КП345 ГОСТ 8479–70\* гуруҳли ГОСТ 4543–71\* бўйича 35Г–2–Т русумли пўлатдан қилинган IV–КП345 ГОСТ 8479–70\* гуруҳли; ГОСТ 4543–71\* бўйича 40ХН 2МА–2–2–Т русумли пўлатдан қилинган IV–КП 785 ГОСТ 8479–70\* гуруҳли; ГОСТ 5632–72\*

бўйича 40X13 русумли пўлатдан қилинган IV–КП1200 гурухли; ГОСТ 19281–89( бўйича 265–III–09Г2С русумли пўлатдан қилинган IV–КП245 ГОСТ 8479–70\* гурухли эритма;

е) ГОСТ 22353–77 бўйича юқори мустаҳкам болтлар, ГОСТ 22354–77 бўйича юқори мустаҳкам гайкалар, ГОСТ 22355–77 бўйича юқори мустаҳкам болтларга шайбалар, ГОСТ 22356–77 бўйича қўйилган умумий техник талаблар;

ж) конструкцияларни пайвандлаш учун – «Кўприкларнинг пўлат конструкцияларини заводда тайёрлаганда механизациялаштирилган ва қўлда пайвандлаш технологияси бўйича йўриқнома» да кўзда тутилган пайвандлаш материаллари;

з) кўприк полотноси, панжаралар ва кузатиш мосламалари элементларини бириктириш учун – пўлат болтларни ГОСТ 7798–70\* бўйича, мустаҳкамлик синфи 4.6 ни ГОСТ 1759.4–87 бўйича (6.2 ва 6.6 б. лар бўйича қўллаш билан) ва гайкаларни ГОСТ 5915–70\* бўйича, мустаҳкамлик синфи 4 ва 5 ни ГОСТ 1759.5–87 бўйича (болт ва гайкалар – тинчланган пўлатдан), ҳамда ГОСТ 535–05 – бўйича Ст3сп4 русумли пўлатдан қилинган болт ва гайкалар махсус техник шартлар бўйича;

и) таянчларни оралиқ қурилмаларга ва пўлат таянчларга маҳкамлаш учун – ГОСТ 7798–70 бўйича пўлат болтлар ва ГОСТ 5915–70\* бўйича, ТУ 14-1-287–72 бўйича 09Г2 русумли ГОСТ 19281–89\* бўйича 295–III 09 Г2–4 ва 295–III 09Г2С–4 русумли, ГОСТ 4543–71\* бўйича 40X русумли пўлатлардан қилинган гайкалар махсус техник шартлар бўйича;

к) таянчларни бетон таянчлар ва пойдеворларга маҳкамлаш учун – ГОСТ 24379.0–80 ва ГОСТ 24379.1–80 бўйича пойдевор (анкерлаш) болтлари, ГОСТ 1050–88\* бўйича 20–г–Т русумли ва ГОСТ 19281–89\* бўйича 295–III 09Г2С–4 русумли пўлатлардан қилинган, ҳамда ГОСТ 4543–71\* бўйича 40X русумли пўлатлардан қилинган махсус техник шартлар бўйича; болтлар диаметри 48 мм дан кам бўлганда ГОСТ 5915–70\* бўйича ва болтлар диаметри 48 мм дан катта бўлганда ГОСТ 10605–94 бўйича; ГОСТ 1759.5–87 бўйича (фақат тинчланган пўлатлардан) мустаҳкамлик синфи 4 ва 5 бўлган болтлар учун 20–г–Т русумли, пўлатлардан қилинган, ГОСТ 1759.5–87 бўйича мустаҳкамлик синфи 6 бўлгани – болтлар учун 295–III 09Г2С–4 русумли пўлатлардан қилинган, ГОСТ 1759.5–87 бўйича мустаҳкамлик синфи 10 ва 12 бўлгани – болтлар учун 40X русумли пўлатлардан қилинган;

*Изоҳлар: 1. Пиёдалар йўлаклари ва кўздан кечириш мосламаларининг пайвандланган юк кўтарувчи элементлари (пиёдалар йўлагининг консоллари ва тўсинлари, панжара тўсиқларининг устунча ва туткичлари, зинапоя тўсинлари, ўтиш майдончалари, кўздан кечириш аравачалари ва кўтариш кажавалари), ҳамда кўприк полотнолари учун ГОСТ 535–05 ва ГОСТ 14637–89 бўйича, Ст3сп5 русумли пўлатларни, юқорида кўрсатилган элементларнинг пайвандсиз бирикмалари учун эса ГОСТ 535–05 ва ГОСТ 14637–89 бўйича, Ст3сп4 русумли пўлатларни қўллашга руҳсат этилади.*

Бунда юмалоқ кесимли қувурларни қўллаш чекловларсиз, тўғри бурчакли пайвандланганлари эса ҚМҚ 3.03.02-98 даги динамик юктамаларни қабул қилувчи конструкцияларнинг букилиши радиусига қўйиладиган талабларга амал қилиши билан қўллашга рухсат этилади.

Қувур металнинг механик ҳоссалари лойиҳада кўрсатилиши ва конструкцияларни тайёрловчи завод томонидан таъминланган бўлиши керак.

2. Панжара тўсиқлари ва кузатиши мосламаларида, токчасининг кенглиги 70 мм ва ундан кичик бўлган ГОСТ 535–05 бўйича Ст3пс2 русуми пўлатлардан қилинган бурчакларни қўллашга рухсат этилади.

3. Таянчларнинг гилофлари учун ГОСТ 14637–89 бўйича Ст0 русумли пўлатларни қўллашга рухсат этилади.

4. Панжара тўсиқлари ишчи бўлмаган қистирмалари ва тўлдирувчи элементлари учун ГОСТ 14637–89 ва ГОСТ 535–05 бўйича Ст3кп2 русумли пўлатларни, кўздан кечириши йўлаклари ва мосламаларининг тўшамалари учун ГОСТ 14637–89 бўйича Ст3пс2 русумли пўлатни қўллашга рухсат этилади.

5. Вертикал ҳолатда бажарилувчи пайвандли бирикмали чоклар учун листли прокатнинг қалинлигини 12 - 32 мм оралигида олинади. Бунда 2 - чи категориядан кам бўлмаган листли прокатни қабул қилинади.

6. ГОСТ 22353-77, ГОСТ 22356-77 бўйича юқори мустаҳкамли болтлардан заводда тайёрланган кўприк конструкциялари учун ёки коррозияга қарши қатлам билан ишланган (кадийланган, цинкланган, мисланган ва ҳ.к.) юқори мустаҳкамли болтлар ишлатилганда буралиши коэффицентини ҳар бир ҳолат учун алоҳида ГОСТ 22356-77 кўрсатмаларига биноан аниқлаш керак.

## МАТЕРИАЛЛАР ВА БИРИКМАЛАРНИНГ ҲИСОБИЙ ТАВСИФЛАРИ

**\*4.5** Турли зўриқиш ҳолатлари учун прокатнинг ҳисобий қаршилиги, 4.2 жадвалда келтирилган ифодалар бўйича аниқланади.

**\*4.6.** Турли зўриқиш ҳолатлари учун прокатнинг 4.1 жадвалда келтирилган ҳисобий ва норматив қаршилиги 4.4 жадвалда кўрсатилган ифодалар бўйича аниқланади.

**\*4.7** Прокатнинг материали бўйича ишонччилик коэффицентининг  $\gamma_m$  қийматларини 4.3 жадвал бўйича қабул қилиш керак. ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89 лар бўйича прокатнинг ҳисобий қаршилигини шу стандартларда келтирилган оқувчанлик чегарасини материалнинг ишонччилик коэффицентини  $\gamma_m$  нисбати қийматига тенг қилиб олиш керак.

**\*4.8** Углеродли ва легирланган пўлатдан қилинган қуймаларнинг ҳисобий қаршиликларини 4.5 жадвал бўйича олиниши керак.

**\*4.9** 4.4 жадвалда келтирилган боғланувчи пўлатлар ҳисобий қаршиликларини 4.6 жадвалда келтирилган ифодалар бўйича аниқланади.

**\*4.10** Турлича кўринишдаги бирикмалар ва зўриқиш ҳолатлари учун пайвандли бирикмаларнинг ҳисобий қаршиликларини 4.7 жадвалда келтирилган ифодалар бўйича аниқлаш керак. Ҳисобий қаршиликлари ҳар хил бўлган пўлатлардан қилинган элементлар тутатиш бирикмаларининг ҳисобий қаршиликлари, ҳисобий қаршиликлари кичик бўлган пўлатдан қилинган тутатиш бирикмалари учун қабул қилингани каби олиниши керак. Бурчакли

чок билан пайвандланган бирикмалар чоклари металлининг ҳисобий қаршиликлари ҚМҚ 2.03.05-97 бўйича қабул қилиниши керак.

**\*4.11** Бир болтли бирикмаларнинг ҳисобий қаршиликларни 4.8 жадвалда келтирилган ифодалар бўйича аниқланиши керак. Болтларнинг чўзилишга ва қирқилишга ҳисобий қаршиликларини 4.9 жадвал бўйича олиш лозим. Болтлар билан бириктириладиган элементларнинг эзилишга ҳисобий қаршилигини ҚМҚ 2.03.05-97 бўйича аниқлаш керак.

**\*4.12** Пойдевор (анкерлаш) болтларнинг чўзилишга ҳисобий қаршилиги  $R_{ba}$  ни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш (ва 4.10 жадвалдан фойдаланиш) керак:

$$R_{ba} = 0,4R_{un}, \quad (4.1)$$

**4.13** ЦАМ 9–1,5Л қотишма учун қирқилишга ҳисобий қаршилиги 50 МПа (500 кгк/см<sup>2</sup>) га тенг қилиб олиниши керак.

**\*4.14** ГОСТ 22353–77\* ва ГОСТ 22356–77\* бўйича олинган юқори мустаҳкам болтларнинг чўзилишга ҳисобий қаршилиги  $R_{bh}$  қуйидаги ифода бўйича аниқланиши керак.

$$R_{bh} = 0,7R_{bun}, \quad (4.2)$$

бу ерда,  $R_{bun}$  – юқори мустаҳкам болтларнинг ГОСТ 22356–77\* бўйича энг кичик вақтинчалик қаршилик.

**\*4.15** Фрикциявий бирикмаларда деталларнинг туташган юзалари бўйича ишқаланиш коэффиценти  $\mu$  нинг қийматлари 4.11 жадвал бўйича олиниши керак. Фрикциявий бирикмалардаги туташув юзаларига ишлов бериш усули МК чизмаларида кўрсатилган бўлиши керак.

**4.16** Параллел жойлаштирилган симлардан қилинган боғламларда ва сим арқонларда қўлланиладиган юқори мустаҳкам пўлат симнинг чўзилишга ҳисобий қаршилиги  $R_{dh}$  ни, қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$R_{dh} = 0,63R_{un}; \quad (4.3)$$

бу ерда,  $R_{un}$  – давлат мезонлари ва техник шартлар бўйича симнинг узилишга энг кичик вақтинчалик қаршилиги.

#### 4.2 Жадвал

| Зўриқиш ҳолатлари   | Прокатнинг ҳисобий қаршиликлари   |
|---|---|
| Чўзилиш, сиқилиш ва эгилиш:<br>оқувчанлик чегараси бўйича<br>вақтинчалик қаршилиги бўйича   | $R_y = R_{yn}/\gamma_m$<br>$R_u = R_{un}/\gamma_m$  |
| Силжиш (қирқилиш)   | $R_s = 0,58 R_{yn}/\gamma_m$  |
| Четки юзасининг эзилиши (тўғрилаш бўлганида)  | $R_p = R_{un}/\gamma_m$   |
| Маҳаллий эзилиш цилиндрик шарнирларда<br>(цапфаларда) зич тақалганда  | $R_{tp} = 0,5 R_{un}/\gamma_m$  |
| Катокларнинг диаметрал сиқилиши (ҳаракатчанлиги<br>чекланган конструкцияларда эркин тақалганда):<br><br>$R_{un} \leq 600$ МПа (5886 кгк/см <sup>2</sup> ) бўлганда<br>$R_{un} > 600$ МПа (5886 кгк/см <sup>2</sup> ) бўлганда | $R_{cd} = 0,025 R_{un}/\gamma_m$<br>$R_{cd} = [0,042 \cdot 10^{-6} (R_{un} - 600)^2 + 0,025] R_{un}/\gamma_m$ |
| Прокат t йўналишидаги чўзилиш<br>t нинг қалинлиги 60 мм гача бўлгандаги   | $R_{th} = 0,5 R_{un}/\gamma_m$  |

## 4.3 Жадвал

| Давлат мезони (пўлатнинг русуми ёки оқувчанлик чегарасининг қиймати)  | Материал бўйича ишончлилик коэффициенти<br>$\gamma_m$ |
|---|---|
| ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89* (СтЗсп, СтЗпс, СтЗкп)<br>ГОСТ 19281-89* (380 МПа (39 кгс/мм <sup>2</sup> гача) | 1,05  |
| ГОСТ 19281-89* (380 МПа (39 кгс/мм <sup>2</sup> ) дан ортиқ)  | 1,10  |
| ГОСТ 6713-91(16Д)   | 1,09  |
| ГОСТ 6713-91 (15ХСНД)<br>ГОСТ 19281-89* (09Г2С; 09Г2СД)<br>ТУ 14-1-5355-98* (14ХГНДЦ)                       | 1,165   |
| ГОСТ 6713-91 (10ХСНД)   | 1,125   |

## 4.4 Жадвал

| Пўлат-нинг русуми | Давлат мезони    | Прокат     | Прокат-нинг қалинлиги <sup>1)</sup> , мм | Норматив қаршилиги <sup>2)</sup> , МПа (кгк/мм <sup>2</sup> ) |   | Ҳисобий қаршилиги <sup>3)</sup> , МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |               |
|-------------------|------------------|------------|--|---|---|--|---------------|
|                   |                  |            |  | оқувчан-лик чегараси бўйича $R_{yn}$                          | вақтин-чалик Қаршил-иги бўйича $R_{un}$ | Пўлат-нинг русуми  | Давлат мезони |
| 16Д               | ГОСТ 6713-91     | Ҳар қандай | До 20                                    | 235 (24)  | 370 (38)                                | 215 (2200)   | 340 (3450)    |
| 16Д               | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 21-40                                    | 225 (23)  | 370 (38)                                | 205 (2100)   | 340 (3450)    |
| 16Д               | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 41-60                                    | 215 (22)  | 370 (38)                                | 195 (2000)   | 340 (3450)    |
| 15ХСНД            | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 8-32                                     | 340 (35)  | 490 (50)                                | 295 (3000)   | 415 (4250)    |
| 15ХСНД            | ГОСТ 6713-91     | Листли     | 33-50                                    | 330 (34)  | 470 (48)                                | 285 (2900)   | 400 (4100)    |
| 10ХСНД            | ГОСТ 6713-91     | Ҳар қандай | 8-15                                     | 390 (40)  | 530 (54)                                | 350 (3550)   | 470 (4800)    |
| 10ХСНД            | ГОСТ 6713-91     | Листли     | 16-32                                    | 390 (40)  | 530 (54)                                | 350 (3550)   | 470 (4800)    |
| 10ХСНД            | ГОСТ 6713-91     | Худди ўзи  | 33-40                                    | 390 (40)  | 510 (52)                                | 350 (3550)   | 450 (4600)    |
| 390-15Г2АФД пс    | ГОСТ 19281-89*   | Худди ўзи  | 4-32                                     | 390 (40)  | 540 (55)                                | 355 (3600)   | 490 (5000)    |
| 390-14Г2АФД       | ГОСТ 19281-89*   | Худди ўзи  | 4-50                                     | 390 (40)  | 540 (55)                                | 355 (3600)   | 490 (5000)    |
| 09Г2С             | ГОСТ 19281-89*   | Фасонный   | 8-25                                     | 345 (35)  | 490 (50)                                | 295 (3000)   | 415 (4250)    |
| 09Г2СД            | ГОСТ 19281-89*   | Фасонли    | 8-25                                     | 345 (35)  | 490 (50)                                | 295(3000)  | 415 (4250)    |
| 40Х13             | ГОСТ 5632-72     | Юмалок     | До 250                                   | 1200 (122)  | 1540 (157)                              | 1050 (10700)   | 1365 (13900)  |
| 14ХГНДЦ           | ТУ 14-1-5355-98* | Листли     | 8-50                                     | 345 (35)  | 490 (50)                                | 295 (3000)   | 415 (4250)    |

1) Фасонли прокат қалинлиги токчасининг қалинлигида олинади.

2) Норматив қалинлиги, кгк/мм<sup>2</sup> ГОСТ 6713–91, ГОСТ 19281-89\* ва ТУ 14- 1-5355-98\* да келтирилган оқувчанлик чегарасининг ва вақтинчалик қаршилигининг минимал қийматлари олинган.

3) Бу ерда чўзилишга, сиқилишга ва эгилишга ҳисобий қаршиликлари  $R_y$  ва  $R_u$  кўрсатилган. Қолган ҳисобий қаршиликлари 4.2 жадвалдаги ифодалар бўйича аниқланади.

*Изоҳ. Ҳисобий қаршиликлар қиймати норматив қаршиликларни 4.3 жадвалдаги материал ишончлилик коэффициентига нисбати орқали аниқланади.*

4.5 Жадвал

| Зўриқиш ҳолати   | Қуймаларнинг ҳисобий қаршиликлари, МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |                       |               |               |               |               |               |               |
|--|---|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|  | Белгила-ниши  | русумдаги пўлатлардан |               |               |               |               |               |               |
|  |   | 25Л                   | 30Л           | 35Л           | 20ГЛ          | 20ФЛ          | 35ХН2<br>МЛ   | 35ГЛ          |
| Чўзилиш, сиқилиш ва эгилиш   | $R_y$   | 175<br>(1800)         | 190<br>(1950) | 205<br>(2100) | 205<br>(2100) | 220<br>(2250) | 400<br>(4100) | 220<br>(2250) |
| Сурилиш  | $R_s$   | 105<br>(1100)         | 115<br>(1200) | 125<br>(1300) | 125<br>(1300) | 130<br>(1350) | 240<br>(2450) | 130<br>(1350) |
| Четки юзасининг эзилиши (тўғрилаши бўлганда)   | $R_p$   | 265<br>(2700)         | 300<br>(3050) | 315<br>(3200) | 345<br>(3500) | 315<br>(3200) | 440<br>(4500) | 345<br>(3500) |
| Маҳаллий эзилиш цилиндрик шарнирларда (цапфаларда) зич тақалганда                            | $R_{lp}$  | 125<br>(1300)         | 145<br>(1500) | 155<br>(1600) | 170<br>(1750) | 155<br>(1600) | 220<br>(2250) | 170<br>(1750) |
| Катакларнинг диаметрал сиқилиши (ҳаракатчанлиги чекланган конструкцияларда эркин тақалганда) | $R_{cd}$  | 7 (70)                | 7,5(75)       | 8(80)         | 9(90)         | 8(80)         | 1(110)        | 9(90)         |

4.6 Жадвал

| Зўриқиш ҳолати   | IV–гурухдаги тобланган пўлатларнинг ҳисобий қаршиликлари, МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |   |                   |                   |                   |
|--|--|---|-------------------|-------------------|-------------------|
|  | Белги ланиши   | мустаҳкамлик даражасида (пўлатларнинг русуми) |                   |                   |                   |
|  |  | КП275<br>(Ст5сп2)                             | КП245<br>(20-а-Т) | КП315<br>(35-а-Т) | КП345<br>(45-а-Т) |
| 1  | 2  | 3   | 4                 | 5                 | 6                 |
| Чўзилиш, сиқилиш ва эгилиш   | $R_y$  | 215 (2200)                                    | 205 (2100)        | 260 (2650)        | 290(2950)         |
| Сурилиш  | $R_s$  | 120 (1250)                                    | 115 (1200)        | 145 (1500)        | 165 (1700)        |
| Четки юзасининг эзилиши (тўғрилаш бўлганда)  | $R_p$  | 325 (3300)                                    | 310 (3150)        | 395 (4000)        | 435 (4400)        |
| Маҳаллий эзилиш цилиндрик шарнирларда (цапфаларда) зич тақалганда                            | $R_{lp}$   | 160 (1650)                                    | 150 (1550)        | 195 (2000)        | 215 (2200)        |
| Катокларнинг диаметрал сиқилиши (ҳаракатчанлиги чекланган конструкцияларда эркин тақалганда) | $R_{cd}$   | 8 (80)  | 7,5 (75)          | 11 (110)          | 10 (100)          |

## 4.6 жадвалнинг якуни

| Зўриқиш ҳолати   | IV–гуруҳдаги тобланган пўлатларнинг ҳисобий қаршиликлари, МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |   |                    |                              |                   |
|--|--|---|--------------------|------------------------------|-------------------|
|  | Белги-ланиши   | мустаҳкамлик даражасида (пўлатларнинг русуми) |                    |                              |                   |
|  |  | КП315<br>(30Г-2-Т)                            | КП345<br>(35Г-2-Т) | КП785<br>(40ХН2М<br>А-2-2-Т) | КП1200<br>(40Х13) |
| 1  | 2  | 7   | 8                  | 9                            | 10                |
| Чўзилиш, сиқилиш ва эгилиш   | $R_y$  | 260 (2650)                                    | 280 (2850)         | 605 (6150)                   | 1050 (10700)      |
| Сурилиш  | $R_s$  | 145 (1500)                                    | 160 (1650)         | 350 (3550)                   | 610 (6200)        |
| Четки юзасининг эзилиши (тўғрилаш бўлганда)  | $R_p$  | 395 (4000)                                    | 420 (4250)         | 905 (9200)                   | 1365<br>(13900)   |
| Маҳаллий эзилиш цилиндрик шарнирларда (цапфаларда) зич тақалганда                            | $R_{pr}$   | 195 (2000)                                    | 205 (2100)         | 450 (4600)                   | 685 (6950)        |
| Катокларнинг диаметрал сиқилиши (ҳаракатчанлиги чекланган конструкцияларда эркин тақалганда) | $R_{cd}$   | 10 (100)                                      | 10 (100)           | 23 (230)                     | 85 (860)          |

## 4.7 Жадвал

| Пайвандли бирикмалар | Зўриқиш ҳолати   | Пайвандли бирикмаларнинг ҳисобий қаршиликлари                        |
|----------------------|--|--|
| Тутаשמали            | Сиқилиш,<br>Чоклар сифатини физик назорат қилиш билан автомат, ярим автомат ёки қўлда пайвандлангандаги чўзилиш ва эгилиш:<br>оқувчанлик чегараси бўйича<br>вақтинчалик қаршилиги бўйича<br>Силжиш | $R_{wy} = R_y$<br>$R_{wu} = R_u$<br>$R_{ws} = R_s$                   |
| Бурчак чоклари билан | Қирқилиши(шартли):<br>чок металл бўйича<br>қотишима чегарасидаги металл бўйича   | $R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$<br>$R_{wz} = 0,45R_{un}$ |

Изоҳ. 1. Қўл кучи билан олиб борилувчи пайвандлаш ишларида  $R_{wun}$  нинг қийматини ГОСТ 9467-75\* да кўрсатилган металл чокнинг вақтинчалик узилиши қаршилигининг қийматига тенг деб олинади.

2. Автоматлаштирилган ёки яримавтоматлаштирилган пайвандлаш усулидаги чоклар учун  $R_{wun}$  нинг қийматини ҚМҚ 2.03.05-97 нинг 3 бўлиmidан олинади.

3. Чок материалининг ишончлилик коэффициенти  $\gamma_{wm}$  1,25 га тенг қилиб олинади.



4.8 Жадвал

| Зўриқиш ҳолати                               | Бир болтли бирикмаларнинг ҳисобий қаршиликлари                                   |                       |  |
|--|--|-----------------------|--|
|  | болтларнинг қирқилиш ёки чўзилишга мустаҳкамлик синфи ёки улар пўлатининг русуми |                       | норматив оқувчанлик чегараси 440 МПа (4500 кгк/см <sup>2</sup> ) гача бўлган |
|  | 4.6; Ст3сп4; 09Г2;<br>295–09Г2–4; 295–09Г2–6;<br>325–09Г2С–4; 325–09Г2С–6        | 40X                   | пўлатдан бириктириладиган элементларни эзилишга                              |
| Қирқилиш                                     | $R_{bs} = 0,38R_{bun}$   | $R_{bs} = 0,4R_{bun}$ | –  |
| Чўзилиш                                      | $R_{bt} = 0,42R_{bun}$   | $R_{bt} = 0,5R_{bun}$ | –  |
| Эзилиш :<br>а) А – аниқлик синфидаги болтлар | –  | –                     | $R_{bp} = \left(0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$                    |
| б) В ва С – аниқлик синфидаги болтлар        | –  | –                     | $R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$                    |

4.9 Жадвал

| Зўриқиш ҳолати | Болтлар мустаҳкамлик синфи ёки улар пўлатининг русуми, ҳисобий қаршилиги МПа (кгк/см <sup>2</sup> ), |               |               |                                    |                             |               |
|----------------|--|---------------|---------------|------------------------------------|-----------------------------|---------------|
|                | белгиланиши  | 4.6           | Ст3сп4        | 09Г2;<br>295–09Г2–4;<br>295–09Г2–6 | 325–09Г2С–4;<br>325–09Г2С–6 | 40X           |
| Қирқилиш       | $R_{bs}$   | 145<br>(1500) | 140<br>(1450) | 165<br>(1700)                      | 175<br>(1800)               | 395<br>(4000) |
| Чўзилиш        | $R_{bt}$   | 160<br>(1650) | 155<br>(1600) | 185<br>(1900)                      | 195<br>(2000)               | 495<br>(5000) |

4.10 Жадвал

| Болтларнинг диаметри $d$ , мм | Пўлатнинг русумларидаги пойдевор (анкерлаш) болтларнинг ҳисобий қаршиликлари, МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |                  |             |            |
|-------------------------------|--|------------------|-------------|------------|
|                               | 20   | 09Г2; 295–09Г2–6 | 325–09Г2С–6 | 40X        |
| 12–20                         | 160 (1650)   | 175 (1800)       | 185 (1900)  | –          |
| 16–27                         | –  | –                | –           | 430 (4400) |
| 21–32                         | –  | –                | –           | –          |
| 30                            | 160 (1650)   | 175 (1800)       | 180 (1850)  | –          |
| 36                            | –  | –                | –           | 370 (3800) |
| 33–60                         | –  | –                | –           | 295 (3000) |
| 42                            | 160 (1650)   | –                | 180 (1850)  | –          |
| 48                            | –  | –                | –           | 255 (2600) |
| 61–80                         | –  | –                | –           | 235 (2400) |
| 81–100                        | 160 (1650)   | –                | 175 (1800)  | –          |
| 101–160                       | 160 (1650)   | –                | 170 (1750)  | –          |
| 161–250                       | 160 (1650)   | –                | 170 (1750)  | –          |
|                               | 160 (1650)   | –                | –           | –          |

4.11 Жадвал

| Фрикциявий бирикмаларда туташув юзаларига ишлов бериш усули   | Ишқаланиш коэффициентини $\mu$ |
|---|--------------------------------|
| 1. Парчаоқимли ёки кумооқимли икки юзанинг кварцли кум ёки парчанинг консервацияланмасдан ишлаш асосида   | 0,58                           |
| 2. Кварцли кум ёки парча билан битта юзанинг консервацияланган полимер клеи ап карборундли порошокни сочиб ишлаш асосида ва иккинчи юзани консервацияланмасдан пўлат чўтка билан ишлаш асосида  | 0,50                           |
| 3. Икки юзани газоловли консервацияланмасдан ишлаш асосида  | 0,42                           |
| 4. Икки юзани пўлат чўтка билан консервацияланмасдан ишлаш асосида  | 0,35                           |
| 5. Дробемётда икки юза учун парча билан консервацияланмасдан ишлаш асосида  | 0,38                           |
| 6. Иккала юзани дробемётда парча билан кейинчалик тешиклари яқинидаги айлана зонасида шайба юзасидан кичик бўлмаган майдонда ( заводдаги шароитлар учун) уларни газлангада (250-300°C – хароратгача) киздириш асосида ( заводдаги шароитлар учун) | 0,61                           |

*Изоҳ. Фрикциявий бирикмалар деб, боғланувчи элементлар юзаларида юқори мустаҳкамланган болтларни чўзилиши таъсирида фақат ишқаланиш кучлари ҳосил бўлувчи бирикмаларга айтилади.*

**4.17** Металл ўзакли эшилган пўлат сим арқоннинг ҳисобий қаршилигини аниқлашда давлат мезонлари ёки техник шартлар томонидан бир бутун сим арқон учун белгиланган қийматлари (агар у нормаларда йўқ бўлса – эшилган сим арқон агрегат мустаҳкамлигининг қиймати) ва ишончлилик коэффициенти  $\gamma_m = 1,6$  ҳисобга олинади.

**4.18** Прокат пўлатнинг, пўлат қуймалар, боғламалар ва параллел жойлаштирилган симдан қилинган сим арқонларнинг эластиклик модуллари 4.12 жадвал бўйича олиниши керак.

Давлат мезонлари ва техник шартлар томонидан бир бутун сим арқон учун белгиланган (агар у нормаларда йўқ бўлса – эшилган сим арқон агрегат мустаҳкамлигининг ярмига) узилиш зўриқшининг олдиндан тортилишга дучор қилинган металл ўзакли пўлат, руҳланган эшилган сим арқонларнинг эластиклик модуллари 4.13 жадвал бўйича олиниши керак.

4.12 Жадвал

| Яримфабрикатлар   | Эластиклик модули $E$ ёки сурилиш модули $G$ , МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |
|---|---|
| 1. Пўлат прокат ва пўлат қуйма  | $E = 2,06 \cdot 10^5$ ( $2,1 \cdot 10^6$ )                                |
| 2. Айнан  | $G = 0,78 \cdot 10^5$ ( $0,81 \cdot 10^6$ )                               |
| 3. ГОСТ 3617-71 бўйича цинкли арқонлардан параллел жойлаштирилган тўпламлар ва сим арқонлар | $E = 2,01 \cdot 10^6$ ( $2,5 \cdot 10^6$ )                                |

4.13 Жадвал

| Сим арқонлар | Ўрамнинг қарралиги | Эластиклик модули $E$ , МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) |
|--------------|--------------------|--|
|              |                    |  |

|                                 |    |   |
|---------------------------------|----|---|
| ГОСТ 3064–80 бўйича             | 6  | $1,18 \cdot 10^5$ ( $1,20 \cdot 10^6$ ) |
| бир ўрамли                      | 8  | $1,45 \cdot 10^5$ ( $1,47 \cdot 10^6$ ) |
| ва ёпиқ кўтармалар юк кўтарувчи | 10 | $1,61 \cdot 10^5$ ( $1,63 \cdot 10^6$ ) |
|                                 | 11 | $1,65 \cdot 10^5$ ( $1,67 \cdot 10^6$ ) |
| ГОСТ 18899-73 бўйича            | 12 | $1,70 \cdot 10^5$ ( $1,73 \cdot 10^6$ ) |
| ТУ 14-4-1216–82 бўйича          | 14 | $1,75 \cdot 10^5$ ( $1,78 \cdot 10^6$ ) |
|                                 | 16 | $1,77 \cdot 10^5$ ( $1,80 \cdot 10^6$ ) |

## ИШ ШАРОИТЛАРИНИ ҲИСОБГА ОЛИШ ВА КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ БЕЛГИЛАШ

**\*4.19** Кўприкларнинг пўлат конструкциялари ва бирикмаларини ҳисоблашда қуйидагиларни ҳисобга олиш керак:

Белгиланиши бўйича ишончлилик коэффициенти  $\gamma_n$  ни,  $\gamma_n=1,0$  га тенг қилиб олинишини;

$R_u$  – ҳисобий қаршилиқларини қўллаш билан мустаҳкамлиш бўйича ҳисобланадиган конструкция элементлари учун, ишончлилик коэффициентини  $\gamma_u=1,3$ ;

иш шароити коэффицентлари  $m$  ни, 4.14 ва 4.35 жадваллар ва мазкур норманинг бўлимчалари бўйича, оғдириш ускуналарнинг букилиш зонасида сим арқонлари, хомутлар, тортқичлар, қисқичлар ва анкерлар учун эса – R илова бўйича.

4.14 жадвал

| Қўллаш жойлари  | Иш шароити коэффициенти<br>$m$ |
|---|--------------------------------|
| 1. Темир йўл ва пиёдалар кўприкларининг оралиқ қурилмалари ва таянчларидаги элементлар ва уларнинг бирикмаларини, эксплуатациявий юкларга ҳисоблаганда  | 0,9                            |
| 2. Худди шундай, тайёрлашда, ташишда ва монтаж қилишда ҳосил бўладиган юкларга ҳисоблаганда   | 1,0                            |
| 3. Автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларининг оралиқ қурилмалари ва таянчларидаги элементлар ва уларнинг бирикмаларини эксплуатациявий юкларга, ҳамда тайёрлашда, ташишда ва монтаж қилишда ҳосил бўладиган юкларга ҳисоблаганда | 1,0                            |
| 4. Вантли ва осма кўприкларда юк кўтарувчи эгилувчан элементларнинг сим арқонлари   | 0,8                            |
| 5. Олдиндан зўриктирилган конструкциялар зўриктирилган элементларининг сим арқонлари  | 0,9                            |
| 6. Битта токчаси (ёки девори) билан маҳкамланган, якка профиллардан чўзилиш ва сиқилиш элементлари :  |                                |
| кичик токчаси билан маҳкамланган токчаси ҳар ҳил бўлган бурчак худди шундай катта токчаси билан маҳкамланган  | 0,7                            |
| тенг токчали бурчак   | 0,8                            |
| прокат ёки йиғилган девори билан маҳкамланган швеллер ёки токчаси билан маҳкамланган тавр   | 0,75                           |
|   | 0,9                            |
| 7. 1-6 вазиятларда қўрсатилмаган ҳолатлар учун  | 1,0                            |

*Изоҳ. 1. Агарда ҳисоблашларда мажбурияти бўйича ишончлик коэффициентини 1,1 дан кам бўлмаса, унда 1 чи ҳолатдаги ишлаш шароити коэффициентини 1,0 га тенг қилиб олинади.*

*2. 1, 2 ва 3 — вазият бўйича олинган иш шароити коэффициентлари мувофиқ ҳолларда “4 – 7” вазиятлар бўйича олинган коэффициентлар билан биргаликда қўлланилади. 7 вазиятдаги иш шароити коэффициентини мувофиқ ҳолларда “4 – 6” вазиятлар бўйича олинган коэффициентлар билан биргаликда қўлланилади.*

## **ҲИСОБЛАШЛАР**

### **Умумий ҳоллар**

**4.20** Конструкцияларнинг ҳисобий шакллари, уларнинг лойиҳавий геометрик шаклларига мувофиқ қабул қилиниши керак, бунда, қурилиш кўтарилиши ва юк остидаги деформациялари одатда ҳисобга олинмайди.

Элементлардаги зўриқишлар ва пўлат кўприклар конструкцияларининг силжишлари уларни брутто кесими билан ишлаш шартидан аниқланади.

Конструкция элементларининг силжишидан пайдо бўладиган геометрик ночизиклигини, агарда уни ҳисобга олиш зўриқиш ва силжишларни 5% дан катта ўзгаришига сабаб бўлса, тизимларни ҳисоблашда эътиборга олинishi керак.

Геометрик ночизикликларни олиш билан ҳисоблашлар бажарилганда тизимнинг умумий деформацияларига боғлиқ бўлган (таъқиб қилиш эффекти) куч йўналишда ўзгаришларини аниқланиши керак.

Конструкциялар элементларидаги зўриқишларни аниқлашда, пайвандли ва юқори мустаҳкам болтли фрикциявий бирикмаларга қаттиқ бирикмалар каби қаралиши керак.

Юк кўтарувчи, эгилувчан металл ўзакли, якка ўрамли, эшилган сим арқонлардан ва юк кўтарувчи ёпиқ – 4.4 б. га биноан олдиндан тортилишга дучор қилинган вантли ва осма кўприкларни ҳисоблашда – уларнинг 4.34 ва 4.35 б. ларга биноан бўйлама ва кўндаланг окувчанлигини ҳисобга олиниш керак.

**4.21** Панжара фермалар тугунларида элементларнинг бикр бирикмаларини ҳисоблашда шарнирли қилиб олишга рухсат этилади, агар шундай рухсат этишда конструкция ўзининг ўзгармаслигини сақласа, бунда бош фермалар учун элементлар кесими баландлигининг узунлигига нисбати қоидага кўра 1:15 дан ошмаслиги керак. Ферманинг белбоғларидаги оқичлар деформациясида бўладиган белбоғ элементи кесими баландлигининг узунлигига нисбатидан қатъий назар ҳисобга олиниши керак.

Панжара фермалар тугунларининг бикрлигини ҳисобга олишни яқинлашган усуллар билан амалга оширишга рухсат этилади, бунда ўқ бўйлаб бўладиган зўриқишларни аниқлашни шарнирли ҳисобий шакли бўйича бажаришга рухсат этилади.

**4.22** Оралиқ қурилмалар элементини ўқи деб, унинг кесимларининг оғирлик марказларини бирлаштирувчи чизиқ қабул қилинади. Кесимларнинг оғирлик марказларини аниқлашда болтли бирикмалар тешиклари билан унинг

пасайишини ҳисобга олинмайди, тешиш орқали пасайиши элементнинг бор узунлиги бўйича ўзгармас қилиб ҳисобланади ва қабул қилинади.

Панжара фермалар элементи ўқининг тугунлар марказларини бириктирувчи чизиққа нисбатан силжиган, бўлса ҳисоблашда эксцентриситетни ҳисобга олинади, агарда у қуйидагидан ортиб кетка:

П-симон, кутисимон, кўшшвеллерли ва кўштаврили элементлар учун кесим баландлигининг  $-1,5\%$  дан; таврили ва Н-симон элементлар учун кесим баландлигининг  $0,7\%$  дан.

Элементлар ўқларининг силжиганлигидан бўладаган эгувчи моментлар барча тугунидаги мос келувчи элементлараро бикрлигига пропорционал равишда ва узунлигига непропорционал равишда тақсимланади. Бунда ҳар бир эгувчи моментни, эксцентриситетнинг асосий ҳисобий шаклда берилган элементдаги зўриқишининг максимал қийматига кўпайтмасига тенг қилиб олиниши керак.

Обушкаларга яқин бўлган жойларда таваккаллиги марказлаштирилган, болт бирикмали бурчаклардан қилинган боғловчилар элементларида, шунинг натижасида ҳосил бўладиган эксцентриситетни ҳисобга олмасликка рухсат этилади.

**4.23** Бикр кўндаланг боғловчилар билан бирлаштирилган, яхлит бош тўсинли, кўп тўсинли оралиқ қурилмалар элементларида вақтинчалик юкламаларни тақсимлаш, оралиқ узунлигининг кенглигига нисбати 4 дан катта бўлса, кўндаланг кесим контурининг деформацияланмаслиги тўғрисидаги гипотезани қабул қилиб, юққа деворли стерженлар назарияси бўйича аниқлашга рухсат этилади. Қолган ҳолларда кўндаланг кесим контури деформацияларини ҳисобга олиниши керак.

**4.24** Лойиҳалашда оралиқ қурилмалар ва таянчларнинг бутунича, блокларнинг, алоҳида элементларнинг, уларнинг қисмларини, деталлари ва бирикмаларини, тайёрлашда, ташишда ва монтаж қилишда ҳосил бўладиган юкламалар таъсиридан фазовий ўзгармаслигини, эксплуатациявий юкламалар таъсиридан ҳосил бўладиган юкламаларга – чидамлилигини ҳам таъминланиши керак.

Оддий болтлар учун қилинган тешиқлар билан пасайган элементларни ҳисоблаганда, мустаҳкамликка ва чидамликка - нетто кесимини, турғунликка ва бикрликка – брутто кесимини қабул қилиш керак. Юқори мустаҳкам болтларда фрикциявий бирикмаларни элементларини чидамликка, турғунликка ва бикрликка ҳисоблашда брутто кесимини, мустаҳкамликка ҳисоблашда – шу болтда тўғри келадиган зўриқишининг ярими кўрилаётган кесимда ишқаланиш кучлари орқали узатилиб бўлганини ҳисобга олган ҳолда нетто кесимини қабул қилиш керак. Конструкция элементлари нетто кесимларининг геометрик тавсифларини энг ноқулай пасайишини аниқлаб топилиши керак.

## Мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашлар МАРКАЗИЙ - ЧЎЗИЛГАН ВА МАРКАЗИЙ СИҚИЛГАН ЭЛЕМЕНТЛАР

**\*4.25** N куч марказий чўзилишга ва сиқилишга учрайдиган элементларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича бажариш керак

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y m. \quad (4.4)$$

Бу ерда ва 4.26–4.32 б. ларда  $m$  – иш шароити коэффиценти бўлиб, 4.14 жадвал бўйича қабул қилинади.

### ЭГИЛУВЧИ ЭЛЕМЕНТЛАР

**4.26** Бош текисликлардан бирортасида эгилувчи элементларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича бажариш керак

$$\frac{M}{\varepsilon W_n} \leq R_y m, \quad (4.5)$$

бу ерда,  $\varepsilon$  – кесимдаги пластик деформацияларни чекланган ривожланишини ҳисобга олувчи ва 4.32 б. даги шартлар бажарилганда (4.6) ва (4.7) ифодалар орқали аниқланадиган коэффицент;  $W_n$  – бу ерда ва бундан кейинги мустаҳкамлик бўйича ҳисоблашларда – белбоғнинг самарали кенглиги  $b_{ef}$  ни ҳисобга олган ҳолда аниқланадиган нетто кесимнинг минимал қаршилиқ моменти.

Кесимда бир вақтнинг ўзида момент -  $M$  ва кўндаланг куч -  $Q$  таъсир этганида  $\varepsilon$  - коэффицентни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$\tau_m \leq 0,25R_s \quad \text{бўлганда,}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 \quad (4.6)$$

$$0,25R_s < \tau_m \leq R_s \quad \text{бўлганда,}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1$$

$$\frac{\sqrt{1-\alpha^2} + 2ab}{1+2a} \quad \text{бўлганда}$$

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1 \quad (4.7)$$

бу ерда,  $\varepsilon_1$  – кўштавр, қутисимон ва тавр қисмларучун – 4.15 жадвал бўйича, халқасимон кесимлар учун 1,15 га тенг қилиб, яхлит тўғри бурчакли ва Н симонлар учун – 1,25 га тенг қилиб олинадиган коэффицент;

$$\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w} \quad \text{– тўсиннинг муҳим жойидаги уринма кучланиш;}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q_u}; \quad a = \frac{\sum A_f}{\sum A_w}; \quad b = \sqrt{1-0,25\alpha^2} \quad \text{– қутисимон кесим учун;}$$

$$b = \sqrt{1-0,0625\alpha^2} \quad \text{– кўштавр кесим учун;}$$

бу ерда,  $Q_u$  – чегаравий кўндаланг куч бўлиб, қуйидагича аниқланади:

$$Q_u = \alpha_2 \frac{R_s m l t}{S}, \quad (4.8)$$

шуниси борки  $\alpha_2$  (4.27) ифода бўйича қабул қилинади.

## 4.15 Жадвал

| $A_{f, \min}$<br>$A_w$ | $\alpha_1$ – коэффициентнинг қийматлари, юзалар нисбати $(A_{f, \min} + A_w)/A$ бўлганида, қуйидагига тенг бўлади |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                        | 0,01  | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4   | 0,5   | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   | 1,0   |
| 0                      | 1,243   | 1,248 | 1,253 | 1,258 | 1,264 | 1,269 | 1,274 | 1,279 | 1,283 | 1,267 | 1,243 |
| 0,1                    | 1,187   | 1,191 | 1,195 | 1,199 | 1,202 | 1,206 | 1,209 | 1,212 | 1,214 | 1,160 | -     |
| 0,2                    | 1,152   | 1,155 | 1,158 | 1,162 | 1,165 | 1,168 | 1,170 | 1,172 | 1,150 | -     | -     |
| 0,3                    | 1,128   | 1,131 | 1,133 | 1,136 | 1,139 | 1,142 | 1,144 | 1,145 | 1,097 | -     | -     |
| 0,4                    | 1,110   | 1,113 | 1,115 | 1,118 | 1,120 | 1,123 | 1,125 | 1,126 | 1,069 | -     | -     |
| 0,5                    | 1,097   | 1,099 | 1,102 | 1,104 | 1,106 | 1,109 | 1,110 | 1,106 | 1,061 | -     | -     |
| 0,6                    | 1,087   | 1,089 | 1,091 | 1,093 | 1,095 | 1,097 | 1,099 | 1,079 | -     | -     | -     |
| 0,7                    | 1,078   | 1,080 | 1,082 | 1,084 | 1,086 | 1,088 | 1,090 | 1,055 | -     | -     | -     |
| 0,8                    | 1,071   | 1,073 | 1,075 | 1,077 | 1,079 | 1,081 | 1,082 | 1,044 | -     | ~     | -     |
| 0,9                    | 1,065   | 1,067 | 1,069 | 1,071 | 1,073 | 1,074 | 1,076 | 1,036 | -     | -     | -     |
| 1,0                    | 1,060   | 1,062 | 1,064 | 1,066 | 1,067 | 1,069 | 1,071 | 1,031 | -     | -     | -     |
| 2,0                    | 1,035   | 1,036 | 1,037 | 1,038 | 1,039 | 1,040 | 1,019 | -     | -     | -     | -     |
| 3,0                    | 1,024   | 1,025 | 1,026 | 1,027 | 1,028 | 1,029 | 1,017 | -     | -     | -     | -     |
| 4,0                    | 1,019   | 1,019 | 1,020 | 1,021 | 1,021 | 1,022 | 1,015 | -     | -     | -     | -     |
| 5,0                    | 1,015   | 1,015 | 1,016 | 1,017 | 1,018 | 1,018 | -     | -     | -     | -     | -     |

*Изоҳлар:* 1. Қутисимон кесимлар учун  $A_w$  юзани деворларининг юзалари йиғиндисига тенг қилиб олиниши керак. 2. Тавр кесим учун юза  $A_{f, \min} = 0$ .

$W_n$  – ни ҳисоблаганда белбоғнинг самарали кенглиги  $b_{ef}$  – қуйидаги ифода бўйича аниқланади:

$$b_{ef} = \sum \nu b_i, \quad (4.9)$$

бу ерда,  $\nu$  – белбоғ қисмларининг кенглигида  $b_i$  нотекис тақсимланган кучланишларни, белбоғнинг ҳамма самарали кенглиги  $b_{ef}$  бўйича шартли текис тарқалган кучланишга келтириш коэффициенти бўлиб, 4.16 жадвал бўйича қабул қилинади;  $b_i$  – кўрилаётган кесимда кучланишлар максимал бўлган икки нукта орасини,  $\sigma_{\max}$  (бунда  $b_i = b$ ) ёки шундай нукта билан белбоғ чеккасини ( $b_i = b_k$ ) ўз ичига олган белбоғ қисмининг кенглиги, бунда  $b \geq 0,04l$  ва  $b_k \geq 0,02l$  шартлар бажарилиши керак (акс ҳолда  $\nu=1$  бўлади);  $l$  – ўзлик тўсин оралиғининг узунлиги ёки узлуксиз тўсинларда моментлар нол бўлган нукталар орасидаги масофа.

## 4.16 Жадвал

| $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ | Коэффициент $\nu$ | $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ | Коэффициент $\nu$ |
|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|
| 1,0                             | 1                 | 0,25                            | 0,65              |
| 0,7                             | 1                 | 0,20                            | 0,60              |

|      |      |      |      |
|------|------|------|------|
| 0,5  | 0,85 | 0,10 | 0,52 |
| 0,33 | 0,72 | 0    | 0,43 |

4.16 жадвалда белгиланган :

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$  – белбоғнинг  $b_i$  кенгликда берилган қисмидаги максимал ва минимал кучланиш бўлиб, фазовий конструкциянинг эластиклик босқичидаги ҳисоблаш орқали аниқланади.

*Изоҳ:* Пилонлар танасини ўтказиш учун ортотроп плиталарда кесиклари бўлганда, кўп секцияли қутисимон кесимларнинг откекларидида узилишлари бўлганда, конструкция мунтазамлигининг бошқа бузилишларида, ҳамда, кесимнинг тўпланган кучлар қўйилган жойларида,  $\nu$  - коэффициентнинг қийматларини бошқа махсус услублар орқали аниқлаш керак.

**\*4.27** Иккита бош текисликларда эгилювчи элементларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидагича бажариш лозим:

иккита симметрия ўқларига эга бўлган қўштаврли ва қутисимон кесимларда – қуйидаги ифода бўйича:

$$\frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \psi_x + \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn}} \psi_y \leq R_y m; \quad (4.10)$$

бошқа турдаги кесимларда – қуйидаги ифода бўйича:

$$\frac{M_x y}{\alpha_x I_{xn}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_y I_{yn}} \leq R_y m, \quad (4.11)$$

$\alpha_x, \alpha_y$  –  $x$  ва  $y$  ўқларга нисбатан эгилиш ҳоллари учун мустақил ҳиймат (4.6) ва (4.7) ифодалар бўйича аниқланадиган коэффициентлар;

$\psi_x, \psi_y$  – қуйидагича аниқланадиган коэффициентлар:

иккита симметрия ўқларига эга бўлган қўштаврли кесимлар учун қуйидаги ифодалар бўйича:

$$\psi_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}; \quad \psi_y = 1; \quad (4.12, 4.13)$$

иккита симметрия ўқларига эга бўлган қутисимон кесимлар учун қуйидаги ифодалар бўйича:

$$\psi_x = \frac{(\omega_x + 0,7)^2}{3,38\omega_x}; \quad \psi_y = \frac{(\omega_y + 0,7)^2}{3,38\omega_y}, \quad (4.14, 4.15)$$

бу ерда,

$$\omega_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}; \quad \omega_y = \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}. \quad (4.16, 4.17)$$

## ЭГИЛИШ БИЛАН ЎҚ КУЧЛАРИ ТАЪСИРИГА УЧРАЙДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАР

**\*4.28** Марказдан ташқари сиқилувчи, сиқилиб-эгилювчи, марказдан ташқари чўзилювчи ва чўзилиб-эгилювчи элементларни бош текисликлардан бирортасида эгилганда мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича бажариш керак:



$$\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M|}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (4.18)$$

бу ерда,  $M$  – келтирилган эгувчи момент;  $\psi$  – (4.20) ва (4.21) ифодалар бўйича аниқланадиган коэффициентлар;  $\alpha$  – (4.6) ва (4.7) ифодалар бўйича аниқланадиган коэффициентлар.

Келтирилган эгувчи момент  $M$ , шарнирли-таянган стержен узунлигининг иккита ўртача чораги чегарасида ва улар бўйлаб қистирилган стерженнинг бор узунлигида жойлашган кесимлари учун элементларнинг эгилювчанлиги  $\lambda > 60$  бўлганда, қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$M = \frac{M_1}{1 + \frac{N}{N_e}}, \quad (4.19)$$

бу ерда,  $M_1$  – текширилаётган кесимда таъсир қилаётган момент;

$N$  – текширилган кесимда ўзининг белгиси билан, (чўзилишда – «мусбат») таъсир қилаётган бўйлама куч;

$N_e$  – стерженнинг мос маҳкамланиши учун аниқланган, моментнинг таъсир текислигидаги критик эйлер кучи;

$\lambda \leq 60$  бўлганда,  $M = M_1$  қилиб олишга рухсат этилади.

Коэффициент  $\psi$  ни қуйидагича аниқлаш керак:

битта симметрия ўқиға эға бўлган кўштавр, кутисимон ва тавр кесимли элементлар учун 4.17 жадвал бўйича – агар зўриқиш бир хил белгилардаги момент ва бўйлама кучдан кичик белбоғда ( $A_{f,\min}$  юза билан) бўлган ҳолда ва 4.18 жадвал бўйича – агар ҳар-хил белгили момент ва бўйлама кучлардан зўриқиш кичик белбоғда бўлган ҳолда;

тўғрибурчакли ва Н симон яхлит кесимлардаги элементлар учун қуйидаги ифода бўйича:

$$\psi = \frac{|N|}{A_n R_y m}; \quad (4.20)$$

ҳалқасимон кесимдаги элементлар учун қуйидаги ифода бўйича:

$$\psi = \frac{1}{\omega} \left( 1 - \cos \omega \frac{\pi}{2} \right), \quad (4.21)$$

бу ерда,  $\omega = \frac{|N|}{A_n R_y m}$ .

Бошқа кесимлар ҳамда учлари бошқача маҳкамланган элементлар учун мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича амалга оширилиши керак:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M y}{\alpha I_{xn}} \leq R_y m, \quad (4.22)$$

(4.20)–(4.22) ифодалардаги белгилашлар худди (4.18) ифодадагидек.

**4.29** Иккита бош текисликларда эгилювчи марказдан ташқари - сиқилган, сиқилиб - эгилювчи, марказдан ташқари - чўзилувчи ва чўзилиб - эгилювчи элементларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидагича бажариш керак:

битта симметрия ўқига эга бўлган қўштавр, қутисимон ва тавр кесимли элементлар учун, ҳамда тўғри бурчакли ва ҳалқасимон яхлит кесимли элементлар учун қуйидаги ифода бўйича:

$$\frac{1}{\delta} \left( \frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \right) \leq R_y m, \quad (4.23)$$

бу ерда,

$$\delta = 1 - \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}, \quad (4.24)$$

$M_x, M_y$  – 4.28 б. бўйича келтирилган эгувчи моментлар;

$\psi, \alpha_x, \alpha_y$  – 4.28 ва 4.26 б. лар бўйича олинадиган коэффициентлар, шуниси борки

$$\omega = \frac{N}{\delta A_n R_y m};$$

Бошқа кесимлар, ҳамда учлари бошқача маҳкамланган элементлар учун мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича амалга ошириш керак:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\alpha_x I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{\alpha_y I_{yn}} x \leq R_y m, \quad (4.25)$$

Бошқа қолган ҳолларда, қачонки юқорида келтирилган маълумотлар  $\alpha_x$  ва  $\alpha_y$  ларни аниқлаш учун етарли бўлмаса  $\alpha_x = \alpha_y = 1$  деб қабул қилиб мустаҳкамликка ҳисоблашни (4.25) ифода бўйича олиб борилади.

**4.30** Эгилувчи элементлар деворларининг кесимидаги  $\tau$  уринма кучланишларнинг қийматлари  $M = M_x = M_y = 0$  бўлганда, қуйидаги шартни бажариши керак

$$\tau = \frac{QS}{\alpha_2 It} \leq R_s m, \quad (4.26)$$

бу ерда  $\alpha_2 = 1,25 - 0,25 \tau_{min,ef} / \tau_{max,ef}$  (4.27)

$\tau_{min,ef}, \tau_{max,ef}$  – девор кесимидаги эластик иши эҳтимолида ҳисобланган уринма кучланишларнинг минимал ва максимал қийматлари.

Деворни болтли бирикмалар тешиклари билан пасайиши бўлганда (4.26) ифодадаги “ $t$ ” ўрнига қуйидаги қийматни қўйиш керак

$$t_{ef} = t \frac{a-d}{d} \quad (4.28)$$

бу ерда,  $a$  – болтлар қадами;  $d$  – тешик диаметри.

**\*4.31** Балка деворлари учун, 4.26-4.29 б. лардаги ҳисоблашлар бажарилаётганда қуйидаги шартлар бажарилиши керак:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma' R_y m; \tau_{xy} \leq R_s m, \quad (4.29)$$

бу ерда,  $\sigma_x$  – балканинг параллел ўқидаги девор текислиги ўртасида жойлашган, текширилаётган  $(x, y)$  нуқталардаги норматив (сиқилишдаги «мусбат») кучланишлар;  $\sigma_y$  –  $T$  илова бўйича, балканинг перпендикуляр ўқларида аниқланадиган худди шундай кучланишлар;  $\gamma' - \sigma_y = 0$  да 1,15 га ва

$\sigma_y \neq 0$  да 1,10 га тенг бўлган коэффициент;  $\tau_{xy}$  – балка деворининг текширилатган нуқтасидаги уринма кучланиш.

**4.32** Турли белгили зўриқишларни қабул қиладиган элементлар, чекланган пластик деформацияларнинг ривожланиш эҳтимолларини ҳисобга олган ҳолда мустаҳкамлигини текширилгандан сўнг ( $\alpha > 1$ ) қуйидаги ифода бўйича ҳам текширилиши керак:

$$\sqrt{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})^2 + 3(\tau_1 - \tau_2)^2} \leq 1,8R_y m, \quad (4.30)$$

бу ерда,  $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$  – текширилатган нуқтадаги материалнинг эластиклик иши эҳтимолида ҳисобланган мос ҳолдаги ҳисобий максимал ва минимал (ўз белгилари билан) норматив зўриқишлар;

$\tau_1, \tau_2$  –  $\sigma_{\max}$  ва  $\sigma_{\min}$  лар каби мос юкламалардан ҳисобланган, текширилатган нуқтадаги (уларнинг белгиларини ҳисобга олган ҳолда) уринма кучланишлар.

Кўрсатилган шарт бажарилмаган тақдирда мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни эластиклик босқичидаги иши учун энг катта зўриқишга бажарилиши керак.

4.17 Жадвал

| $A_{f,min}$ | $\omega$ қуйидагича бўлганида $\psi$ коэффициентнинг қиймати |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|
|             | 0,05   |      |      | 0,2  |      |      | 0,4  |      |      |
| $A_{f,max}$ | при $A_{f,max}/A_w$  |      |      |      |      |      |      |      |      |
|             | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    |
| 1           | 2  | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   |
| 0           | 1  | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    |
| 0,5         | 0,53   | 0,55 | 0,57 | 0,63 | 0,68 | 0,78 | 0,77 | 0,85 | 0,92 |
| 1           | 0,067  | 0,09 | 0,14 | 0,26 | 0,36 | 0,56 | 0,53 | 0,70 | 0,83 |

4.17 жадвал охири

| $A_{f,min}$ | $\omega$ қуйидагича бўлганида $\psi$ коэффициентнинг қиймати |      |      |      |      |      |      |      |       |
|-------------|--|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|             | 0,6  |      |      | 0,8  |      |      | 0,95 |      |       |
| $A_{f,max}$ | при $A_{f,max}/A_w$  |      |      |      |      |      |      |      |       |
|             | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2     |
| 1           | 11   | 12   | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   | 19    |
| 0           | 1  | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1     |
| 0,5         | 0,89   | 0,93 | 0,96 | 0,96 | 0,98 | 0,99 | 0,99 | 0,99 | 0,997 |
| 1           | 0,78   | 0,87 | 0,93 | 0,92 | 0,95 | 0,97 | 0,98 | 0,99 | 0,994 |

4.17 жадвалда:  $\omega = \frac{|N|}{A_n R_y m}$  деб белгиланган.

Изоҳлар: 1.  $\psi$  нинг оралиқ қийматлари чизиқли интерполяция усули билан аниқланади.

2.  $N$  кучни «мусбат» ишора билан қабул қилиш лозим.

4.18 Жадвал

| $A_{f,min}$ | $\omega$ қуйидагича бўлганида $\psi$ коэффициентнинг қиймати |      |      |      |      |      |       |       |       |
|-------------|--|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
|             | -0,05  |      |      | -0,2 |      |      | -0,4  |       |       |
| $A_{f,max}$ | при $A_{f,max}/A_w$  |      |      |      |      |      |       |       |       |
|             | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    | 0,5   | 1     | 2     |
| 1           | 2  | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8     | 9     | 10    |
| 0           | 0,9  | 0,9  | 0,9  | 0,6  | 0,6  | 0,6  | 0,2   | 0,2   | 0,2   |
| 0,5         | 0,42   | 0,40 | 0,38 | 0,17 | 0,12 | 0,02 | -0,17 | -0,25 | -0,32 |

|   |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | -0,07 | -0,09 | -0,14 | -0,27 | -0,36 | -0,56 | -0,53 | -0,70 | -0,83 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|

4.18 жадвал охири

| $A_{f,min}$ | $\omega$ куйидагича бўлганида $\psi$ коэффициентнинг қиймати |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|             | -0,6   |       |       | -0,8  |       |       | -0,95 |       |       |
| $A_{f,max}$ | при $A_{f,max}/A_w$  |       |       |       |       |       |       |       |       |
|             | 0,5  | 1     | 2     | 0,5   | 1     | 2     | 0,5   | 1     | 2     |
| 1           | 11   | 12    | 13    | 14    | 15    | 16    | 17    | 18    | 19    |
| 0           | -0,2   | -0,2  | -0,2  | -0,6  | -0,6  | -0,6  | -0,9  | -0,9  | -0,9  |
| 0,5         | -0,49  | -0,53 | -0,56 | -0,76 | -0,78 | -0,79 | -0,94 | -0,94 | -0,95 |
| 1           | -0,78  | -0,87 | -0,93 | -0,92 | -0,95 | -0,97 | -0,98 | -0,99 | -0,99 |

Изоҳлар: 1. Белгилаш 4.17 жадвалдагидай.

2.  $\psi$  нинг оралиқ қийматлари чизикли интерполяция усули билан аниқланади.

3.  $N$  кучни «манфий» ишора билан қабул қилиш лозим.

### Пўлат симли арқонларни мустаҳкамликка ва оқувчанликка ҳисоблаш

**\*4.33** Вантли ва осма кўприкларда юк кўтарувчи эгилувчан элементлардаги, ҳамда олдиндан зўриктирилган конструкцияларнинг зўриктирилган элементларидаги пўлат симли арқонларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни куйидаги ифода бўйича бажариш керак.

$$\frac{N}{A} \leq R_{dh} m m_1, \quad (4.31)$$

бу ерда,  $R_{dh}$  – арқонларнинг ҳисобий қаршилиги;

$m$  – 4.15 жадвал бўйича қабул қилинадиган иш шароитининг коэффициентини.

$m_1$  –  $R$  илова бўйича аниқланадиган иш шароити коэффициенти;

Ҳисобий қаршилик  $R_{dh}$  параллел жойлаштирилган юқори мустаҳкам симлардан қилинган арқонлар ва боғламлар учун (4.3) ифода бўйича, битталиқ ўралган ва ёпиқ юк кўтарувчи арқонлар учун куйидаги ифодалар бўйича аниқланади:

$$R_{dh} = \frac{[\sum P_{un}]}{A \gamma_m} \text{ ёки } R_{dh} = k \frac{P_{un}}{A \gamma_m}, \quad (4.32)$$

бу ерда,  $[\sum P_{un}]$  – давлат мезонлари ёки техник шартларида кўрсатилган, арқон узиш зўриқишининг тўла қиймати;

$\gamma_m = 1,6$  - 4.17 б. га мувофиқ;

$\sum P_{un}$  – арқондаги ҳамма симлар узиш зўриқишларининг йиғиндиси;

$k$  – эшилган арқоннинг 4.19 жадвал бўйича ҳисобланадиган агрегат мустаҳкамлиги коэффициенти.

4.19 Жадвал

| Арқон             | Ўрамнинг карраликдаги $k$ коэффициенти |      |      |      |      |      |
|-------------------|--|------|------|------|------|------|
|                   | 6                                      | 8    | 10   | 12   | 14   | 16   |
| Битталиқ ўрамда   | 0,89                                   | 0,93 | 0,96 | 0,97 | 0,98 | 0,99 |
| Ёпиқ юк кўтарувчи | 0,87                                   | 0,91 | 0,94 | 0,95 | 0,96 | 0,97 |

**4.34** Олдиндан тортилишга учратилган битта ўрамлик ва ёпиқ юк кўтарувчи – металл ўзаги бўлган, рухлаган, эшилган пўлат арқонларнинг бўйлама оқувчанлиги  $\varepsilon_{pl,x}$  – қуйидаги ифода бўйича аниқланади:

$$\varepsilon_{pl,x} = \frac{0,001\sigma}{R_{un}} e^{2\left(\frac{\sigma}{R_{un}}\right)^{2,4}} ; \quad (4.33)$$

бу ерда,  $\sigma$  – норматив доимий юкламалар ва 1/3 норматив вақтинчалик юкламалар таъсиридан ҳисобланган зўриқишлардан арқондаги кучланиш;

$$R_{un} = \frac{[\sum P_{un}]}{A} \text{ – арқоннинг норматив қаршилиги;}$$

$e$  – натурал логарифмларнинг асоси.

**4.35** 4.34 б. да кўрсатилган арқонларнинг кўндаланг ёйилувчанлиги  $\varepsilon_{pl,y}$  ни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$\varepsilon_{pl,y} = 0,003 \frac{\sigma}{R_{un}} e^{2,19 \frac{\sigma}{R_{un}}} . \quad (4.34)$$

### Барқарорлиги бўйича ҳисоблаш

**\*4.36** Энг катта эгилувчанлик текислигида марказий сиқилишга, эгилиш билан сиқилишга ва эгилишдаги марказдан ташқари сиқилишга йўликтирилган берк ва очиқ кесимли яхлит деворли элементлар барқарорлигининг ясси шаклдаги йўқотишни ҳисоблаш қуйидаги ифода бўйича бажарилади:

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m , \quad (4.35)$$

бу ерда,  $\varphi$  – бўйлама эгилиш коэффиценти бўлиб, элементнинг эгилувчанлиги ( $\lambda$ ) га ва келтирилган нисбий эксцентриситети ( $e_{ef}$ ) га боғлиқ ҳолда S илованинг S.1- S.3 жадваллари бўйича аниқланади;

$m$  – бу ерда ва 4.38–4.41 б. ларда ҳам, 4.14 жадвал бўйича қабул қилинадиган иш шароити коэффиценти.

Элементнинг эгилувчанлиги ( $\lambda$ ) ни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} , \quad (4.36)$$

бу ерда,  $l_{ef}$  – ҳисобий узунлик;

$i$  – энг катта эгилувчанлик текислигига (эгилиш текислиги) перпендикуляр бўлган ўққа нисбатан кесимнинг инерция радиуси.

Келтирилган нисбий эксцентриситет ( $e_{ef}$ ) ни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$e_{ef} = \eta e_{rel} , \quad (4.37)$$

бу ерда,  $\eta$  – S илова бўйича аниқланадиган кесимнинг шакли таъсир қиладиган коэффициент;  $e_{rel} = \frac{e}{\rho}$  – эгилиш текислигидаги нисбий эксцентриситет бўлиб, марказий сиқилишда нолга тенг қилиб қабул қилинади.

бу ерда  $e$  – марказдан ташқари сиқилишдаги  $N$  кучнинг ҳақиқий эксцентриситети ва эгилиш билан сиқилгандаги ҳисобий эксцентриситети,  $\rho$  – ядровий масофа,

Эгилиш билан сиқилгандаги эгилиш текислигида ҳисобий эксцентриситетни  $e$  куйидаги ифода бўйича аниқланади:

$$e = \frac{M}{N}, \quad (4.38)$$

бу ерда  $N, M$  – бўйлама кучнинг ва эгувчи моментнинг ҳисобий қийматлари.

Эксцентриситетнинг йўналиши бўйича ядровий масофа  $\rho$  ни куйидаги ифода бўйича аниқланиши керак

$$\rho = \frac{W_c}{A}, \quad (4.39)$$

бу ерда,  $W_c$  – энг кўп сиқилган тола учун ҳисобланадиган, брутто кесимнинг қаршилиқ моменти.

Элементдаги бўйлама куч  $N$  нинг ва эгувчи момент  $M$  нинг ҳисобий қийматларини битта ва пўлатнинг эластик деформациясини фараз қилиб, тизимнинг деформацияланмаган шакли бўйича ҳисобидан шу юкламаларнинг биргаликда келиши учун қабул қилиниши керак.

Бунда  $M$  нинг қийматини куйидагича қабул қилиш керак:

ром тизимларнинг ўзгармас қисмли элементлари учун – элемент узунлиги чегарасида энг катта моментларга;

бир томони қистирилган, иккинчиси учи эркин бўлган элементлар учун – қистириши жойидаги моментга, лекин, қистириш жойидаги узунликнинг тўртдан уч қисмидаги кесим моментидан кам бўлмаганига;

туғунидан ташқаридаги юкламаларни қабул қилиб олувчи фермаларнинг сиқилиш белбоғлари учун – бел-боғнинг ҳисоблашидан эгилувчан узлуксиз тўсин каби аниқланадиган белбоғ панелининг ўртача уч қисми узунлиги чегарасидаги энг катта моментига;

учлари шарнирли таянган ва эгилиш текислиги билан мос тушадиган битта симметрия ўқиға эға бўлган кесимли сиқилувчи стерженлар учун – 4.20 жадвал ифодалари бўйича аниқланадиган моментига.

Учлари шарнирли таянган ва иккита симметрия ўқиға эға бўлган кесимли сиқилувчи стерженлари учун, келтирилган нисбий эксцентриситетлар  $e_{ef}$  нинг ҳисобий қийматларини ҚМҚ 2.03.05-97 бўйича аниқлаш керак ва бунда  $m_{ef}$  ни  $e_{ef}$  га ва  $m_{ef1}$  ни эса куйидаги ифода бўйича аниқланадиган  $e_{ef1}$  га тенг қилиб олинади:

$$e_{ef1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c} \quad (4.40)$$

бу ерда,  $M_1$  – кўрсатилган турдаги сиқилган стерженнинг шарнирли таянган учларига қўйилган эгувчи моментлардан каттаси.

4.20 Жадвал

| $M_{\max}$ га мос келувчи нисбий эксцентриситет | Шартли букилувчанлиги қуйидагича бўлганида $M$ нинг ҳисобий қийматлари |  |
|---|--|--|
|   | $\bar{\lambda} < 4$  | $\bar{\lambda} \geq 4$                             |
| $e_{rel} \leq 3$                                | $M = M_2 = M_{\max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{\max} - M_1)$         | $M = M_1$  |
| $3 < e_{rel} \leq 20$                           | $M = M_2 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{\max} - M_2)$                     | $M = M_1 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{\max} - M_1)$ |

4.20 жадвалда белгиланганлар:

$M_{\max}$  – стержен узунлиги чегарасида энг катта эгувчи момент;

$M_1$  –  $0,5 M_{\max}$  дан кам бўлмаган, стержен узунлигининг учдан бир қисмидаги энг катта эгувчи момент;

$e_{rel}$  – қуйидаги ифода бўйича аниқланадиган нисбий эксцентриситет

$$e_{rel} = \frac{M_{\max} A}{NW_c}; ;$$

$\bar{\lambda}$  – қуйидаги ифода бўйича аниқланадиган шартли букилувчанлиги:

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R,$$

бу ерда,  $\alpha_R$  – S илованинг S.4 жадвали бўйича олинадиган коэффициент.

Изоҳ. Барча ҳолларда ҳам  $M \geq 0,5 M_{\max}$  қилиб қабул қилиниши керак.

**\*4.37** Марказий сиқилишда, эгилиш билан сиқилишда ва марказдан ташқари сиқилишдаги, тармоқлари планкалар билан ёки тешикли листлар билан бириктирилган ёпиқ кесимли тўшпатўғриой элементларнинг турғунлигини йўқотишининг ясси шаклида ҳисоблашни бажариш керак:

планкалар ёки тешикли листлар текислигига перпендикуляр бўлган текисликда таъсир этувчи эгувчи момент ёки мўлжалланаётган (марказий сиқилишда) эгилишда бир бутун элементни – келтирилган букилувчанлиги  $\lambda_{ef}$  га боғлиқ ҳолда S илованинг S.1-S.3 жадваллар бўйича бўйлама эгилиш коэффициенти  $\varphi$  ни аниқлаш билан (4.35) ифода бўйича;

алоҳида тармоқларини – тармоғининг букилувчанлиги  $\lambda_\alpha$  га боғлиқ ҳолда (4.35) ифода бўйича.

Тармоғининг букилувчанлиги  $\lambda_\alpha$  ни ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  пайвандланган планкалар орасидаги масофага (очиқлиги) ёки қўшни планкалар четки болтлари марказлари орасидаги ёки тешикли листдаги тешикнинг  $0,8$  узунлигидаги масофа деб ва тармоқ кесимининг шахсий ўкига нисбатан инерция радиуси  $i$  ни планкаларнинг ёки тешикли листларнинг перпендикуляр текисликлари деб қабул қилиб, (4.35) ифода бўйича аниқлаш керак. Тўшпатўғри элементнинг бириктирувчи планкалар ва тешикли листлар текислигида келтирилган букилувчанлиги  $\lambda_{ef}$  ни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш лозим:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_\alpha^2}, \quad (4.41)$$

бу ерда,  $\lambda$  – (4.36) ифода бўйича аниқланадиган бириктирувчи планкалар ёки тешикли листлар текислигида элементнинг букилувчанлиги;

$\lambda_\alpha$  – тармоқнинг букилувчанлиги.

Кесимнинг юзасини ҳисоблашда, элементнинг инерция моменти ва инерция радиусини эквивалент қалинлиги  $t_{ef}$  ни уни қуйидагича аниқлаш орқали қабул қилиш керак:

Кенглиги  $-b$ , узунлиги  $-l$  ва қалинлиги  $-t$  бўлган тешикли листлар учун қуйидаги ифода бўйича:

$$t_{ef} = \frac{t(A - \sum A_i)}{A}, \quad (4.42)$$

бу ерда,  $A = bl$  – листнинг тешиклар ҳосил қилингунча майдони;

$\sum A_i$  – лист юзасидаги барча тешиклар юзасининг йиғиндиси;

қалинлиги  $-t$  бўлган бириктирувчи планкалар учун, қуйидаги ифода бўйича:

$$t_{ef} = \frac{t \sum l_i}{l}, \quad (4.43)$$

бу ерда,  $\sum l_i$  – элементнинг барча планкалари узунлигининг йиғиндиси (элемент бўйламасига);  $l$  – элементнинг узунлиги.

Бир бири билан жипс қилиб ёки қистирма орқали бириктирилган деталлардан қилинган тўппатўғри элементларни яхлит сингари ҳисоблаш керак, агар болтлар, пайвандланган планкалар орасидаги (очиклиги) ёки қўшни планкаларнинг четки болтлари марказлари орасидаги масофалар қуйидагидан ошмаса:

сиқилган элементлар учун –  $40i$ ;

чўзилган элементлар учун –  $80i$ .

Бу ерда бурчак ёки швеллернинг инерция радиуси  $i$  ни, йиғиб тузилган тавр ёки қўштавр кесимлар учун, қистирмалар жойлашган текисликка параллел жойлашган ўқига нисбатан, хочсимон кесимлар учун – минимал қилиб олиниши керак. Бунда сиқилган элементнинг узунлиги чегарасида камида иккита қистирма бўлиши керак.

**\*4.38**  $N$  куч билан марказий сиқилишга йўлиқтирилган, инерция моментлари  $I_x > I_y$  бўлган очик кесимли, яхлит деворли элементлар барқарорлиги йўқотилишининг эгилиб буралиш шаклидаги ҳисоблаш қуйидаги ифода бўйича бажарилади:

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_c R_y m, \quad (4.44)$$

бу ерда,  $\varphi_c$  -  $S$  мажбурий илованинг S.1 – S.3 жадваллари бўйича аниқланадиган  $e_{ef} = 0$  бўлганда бўйлама эгилиш коэффициенти ва

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}} \quad (4.45)$$

**\*4.39** Симметрия текислиги ва  $y$  ўқи билан мос келадаган энг кам букилувчанлик текислигида эгилиш билан сиқилишга ва марказдан ташқари



сиқилишга йўлиқтирилган, инерция моментлари  $I_x < I_y$  бўлган, ёпиқ ва очик кесимли яхлит деворли элементларни эгилиб-буралиш барқарорлигига ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича бажариш керак:

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{N_e}{W_c} \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (4.46)$$

бу ерда,  $e$  –  $N$  кучининг марказдан ташқари сиқилгандаги ҳақиқий эксцентриситет ва эгилиш билан сиқилгандаги  $e = M/N$  бўлган ҳисобий эксцентриситет;

$W_c$  – энг кўп сиқилган тола учун ҳисобланадиган брутто кесимнинг қаршилик momenti;

$\varphi_c$  – S илованинг S.1 – S.3 жадваллари бўйича аниқланадиган  $e_{ef} = 0$  бўлганда бўйлама эгилиш коэффициентини ва

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left( 1 + \left| \frac{eA}{W_c} \right| \right)}} \quad (4.47)$$

**\*4.40** Эгилиш билан сиқилишга ва иккита текисликда марказдан ташқари сиқилишга йўлиқтирилган ёпиқ ва очик кесимли яхлит деворли элементларнинг барқарорлигини йўқотишини эгилиб-буралувчи шаклидаги ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича бажариш керак:

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne_y}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{Ne_x}{I_y} x_c \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (4.48)$$

бу ерда,  $e_y, e_x$  –  $y$  ва  $x$  ўқлари йўналиши бўйлаб марказдан ташқари сиқилишдаги ҳақиқий эксцентриситетлар ва эгилиш билан сиқилишдаги ҳисобий эксцентриситетлар;  $y_c, x_c$  –  $M_x, M_y$  ва  $N$  ларнинг биргаликдаги таъсирдан кесимнинг энг кўп сиқилган нуқтасининг координаталари;

$\varphi_c$  – S илованинг S.1 – S.3 жадваллари бўйича аниқланадиган  $e_{ef} = 0$  бўлганда бўйлама эгилиш коэффициентини ва

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left( 1 + \left| \frac{e_y A}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{e_x A}{I_y} x_c \right| \right)}}. \quad (4.49)$$

Бундан ташқари эксцентриситети  $e_y$  бўлган ( $e_x = 0$ )  $y$  ўқи текислигида ва эксцентриситети  $e_x$  бўлган ( $e_y = 0$ )  $x$  ўқи текислигида барқарорлигини йўқотишининг ясси шакли эхтимолида ҳисоблаш (4.35) ифода бўйича бажарилган бўлиши керак.

**\*4.41** Битта текисликда эгилувчи яхлит деворли тўсинлар барқарорлигини йўқотишининг эгилиб-буралувчи шаклидаги ҳисоблашни қуйидаги ифода бўйича бажариш керак:

$$\frac{M}{W_c} \leq \varepsilon \varphi_b R_y m, \quad (4.50)$$

бу ерда,  $M - l_{ef}$  тўсин сиқилган белбоғининг ҳисобий узунлиги чегарасида энг катта ҳисобий эғувчи моменти;  $W_c$  – сиқилган белбоғнинг чеккадаги толаси учун тўсин кесимининг қаршилиқ моменти;  $\varepsilon$  – қуйидаги ифодалар бўйича аниқланадиган коэффициент:

$$\varepsilon = 1 + (\alpha - 1)(1 - \lambda_y / 85) \text{ бўлганда } \lambda_y < 85; \quad (4.51)$$

$$\varepsilon = 1,0 \text{ бўлганда } \lambda_y \geq 85; \quad (4.52)$$

бу ерда,  $\alpha$  – (4.6) ва (4.7) ифодалар бўйича аниқланадиган коэффициент;

$\varphi_b$  – S илованинг S.1 – S.3 жадваллари бўйича  $e_{ef} = 0$  блганда аниқланадиган бўйлама эгилиш коэффициенти ва девор текислигидан букилувчанлиги

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}}. \quad (4.53)$$

\*4.42 Иккита текисликда эгилувчи яхлит деворли тўсинлар барқарорлигини йўқотишининг эгилиб-буралувчи шаклидаги ҳисоблашни (4.50) ифода бўйича бажариш керак, бунда  $\varphi_b$  коэффициентни  $e_{ef} = \eta e_{rel}$  бўлганда, S илованинг S.1 – S.3 жадваллари бўйича олиш керак. Бу ерда,  $\eta$  – S илова бўйича олинадиган коэффициент;  $e_{rel}$  – қуйидаги ифода бўйича аниқланадиган нисбий эксцентриситет:

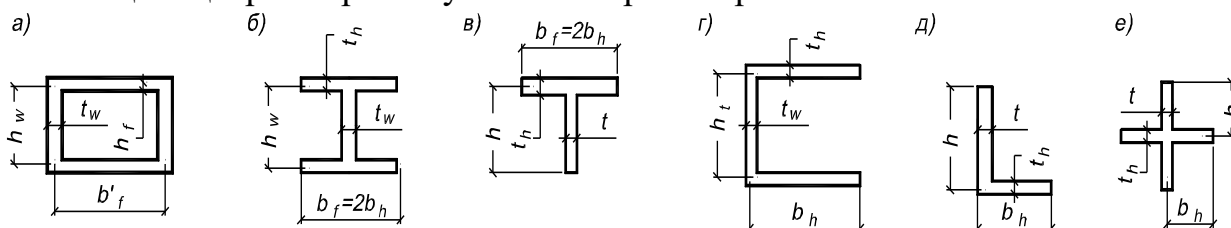
$$e_{rel} = \frac{\sigma_{fh}}{\sigma_{fv}}, \quad (4.54)$$

бу ерда,  $\sigma_{fh}$  – тўсиннинг қистирилмаган узунлигининг ўртача учдан бир қисми чегарасида жойлашган кесимидаги горизонтал текисликда эғувчи моментдан сиқилган белбоғнинг ён қирраси нуқтасидаги энг катта кучланиш;  $\sigma_{fv}$  – шу кесимдаги вертикал юкламадан тўсиннинг сиқилган белбоғидаги кучланиш.

4.43 Агар сиқилган белбоғ темирбетон ёки пўлат плита билан бирлаштирилган бўлса, узлукли тўсиннинг ва узлуксиз тўсин белбоғи сиқилган зонасининг умумий барқарорлигини текшириш бажарилмайди.

### Бикрлик қовурғалари билан маҳкамланмаган элементларнинг токчалари ва деворларини барқарорлиги бўйича ҳисоблаш

\*4.44 Бикрлик қовурғалари билан маҳкамланмаган кўндаланг кесими доимий бўлган, марказий ва марказдан ташқари сиқилган, ҳамда сиқилиб-эгилувчи ва эгилувчи прокат ва пайвандлаб йиғилган элементлар токчалари ва деворларининг барқарорлиги бўйича ҳисоблашни (4.1 расм), призматик таҳланма қобиқлар назаряси бўйича бажариш керак.



**4.1 Расм. Бикрлик қовурғалари билан маҳкамланмаган элементлар ҳисобий кесимларининг шакллари**

**\*4.45** Бикрлик қовурғалари билан маҳкамланмаган элементлар токчалари ва деворларининг барқарорлигини,  $0,2\sigma_x$  дан ошмайдиган ўртача уринма кучланишларида, деворининг баландлиги  $(h, h_w)$  ни ёки токчасининг кенглиги  $(b_f, b_h)$  ни қалинлиги  $(t_w, t_f, t_h)$  га нисбатини,  $0,951\alpha/\sqrt{\sigma_{x,cr,ef}/E}$  дан катта бўлмаган қилиб белгилаш билан таъминлашга рухсат этилади (бу ерда,  $\alpha$  – коэффициент,  $\sigma_{x,cr,ef}$  – келтирилган критик кучланиш).

$\alpha$  – коэффициентни аниқланиши керак:

кенглиги  $b_h, h$  – бўлган бир томонлама таянган (4.1 расм, б-е) пластинкалар учун қуйидаги ифода бўйича

$$\alpha = \left(1 + \frac{3,10}{3\nu + 4}\right) \sqrt{0,405 + 0,085\xi^2}; \quad (4.55)$$

кенглиги  $h_w, b_f$  бўлган икки томонлама таянган (4.1 расм, а, б, г) пластинкалар учун, қуйидаги ифода бўйича

$$\alpha = \left(1 + \frac{0,96}{10\nu + 3}\right) \sqrt{4 + 3,85\xi^{2,33}} \quad (4.56)$$

(4.55) ва (4.56) – ифодаларда:

$\nu$  – 4.21 жадвалдаги ифодалар бўйича аниқланадиган пластинкани қистириш коэффициенти;

$\xi$  – қуйидаги ифода бўйича аниқланадиган (брутто кесим учун) коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}, \quad (4.57)$$

бу ерда,  $\sigma_x, \bar{\sigma}_x$  – пластинкаларни барқарорлиги учун ноқулай бўлган юкланиши учун (4.4)–(4.25) ифодалар бўйича аниқланадиган, сиқилишда мусбат бўладиган, пластинканинг бўйлама чегаралари бўйича максимал ва минимал бўйлама нормал кучланишлар, бунда  $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$  – коэффициентларни 1,0 га тенг қилиб олиш керак.

4.21 Жадвал

| Элемент кесимларининг тури | Пластинкаларни қистириш коэффициентлари $\mathcal{G}$  |   |       |
|----------------------------|--|---|-------|
|                            | Деворининг   | токчасининг $b_h/h$ бўлганда, бурчакли кесим учун   |       |
|                            |  | 1   | 0,667 |
| кутисимон (4.1 расм, а)    | $\mathcal{G}_1 = \beta_1^3 \frac{0,38}{1 - \beta_1^2 \alpha_1^2}$                                  | $\mathcal{G}_2 = \frac{1}{\beta_1^3} \cdot \frac{0,38}{1 - \frac{1}{\beta_1^2 \alpha_1^2}}$             |       |
| қўштаврли (4.1 расм, б)    | $\mathcal{G}_3 = \beta_2^3 \frac{0,16 + 0,0056 \frac{1}{\alpha_2^2}}{1 - 9,4\beta_2^2 \alpha_2^2}$ | $\mathcal{G}_4 = \frac{1}{\beta_2^3 \alpha_2} \cdot \frac{2}{1 - 0,106 \frac{1}{\beta_2^2 \alpha_2^2}}$ |       |

|  |  |   |                          |                           |
|--|--|---|--------------------------|---------------------------|
| Таврсимон (4.1 расм, в)                                | $\mathcal{G}_5 = \beta_3^3 \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2}$ | $\mathcal{G}_6 = \frac{1}{\beta_3^3 \alpha_3} \cdot \frac{2}{1 - \frac{1}{\beta_3^2 \alpha_3^2}}$ |                          |                           |
| Швеллерли (4.1 расм, г)                                | $\mathcal{G}_7 = 2\mathcal{G}_3$                               | $\mathcal{G}_8 = \frac{1}{2} \mathcal{G}_4$   |                          |                           |
| Бурчакли –баландлиги h бўлган токча учун (4.1 расм, д) | –  | $\mathcal{G}_9 = \infty$  | $\mathcal{G}_9 = 1$<br>0 | $\mathcal{G}_9 = 5,$<br>2 |
| Хочсимон (4.1 расм, е)                                 | $\mathcal{G}_{10} = \infty$                                    | $\mathcal{G}_{10} = \infty$   |                          |                           |

4.21 жадвалда белгиланганлар:

$$\beta_1 = \frac{t_w}{t_f}; \alpha_1 = \frac{b_f}{h_w}; \beta_2 = \frac{t_w}{t_h}; \alpha_2 = \frac{b_h}{h_w}; \beta_3 = \frac{t}{t_h}; \alpha_3 = \frac{b_h}{h}.$$

Изоҳлар: 1. 4.21 жадвалдаги ифодаларда махражсининг қиймати манфий бўлганда, ҳамда у nolга тенг бўлганида,  $\mathcal{G} = \infty$  этиб олиш керак.

2. 4.21 жадвалда кўрсатилмаган, нисбати  $b_h/h$  бўлган бурчакли кесим учун,  $\mathcal{G}_9$  нинг қийматини интерполяция орқали аниқланади, бироқ бунда  $b_h/h = 1$  учун  $\mathcal{G}_9$  нинг қийматини 100 га тенг қилиб олиш керак.

Пластинка учун келтирилган критик кучланиш  $\sigma_{x,cr,ef}$  ни таъсир этаётган  $\sigma_x/m$  кучланишга тенг қилиб олинган критик кучланиш  $\sigma_{x,cr}$  га боғлиқ ҳолда 4.22 жадвалдаги ифодалар бўйича аниқлаш керак (бу ерда  $m$  иш шароити коэффициентини бўлиб, 4.14 жадвал бўйича олинади).

4.22 Жадвал

| Пўлатнинг мустаҳкамлик синфи | $\sigma_{x,cr}$ нинг қиймати, МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) | $\sigma_{x,cr,ef}$ ни аниқлаш учун ифодалар ёки унинг қийматлари, МПа (кгк/см <sup>2</sup> )         |
|------------------------------|--|--|
| С235                         | 176 (1800) гача  | $1,111\sigma_{x,cr}$   |
|                              | 176 (1800) дан юқори 205 (2100) гача                     | $\left( 1,868 \cdot 10^{-3} - 2,420 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 1000 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$ |
|                              | 205 (2100) дан юқори                                     | 385 (3923)   |
| С325–С345                    | 186 (1900) гача  | $1,111\sigma_{x,cr}$   |
|                              | 186 (1900) дан юқори 284 (2900) гача                     | $\left( 2,544 \cdot 10^{-3} - 2,620 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 724 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$  |
|                              | 284 (2900) дан юқори                                     | 524 (5342)   |
| С390                         | 206 (2100) гача  | $1,111\sigma_{x,cr}$   |
|                              | 206 (2100) дан юқори 343 (3499) гача                     | $\left( 2,868 \cdot 10^{-3} - 2,778 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 600 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$  |
|                              | 343 (3499) дан юқори                                     | 591 (6023)   |

## Бикрлик қовурғаси билан маҳкамланган элементларнинг токчалари ва деворларини барқарорлиги бўйича ҳисоблаш

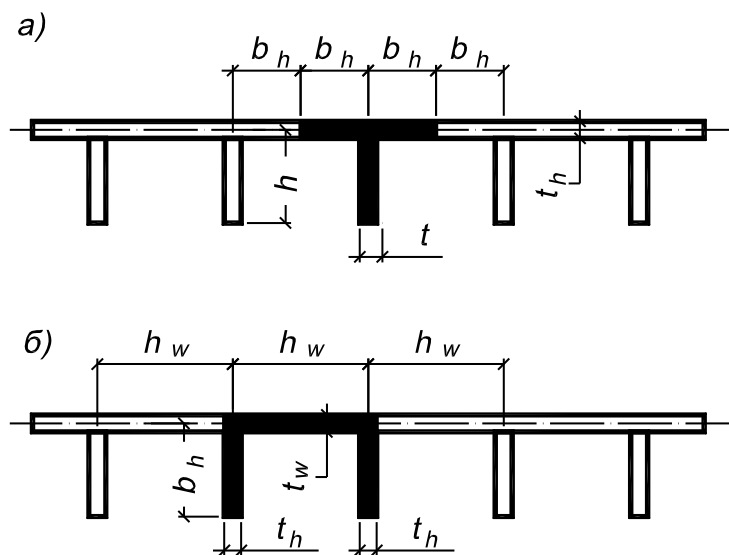
**\*4.46** Бикрлик қовурғаси билан маҳкамланган элементларнинг токчалари ва деворларини барқарорлиги бўйича ҳисоблашни, кўндаланг диафрагмалар билан маҳкамланган призматик тахланма қобиклар назарияси бўйича бажариш керак.

Кўрсатилган элементларнинг пластинкалари, токчалари ва деворларни барқарорлиги бўйича ҳисоблашни Т иловага биноан бажариш рухсат этилади.

**\*4.47** Ортотроп плиталар пластинкаларининг барқарорлигини уларнинг қалинликларини кенгликларига нисбатини 4.45 б. га мувофиқ белгилаш билан таъминлашга рухсат этилади, бунда:

тасмали бўйлама қовурғалар учун коэффициент  $\alpha$  ни, қистириш коэффициенти  $\mathcal{A}_5$  ва тавр токчасининг осими  $b_h$  ни (4.2 расм, а)  $\xi_2 t_h \geq h_w$  бўлганда,  $0,5 h_w$  га ёки  $\xi_2 t_h \geq h_w$  бўлганда,  $\xi_1 t_h$  га тенг бўлса, (4.55) ифода бўйича аниқлаш лозим;

ортотроп плита листининг қўшни полосали бўйлама қовурғалари орасидаги қисми учун, коэффициент  $\alpha$  ни, қистириш коэффициенти  $\mathcal{A}_7$  ва деворининг қалинлиги  $h_w$ , бўйлама қовурғалар орасидаги масофага тенг ва токчасининг осилиши  $b_h$ , бўйлама қовурға баландлигига тенг (4.2 расм, б), лекин  $\xi_1 t_h$  дан катта бўлмаганида (4.56) ифода бўйича аниқлаш керак; бу ерда  $\xi_2$  ва  $\xi_1$  4.55 б. бўйича аниқланадиган коэффициент.



**4.2 Расм. Ортотроп плиталар пластинкалари  
ҳисобий кесимларининг шакллари**

### Ҳисобий узунликлар

**\*4.48** Бош фермалар элементларининг ҳисобий узунликлари  $l_{ef}$  ни, чорраҳали панжаралар элементларидан ташқари 4.23 жадвал бўйича олиниши керак.

| Бўйлама эгилишнинг йўналиши   | Ҳисобий узунлик $l_{ef}$ |   |                                 |
|---|--------------------------|---|---------------------------------|
|   | белбоғ-ларни             | таянч тиргакларини ва таянч устунларини <sup>1)</sup> | панжаранинг бошқа элементларини |
| 1. Ферма текислигида  | $l$                      | $l$   | $0,8l$                          |
| 2. Ферма перпендикуляр текислигидаги йўналишда (ферма текислигидан) | $l_1$                    | $l_1$   | $l_1$                           |

4.23 жадвалда белгиланганлар:

$l$  – ферма текислигида элементнинг геометрик узунлиги (тугунлар марказлари орасидаги масофа);

$l_1$  – ферма текислигида силжишдан маҳкамланган тугунлар орасидаги масофа.

<sup>1)</sup> Узлуксиз оралиқ қурилмаларнинг оралиқ таянчлари олдидаги таянч тиргаклари ва таянч устунларининг ҳисобий узунлигини, панжаранинг бошқа элементлари каби қилиниши керак.

**\*4.49** Ферма (шпренгелли, учбурчак панжарали ёки ярим тиргакли ва х.к.) текислигидан узунлиги бўйича турли сиқувчи  $N_1$  ва  $N_2$  (бирок  $N_1 > N_2$ ) зўриқишлар таъсир этаётган элементнинг ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  қуйидаги ифода бўйича ҳисобланади:

$$l_{ef} = l_1 \left( 0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (4.58)$$

бу ерда,  $l_1$  – ферма текислигидан силжишдан маҳкамланган тугунлар орасидаги масофа. Бу ҳолатда барқарорлиги бўйича ҳисоблашни  $N_1$  зўриқишига бажариш керак. (4.58) ифодани  $N_2$  чўзувчи кучда қўллашда рухсат этилади, бу ҳолда  $N_2$  нинг қийматини «манфий» ишора билан,  $l_{ef}$  ни эса  $l_{ef} \geq 0,5 l_1$  қилиб олиш керак.

**\*4.50** Бош ферманинг кесишган панжарали элементларининг ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  ни қуйидаги ҳолларда қабул қилиш лозим:

ферма текислигида –  $0,8l$  га тенг қилиб, бу ерда  $l$  – ферма тугунининг марказидан, уларнинг кесишиш нуқтасигача бўлган масофа;

ферма текислигидан;

сиқилган элементлардан – 4.24 жадвал бўйича;

чўзилган элементлар учун – элементнинг тўла геометрик узунлигига тенг қилиб, ( $l_{ef} = l_1$ , бу ерда  $l_1$  – 4.23 жадвалга қаралсин).

| Панжара элементлари кесишиш тугунининг конструкцияси    | Ушлаб турувчи элементдаги ферма текислигидан ҳисобий узунлик $l_{ef}$ |               |           |
|---|---|---------------|-----------|
|   | чўзилган  | ишламай-диган | сиқилган  |
| Иккала элемент ҳам узилмайди                            |   |               |           |
| Ушлаб турувчи элемент узилади ва фасонка билан ёпилади: | $l$   | $0,7l_1$      | $l_1$     |
| кўрилатган элемент узилмайди                            | $0,7 l_1$   | $l_1$         | $1,4 l_1$ |
| кўрилатган элемент узилмайди ва фасонка билан ёпилади   | $0,7 l_1$   | –             | –         |

**4.51** Тўсиннинг умумий барқарорлигини текширишда, сиқилган белбоғнинг ҳисобий узунлигини қуйидагиларга тенг қилиб олиш керак:

бўйлама боғловчилар фермаси тугунлари орасидаги масофага – устки ва пастки белбоғлар зонасида бўйлама боғловчилари, таянч кесимларида кўндаланг боғловчилари бўлганда;

кўндаланг боғловчилар фермалари орасидаги масофага – бўйлама боғловчиларни фақат чўзилган белбоғлар зонасида бўлганида, бунда кўндаланг боғловчиларнинг фермалари, бўйлама боғловчилар тугунлари билан марказлаштирилган бўлиши керак, кўрсатилган фермалар белбоғларининг букилувчанлиги эса 100 дан ошмаган бўлиши керак;

тўсиннинг оралиғига - ораликда бўйлама ва кўндаланг боғловчилари бўлмаганда;

консол охиридан, консолнинг таянч орти кесимидаги энг яқин кўндаланг боғловчилари текислигигача бўлган масофага – оралик қурилмани осма ёки бўйлама суриш орқали монтаж қилинганда.

**\*4.52** Шу белбоғида бўйлама боғловчиларга эга бўлмаган, «очик» оралик қурилма бош тўсини ёки фермаси сиқилган белбоғининг ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  ни, қоидага кўра, узунлиги бўйлаб ўзгарувчан бўйлама куч билан сиқилган, эластик таянчлардаги стерженнинг барқарорлиги бўйича ҳисоблаб аниқланади.

Кўрсатилган ҳисобий узунликни қуйидаги ифода бўйича ҳисоблашга рухсат этилади:

$$l_{ef} = \mu l, \quad (4.59)$$

бу ерда,  $l$  – белбоғнинг узунлиги бўлиб, параллел белбоғли тўсинлар ва фермалар учун ҳисобий оралиғига, устки белбоғи эгри чизиқли бўлган тўсинлар ва устки полигонал белбоғли фермалар учун тўла узунлигига тенг;  $\mu$  – ҳисобий узунлик коэффициенти.

Параллел белбоғли тўсинлар ва фермаларнинг белбоғлари, ҳамда устки белбоғи полигонал фермалар ёки эгри чизиқли тўсинлар учун ҳисобий узунлик коэффициенти  $\mu$  ни 4.25 жадвал бўйича олиш керак, бунда энг катта силжиш  $\delta$  ни, оралик ўртасида жойлашган ром учун олинади.

4.25 Жадвал

| $\xi$ | $\mu$<br>коэффициенти | $\xi$          | $\mu$<br>коэффициенти              |
|-------|-----------------------|----------------|------------------------------------|
| 0     | 0,696                 | 150            | 0,268                              |
| 5     | 0,524                 | 200            | 0,246                              |
| 10    | 0,443                 | 300            | 0,225                              |
| 15    | 0,396                 | 500            | 0,204                              |
| 30    | 0,353                 | 1000           | 0,174                              |
| 60    | 0,321                 |                | $0,174 \sqrt[4]{\frac{1000}{\xi}}$ |
| 100   | 0,290                 | 1000 дан юқори |                                    |

4.25 жадвалда белгиланганлар:

$$\xi = \frac{l^4}{16d\delta EI_m},$$

бу ерда,  $d$  – белбоғни кўндаланг горизонтал силжишлардан маҳкамлайдиган ромлар орасидаги масофа;

$\delta = F = 1$  кучдан ром тугунининг энг катта силжиши (таянч ромларини ҳисобга олмаганда);

$I_m$  – тўсин (ферма) сиқилган белбоғининг вертикал ўққа нисбатан инерция моментининг ўртача (оралиқ узунлиги бўйича) қиймати.

*Изоҳлар: 1. Агар 4.25 жадвал маълумотлари бўйича олинган ҳисобий узунлик  $l_{ef} < 1,3d$  бўлса, у ҳолда уни эластик таянчлардаги стерженнинг барқарорлиги бўйича ҳисоблаб аниқлаш лозим.*

*2.  $\xi$  нинг оралиқ қийматлари учун  $\mu$  коэффициентни чизиқли интерполяция бўйича аниқлаш лозим.*

**\*4.53** Аркаларни ҳисоблаш, аркалар ва қатнов қисми элементлари ҳамда уларни ушлаб турувчи элементларнинг биргаликда ишлашини ҳисобга олган ҳолда ШЭХМ да бажарилади.

Яхлит ўзгармас кесимли аркани умумий барқарорликка текширишда унинг текислигидаги ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  ни қуйидаги ифода билан ҳисоблаш лозим:

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{8\alpha}{\zeta}} l, \quad (4.60)$$

бу ерда,  $l$  – арка оралиғининг узунлиги;

$\alpha = f/l$  – коэффициент (бу ерда  $f$  – арканинг кўтарилиш миши);

$\zeta$  – 4.26 жадвал бўйича қабул қилинадиган коэффициент.

Ўзгарувчан кесимли икки шарнирли арка учун  $\zeta$  нинг қийматини, унинг инерция моменти уни оралиқ узунлиги бўйича ўртача қийматининг  $\pm 10\%$  чегарасида ўзгарганда, 4.26 жадвалнинг 4 вазияти бўйича аниқланади, бунда  $EI_{bog}$  ни оралиқнинг чорагида олинади.

Ҳамма ҳолларда арканинг узунлиги  $l_{ef}$  унинг текислигида, устунлар ёки осгичлар маҳкамланган тугунлар орасидаги масофадан кам бўлмаслиги керак.

4.26 Жадвал

| Арканинг тури  | $\zeta$ коэффициенти  |
|--|---|
| 1. Арка билан осгичлар орқали бириктирилган буки-лувчан тортқичли <sup>1)</sup> , ҳаракат пастидан бўладиган икки шарнирли | $\zeta = 2\zeta_1$  |
| 2. Шарнирсиз   | $\zeta = 2\zeta_1 + \alpha\zeta_1$                            |
| 3. Учшарнирли  | $\zeta = \zeta_1$ ва $\zeta = \zeta_2$ дан кичиги             |
| 4. Арка билан устунлар орқали бириктирилган бикрлик тўсини узлуксиз бўлган икки шарнирли                                   | $\zeta = \zeta_1 + (0,95 + 0,7\alpha + \alpha^2)\beta\zeta_1$ |

4.26 жадвалда белгиланганлар:

$\zeta_1, \zeta_2$  – 4.27 жадвал бўйича олинадиган коэффициентлар;

$\alpha$  – (4.60) ифодага қаранг;  $\beta = \frac{EI_{bal}}{EI_{bog}}$ ; бу ерда,  $I_{bal}$  ва  $I_{bog}$  – бикрлик тўсинига ва

аркага мувофиқ келувчи кесимнинг инерция моментлари.



1) Торткичнинг ва арканинг бикрликлари нисбати 0,8 дан катта бўлганда, арканинг ҳисобий узунлиги, арка билан устун орқали бириктирилган, бикрлик тўсини узлуксиз бўлган икки шарнирли арканики каби аниқланади.

4.27 Жадвал

| А   | Коэффициентлар |           | $\alpha$ | Коэффициентлар |           |
|-----|----------------|-----------|----------|----------------|-----------|
|     | $\zeta_1$      | $\zeta_2$ |          | $\zeta_1$      | $\zeta_2$ |
| 0,1 | 28,5           | 22,5      | 0,5      | 36,8           | 44,0      |
| 0,2 | 45,4           | 39,6      | 0,6      | 30,5           | —         |
| 0,3 | 46,5           | 47,3      | 0,8      | 20,0           | —         |
| 0,4 | 43,9           | 49,2      | 1,0      | 14,1           | —         |

Изоҳ:  $\alpha$  нинг оралиқ қийматлари учун  $\zeta_1$  ва  $\zeta_2$  коэффициентлар чизиқли интерполяция орқали аниқланади.

**\*4.54** Хочсимонидан ташқари хоҳлаган панжарали бўйлама ва кўндаланг боғловчилар элементларининг ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  ни қуйидагиларга тенг қилиб олиш лозим:

боғловчилар текислигида - боғловчилар элементларини бош фермалар ёки тўсинларга ҳамда қатнов қисми тўсинларига маҳкамлаш марказлари орасидаги масофа  $l_2$  га;

боғловчилар текислигидан - боғловчилар элементлари ўқларини, боғловчилар фасонкаларини бош фермалар ёки тўсинларга ҳамда қатнов қисми тўсинларига маҳкамловчи болтларнинг четки қаторлари ўқлари билан туташган нуқталар орасидаги масофа  $l_3$  га.

Боғловчиларнинг ўзаро кесишувчи элементларининг ҳисобий узунлиги -  $l_{ef}$  қуйидагича қабул қилинади:

боғловчилар текислигида - боғловчилар элементларини бош фермалар ёки тўсинларга ҳамда қатнов қисми тўсинига маҳкамланиш марказидан боғловчилар ўқлари кесишган нуқтагача бўлган масофага тенг қилиб;

боғловчилар текислигидан: чўзилувчи элементлар учун -  $l_3$  га тенг; сиқилувчи элементлар учун - 4.24 жадвал бўйича, бунда боғловчилар элементлари ўқини боғловчилар фасонкаларини маҳкамловчи болтларнинг четки қатори ўқи билан кесишиш нуқтасидан боғловчилар элементлари ўқларининг кесишиш нуқтасигача бўлган масофани  $l$  деб,  $l_1$  ни  $l_3$  масофа деб қабул қилинади.

Якка бурчаклардан қилинган, хочсимонидан ташқари, боғловчиларнинг хоҳлаган панжарали элементлари учун, ҳисобий узунлик  $l_{ef}$  ни, уларнинг учларини маҳкамловчи четки болтлар орасидаги  $l$  га тенг қилиб олинади. Боғловчиларнинг хочсимон панжараларида  $l_{ef}=0,6l$  бўлади. Кесимнинг инерция радиусини минимал қилиб ( $i = i_{\min}$ ) қабул қилиш керак.

**\*4.55** Яхлит деворли тўсинларда, битта ёки бир нечта таянч бикрлик қовурғаларидан ташкил топган таянч устунларининг ҳисобий узунлиги  $l_{ef}$  ни ва уларга туташувчи деворнинг қисмларини қуйидаги ифода билан аниқланади

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (4.61)$$

бу ерда,  $\mu$  – ҳисобий узунлик коэффиценти;  $l_c$  – тўсиннинг таянч устуни узунлиги бўлиб, кўтарувчи устуннинг юқорисидан устки белбоғигача ёки кўндаланг боғловчиларнинг энг яқин жойлашган тугунигача бўлган масофага тенг.

Таянч устунининг ҳисобий узунлик коэффиценти  $\mu$  ни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак

$$\mu = \sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}}; \quad (4.62)$$

бу ерда,  $n = \frac{l_c}{I_c} \cdot \frac{I_r}{l_r}$ , бунда  $I_c$  – деворнинг текислиги билан мос тушадиган ўққа нисбатан таянч устуни кесимининг инерцияси;

$I_r, l_r$  – кўндаланг боғловчилар тиргакларининг мос ҳолдаги кесимининг инерция моменти ва узунлиги;

«очик» оралиқ қурилмаларда (4.62) - ифодадаги  $n=0$  деб олиниши керак.

Битта бикрлик қовурғаси бўлган таянч устунининг юзасини, инерция моментини ва инерция радиусини аниқлашда унинг кесими таркибига, бикрлик қовурғасидан ташқари, унга туташ бўлган деворининг  $b_1 = \zeta_1 t$  кенгликдаги қисмини киритиш керак (бунда  $t$  – кесимнинг қалинлиги,  $\zeta_1$  – 4.28 жадвалдан олинadиган коэффицент).

4.28 Жадвал

| Пўлатнинг мустаҳкамлик синфи | $\zeta_1$ коэффицент қиймати |
|------------------------------|------------------------------|
| C235                         | 14                           |
| C325–C345                    | 12                           |
| C390                         | 11,5                         |

4.29 Жадвал

| Пўлатнинг мустаҳкамлик синфи | $\zeta_2$ коэффицент қиймати |
|------------------------------|------------------------------|
| C235                         | 44                           |
| C325–C345                    | 38                           |
| C390                         | 36                           |

Бир нечта бикрлик қовурғаси бўлган таянч устунининг, улар орасидаги масофалар  $b_2 = \zeta_2 t$  (бунда  $\zeta_2$  – 4.29 жадвалдан олинadиган коэффицент) бўлганда, юзасини, инерция моментини ва инерция радиусини аниқлашда, унинг кесими таркибига, кўрсатилган барча бикрлик қовурғалари, улар орасидаги деворлари ҳамда четки қовурғаларга ташқи томондан туташ бўлган деворининг  $b_1 = \zeta_1 t$  кенгликдаги қисмини киритиш керак, бу ерда  $\zeta_1$  4.28 жадвалдан олинади.

### Стерженли элементларнинг чегаравий букилувчанлиги

**\*4.56** Стерженли элементларнинг чегаравий букилувчанлиги 4.30 жадвалда келтирилган қийматлардан ошмаслиги керак.

| Конструкцияларнинг<br>элементлари  | Кўприкларнинг стерженли<br>элементларининг чегаравий<br>букилувчанлиги |                                      |
|--|--|--------------------------------------|
|  | Темир йўл<br>ва пиёдалар<br>йўлидаги                                   | автомобил<br>йўллари ва<br>шаҳардаги |
| Бош фермаларнинг сиқилган ва сиқилиб-чўзиладиган элементлари; таянч устунлари; бош фермалар белбоғларининг чўзилган элементлари.                               | 100  | 120                                  |
| Бош фермаларнинг белбоғлардан ташқари чўзилган элементлари; $l_{ef}$ - ҳисобий узунликни камайтириш учун хизмат қиладиган элементлар.                          | 150  | 150                                  |
| Бош фермалар ва бўйлама тўсинлар бўйлама боғловчиларининг сиқилган элементлари, ҳамда тормозлаш боғловчилари   | 130  | 150                                  |
| Худди шундай, чўзилган   | 130  | 180                                  |
| Кўндаланг боғловчиларнинг элементлари:<br>Таянчда  | 130  | 150                                  |
| Ораликда   | 150  | 150                                  |
| Сатҳида бўйлама боғловчилари бўлмаган кўндаланг боғловчилар фермаларининг белбоғлари ёки биргаликда ишлаши учун бош тўсин белбоғлари билан бириктирилган плита | 100  | 100                                  |
| Сиқилган ёки сиқилиб-чўзиладиган тўпланма элементнинг тармоқлари   |  |                                      |
| Худди шундай, чўзилган   | 40   | 40                                   |
|  | 50   | 50                                   |

### Пўлат конструкциялар элементларини ва уларнинг бирикмаларини чидамликка ҳисоблаш

**\*4.57** Пўлат конструкциялар элементларини ва уларнинг бирикмаларини (пўлат арқонлардан ташқари) қуйидаги ифодалар бўйича бажариш керак:

$$\sigma_{\max ef} \leq \gamma_w R_y m; \quad (4.63)$$

$$\tau_{\max ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m; \quad (4.64)$$

бу ерда,  $\sigma_{\max ef}$  – мутлоқ энг катта нормал кучланиш (чўзувчи-мусбат);  $\tau_{\max ef}$  – бурчак чокларини қирқилишга ҳисоблашда энг катта мутлоқ кучланиш (унинг йўналиши мусбат қилиб олинади);  $\gamma_w$  – коэффициент;  $m$  – 4.14 жадвал бўйича олинadиган иш шароити коэффициенти.  $\sigma_{\max ef}$  ва  $\tau_{\max ef}$  кучланишларни 4.31 жадвалда келтирилган ифодаларнинг тўғри келадигани орқали ва 2.1–2.3 б. лардаги кучланишларнинг (4.85)–(4.96) ифодалари билан аниқлаш лозим.

$\gamma$ - коэффициентни қуйидаги ифода бўйича аниқлаш керак:

$$\gamma_m = \frac{1}{\zeta \mathcal{A}[(\alpha\beta \pm \delta) - (\alpha\beta \mp \delta)\rho]} \leq 1, \quad (4.65)$$

бу ерда,  $\zeta$  – темир йўл ва пиёдалар ўтиш кўприклари учун 1,0 га, автомобил йўлларидаги ва шаҳар кўприклари учун 0,7 га тенг бўлган коэффициент;

$\mathcal{A}$  –  $\sigma_{\max}$  ни аниқлашда, таъсир чизигини юклаш узунлиги  $\lambda$  га боғлиқ бўлган, коэффициент;  $\alpha, \delta$  – пўлат русумини ва юкланиш тартибини ҳисобга олувчи коэффициент;  $\beta$  – U илованинг U.1 жадвали бўйича қабул қилинадиган кучланишлар тўпланишининг самарали коэффициенти;  $\rho$  – ўзгарувчан кучланишлар циклининг ассиметрия коэффициенти.

Коэффициент  $\rho$  ни қуйидаги ифодалар бўйича аниқлаш керак:

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (4.66)$$

$$\rho = \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}}, \quad (4.67)$$

бу ерда,  $\sigma_{\min}, \sigma_{\max}, \tau_{\min}, \tau_{\max}$  – шу кесимда, аниқланган ифодалар билан, энг кичик ва энг катта ҳақиқий миқдори бўйича, ўзининг белгилари билан аниқланадиган кучланишлар қиймати, худди шу  $\sigma_{\max,ef}$  ва  $\tau_{\max,ef}$  каби; бунда  $\alpha_3 = 1,0$  деб қабул қилиш лозим.

4.31 Жадвал

| Зўриқиш ҳолати   | $\sigma_{\max,ef}$ ни аниқлаш учун ифода   |
|--|--|
| Чўзилиш ёки сиқилишда  | $\frac{N}{A_n}$  |
| Асосий текисликлар бирортасининг эгилишида                           | $\frac{M}{\alpha_3 W_n}$   |
| Асосий текисликлар бирортасининг эгилиши билан чўзилиш ёки сиқилишда | $\frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{\alpha_3 W_n}$   |
| Иккита асосий текисликларнинг эгилишида                              | $\frac{M_{x,y}}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_{y,x}}{\alpha_3 I_{y,n}}$                                  |
| Иккита асосий текисликларнинг эгилиши билан чўзилиш ёки сиқилишда    | $\frac{N}{A_n} \pm \left( \frac{M_{x,y}}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_{y,x}}{\alpha_3 I_{y,n}} \right)$ |

4.31 жадвалда белгиланганлар:

$M, M_x, M_y$  – 4.28 б. га асосан аниқланадиган, қаралаётган кесимдаги келтирилган эгилиш моменти.

$\alpha_3 = 1,05$  га тенг деб қабул қилинган коэффициент.

Изоҳ: Юқори мустаҳкам болтлар билан фрикциявий уланган элементларни ҳисоблашда 4.31 жадвалдаги ифодаларга брутто кесим тавсифи қўйилади.

(4.65) ифодада қавс ичидаги устки белгиларини (4.63) ифода бўйича ҳисоблаганда, агар  $\sigma_{\max} > 0$  бўлса ва ҳар доим (4.64) ифода бўйича ҳисоблаганда олиниши керак.  $\alpha$  ва  $\delta$  - коэффециентлари 4.32 жадвал бўйича олинади.

4.32 Жадвал

| Пўлатнинг мустаҳкамлик синфи | Коэффициентларнинг қийматлари |          |
|------------------------------|-------------------------------|----------|
|                              | $\alpha$                      | $\delta$ |
| C235                         | 0,64                          | 0,20     |
| C325–C345                    | 0,72                          | 0,24     |
| C390                         | 0,81                          | 0,20     |

$\gamma_w$  - коэффициентларни пайвандли чоклар учун ҳисоблашда,  $\alpha$  ва  $\delta$  коэффициентларни элемент метали учун олинган қийматлари қабул қилинади.

$\vartheta$  - коэффициентни қуйидагига тенг қилиб олинади:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \geq 22 \text{ i } \acute{a}\phi\grave{e}\grave{a}\grave{a}\grave{a} \quad \vartheta = 1; \\ \lambda < 22 \text{ i } \acute{a}\phi\grave{e}\grave{a}\grave{a}\grave{a} \quad \vartheta = \nu - \xi\lambda, \end{array} \right\} \quad (4.68)$$

бу ерда,  $\nu$  ва  $\xi$  - қийматларини 4.33 жадвал бўйича олиш керак.

4.33 жадвал

| Кучланишлар тўпланишининг самарали коэффи-<br>циенти $\beta$ | Пўлатнинг мустаҳкамлик синфи учун $\nu$ ва $\xi$<br>коэффициентларнинг қийматлари |        |           |        |
|--|---|--------|-----------|--------|
|  | C235  |        | C325–C390 |        |
|  | $\nu$   | $\xi$  | $\nu$     | $\xi$  |
| 1,0  | 1,45  | 0,0205 | 1,65      | 0,0295 |
| 1,1  | 1,48  | 0,0218 | 1,69      | 0,0315 |
| 1,2  | 1,51  | 0,0232 | 1,74      | 0,0335 |
| 1,3  | 1,54  | 0,0245 | 1,79      | 0,0355 |
| 1,4  | 1,57  | 0,0258 | 1,83      | 0,0375 |
| 1,5  | 1,60  | 0,0271 | 1,87      | 0,0395 |
| 1,6  | 1,63  | 0,0285 | 1,91      | 0,0415 |
| 1,7  | 1,66  | 0,0298 | 1,96      | 0,0436 |
| 1,8  | 1,69  | 0,0311 | 2,00      | 0,0455 |
| 1,9  | 1,71  | 0,0325 | 2,04      | 0,0475 |
| 2,0  | 1,74  | 0,0338 | 2,09      | 0,0495 |
| 2,2  | 1,80  | 0,0364 | 2,18      | 0,0536 |
| 2,3  | 1,83  | 0,0377 | 2,23      | 0,0556 |
| 2,4  | 1,86  | 0,0390 | 2,27      | 0,0576 |
| 2,5  | 1,89  | 0,0404 | 2,31      | 0,0596 |
| 2,6  | 1,92  | 0,0417 | 2,36      | 0,0616 |
| 2,7  | 1,95  | 0,0430 | 2,40      | 0,0636 |
| 3,1  | 2,07  | 0,0483 | 2,57      | 0,0716 |
| 3,2  | 2,10  | 0,0496 | 2,62      | 0,0737 |
| 3,4  | 2,15  | 0,0523 | 2,71      | 0,0777 |
| 3,5  | -   | -      | 2,75      | 0,0797 |
| 3,7  | -   | -      | 2,84      | 0,0837 |
| 4,4  | -   | -      | 3,15      | 0,0977 |

**\*4.58** Арқонларни чидамликка қуйидаги ифода бўйича ҳисоблаш керак:

$$\sigma_{\max} \leq m_1 \gamma_{ws} R_{dh} m, \quad (4.69)$$

бу ерда,  $m_1$  – арқонни чидамликка ҳисоблашдаги иш шароити коэффициенти, тенг бўлади:

арқонлардаги зўриқишларни индивидуал тартибга солинмайдиган вантли ва осма кўприкларнинг эгилувчан юк кўтарувчи элементлари учун - 0,83;

олдиндан зўриктирилган конструкцияларнинг зўриктирилган элементлари ва арқонлардаги зўриқишлари индивидуал тартибга солинадиган вантли ва осма кўприкларнинг эгилувчан юк кўтарувчи элементлари учун, жумладан, арқонларни монтаж қилишда салқилик миллининг миқдори бўйича - 1,0;

$R_{dh}$  – арқонларнинг 4.33 б. бўйича аниқланадиган ҳисобий қаршилиги;

$\gamma_{ws}$  – кучланишнинг ўзгарувчанлигини ҳисобга олувчи ва қуйидаги ифода бўйича аниқланувчи коэффициент;

$$\gamma_{ws} = \frac{0,15}{\zeta \rho [(0,884\beta_s - 0,387) - (0,884\beta_s - 0,455)\rho]} \leq 1, \quad (4.70)$$

бу ерда,  $\zeta, \rho$  – 4.57 б. га биноан қабул қилинадиган коэффициентлари;

$\beta_s$  – қиймати U илованинг U.2 жадвали бўйича олинадиган кучланишлар тўпланишининг самарали коэффициенти;

$m$  – 4.14 жадвал бўйича олинадиган иш шароити коэффициенти.

### **Юк кўтарувчи элементлар ва бирикмаларни ҳисоблашнинг алоҳида хусусиятлари** **БОШ ФЕРМАЛАР ЭЛЕМЕНТЛАРИ**

**4.59** Панжарали бош фермалар элементлари ва бирикмаларининг кесимлари баландлигини элемент узунлигига нисбати 1/15 дан катта бўлганидаги мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашда, тугунларининг бикрлигидан бўладиган эгувчи моментларни ҳисобга олиниши керак. Бу талаб юқори мустаҳкам болтлардаги тугун бирикмали панжарали бош фермалар элементларини чидамликка ҳисоблашга ҳам тааллуқлидир; пайванд тугунли бирикмаларда чидамликка ҳисоблашни, элементлар кесимлари баландлигини узунлигига нисбатининг қийматидан қатъий назар тугунлар бикрлигидан бўладиган эгувчи моментларни ҳисобга олган ҳолда бажариш керак. Қатнов сатҳида белбоғга эга бўлган, юкламани тугундан ташқари қўйилишидан ўқ зўриқишлари ва эгилишнинг биргаликдаги таъсирига ишловчи панжарали бош фермани мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни, кесим баландлигини панел узунлигига нисбатидан қатъий назар, кўрсатилган белбоғ тугунларининг бирлигини ҳисобга олган ҳолда бажарилиши керак. Қолган тугунларнинг бикрлигини ҳисобга олишни юқорида кўрсатилгани каби бажарилиши керак.

Кўрсатилган барча ҳолларда мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашлар ва тугунларнинг бикрлигидан бўладиган эгувчи моментларни 20% камайтириш керак. Боғловчиларни ёки горизонтал диафрагмаларни эксцентриситет билан туташилишидан ва фермалар элементларини тўла марказлаштирилмаганлигидан (4.22 б. ни ҳисобга олган ҳолда) бўладиган эгувчи моментларни тўлиқ ҳисобга олиш керак. Бу талаб панжарали бош фермалар ва боғловчиларнинг горизонтал ва қия элементларида, уларнинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган эгувчи моментларни ҳисобга олишга ҳам тегишлидир. Бунда бу эгувчи моментларини, элемент узунлигининг ўртасида ва унинг четларида эркин таянган элемент учун

олинган моментнинг 0,6 сига тенг бўлган парабола бўйича тарқалган ординаталар билан қабул қилишга рухсат этилади.

**4.60** Панжарали бош фермалар элементларининг барқарорлиги бўйича ҳисоблашларда, тугунларининг бикрлиги, боғловчилар ва кўндаланг тўсинлар таъсиридан бўладиган эғувчи моментларни ҳисобга олмасликка рухсат этилади.

Томонларининг ўлчамлари нисбати иккидан катта бўлмаган, ёпиқ қутисимон кесимга эга бўлган панжарали фермалар элементларини, кесимининг горизонтал ва вертикал ўқларига нисбатан ясси эгилиши шакли бўйича барқарорликка ҳисоблашга рухсат этилади.

**4.61** Сиқилган элементларнинг эркин узунлигини камайтириш учун ишлатиладиган оралик қурилмаларнинг устунлари, тиргаклари, тортқичлари, боғловчилари ва бошқа элементларини, сиқилган элементдаги бўйлама зўриқишнинг 3% га тенг бўлган куч билан сиқилишга ва чўзилишга ҳисоблаш лозим.

**4.62** Қия итариш кучини таянчларга узатувчи аркали кўприкларда, аркалар орасидаги бўйлама боғловчилари, учлари бўйича қистирилган тўсинли ферманинг элементлари каби ҳисобланади. Узлукли тўсинли оралик қурилмаларда, бош ферма белбоғлари ва бўйлама боғловчилардан ҳосил қилинган шамол фермасини, ўзининг текислигида порталларга ёки таянчиқларга ҳаракатланувчи-таянган узлукли тўсинли қилиб қабул қилинади. Аркаларда ва ферма белбоғларининг полигонал шаклларида, шамол фермасининг белбоғларидаги зўриқишларни, олинган натижаларни берилган элементнинг горизонталга қиялик бурчаги косинусига бўлиш билан ясси ферма учун ҳисоблангани каби ҳисоблашга рухсат этилади. Ҳаракат пастидан ташкил қилинган узлуксиз тўсинли оралик қурилмаларда, бош фермалар белбоғлари ва бўйлама боғловчилар билан ҳосил қилинган шамол фермасини, устки эгилувчан таянчга ҳаракатланувчи-таянганларини - охириги таянчлардаги порталлар ва бош фермаларнинг ҳар бир оралик таянчларида деб, пасткисини эса - бикр таянчларга таянган таянчиқлар деб ҳисоблаб, узлуксиз тўсинлар каби ҳисоблаш керак.

**4.63** Бош фермалар ва боғловчиларнинг элементларини, шамол таъсиридан эгилишга ҳисобламасликка рухсат этилади. Таянч порталларини мос келадиган шамол фермаларини реакция билан таъсир этишига ҳисобланиши керак, бунда тўсинли оралик қурилмаларнинг пастки белбоғларида, бўйлама зўриқишларнинг горизонтал ҳосил қилувчиларнинг оёқларида ҳисобга олиниши керак.

**4.64** Таянч тугунига туташувчи бош фермалар белбоғлари ва панжара элементларини, ўқ бўйлаб таъсир этувчи кучга ва тормозлашнинг ёки тортқичнинг бўйлама кучини ҳаракатланмайдиган таянчиққа эксцентриситет билан узатишидан бўладиган эғувчи моментга, ҳамда бир катокли таянчиқнинг, таянч тугуни марказига нисбатан реакциясининг эксцентриситетидан бўладиган эғувчи моментга ҳисобланиши керак. Эғувчи мومتларни таянч тугуни элементлари аро тарқалишини 4.22 б. га биноан олиш керак.

**4.65** Панжарали ёки яхлитдеворли диафрагмалар, ҳамда ортотрон плиталарнинг кўндаланг қовурғалари ва листлари ва тўсин деворлари билан,

кутисимон ва П симон кесимли оралик қурилмаларда ҳосил қилинадиган кўндаланг мустаҳкамлагичлар. Қоидага кўра оралик қурилмаларни фазовий ҳисоблашлар билан аниқланадиган зўриқишларга мустаҳкамликка, барқарорликка ва чидамликка текширилган бўлиши керак.

Конфигурацияси оралик қурилманинг кўндаланг кўринишига мос келадиган, кесим таркибига эса панжарали ёки яхлитдеворли кўндаланг қовурғалар ёки диафрагмалардан ташқари умумий кенглиги бош тўсинларнинг кўшни деворлари орасидаги масофанинг 0,2 қисмига тенг, лекин кўндаланг мустаҳкамлагичлар орасидаги масофадан катта бўлмаган лист ҳам кирадиган, кўндаланг мустаҳкамлагичларни ром ёки тўсин каби ҳисоблашга руҳсат этилади.

Кўндаланг мустаҳкамлагичларнинг таянч кесимларида, таянчиқлар жойлашадиган жойида бикр таянчлари бўлади. Бу мустаҳкамлагичларни таянч реакцияларига, маҳаллий вертикал юкларга ва деворлари ва ортотроп плиталар листларида, кўндаланг кесимли контури бўйича тарқалган, шу таянчга туташувчи ораликларни эгилиши ва буралишидан бўладиган уринма кучланишларга ҳисоблаш керак. Ораликда, жумладан тўпланган кучлар кўйилган (масалан, вантлардан бўладиган зўриқишлар) жойларда жойлашган кўндаланг мустаҳкамлагичларни, барча ташқи кучлар ва деворлари ва ортотроп плиталар листларида эгилиш ва буралишдан бўладиган уринма кучланишларни ҳисобга олган ҳолда ҳисоблаш лозим.

**4.66** Изларнинг радиуси 1000 м дан кам бўлган эгри чизиқли қисмида жойлашган туғри чизиқли темир йўл оралик қурилмаларини мустаҳкамликка ва чидамликка ҳисоблашларда, оралик қурилмани фазовий конструкциялар сингари буралишида ҳосил бўладиган зўриқишларни ҳисобга олиш керак.

**4.67** Конструкцияларни кўп босқичли қилиб қурилганда, монтажнинг оралик босқичларида кесимларнинг мустаҳкамлигини, (4.4) - (4.25) ифодалар бўйича, бунда  $\alpha$ ,  $\alpha_x$ ,  $\alpha_y$ ,  $\psi$ ,  $\psi_x$ ,  $\psi_y$  коэффициентларни 1,0 га тенг қилиб олиб текшириш керак.

**\*4.68** Вантли тизимлар оралик қурилмалари вантларининг бўйлама деформацияларини, қуйидаги ифода бўйича ҳисобланадиган келтирилган эластиклик модулини қабул қилиб аниқланш керак:

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \frac{E\rho^2 g^2 l^2 A^3}{24} \cdot \frac{S_1 + S_2}{S_1^2 S_2^2}}, \quad (4.71)$$

бу ерда,  $E$  – арқоннинг 4.12 ва 4.13 жадваллар бўйича олинадиган эластиклик модули;  $\rho$  – арқон материалининг зичлиги;  $g$  – оғирлик кучининг тезланиши;

$l$  – вантларнинг горизонтал проекцияси;  $A$  – арқон кўндаланг кесимининг юзаси;

$S_1, S_2$  – ҳисоблаш бажарилаётган вантдаги, юкламани кўйилгунича ва кўйилгандан кейинги мос келадиган зўриқишларининг бошланғич ва охириги қиймати. Вантлардаги зўриқишларни кетма-кет яқинлашиш орқали аниқлаш керак.



**4.69** Вантли ва осма кўприкларнинг пилонларини, деформациявий ҳисоблашлар асосида мустаҳкамлиги ва барқарорлиги бўйича текширилган бўлиши керак.

Умумий барқарорлигини текширишда пилоннинг эгиловчанлигини, ўзгарувчан бикрлигини, уни пойдеворларга ва ригеллар, кабеллар ва вантлар туташтирилган тугунларда махкамлаш ва юклаш шартларини ҳисобга олган ҳолда аниқлаш керак.

Вант-тўсинли кўприкларнинг бир устунли пилонлари учун, вантлардаги зўриқишлардан бўладиган таъқиб қилувчи самарани ҳисобга олиниши керак.

**4.70** Олдиндан зўриқтириладиган ёки тартибга солинадиган конструкциялар, олдиндан зўриқтириш ёки тартибга солишни бажаришнинг барча босқичларида мустаҳкамлиги ва барқарорлиги бўйича ҳисоблаш билан текширилиши керак, бунда, иш шароити коэффицентларини 4.19 б. бўйича, юклама бўйича ишончлилик коэффицентларини (1,0 дан катта ёки кичик) – 2 бўлим кўрсатмаларига биноан қабул қилиниши ва ҳар бир босқич учун ҳисобланган зўриқишлар йиғилиши керак. Ҳисоблашларда кучланишларни зўриқтирилган элементлар анкерларининг релаксацияси ишқаланишни ва қайишқоқлигидан йўқотишларини О иловага мувофиқ ҳисобга олиш керак.

## ҚАТНОВ ҚИСМИ ЭЛЕМЕНТЛАРИ

**4.71** Бўйлама тўсинларида узилишлари бўлмаган (уларнинг бири иккинчисига учлари билан туташадиган бўйлама силжувчи таяниш билан махсус тугунлари) оралиқ қурилмалар қатнов қисмининг бўйлама тўсинларини, ишининг эластик босқичи бўйича уларни бош фермалар белбоғлари билан биргаликда ишлашидан бўладиган кўшимча зўриқишларини ҳисобга олган ҳолда ҳисобланиши керак, бунда бош фермалар белбоғларидаги зўриқишларни камайтиришни, фақат қатнов қисмини улар билан махсус горизонтал диафрагмалар орқали биргаликда ишлашга киритилгандагина ҳисобга олишга руҳсат этилади.

**\*4.72** Кўндаланг юк кўтарувчи конструкциялардаги (плитали, кўндаланг тўсинлар, драфрагмалар, стерженли боғланишларда) кучларни бу элементларни оралиқ қурилмаларнинг асосий тўсинларини фазовий бирга ишлаш (умумий ҳисоблаш) ва маҳаллий кучлар таъсири (маҳаллий ҳисоблаш) ни инобатга олиб аниқлаш керак. Диафрагмаларни устки белбоғларини кўндаланг тўсинлар пастки белбоғлари билан қўшилишига тавстя этилади. Кўндаланг боғланишларни асосий тўсинлар кўндаланг тутгичлари текислигида жойлаштириш керак. Қатнов қисмини панжарали бош фермалар билан биргаликда ишлашга киритилганда, уларни монтаж қилиш тартибидан қатъий назар барча болтпайвандли оралиқ қурилмаларни белбоғларидаги зўриқишларни камайтиришни, фақат вақтинчалик вертикал юкламаларга нисбатангина ҳисобга олиш керак. Қатнов қисмида зўриқишларни аниқлашда, белбоғлардаги деформацияларни ҳисобга олишни бажариш керак:

барча юкламалардан - қатнов қисмини бош фермалар билан биргаликда ишлашини уларни монтажи билан бир вақтда киритилганида;

фақат вақтинчалик вертикал юкламадан - қатнов қисмини бош фермалар билан биргаликда ишлашни, доимий юкламаларни бош фермаларга узатилгандан кейин киритилганида.

**4.73** Қатнов қисми элементларидаги бош фермалар билан биргаликда ишлашидан бўладиган зўриқишларни, горизонтал текисликда қуйидаги маҳкамлашлар бор деб фараз қилиб аниқлаш керак: бўйлама тўсинлар кўндалангларига шарнирли маҳкамланган; боғловчилар сатҳида жойлашган кўндаланг тўсиннинг белбоғи, бош ферма белбоғларига бикр маҳкамланган, унинг бошқа белбоғи эса - шарнирли. Кўндаланг тўсинлар кесимларини, қатнов қисми элементларини бош фермалар белбоғлари билан биргаликда ишлашидан, горизонтал текисликда ҳосил бўладиган эгувчи моментлар  $M_y$  ни ҳисобга олган ҳолда мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни;  $M_y$  20% га камайтириб олиб, (4.10) – (4.17) ифодалар бўйича бажариш керак. Балластик полотноли плитали қатнов қисми элементларини мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашларда, плиталарни бўйлама тўсинлар билан биргаликда ишга киритилишидан бўладиган улардаги зўриқишларга ҳисобга олинмоғи керак.

**4.74** Кўндаланг тўсинлар билан устки ёки иккала белбоғи бўйича қоплагич («балиқча») билан туташтирилган бўйлама тўсинлардаги зўриқишларни, тўсинларнинг узлуксизлиги ва таянчларни эгилувчан қайишқоқлигини ҳисобга олган ҳолда аниқлаш лозим. Бўйлама тўсинларнинг белбоғлари маҳкамлагичлари ва девори орасида ўқ бўйлаб зўриқишлар ва эгувчи моментларни тарқатиши, уларнинг қайишқоқлигини ҳисобга олган ҳолда амалга оширилиши керак.

**4.75** Бош ферма билан биргаликда ишлашга киритилмаган қатнов қисми бўлган панжарали оралиқ қурилмаларнинг бўйлама тўсинларини, уларнинг белбоғларини кўндаланг тўсинларга туташилишида, қандай конструктив шаклда маҳкамланишидан қатъий назар, мустаҳкамлиги бўйича узлукли каби ҳисоблашга рухсат этилади, бунда тўсинларнинг белбоғлари ва деворини кўндалангига маҳкамлаш деталларини, узлукли тўсин оралиғи ўртасидаги 0,6 моментига, уни 4.74 б. га биноан тақсимлаш билан ҳисобланиши керак. Кўрсатилган бўйлама тўсинларни чидамликка ҳисоблашда, эгувчи моментларни, эгувчан-қайишқоқ таянчлардаги узлуксиз тўсинларнинг таъсир чизиқлари бўйича аниқланиши керак.

**\*4.76** Панжарали оралиқ қурилмаларнинг кўндаланг тўсинлари, кўндаланг тўсин ва тугун фасонкаларига туташувчи бош ферма элементлари билан ҳосил қилинган ромнинг элементлари каби ҳисобланиши керак.

Кўндаланг тўсинлар, оскичлар ва устунларнинг таянч кесимларини (оскич ёки устунлари бўлмаганда бош ферма тиргакларини ҳам), вертикал юкламалар таъсири остида кўндаланг тўсинларни эгилиши натижасида кўрсатилган элементлар билан ташкил қилинган ром элементларида ҳосил бўладиган эгувчи моментга текширилиши керак.

Темир йўл кўприklarининг бир изли оралиқ қурилмалари учун ёпик кўндаланг ром элементларида эгувчи моментларни қуйидаги ифодалар бўйича аниқлашга рухсат этилади:

кўндаланг тўсиндаги таянч эгувчи моментлари

$$M_{st} = \frac{Fa(B-a)}{B} \cdot \frac{1}{1 + \frac{H}{2B} \cdot \frac{I_{bal}}{I_c + I_t \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{H}{2l_m}}}, \quad (4.72)$$

осқич ёки устундаги эгувчи момент: кўндаланг тўсинни махкамланган чети ёнида

$$M_c = M_{st} \frac{I_c}{I_c + I_t \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{H}{2l_m}}, \quad (4.73)$$

кўндаланг тўсинга яқин жойланган кўндаланг боғловчилар тугуни марказининг сатҳида, улар бўлмаган тақдирда эса бош ферманинг қарама-қарши жойлашган белбоғининг марказида

$$M_{c1} = -0,5M_c. \quad (4.74)$$

(4.72) ва (4.73) формулаларда:

$F$  – кўндаланг тўсиннинг таянч реакцияси;  $a$  – бош ферма белбоғи кесимининг ўқи ва бўйлама тўсин кесимининг ўқи орасидаги масофа;  $B$  – бош ферма белбоғларининг ўқлари орасидаги масофа;  $l_m$  – бош ферма панелининг узунлиги (кўндаланг тўсинлар орасидаги масофа);  $H$  – ферма текислигидан осқич ёки устуннинг ҳисобий узунлиги;  $I_{bal}$  – кўндаланг тўсиннинг, уни узунлигининг ўртасидаги брутто кесимининг инерция моменти;  $I_c$  – бош ферма текислигига параллел бўлган ўққа нисбатан осқич ёки устунни брутто кесиминининг инерция моменти;  $I_t$  – кўндаланг тўсинга туташадиган бош ферма белбоғининг тоза буралишининг инерция моменти.

**4.77** Харакат пастидан ташкил қилинган очик оралик қурилмаларда кўндаланг ромларни, белбоғ кесимининг оғирлик маркази сатҳига қўйилган ва тўсин ёки ферманинг сиқилган белбоғидаги бўйлама зўриқишнинг 2% га тенг бўлган шартли горизонтал кучларга ҳисоблаш керак.

**\*4.78** Пўлат ортотроп плитали автомобил йўл, шаҳар, аралаш ва пиёдалар ўтадиган кўприкларнинг қатнов қисми элементларидаги зўриқишларни, кўндаланг қовурғаларини дискрет жойлашган қовурғаларини дискрет жойлашган фазовий ҳисобий шакллари қўллаб ва плиталарни бош фермалар (тўсинлар) билан биргаликда ишлашини ҳисобга олиб аниқлаш керак. Ортотроп плиталар элементларини мустаҳкамлиги ва барқарорлигини ҳисоблашни V илова бўйича бажаотлади, чидамлилиқка - V иловада келтирилган махсус услуб бўйича бажариш керак.

## БОҒЛОВЧИЛАРНИНГ ЭЛЕМЕНТЛАРИ

**\*4.79** Хочсимон, ромб ва учбурчак панжарали бўйлама боғловчилар элементларидаги, бош фермалар ёки тўсинлар белбоғлари деформациясидан бўладиган зўриқишларни, уларни ишга киритилгандан кейин таъсир этадиган

вертикал юкламалардан аниқлаш керак. Бўйлама тўсинлар билан бириктирилмаган ёки уларда узулиш бўлганда бириктирилган (4.71 б.) бўйлама боғловчилар элементларидаги зўриқишларни қуйидаги ифодалар бўйича ҳисоблаш рухсат этилади:

қачонки, кўндаланг эгиловчи тўсин, боғловчилар тиргаги бўлганда, хочсимон панжаранинг қия тиргагида

$$N_d = A_d(\sigma_f \cos^2 \alpha + \sigma_{mf} \sin^2 \alpha); \quad (4.75)$$

ҳочсимон панжараларнинг бош қия тиргакларида

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha}; \quad (4.76)$$

ромб панжаралар қия тиргагида:

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3 \alpha}; \quad (4.77)$$

учбурчак панжаралар қия тиргагида

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{12I} B^2 \cos^3 \alpha}; \quad (4.78)$$

ҳар қандай панжарали боғловчилар тиргакларида

$$N_c = (N_{d,lin} + N_{d,rec}) \sin \alpha. \quad (4.79)$$

(4.75) – (4.79) ифодаларда:

$N_d, N_c$  – мос ҳолдаги боғловчилар қия тиргаги ва тиргагидаги зўриқишлар;

$N_{d,lin}, N_{d,rec}$  – мос ҳолдаги тиргақдан чап ва ўнг томонлари қия тиргақдаги зўриқишлар;

$\sigma_f$  – бош ферма белбоғидаги норматив кучланиш;

$\sigma_{mf}$  – кўндаланг тўсиннинг пастки белбоғидаги ўртача эгувчи моментларни (тўсин узунлиги бўйича нотекис тарқалишини эътиборга олган ҳолда ҳисобланган) кучланиш;

$A_d, A_c$  – мос ҳолда қия тиргак ва тиргакнинг кесим юзаси; кўндаланг эгиловчи тўсин тиргак бўлган ҳолда (4.75) – (4.78) - ифодаларда  $A_c = \infty$  деб олиниши керак;

$I$  – бош ферма белбоғининг вертикал ўққа нисбатан инерция моменти;

$\alpha$  – белбоғлар қия тиргаги ва бош ферма белбоғи орасидаги бурчак.

Яхлит деворли тўсинлар боғловчилари элементларидаги зўриқишларни ҳисоблашда (4.75) – (4.78) ифодаларда  $\sigma_f$  ни ўрнига, боғловчилар текисликлари сатҳида жойлашган брутто юзаси бўйича ҳисобланган бош тўсин деворидаги кучланиш  $\sigma_w$  ни қабул қилиш керак; (4.75) ифодадаги  $\sigma_{mf}$  ўрнига, боғловчилар

текисликлари сатҳида кўндаланг тўсин деворидаги ўртача  $\sigma_{mf}$  қандай ҳисобланган бўлса, шундай ҳисобланган зўриқиш  $\sigma_{mw}$  ни қабул қилиш керак.

Ярим қия тиргак панжарали бўйлама боғловчилар элементларидаги вертикал юкламадан бўладиган зўриқишни ҳисобга олмасликка руҳсат этилади.

**4.80** Бир бутун пайвандланган оралик қурилмаларда бўйлама боғловчиларни биргаликда ишлашга киритилиши ҳисобига бош фермалар белбоғларидаги зўриқишларни камайишини, бўйлама боғловчиларни ўрнатилгандан ва маҳкамлангандан кейин таъсир қилувчи ҳамма юкламалардан, болтли-пайвандли оралик қурилмаларда эса фақат вақтинчалик вертикал юкламалардан ҳисобга олиниши керак.

**\*4.81** Боғловчилари ромб ва учбурчак панжарали, ҳамда турли бикрликдаги хочсимон тиргакли бош фермалар белбоғларини мустаҳкамликка ва чидамлилиқка ҳисоблашни, боғловчилар элементларидаги деформациялардан ва боғловчиларнинг туридан қатъий назар, қатнов қисми кўндаланг тўсинлари деформацияларидан белбоғларда ҳосил бўладиган эгувчи моментларни ҳисобга олган ҳолда бажариш керак.

Белбоғдаги, учбурчак ва ромб панжарали боғловчилар текислигида таъсир этаётган эгувчи моментларни, қуйидаги ифода билан аниқлаш зарур

$$M_f = \frac{N_c l_m}{4}, \quad (4.80)$$

бу ерда,  $N_c$  – боғловчилар тиргагидаги зўриқиш;  $l_m$  – элементларни белбоғларга маҳкамланган тугунлар марказлари орасидаги масофа.

## БИРИКМАЛАРНИ ҲИСОБЛАШ

**\*4.82** Пайвандли, фрикциявий ва болтли бирикмаларни, конструкция элементида иштирок этадиган барча зўриқишларни узатишга ҳисоблаш керак, бунда қоидага кўра, элемент кесимининг ҳар бир қисми (унинг кучсизланишини ҳисобга олиб) унга тўғри келадиган зўриқишга мувофиқ маҳкамланган бўлиши керак. Ушбу шартлар бажарилмаган ҳолда, алоҳида зоналар ва маҳкамлаш деталларини ортиқча юклашни 4.14 ва 4.36 жадвалларда кўрсатилган иш шароити коэффицентларини киритиш билан ҳисобга олиниши зарур. Элементни тугунга битталиқ фасонка билан маҳкамлашни ҳисоблашда, фасонка текислигига перпендикуляр бўлган текисликдаги эгувчи моментларни ҳисобга олмаслик руҳсат этилади. Бирикманинг оғирлик маркази бўйлаб ўтувчи бўйлама зўриқишни тақсимлашни, маҳкамлашнинг болтлари ёки пайванд чоклари орасида текис тарқалган қилиб олиниши зарур. Чидамлилиқка ҳисобланадиган конструкцияларда 40X пўлатидан қилинган болтлар қўлланган бирикмаларга руҳсат этилмайди.

Парчинланган оралик қурилмалар реконструкцияси лойиҳасида парчинланган бирикмаларни ҳисобларида бирикувчи элементларнинг кўтара олиш қобилиятини ҳисоблаш керак. Заклёпка (болтлар) ва пайванд чоклари билан биргаликда бириктиришга руҳсат этилмайди. Нуқсонли заклёпкаларни 177кН (18тк) гача бўлган юқори муткахкамланган болтларга алмаштириш керак.

**\*4.83** Парчинланган бирикмаларни ҳисоблашда жорий этилган парчин диаметри (пармаланган тешик диаметри) ҳисобий қилиб олинади. Сиқилган элементнинг фрезерланган чеккалари орқали бутун куч ўтқазилаётганда парчинланган бирикмаларни ҳисоблаш чокланувчи элемент юзасининг 50% га камайтирилган қисми учун шартли равишда олиб борилади.

Парчинланган бирикмаларни ҳисоблашда қуйидаги иш шароити коэффициентлари киритилади:

а) фасонкалар ва бириктирилувчи элементлар бутуқлари текислигига нисбатан марказлаштирилмаган бирикмалардаги парчинлар учун, агар бу бутуқлар бир-бири билан ўзаро планкалар чегарасида боғланмаган бўлса, ҳамда бир томонлама элементлар ва улар бутуқларининг ёпиқларида – 0,9;

б) бурчакчирмон паст қисм (коротиш) чиқиб турувчи токчасидаги парчинларда – 0,7;

в) алоҳида бўлган қисмларни тўғридан-тўғри бириктирмайдиган, балки бошқа элементларнинг бирикувчи кесимларидаги парчинлар учун:

битта лист орқали бириктиришда – 0,9;

иккита лист орқали бириктиришда – 0,8;

парчинлаш бирикмалари чегараси ташқарисида ва бирикиш юзасининг  $\frac{1}{4}$  дан кам бўлгандаги қистирма орқали бириктирилганда – 0,9;

г) қистирма орқали чокни икки томонлама ёпилгандаги, улар беркитувчи бошқа қисмлар билан узвий контактда бўлмагандаги парчинларда – 0,9;

Бўйлама тўсинни кўндалангига тик бурчаклардаги уланишидаги парчинлар улар томонидан бўйлама тўсиннинг ялпи таянч реакцияларини қабул қилишини кўзда тутати. Бунда қуйидаги иш шароити коэффициентлари киритилади:

а) бўйлама, ҳамда кўндаланг тўсинга уланувчи бурчакларнинг токчаларидаги парчинларда (таянч моментини қабул қилшга мойил конструкцияларда) – 0,9;

б) кўндаланг тўсинга уланувчи бурчакларнинг токчаларидаги парчинларда (таянч моментини қабул қилшга мойил бўлмаган конструкцияларда) – 0,7.

*Изоҳ. қатнов қисми ва асосий тўсинларнинг биргаликдаги ишлаши ҳисобга олинмаган ҳоллардагина эгувчи моментни қабул қила олмаган конструкцияларга оухсат этилади.*

Кўндаланг тўсинни асосий фермага тик бурчакларда уланишидаги парчинлар улар томонидан кўндаланг тўсиннинг ялпи таянч реакцияларини қабул қилишини кўзда тутати. Бунда қуйидаги иш шароити коэффициентлари киритилади:

а) фермага уланувчи бурчакларнинг токчаларидаги парчинларда (таянч моментини қабул қилшга мойил бўлмаган конструкцияларда) – 0,85;

б) фермага уланувчи бурчакларнинг токчаларидаги парчинларда (таянч моментини қабул қилшга мойил конструкцияларда) – 0,9.

в) кўндаланг тўсинга уланувчи бурчакларнинг токчаларидаги парчинларда – 0,9.

**\*4.84** Пайванд чоклари кесимининг ҳисобий баландлигини қуйидагича қабул қилиш зарур:

туташ чоклар учун:

тўла эритиш билан пайвандланадиган деталларни  $-t_w = t_{\min}$ ;

тўла бўлмаган эритиш билан пайвандланадиган деталларни  $-t_w = t_{w,\min}$ ;

Бурчак чоклари учун:

чокнинг металли бўйича  $-t_f = \beta_f k_f$ ;

эриш чегарасининг металли бўйича  $-t_z = \beta_z k_f$ ,

бу ерда,  $t_{\min}$  – пайвандланаётган деталлар қалинлигининг энг кичиги;

$t_{w,\min}$  – деталларни тўла бўлмаган эритиш билан пайвандлангандаги туташган чок кесимининг энг кичик қалинлиги;

$k_f$  – бурчакли чок катетларидан энг кичиги;

$\beta_f, \beta_z$  – 4.34 жадвал бўйича олинадиган бурчакли чоклар ҳисобий кесимининг коэффицентлари.

4.34 Жадвал

| Пайвандлаш симининг диаметри $d$ , мм бўлгандаги пайвандлашнинг тури   | Чокнинг ҳолати                                   | Бурчак чокларининг ҳисобдаги кесим коэффицентлари |                                |      |       |            |
|--|--|---|--------------------------------|------|-------|------------|
|  |  | Белги - ланиши                                    | Чок катетлари ёнида $k_f$ , мм |      |       |            |
|  |  |   | 3-8                            | 9-12 | 14-16 | 18 и более |
| Автоматли бўлганида $d = 3 - 5$  | Қайиқчасига                                      | $\beta_f$   | 1,1                            |      |       | 0,7        |
|  |  | $\beta_z$   | 1,15                           |      |       | 1,0        |
|  | Пастки   | $\beta_f$   | 1,1                            | 0,9  | 0,7   |            |
|  |  | $\beta_z$   | 1,15                           | 1,05 |       | 1,0        |
| Автоматли ва яримавтоматли бўлганида $d = 1,4 - 2$                     | Қайиқчасига                                      | $\beta_f$   | 0,9                            | 0,8  | 0,7   |            |
|  |  | $\beta_z$   | 1,05                           |      | 1,0   |            |
|  | Пастки, горизонтал, вертикал                     | $\beta_f$   | 0,9                            | 0,8  | 0,7   |            |
|  |  | $\beta_z$   | 1,05                           | 1,0  |       |            |
| Қўлда, яримавтоматли ўзини химоя қилувчи порошокли сим билан $d < 1,4$ | Қайиқчасига, пастки, горизонтал, вертикал, шипли | $\beta_f$   | 0,7                            |      |       |            |
|  |  | $\beta_z$   | 1,0                            |      |       |            |

*Изоҳ. Коэффицентлар қийматлари «Кўприкларнинг пўлат конструкцияларини заводда тайёрланганида механизациялашган ва қўлда пайвандлаш технологияси бўйича йўриқномалар»да кўзда тутилган пайвандлаш ва тартибларига мос келади.*

**\*4.85** Пайвандли туташган бирикмаларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни бажариш қуйидагича:

мустаҳкамлик даражаси ҳар хил пўлатлардан бўлган деталларни пайвандлашда, ҳамда, материаллари учун  $R_{wy} < R_y$  бўлган пайвандлашда (бу ҳолларда  $R_{wy}$  лойиҳада кўрсатилган бўлиши керак);

қачонки, чокнинг зонасида буралиш ёки кучсизланиш бўлганида

$$l_w < b, \quad (4.81)$$

ёки

$$t_{w,min} < t; \quad (4.82)$$

$$A_{w,n} < A; \quad (4.83)$$

бу ерда,  $l_w$  – туташган чокнинг тўла узунлиги;  $b, t$  – туташтириладиган деталларнинг кенглиги ва қалинлиги;  $A_{w,n}$  – туташган чокнинг кучсизланган (масалан, тешиклар билан) кесимининг нетто юзаси;  $A$  – туташтириладиган деталларнинг тутashiш зонасидаги кесимининг брутто (ёки нетто) юзаси;

Пайвандли туташган бирикмаларни марказий чўзилиш ёки сиқилиш ҳолларида мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни қуйидаги ифода билан бажариш керак

$$\frac{N}{t_w l_w} \leq R_{wy} m, \quad (4.84)$$

бу ерда,  $m$  – 4.14 жадвал бўйича олинадиган иш шароитлари коэффиценти.

Пайвандли туташган бирикмаларни, битта ёки иккита бош текисликларда эгилган ҳолида, ҳамда ўқ бўйлаб кучнинг эгилиши билан таъсирида мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни, (4.5) – (4.25) ифодалар бўйича бажариш керак, буларда геометрик параметрлари ва коэффицентлари  $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$  ларни, 4.84 б. га биноан қабул қилинадиган туташган бирикмалар кесимлари учун ҳисобланиши, ўнг қисмида эса  $R_y m$  ва  $R_s m$  лар ўрнига мос ҳолда  $R_{wy} m$  ва  $R_{ws} m$  қийматлари қўйилиши керак.

**\*4.86** Бурчакли чоклар билан пайвандланган бирикмаларнинг мустаҳкамлигини, бўйлама ёки кўндаланг кучлар таъсир қилганида, иккита кесими бўйича қирқилишга (шартли) текширилиши керак (4.3 расм):

чокнинг металли бўйича (0–1 кесим)

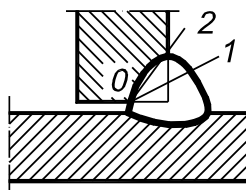
$$\tau = \frac{N}{t_f l_w} \leq R_{wf} m; \quad (4.85)$$

эриш чегараси металли бўйича (0–2 кесим)

$$\tau = \frac{N}{t_z l_w} \leq R_{wz} m, \quad (4.86)$$

бу ерда,  $l_w$  – чокнинг тўла узунлиги;  $t_f, t_z$  – чок кесимининг ҳисобий баландлиги;

$m$  – 4.14 жадвал бўйича қабул қилинадиган иш шароитлари коэффиценти.



**4.3 Расм. Бурчакли чок билан пайвандланган ҳисобий кесимларни қирқилишга ҳисоблашдаги шакллари**

1- чок металли, 2- эриш чегараси



**\*4.87** Бурчакли чоклар билан пайвандланган бирикмаларни, мустаҳкамлиги бўйича чоклар (4.4 расм, а) жойлашган текисликка перпендикуляр текисликдаги момент таъсирига ҳисоблашни, иккита кесимлар учун қуйидаги ифодалар бўйича бажарилиши керак:

чокнинг металли бўйича

$$\tau = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} m ; \quad (4.87)$$

эриш чегараси металли бўйича

$$\tau = \frac{M}{W_z} \leq R_{wz} m . \quad (4.88)$$

(4.87) ва (4.88) ифодаларда:

$W_f$  – чокнинг металли бўйича ҳисобий кесимнинг қаршилик моменти;

$W_z$  – худди шундай, эриш чегараси металли бўйича.

**\*4.88** Бурчакли чоклар (4.4 расм, б) билан пайвандланган бирикмаларни мустаҳкамлиги бўйича, шу чоклар жойлашган текисликдаги момент таъсирига ҳисоблашни, иккита кесимлар учун қуйидаги ифодалар бўйича ҳисобланиши керак:

чокнинг металли бўйича

$$\tau = \frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} m ; \quad (4.89)$$

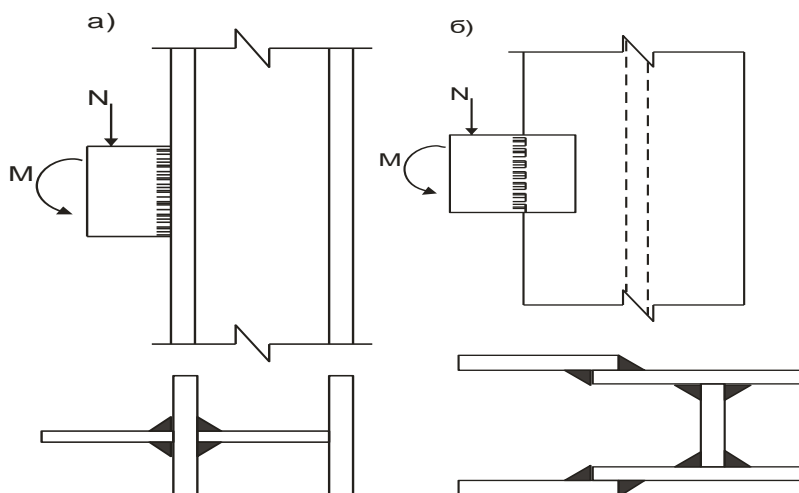
эриш чегараси металли бўйича

$$\tau = \frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} m , \quad (4.90)$$

бу ерда,  $I_{fx}, I_{fy}$  – чокнинг металли бўйича унинг бош ўқига нисбатан ҳисобий кесимнинг инерция моменти;

$I_{zx}, I_{zy}$  – бу ҳам эриш чегараси металли бўйича;

$x, y$  – чокларнинг ҳисобий кесимлари оғирлик марказидан, шу кесим бош ўқларига нисбатан чокнинг энг узоқлашган нуктасининг координатлари.



#### 4.4 Расм. Текислик бўйича момент таъсирининг бурчак чоклари бўйича пайвандлаш чоклари жойлашуви

а – перпендикуляр; б – чокнинг параллель текисликда жойлашиши

**4.89** Пайвандли туташган бирикмаларни, норматив ва уринма кучланишларни, бир кесимнинг ўзида бир вақтда таъсиридаги мустаҳкамлигини (4.29) ифода бўйича текширилиши керак, бунда, иккита ўзаро перпендикуляр йўналиш бўйича пайвандли бирикмадаги норматив зўриқишлар  $\sigma_x = \sigma_{yx}$  ва  $\sigma_y = \sigma_{xy}$ ; пайвандли бирикмадаги уринма зўриқиш  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ ;  $R_y = R_{yx}$  этиб олиниши керак.

**4.90** Бурчакли чоклар билан пайвандланган бирикмаларни мустаҳкамлиги бўйича бўйлама ва кўндаланг кучларни ҳамда моментни бир вақтдаги таъсирига ҳисоблашда қуйидаги шартлар бажарилиши керак:

$$\tau_f \leq R_{wf} m; \quad (4.91)$$

$$\tau_z \leq R_{wz} m, \quad (4.92)$$

бу ерда,  $\tau_f, \tau_z$  – бўйлама ва кўндаланг кучлар ҳамда моментдан ҳосил бўладиган кучланишларнинг геометрик йиғиндисига тенг бўлган мос ҳолдаги чокнинг металли бўйича ва эриш чегараси металли бўйича ҳисобий кесимдаги кучланишлар.

**\*4.91** Белбоғ листларини ўзаро ва эгилувчи тўсинларнинг деворларига бурчакли чоклар билан маҳкамланган пайвандли бирикмаларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблаш қуйидаги ифодалар орқали бажарилиши керак:

маҳаллий босимлар бўлмаганда:

чокнинг металли бўйича

$$\tau = \frac{QS}{nt_f I} \leq R_{wf} m; \quad (4.93)$$

эриш чегараси металли бўйича

$$\tau = \frac{QS}{nt_z I} \leq R_{wz} m, \quad (4.94)$$

бу ерда,  $n$  – бурчакли чоклар сони;

белбоғга маҳаллий босимлар таъсир этганда:

чокнинг металли бўйича

$$\tau = \frac{1}{nt_f} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wf} m; \quad (4.95)$$

эриш чегараси металли бўйича

$$\tau = \frac{1}{nt_z} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wz} m, \quad (4.96)$$

бу ерда,  $q$  – 2.11–2.13 б. лар ва I илова бўйича аниқланадиган ҳаракатланувчи вертикал юкламадан бўладиган босим.

**4.92** Тўпланма яхлит деворли сиқилган элементлар кесимларининг алоҳида листли деталларини бириктирувчи пайвандли чокларини, элементнинг бор

узунлиги бўйича ўзгармас қилиб олинадиган шартли кўндаланг кучга ҳисоблаш ва қуйидаги ифода билан аниқлаш керак

$$Q_{fic} = \frac{\pi W}{l} (R_{ym} - \varphi R_y), \quad (4.97)$$

бу ерда,  $W$  – брутто элемент кесимининг текшириладиган текисликдаги инерция моменти (листли деталларнинг тешиклар билан кучсизланишини ҳисобламасликка руҳсат этилади);

$l$  – тўпланма элементнинг узунлиги;  $\varphi$  – элементни барқарорлиги бўйича ҳисоблаганда, текшириладиган текисликдаги бўйлама эгилиш коэффициентлари.

Сиқилиб-эгиладиган тўпланма элементлардаги пайванд чокларни ҳам, (4.97) ифода бўйича аниқланадиган шартли  $Q_{fic}$  ва ҳақиқий кўндаланг кучлар йиғиндисига тенг бўлган  $Q$  кўндаланг кучга ҳисоблаш керак.

Агар тўпланма элемент кўндаланг кесимида, иккита параллел жойлашган листли детал ва ундан кўп бўлса, унда уларнинг ҳар бирининг маҳкамланган жойини, қуйидаги ифода билан аниқланадиган кўндаланг куч  $Q_i$  га ҳисоблаш керак:

$$Q_i = Q_1 \frac{t_i}{\sum_1^n t_i}, \quad (4.98)$$

бу ерда,  $t_i$  – маҳкамланадиган листли деталнинг қалинлиги;  $n$  – параллел жойлашган листли деталлар сони.

**4.93** Кесимларининг алоҳида қисмлари тугун фасонкаларига тўғридан-тўғри маҳкамланмайдиган яхлит деворли тўпланма элементларини бош тўсинлар тугунларига маҳкамлашда, кесимнинг маҳкамланмайдиган қисмини маҳкамланадиганига бириктирувчи пайванд чокларни, унга тўғри келадиган зўриқишни узатишга, бунда иш шароитлари коэффициентлари  $m$  ни қуйидагига тенг қилиб олиб ҳисоблаш керак:

$m=0,8$  – кесимнинг маҳкамланадиган қисми юзаси  $A_v$  ни, элемент кесимининг барча юзаси  $A$  га нисбати 0,6 гача бўлганида;

$m=0,9$  –  $A_v/A$  нисбат 0,6 дан 0,8 гача бўлганида;

$m=1,0$  –  $A_v/A$  нисбат 0,8 дан катта бўлганида.

Бунда пайванд чокининг ҳисобий узунлигини элементни ферманинг тугун фасонкаси билан ёпиладиган узунлигига тенг этиб олиш зарур.

**\*4.94** Битта болт билан қабул қилиб олинishi мумкин бўлган ҳисобий зўриқиш  $N_b$  ни, қуйидаги ифодалар бўйича аниқлаш керак:

қирқилишга

$$N_b = R_{bs} m_{b1} A_{ns}; \quad (4.99)$$

эзилишга

$$N_b = R_{bp} m_{b1} d \Sigma t; \quad (4.100)$$

чўзилишга

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \quad (4.101)$$

бу ерда,  $R_{bs}, R_{bp}, R_{bt}$  – болтли бирикмаларнинг ҳисобий қаршиликлари;

$d$  – болт стерженининг диаметри;

$A = \frac{\pi d^2}{4}$  – болт стерженининг кесим юзаси;

$A_{bn}$  – нетто болт кесимининг юзаси; метрик резбали болтлар учун  $A_{bn}$  нинг қийматини ГОСТ 22356–77\* бўйича олиш керак;

$\Sigma t$  – битта йўналишда эзиладиган элементлар энг кам қалинликларининг йиғиндиси;

$n_s$  – битта болтнинг ҳисобий қирқилишлар сони;

$m_{b1}$  – 4.35 жадвал бўйича олиниши керак бўлган иш шароити коэффиценти.

4.35 Жадвал

| Бирикмаларнинг тавсифномаси                                 | Бирикмаларнинг иш шароити коэффиценти $m_{b1}$ |
|---|--|
| Кўп болтли, қирқилиш ва эзилишга ҳисоблангандаги болтларда: |  |
| юқори аниқликда   | 1,0  |
| норматив ва қўпол аниқликда                                 | 0,9  |

**\*4.95** Бирикманинг оғирлик маркази орқали ўтадиган бўйлама куч  $N$  таъсир қилгандаги бирикмадаги болтлар сони  $n$  ни қуйидаги ифода билан аниқлаш керак

$$n \geq \frac{N}{mm_b N_{b,\min}}, \quad (4.102)$$

бу ерда,  $N_{b,\min}$  – (4.99) ва (4.100) ифодалар бўйича ҳисоблаб чиқарилган битта болт учун ҳисобий қийматларидан энг кичиги;  $m, m_b$  – мос ҳолдаги 4.36 ва 4.14 жадваллар бўйича олинадиган иш шароитлари коэффиценти.

4.36 Жадвал

| Туташма ёки маҳкамланган жойларнинг тавсифномаси   | Болтларнинг иш шароити коэффиценти $m_b$ |
|--|--|
| Кесимнинг ҳамма қисмлари бир томонлама қоплагичлар билан ёпилган элемент туташмаси ёки унинг тармоқлари                              | 0,9                                      |
| Кесимнинг тўғридан-тўғри ёпилмаган қисми бўлган икки томонлама қоплагичли элемент туташмаси ёки унинг тармоқлари                     | 0,9                                      |
| Элементнинг тугунда битта фасонка билан маҳкамланган жойи  | 0,9                                      |
| Кесим қисмининг қуйидагилар билан маҳкам-ланган жойи:  |  |
| Битта лист   | 0,9                                      |
| Иккита ва ундан кўп лист   | 0,8                                      |
| Кесим билан тўла зўриқишнинг 1/4 дан кам бўлмаган қабул қилиши мумкин бўлган, бирикмадан ташқарида қистиргич орқали маҳкамланган жой | 0,9                                      |
| Швеллер, бурчак токчасидан ёки қутисимон кесимдаги горизонтал листдан бурчакли коро-тиш билан чиқиб турувчи мустаҳкамлаш жойи        | 0,7                                      |

**4.96** Бирикма текислигида эгувчи момент таъсир этганда, зўриқишларни болтларга таркатишни, бирикманинг оғирлик марказидан кўрилайётган болтгача бўлган масофага пропорционал қилиб олиш керак.

**4.97** Бўйлама куч ва моментнинг бир вақтдаги таъсиридан қирқилишга ишловчи болтларни, алоҳида бўйлама куч ва моментдан тенг таъсир этувчи зўриқишлар каби аниқланадиган зўриқишга текшириш керак.

**4.98** Бир вақтда қирқилишга ва чўзилишга ишлайдиган болтларни алоҳида қирқилишга ва чўзилишга текширишга руҳсат этилади.

**\*4.99** Тўпланган тўсинлар деворини ва белбоғларини бириктирувчи болтларни қуйидаги ифодалар бўйича ҳисоблаш керак:

маҳаллий босимлар бўлмаганида

$$a \frac{QS}{I} \leq N_{b,\min} m; \quad (4.103)$$

белбоғга маҳаллий босим  $q$  таъсир этганда

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq N_{b,\min} m, \quad (4.104)$$

бу ерда,  $a$  – белбоғ болтларнинг қадами;  $N_{b,\min}$  – битта болт учун 4.94 б. бўйича аниқланадиган ҳисобий зўриқишлардан энг кичиги;  $S$  – нейтрал ўққа нисбатан тўсиннинг брутто белбоғининг статик моменти;  $I$  – нейтрал ўққа нисбатан тўсиннинг брутто кесимининг инерция моменти;  $m$  – 4.14 жадвал бўйича аниқланадиган иш шароитлари коэффиценти.

**\*4.100** Битта юқори мустаҳкам болт билан тортилган (битта болт контактли) бириктирилган элементларнинг ҳар бир ишқаланиш юзаси билан қабул қила олиши мумкин бўлган ҳисобий зўриқиш  $Q_{bh}$  ни, қуйидаги ифода билан аниқлаш лозим

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \quad (4.105)$$

бу ерда,  $P$  – юқори мустаҳкам болтни тортиш зўриқиши;  $\mu$  – 4.11 жадвал бўйича олинадиган ишқаланиш коэффиценти;  $\gamma_{bh}$  – 4.37 жадвал бўйича олинадиган ишонччилик коэффиценти.

Юқори мустаҳкамликли болтни тортиш зўриқиши  $P$  ни қуйидагича аниқлаш керак

$$P = R_{bh} A_{bn} m_{bh}, \quad (4.106)$$

бу ерда,  $R_{bh}$  – (4.2) ифода бўйича аниқланадиган юқори мустаҳкам болтни чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги;  $m_{bh}$  – юқори мустаҳкам болтларни, уларни 0,95 га тенг бўлган буралиш моменти билан тортишдаги иш шароити коэффиценти. Фланцли бирикмалар учун цилиндрлик ёки коник юқори мустаҳкамликка эга бўлган олдиндан зўриктирилган кучлардагидек болтлар ишлатилиши зарур

$$P_0 = 0,9P$$

бу ерда,  $P$  – юқори мустаҳкам болтни ҳисобий тортиш зўриқиш кучи.

**\*4.101** Бирикманинг оғирлик маркази орқали ўтадиган бўйлама  $N$  куч таъсир этганда бирикмадаги юқори мустаҳкам болтларнинг сони  $n$  ни қуйидаги ифода бўйича аниқланади

$$n \geq \frac{N}{mQ_{bh}n_s}, \quad (4.107)$$

$m$  – 4.14 жадвал бўйича аниқланадиган иш шароитлари коэффиценти;  $Q_{bh}$  – (4.105) ифода орқали аниқланадиган битта болт контактдаги ҳисобий зўриқиш;  $n_s$  – бирикмадаги контактлар сони.

**\*4.102** Кўрилатган юқори мустаҳкам болтга тўғри келадиган, бирикма текислигида эгувчи момент ёки эгувчи момент билан бўйлама кучнинг таъсиридан зўриқишни, 4.96 ва 4.97 б. лар кўрсатмаларига мувофиқ аниқлаш керак.

4.37 Жадвал

| Бирикмада<br>- ги юқори<br>мустаҳкам<br>болтларнинг<br>сони | Контакт юзаларга ишлов беришдаги, ишончлилик коэффиценти $\gamma_{bh}$ нинг қиймати <sup>1)</sup> , қуйидаги усуллардаги |   |                  |                          |                           |  |
|---|--|---|------------------|--------------------------|---------------------------|--|
|   | кумоқимл<br>и ёки питра<br>оқимли  | фрикциявий тупроқ<br>ёки елимли<br>фрикциявий қоплама<br>суртиш билан питра<br>оқимли | газал<br>ан-гали | пўла<br>т чўтка<br>билан | питр<br>а-<br>отги<br>чли | тешик зонасида<br>металл юзасини 250-<br>350°C гача газалангали<br>қиздириш билан питра<br>отгичли |
| 2 – 4   | 1,568  | 1,250   | 1,956            | 2,51                     | 1,44                      | 1,396  |
| 5 – 19  | 1,362  | 1,157   | 1,576            | 4                        | 1                         | 1,290  |
| 20  | 1,184  | 1,068   | 1,291            | 1,84                     | 1,32                      | 1,189  |
|   |  |   |                  | 8                        | 1                         |  |
|   |  |   |                  | 1,41                     | 1,20                      |  |
|   |  |   |                  | 1                        | 8                         |  |

<sup>1)</sup>Ишлов бериладиган контакт юзалар (биттаси ёки иккалови) сони – 4.11 жадвалга мувофиқ.

Бунда болт каллагига қўйилувчи буровчи момент қийматини  $N \cdot m$  (тк·м), қуйидаги формуладан аниқланади

$$M_{кр} = KPd$$

Бу ерда,  $K$  - буралиш коэффиценти,  $P$  – релаксацидан ҳосил бўлувчи йўқолишни ҳисобга олмагандаги болтни таранглаштирувчи назорат кучи, кН (тк).  $d$  – болт резбсининг номинал диаметри, мм.

*Изоҳ. Кўприк конструкцияларини учун ГОСТ 22353-77, ГОСТ 22356-77 бўйича заводларда тайёрланган юқори мустаҳкамликка эга бўлган болтларни ишлатилишида, ёки юқори мустаҳкамликка эга бўлган болтлар билан коррозияга қарши қопламалардан фойдаланилганда, ҳар бир конкрет ҳолат учун буралиш коэффицентини ГОСТ 22356 -77 кўрсатмаларидан аниқлаш керак. Бунда, унинг қиймати 0,14 - 0,2 оралиғида ГОСТ 22356-77 нинг 1.9 б. талабига мувофиқ бўлиши керак.*

**\*4.103** Тўпланма тўсинларнинг деворини ва белбоғларини бириктирувчи юқори мустаҳкам болтларни қуйидаги ифодалар бўйича ҳисоблаш зарур:  
маҳаллий босим бўлмаганида

$$a \frac{QS}{I} \leq n_s Q_{bh} m; \quad (4.108)$$

белбоғга маҳаллий босим  $q$  таъсир этганда

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq n_s Q_{bh} m; \quad (4.109)$$

бу ерда,  $n_s$  – бирикмадаги контактлар сони;  $Q_{bh}$  – битта болт контакт билан қабул қилиб олинадиган ва (4.105) ифода билан аниқланадиган ҳисобий зўриқиш; қолган белгилашлар ҳудди 4.99 б. даги каби.

**4.104** Агар қатнов қисми билан бош ферма белбоғларининг биргаликда ишлаши махсус горизонтал диафрагмалар билан таъминланадиган бўлса, бўйлама тўсинларни кўндаланг тўсинларга маҳкамлашни ҳисоблашни, кўндаланг кучга ва моментга 4.74 б. талабларини ҳисобга олган ҳолда бажарилиши керак; бунда вертикал бурчакларни кўндаланг тўсин деворига маҳкамловчи болтлардаги зўриқишларни, фланецли бирикмалар каби аниқлаш керак.

Панжарали бош фермали оралик қурилмалар қатнов қисми тўсинларини маҳкамлагичларининг болтли ва фрикциявий бирикмаларини ҳисоблашни, фақат кўндаланг кучларга, 4.38 жадвалга мувофиқ қўшимча иш шароитлари коэффицентлари  $m_b$  ни киритиб бажариш руҳсат этилади.

**4.105** Фермалар ва яхлит тўсинлар белбоғларидаги чўзилувчи элементларнинг туташма қоплагичларини мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашни, қоплагичлар учун  $m = 0.9$  бўлган иш шароитлари коэффицентини киритиш билан бажарилиши керак.

**\*4.106** Тугун фасонкалари листларини чўзилган ва сиқилган элементларнинг маҳкамланиши мустаҳкамлигига, кўрсатилган элементларни маҳкамловчи четки болтлар тешиклари марказларини бириктирувчи контур бўйича қуйидаги ифода орқали текшириш керак:

$$N \leq 0,675 t R_y m \Sigma (0,212 \alpha_i + 1) l_i, \quad (4.110)$$

$N$  – элементдаги бўйлама зўриқиш;

$t$  – тугун фасонкасининг қалинлиги;

$m$  – 4.14 жадвалдан олинадиган иш шароитлари коэффицентини;

$l_i$  – тугун фасонкаси текширилаётган контурининг  $i$  чи қисмининг узунлиги;

$\alpha_i$  – текширилаётган контурнинг  $i$  чи қисми йўналиши билан элементнинг ўқи орасидаги бурчак,  $\left(0 \leq \alpha_i \leq \frac{\pi}{2}\right)$ , рад.

4.38 Жадвал

| Маҳкамлашлар тавсифи ва болтлар жойлашиш жойи  | Тугун конструкциясининг алоҳида хусусиятлари | Иш шароитлари коэффицентини $m_b$ |
|--|--|-----------------------------------|
| Ҳамма оралик қурилмаларда:   |  |                                   |
| Панжарали бош фермалар тугунига кўндаланг тўсин маҳкамлагичларининг вертикал бурчаклари: | Конструкция таянч моментини қабул қилишга    |                                   |

|  |  |             |
|--|--|-------------|
| фермага маҳкамланувчи бурчаклар<br>токчаларидаги болтлар   | ярамайди<br>Конструкция таянч<br>моментини қабул қилишга   | 0,85<br>0,9 |
| кўндаланг тўсинга маҳкамланувчи<br>бурчаклар токчаларидаги болтлар   | ярайди<br>Конструкциядан қатъий<br>назар   | 0,9         |
| Қатнов қисмини ва бош фермалар белбоғларининг биргаликда ишлаши таъминланмайди:  |  |             |
| Бўйлама тўсинларни кўндаланг тўсинларга<br>маҳкамлагичларнинг вертикал бурчаклари:<br>кўндаланг тўсинга маҳкамланувчи<br>бурчаклар токчаларидаги болтлар | Конструкция таянч<br>моментини қабул қилишга<br>ярамайди<br>Конструкция таянч<br>моментини қабул қилишга | 0,7<br>0,9  |
| бўйлама тўсинга маҳкамланувчи<br>бурчаклар токчаларидаги болтлар   | ярайди<br>Конструкциядан қатъий<br>назар   | 0,9         |

**\*4.107** Тугундаги болт-шарнирлар мустаҳкамлигини, болт билан туташадиган пакетлар ўқи бўйича болтнинг эгилишга ишини тўпланган юкламалар билан юкланган эркин ётувчи тўсин сингари фараз қилиб, ҳисобий қаршиликларини 4.2 жадвал бўйича олган ҳолда текширишга рухсат этилади.

### Бириктирувчи планкалар ва тешикли листларни ҳисоблаш

**\*4.108** Туйнукли сиқилган элементларнинг бириктирувчи планкалари ёки тешикли листларини, стерженнинг бутун узунлиги бўйича нинг бутун узунлиги бўйича ўзгармас қилиб олинган шартли кўндаланг  $Q_{fic}$  га ҳисобланиши ва қуйидаги ифода билан аниқланиши керак

$$Q_{fic} = \frac{\alpha N}{\varphi}, \quad (4.111)$$

бу ерда,  $N$  – элементдаги бўйлама сиқилиш зўриқиши;  $\varphi$  – келтирилган нисбий эксцентриситетга  $e_{ef}$  га боғлиқ ҳолда  $S$  илованинг  $S.1 - S.3$  жадваллари бўйича олинадиган, элементни бириктирувчи планкалар ёки тешикли листлар текислигида барқарорлигини текширишдаги бўйлама эгилиш коэффиценти;  $\alpha$  – қиймати  $\alpha=0,024-0,00007\lambda$  га тенг қилиб олинадиган, аммо 0,017 дан кўп бўлмаган коэффицент. бу ерда  $\lambda$  – элементнинг бириктирувчи планкалар ёки тешикли листлар текислигидаги букилувчанлиги.

Сиқилган-эгилган туйнукли элементларнинг бириктирувчи планкалари ва тешикли листларини, эгилишдаги ҳақиқий кўндаланг куч ва (4.111) ифода бўйича аниқланадиган шартли  $Q_{fic}$  нинг йиғиндисига тенг бўлган кўндаланг кучга ҳисоблаш керак. Бириктирувчи элементларни барқарорлигини текшириш бажарилаётган ўқига нисбатан перпендикуляр бўлган бир неча параллел текисликларда жойлашганида, кўндаланг куч  $Q$  ни қуйидагича тақсимлаш зарур:



бириктирувчи планкалар ёки тешик листларда, ҳамда уларни уйғунлашганида – ҳамма планкалар ёки тешикли листлар текислиги бўйича тенг қилиб;

яхлит листда (пакетда) ва бириктирувчи планкалар ёки тешикли листларда – яхлит лист (пакет)да  $Q_{bl}$  га тенг бўлган ва қуйидагича аниқланадиган кўндаланг кучнинг бир қисми олинади:

$$Q_{bl} = Q \frac{A_{bl,ef}}{A_{ef}}, \quad (4.112)$$

бу ерда,  $A_{ef}$  – туйнукли элементнинг  $\sum bt_{ef}$  га тенг бўлган брутто кесимининг юзаси, бу ерда  $b$  ва  $t_{ef}$  4.37 б. бўйича аниқланади;  $A_{bl,ef}$  – яхлит элемент билан бирга ишловчи ва  $A_{bl} + 2t_v \zeta_1$  га тенг бўлган элемент юзасининг бир қисми (бу ерда  $A_{bl}$  – яхлит листнинг кесим юзаси;  $t_v$  – вертикал листнинг ёки пакетнинг қалинлиги;  $\zeta_1$  – 4.55 б. бўйича олинадиган коэффицент).

Бириктирувчи планкалар ва тешикли листларни перфорация тешиклари орасидаги ораликларда, уларга тўғри келадиган кўндаланг куч  $Q$  нинг бир қисмига, қия тиргаксиз фермаларнинг элементлари каби ҳисобланиши керак.

## Таянч қисмларни ҳисоблаш

**4.109** Таянч қисм элементлари (катоклар, плиталар, балансирлари) қоидага кўра эластик заминдаги конструкциялар каби ҳисобланиши керак.

Ҳамма таянчларнинг устки балансирларида, ҳаракатланмайдиган таянчларнинг пастки балансирларида зўриқишни, юкламани таяниш юзасига текис тақсимланган деб фараз қилиб аниқлаш руҳсат этилади.

**4.110** Таянчларни ҳисоблашда 2.20 ва 2.28 б. ларнинг кўрсатмалари ҳисобга олинган бўлиши керак, ҳаракатланувчи таянчлар учун эса, яна норматив юкламалардан ва таъсирлардан катоклар, секторлар ва балансирларнинг бўйлама силжишларига тенг бўлган босимларни узатиш эксцентриситетларини ҳисобга олиниши керак.

Ҳаракатланувчи таянчларнинг бўйлама силжишларини доимий юкламалардан, динамик коэффиценти билан вақтинчалик вертикал юкламалардан, таянчлар ва улар заминларининг ҳамда 2.27 б. да кўрсатилган ҳароратларнинг деформацияларидан аниқланиши керак. Бунда фермалар орасидаги масофаларнинг ораликқа нисбати 1:15 дан катта бўлган оралик қурилмалар учун, ҳаракатланмайдиган таянчларга, бош фермалар белбоғларидаги ҳароратларининг ҳар хиллик ўлчами  $15^\circ\text{C}$  бўлгандаги юкламалар таъсирини ҳисобга олиш керак.

**\*4.111** Анкер болтни киритилишини, ҚМК 2.03.01-97 кўрсатмаларига мувофиқ ҳолда, бунда  $m=0,7$  бўлган иш шароитлари коэффицентини киритиш билан ҳисобланиши керак.

**\*4.112** Балансирли таянчларнинг цилиндрик шарнирлари (цапфалари)ни эзилишга ҳисоблашни (юзалар туташиларининг марказий бурчаги  $90^\circ$  га тенг ёки ундан катта бўлганида) қуйидаги ифода бўйича бажариш керак

$$\frac{F}{1,25rl} \leq R_{ip}m. \quad (4.113)$$

Катокларни диаметрал сиқилишга ҳисоблашни қуйидаги ифода асосида бажариш лозим

$$\frac{F_1}{2rl} \leq R_{cd}m. \quad (4.114)$$

(4.113) ва (4.114) ифодаларда:

$F$  – таянчга таъсир этаётган босим;  $F_1$  – энг кўп юкланган битта катокка тушадиган босим;  $r$  – каток ёки шарнир юзасининг эгрилик радиуси;  $l$  – каток ёки шарнир узунлиги;  $m$  – 4.14 жадвал бўйича олинадиган иш шароитлари коэффиценти;  $R_{ip}, R_{cd}$  – зич туташгандаги ва 4.7 талабларига биноан қабул қилинадиган эркин туташгандаги катокларнинг диаметрал сиқилишидаги маҳаллий эзилишга мувофиқ келадиган ҳисобий қаршилиқлар.

## КОНСТРУКЦИЯЛАШ

### Умумий ҳоллар

**\*4.113** Пўлат конструкцияларни лойиҳалашда қуйидагилар зарур:

пўлат конструкцияларни тайёрловчи заводларнинг технологик ва кран жиҳозлари ҳамда қурилиш ташкилотларининг кўтариш, ташиш ва монтаж қилиш жиҳозлари имкониятларини ҳисобга олиш;

транспорт воситаларининг юк кўтариш қобилияти ва ўлчамларини ҳисобга олиш, тайёрловчи заводларда ишларни максимал ҳажмда бажариш шартига кўра конструкцияларни жўнатиш қисмларига ажратиш;

ташиш, монтаж қилиш ва фойдаланишда, бутун конструкцияни, унинг қисмлари ва элементларини барқарорлигини ва фазовий ўзгармаслигини таъминловчи боғловчиларни кўзда тутиш;

монтаж блоклари ва элементларини ҳамда тугунлар ва болтлар тешиklarини жойлашишини унификациялашни амалга ошириш;

элементларнинг монтаж маҳкамлагичларини қулайлигини, монтаж с толчаларини қуришни ва ҳоказоларни кўзда тутиб йиғиш ва монтаж бирикмаларини бажаришнинг қулайлигини таъминлаш;

қўлланилаётган прокатни профиллари ва узунлиги бўйича, металлни минимал чиқиндилар ва йўқотишлар билан қўлланиш талабларини ҳисобга олган ҳолда унификациялашни амалга ошириш;

прокатнинг руҳсат этишлари ва заводда тайёрланишнинг руҳсат этишларини ҳисобга олиш;

лойиҳанинг МК босқичида конструкциянинг атроф мухит-иқлимий ҳисобга олинган коррозиядан ишончлик сақлашни ва кўприк эксплуатацияси хухудидаги атроф мухитни ишлаб чиқиш корхоналаридан чиқувчи ифлосликлардан сақлаш;

флюс остида автомат пайвандлашни ва юқори мустаҳкам болтлардаги фрикциявий бириктиришларни қўллашни кўзда тутиш. Пайвандлаш материалларини ишлатилувчи пўлатнинг мустаҳкамлик синфи ва тамғасига,

пайвандлаш усули, пайвандлаш бирикмаси ва конструкциянинг бажарилишига қараб танлаш керак. Бошқа пайвандлаш материалларини, хорижийларини ҳам, уларни фақат сертификат сифати ва пайвандлаш бирикмаларини кўприклар конструкцияларининг пайвандлаш технологиялари билан шуғулланувчи махсус лабораторияда комплекс назорат синовларини ўтқизиш орқали руҳсат этилади.

Хорижий материалларни синовлар ўтқазилганидан сўнг Буюртмачи ва лойиҳа ташкилотлари билан келишилган ҳолда ишлатилиши шарт. Бундан ташқари, хорижий пайвандлаш материаллари Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилиш қўмитаси томонидан берилган техник шаходатномасига шаходотномасига эга бўлиши керак.

**\*4.114** Пайвандли конструкцияларни лойиҳалашда, пайвандладиган деталларнинг зич жойлашишини, элементлар кесимининг кескин ўзгаришини, фасонкалар ва мустаҳкамлик қовурғаларида узилиш кўринишидаги конструктив кесикларни ёки уларда кесимларнинг (тўсинларнинг белбоғлари ва деворлари, тўпланган элементлар листлари ва х.к.) зўриққан қисмлари юзасига бурчак остида туташадиган қирқимлар ҳосил бўлишига йўл қўйилмаслиги керак.

Конструкцияларнинг чидамлилиги ва совуққа бардошлилигини ошириш ва пайвандлашдан бўладиган деформациялар ва кучланишларнинг салбий таъсирини пасайтириш учун, конструктив ва технологик хусусиятларга эга бўлган тадбирларни (элементларни йиғиш ва пайвандлашнинг энг мувофиқ тартиблари, чокларни чиқариш, олдиндан букилиши ва маҳаллий қиздириш, алоҳида зоналарни пайвандлашдан кейинги қиздириш, кесимнинг қолган қисми юзасига уринма бўйича тўғри келувчи узиладиган деталларнинг учларидан тўла эритилиши ва бурама кучланишлар йиғиладиган зоналарга механик ишлов бериш ва бошқалар) кўзда тутилиши керак.

Тропик иқлим шароитларида фойдаланиш учун мўлжалланган конструкцияларни коррозиядан ҳимоялаш ГОСТ 9.401-91\* га мувофиқ кўзда тутилиши керак.

**\*4.115** Темир йўл кўприкларидаги алоҳида тўсинли оралик қурилмалар ва қатнов қисмининг бўйлама тўсинлари, устки ва пастки белбоғлари бўйича бўйлама боғловчиларга эга бўлиши керак. Темир йўл кўприкларида бўйлама боғловчиларни тўсинлар деворларига маҳкамлашга руҳсат этилмайди.

Темир йўл кўприкларида «очик» оралик қурилмалар (4.52 б.) ва «очик» қатнов қисмларига, фақат техник-иқтисодий асослари бўлганда ва кўндаланг тўсинлар текислигида эркин белбоғларини бикр ромлар билан, қатнов қисмида эса – кўндаланг боғловчилар билан маҳкамланган шартлардагина руҳсат этилади.

Тўсин ва фермалар белбоғларини бикр боғловчи элементлар бўлганида (масалан, темирбетон ёки пўлат плиталар), мос келадиган текисликларда, агар улар монтаж шarti бўйича талаб этилмаса, бўйлама боғловчиларни қўймасликка руҳсат этилади. Аркали оралик қурилмаларда бўйлама боғловчиларни, арканинг бирор-бир белбоғи текислигида ва агар унинг плитаси бўлмаса, қатнов қисми текислигида қурилиши керак.

**4.116** Бўйлама боғловчиларни тархда бош фермалар белбоғлари билан марказлаштирилиши керак, бунда маҳкамлашлардаги боғловчилар текислигидан эксцентриситетлар минимал бўлиши керак.

**\*4.117** Темир йўл кўприклариди, кўндаланг тўсинчалари бўлган полотноларда бўйлама тўсинлар орасидаги масофани 1.70 - 1,90 м этиб, бош тўсинлар (фермалар) ўқларининг ораси эса тўсинлар катаги бўлмаганда – 2,00 м этиб белгиланиши керак. Бош тўсинлар (фермалар) орасидаги масофалар катта бўлганида, темирбетон ёки пўлат плиталар кўзда тутилиши керак.

**4.118** Темир йўл кўприклариди, ажратилган қўштавр тўсинли оралик қурилмалар ва катнов қисми бўйлама тўсинлари, тўсинларнинг икки баландлигидан ошмаган масофаларда жойлаштириладиган кўндаланг боғловчиларга эга бўлиши керак.

**4.119** Бош фермалар белбоғларининг деформациясидан катнов қисмининг кўндаланг боғловчиларидаги кучланишларни камайтириш учун, қоидага кўра, катнов қисмини бош фермалар билан биргаликдаги ишига киритилиши керак. Бош фермалар билан биргаликда ишлашга киритилмаган катнов қисми бўлган оралик қурилмаларда тормозлаш боғловчилари кўзда тутилиши керак.

**4.120** Қатнов қисми тўсинларини, тўсинларнинг деворига ва белбоғларига қирра листлари ёрдамида маҳкамланишига руҳсат этилмайди.

Темир йўл кўприкларининг оралик қурилмаларида кўндаланг ва бўйлама тўсинлар деворларини маҳкамлашни, қоидага кўра, вертикал бурчаклар ва фрикциявий бирикмалар ёрдамида амалга оширилиши керак.

Барча кўприкларнинг оралик қурилмаларида, қоидага кўра бутун узунлиги давомида, катнов қисмида узилишлари бўлганида эса, улар орасидаги қисмида узлуксизлигини таъминлаш керак.

**4.121** Осма ва вантли кўприклар оралик қурилмаларининг аэродинамик барқарорлигини ошириш учун, алоҳида бош тўсинлар бўйича бўйлама боғловчилар ёки берк қутисимон кесимли бикрлик тўсинларини қўллаш ва унга суйри шакл бериш ҳисобига уларнинг буралиш бикрлигини ошириш керак.

### Элементларнинг кесимлари

**\*4.122** Оралик қурилмалар ва таянчлар элементлари деталларининг энг кичик қалинлигини, мустаҳкамликка, барқарорликка, чидамлилиқка, бикрликка ва тебранишга ҳисоблаш орқали, лекин, 4.39 жадвалда кўрсатилганидан кам бўлмаган ҳолда олинад.

Прокатнинг қуйидаги энг катта қалинлигига руҳсат этилади:

одатдаги болтлар билан тортиладиган пакетлар деталларида – 20 мм;

углеродли ва паст легирланган пўлатлардан қилинган пайвандли элементларда – 60 мм;

туташма қоплагичларида ва фрикциявий бирикмалар қўлланилгандаги тугунлар фасонка листларида – 16 мм.

конуссимон юқоримустаҳкамликка эга болтларни бирикмаларда -20 мм.

| Конструкция деталлари   | Конструкция деталларининг энг кичик қалинлиги ёки кесими, мм |  |
|---|--|--|
|   | темир йўл тагидаги қувурлар ва темир йўл кўприқларида        | автомобил йўллари тагидаги қувурлар ва автомобил йўлларидаги, шаҳар ва пиёдалар кўприқларида |
| 1. Оддий қўлланиладиган, гофриланган металл қувур учун нотекис юзали листлар  | 2  | 1,5  |
| 2. Листли деталлар (4– 10 вазиятларда кўрсатилганлардан ташқари)              | 10   | 10   |
| 3. Бош фермаларнинг тугун фасонкаларида                                       | 12   | 10   |
| 4. Пайвандланган эгиловчан бош тўсиннинг вертикал деворларида                 | 12   | 10   |
| 5. Тугун фасонкаларининг туташмаларида  | 10   | 8  |
| 6. Ортотроп плита ва планка қовурғаларининг туташмаларидаги устама қўймаларда | 8  | 8  |
| 7. Прокладкаларда   | 4  | 4  |
| 8. Горизонтал таянч листлари  | 20   | 20   |
| 9. Ортотроп плиталарни настил листлари  | 14   | 12   |
| 10. Ортотроп ва қовурғали плиталар қовурғалари                                | 12   | 12   |
| 11. Катнов қисми ва бош фермалардаги асосий элементлардаги бурчакларда        | 100 x 100 x 10   | 100 x 100 x 10   |
| 12. Бўйлама ва кўндаланг тўсинларни фланецли маҳкамлашдаги бурчакларда        | 100 x 100 x 12   | 100 x 100 x 10   |
| 13. Элемент туташмаларидаги бурчакларда                                       | 80x80x8  | 80x80x7  |

**4.123** Бириктирувчи пайвандли чоклар сонини камайтириш учун панжарали фермаларнинг тўпланма элементлари кесимларини деталларнинг минимал сонидан лойиҳалаш керак.

**4.124** Панжарали бош фермаларда, қутисимон ва Н симон кесимли элементларнинг материали ферма текислигида жойлашган листларда йиғилган бўлиши керак. Фермалар ва таянчларнинг белбоғлари ва сиқилган элементларини, қоидага кўра, қутисимон кесимда лойиҳаланиши керак.

**4.125** Панжара фермаларнинг тўпланма элементларида, ҳисобий узунлиги  $b$  нинг листларнинг қалинлиги  $t$  га нисбати  $\zeta$ , қуйидаги қийматлардан ошиб кетмаслиги керак:

қутисимон элементларнинг вертикал ва горизонтал листларида – 60;

Н симон элементларнинг горизонтал листларида – 45;

эркин (хошияланмаган) осилмали металлларда – 20;

бурчаклар ёки қовурғалар билан хошияланган осилмали листларда – 30.

Листнинг ҳисобий кенглиги  $b$  ни қуйидагича олиш керак:

а) иккаласи ҳам маҳкамланган бўйлама қирраларда:

болтли бириктирилган элементлар учун – шу листни унга перпендикуляр бўлган листларни ёки бирикма боғловчиларини бириктирувчи болт рискалари орасидаги энг яқин масофа;

пайвандли ва прокат элементлар учун – кўрсатилган листлар ўқлари орасидаги масофа;

б) битта бўйлама қирраси маҳкамланганда:

болтли бириктирилган элементлар учун – листнинг эркин қиррасидан энг яқин болтлар рискаларигача бўлган масофа;

пайвандли ва прокат элементлар учун – листнинг эркин қиррасидан, шунга перпендикуляр жойлашган энг яқин листнинг ўқиғача бўлган масофа.

**4.126** Н симон кесимли сиқилган элементларда горизонтал листнинг қалинлиги, бириктириладиган листлар қалинликлари  $t_f$  нинг қуйидагидан кам бўлмаганини ташкил қилиши керак:

$0,4t_f$  – болтли бириктирилган элементларда;

$0,6t_f - t_f \leq 24$  мм ва  $t_f > 24$  мм да  $0,5t_f$  бўлганида, пайвандли ва прокат элементларда.

**4.127** Фермалар тугунларини конструкциялашда, тугун фасонкаларининг сиқилиш зонасини 4.55 б. бўйича, зарур бўлган ҳолларда эркин қирраларини хошияловчи бурчаклар ёки қовурғалар билан маҳкамлаб, маҳаллий барқарорлигини таъминлаш керак.

**4.128** Пайвандли қўштавр тўсинларни битта вертикал ва иккита горизонтал листлардан, қутисимонларини эса иккита вертикал ва улар билан бевосита белбоғ чоклари орқали бириктирилган иккита горизонтал листлардан лойиҳаланиши керак. Агар пайвандли тўсин белбоғининг зарурий қалинлиги 60, 50 ва 40 мм дан ортиқ бўлса, белбоғларда иккита листдан қилинган пакетларни қўллаш рухсат этилади. Белбоғ кесимини ўзгартиришни унинг туташмалари жойлашган зонада кенглиги бўйича ёки қалинлиги бўйича қиялигини, зарур бўлган ҳолда эса шу билан бир вақтда чўзилган белбоғ учун 1:8 ва сиқилгани учун 1:4 нишабликни кўзда тутган ҳолда амалга ошириш керак. Иккита листдан қилинган белбоғларда бир-биридан кенглиги бўйича 100 мм дан кам бўлмаган ўлчамга фарқ қилувчи листлар қўлланилиши керак. Автомобил йўлларидаги ва шаҳар кўприкларидаги тўсинлар белбоғида туташувчи қирралари бўйича қўйилган, кейингисини ҳисоб бўйича зарурий чуқурликка етказиш орқали пайванд чоклари билан туташтирилган бир хил кенгликдаги листлардан қилинган пакетлар қўллашга рухсат этилади.

**4.129** 4.114 б. кўрсатмаларини ҳисобга олган ҳолда, ораликда узиладиган тўсин белбоғи пакетининг ташқи листини, уни назарий узилиш жойидан ортига лист кесими юзасининг 50% ни маҳкамланишини таъминловчи узунликка давом эттирилиши керак. Бунда ушбуни кўзда тутиш керак: шу листнинг учидаги қалинлиги – 10 мм; кенглиги бўйича (нолга етказиш билан) симметрик қия қирқими – 1:4 нишаблик билан; қалинлиги бўйича қия қирқими – чўзилган белбоғ учун 1:8 ва сиқилгани учун – 1:4 нишаблик билан. Қия чоклар учун лист охирида катетларнинг 1:2 нисбатини (кичик катет – вертикал бўйича) ва белбоғни узилмайдиган листининг асосий металлига текис (5 мм дан кам

бўлмаган радиус билан) ўтишини олиш учун механик ишлов беришни кўзда тутиш керак.

**4.130** Темир йўл кўприкларидида, кўприк полотноси ёғоч поперечинали бўлганида, поперечиналар босимларининг бош ёки бўйлама тўсинлар деворларига марказлаштириб узатилиши таъминланиши керак, бунда юклама остида поперечиналарни бўйлама ва кўндаланг боғловчилар элементларига тегиши мустасно бўлиши керак.

### Эгилувчи яхлит тўсинларнинг бикрлик қовурғалари

**\*4.131** Таянч кесимларида тўпланган кучлар узатиладиган (кўприк поперечиналари таянадиган жойлардан ташқари), яхлит эгилувчи тўсинлардаги кўндаланг боғловчиларнинг жойлашиш жойларида тасмалар, бурчаклар ёки таврлардан кўндаланг бикрлик қовурғалари кўзда тутилиши керак.

Оралик кўндаланг ҳамда бўйлама бикрлик қовурғаларини тайёрлаш, ташиш, монтаж қилиш ва фойдаланиш босқичлари учун, деворларини маҳаллий барқарорлигини ҳисоблашга мувофиқ кўзда тутиш керак.

Маҳаллий босимлар бўлмаган ҳолда бўйлама бикрлик қовурғаларини сиқилган белбоғдан қуйидаги масофаларда жойлаштирилиши керак:

битта қовурға бўлганда –  $(0,20 - 0,25) h_w$ ;

икки ёки уч қовурғали бўлганда: биринчи қовурға –  $(0,15 - 0,20) h_w$ , иккинчи қовурға –  $(0,40 - 0,50) h_w$ , учинчи қовурғани, қоидага кўра, деворнинг чўзилган зонасида жойлаштирилиши керак. Деворнинг ҳисобий баландлиги  $h_w$  ни Т иловага мувофиқ олиниши керак. Девори фақат кўндаланг қовурғалар билан маҳкамланган тўсинларда, уларнинг чиқиб турган қисми кенглиги  $b_h$ ,

симметрик бўлган жуфт қовурғалар учун  $\frac{h_w}{30} + 40$  мм дан кам бўлмаган, битталиқ

қовурғалар учун  $\frac{h_w}{24} + 50$  мм дан кам бўлмаган бўлиши керак; қовурғаларнинг

қалинлиги  $t_s$   $2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  дан кам бўлмаслиги керак. Деворларни кўндаланг ва

бўйлама бикрлик қовурғалари билан маҳкамланганда, улар кесимларининг инерция моментлари кўндаланг қовурғалар учун 4.40 жадвалдаги, бўйламаси (битта бўйлама қовурға бўлганида) учун - 4.41 жадвалдаги нормаларни қониқтириш керак.

Барча кўприкларнинг оралик қурилмаларида деворнинг бир томонида қовурғаларнинг жойлашиши, ҳамда бир томонлама кўндаланг ва бўйлама қовурғаларнинг деворнинг бошқа томонида жойлашиши рухсат этилади.

Бир томонлама қовурғалар бикирлиги инерция momenti туташ кесимнинг нейтрал ўқига нисбатан ҳисобланади, бунда унинг ичига қовурғанинг ўзи (текис, бурчакли ва таврли) ва 4.55 б. бўйича аниқланувчи деворнинг  $b_1 = \zeta_1 t$ , ли учаскалари ҳам киради. Бўйлама бикирли қовурғаларнинг чиқиб турувчи қисмининг минимал ўлчамлари юқорида келтирилган кўндаланг бикирли

қовурғаларга берилган талаблар асосида амалга оширилади. Зарур бўлганда катта инерция моментига эга бўлган қовурғаларни бурчакли ёки тавр кўринишидаги кўндаланг бикирли қовурғалар ўрнига қўйилиши мумкин. Тавр кесимли бўйлама қовурғаларни деворларни қоробкали оралиқ қурилма ичида жойлашганида уларни бақувват қилиш учун ишлатишга рухсат этилади. Бурчакдан иборат бўйлама қовурғаларда вертикал полка пастка қаратилиши шарт.

**4.132** Темир йўл кўприкларида кўндаланг бикрлик қовурғаларини деворга, тўсин белбоғларига ва пайвандлаш чокларини ўтказувчи ўймасиз бутун бўйлама бикрлик қовурғаларига пайвандлаш зарур; қовурғаларни боғловчи пайвандлаш чоклари тагидан ўтқазилувчи қовурғалар устига ётқизилади. Тўсин белбоғларида қовурға эркин чеккасини туташган қисмининг пайвандлаш чокигача камида 30 мм масофада қолдириб боғлашни тўлиқлигича бажариш керак. Автомобил йўллари кўприкларида тўсин деворига пайвандланган боғловчилар фасонкаларига ҳам туташиб жойларида радиуси 50 мм дан кам бўлмаган айлана шаклидаги тўгаракланган қирқимлар кўзда тутилиши керак.

**\*4.133** Пайвандли тўсинлар оралиқ кўндаланг бикрлик қовурғаларининг четлари, қоидага кўра, тўсинларнинг белбоғ листларига зич туташган бўлиши керак. Буни таъминлаш учун, барча кўприкларда қовурғалар учларида махсус ўтиш деталларини ўрнатишга, темир йўл кўприкларида – фрикциявий бирикмалар ёрдамида деворга маҳкамланган бурчакли бикрлик қовурғасини қўллашга, автомобил йўлларидаги, шаҳар ва пиёдалар кўприкларида эса – қовурғаларни белбоғларга пайвандлашга рухсат этилади. Бунда автомобил йўл қатнов қисмидаги ортотроп плитанинг кўндаланг бикрлик қовурғалари маҳкамланадиган, кўндаланг бикрлик қовурғаларининг учлари, конструкциянинг қандай турда бажарилишидан ва белбоғдаги кучланишнинг белгисидан қатъий назар ва 4.168 б. талабларини ҳисобга олган ҳолда тўсин белбоғларига пайвандланган бўлиши керак. Оралиқ кўндаланг бикрлик қовурғаларида, белбоғлар яқинидаги деворларда, 4.165 б. талабларига мувофиқ қовурғанинг узилиш зонасини расмийлаштириш билан узилишлар қилишга рухсат этилади.

4.40 Жадвал

| $\mu$ | $I_s / (h_w t_w^3)$ кўндаланг қовурғалар учун |
|-------|---|
| 0,75  | 0,80  |
| 0,62  | 1,44  |
| 0,50  | 2,8   |
| 0,40  | 4,6   |
| 0,33  | 6,6   |

4.40 жадвалда белгиланганлар:

$I_s$  – кўндаланг қовурғанинг инерция momenti;

$h_w$  — деворнинг ҳисобий баландлиги Т иловадан олинсин.

$t_w$  – тўсин деворининг қалинлиги;



$$\mu = \frac{a}{h_w};$$

$a$  – кўндаланг бикрлик қовурғаларининг ўқлари орасидаги масофа.

4.41 Жадвал

| $h_1/h_w$ | Бўйлама қовурға кесимининг зарурий инерция моменти $I_{sl}$ | $I_{sl}$ нинг чегаравий қийматлари |  |
|-----------|---|------------------------------------|--|
|           |   | минимал                            | ҳисоблашда эътиборга олиннадиган максимали |
| 0,20      | $(2,5 - 0,5a/h_w) \times a^2 t_w^3 / h_w$                   | $1,5h_w t_w^3$                     | $7h_w t_w^3$                               |
| 0,25      | $(1,5 - 0,4a/h_w) \times a^2 t_w^3 / h_w$                   | $1,5h_w t_w^3$                     | $3,5h_w t_w^3$                             |
| 0,30      | $1,5h_w t_w^3$  | –                                  | –  |

4.41 жадвалда белгиланганлар:

$h_1$  – бўйлама бикрлик қовурғаси ўқидан пайвандли тўсинларда энг яқин белбоғ ўқигача ёки болтли бириктирилган тўсинларда белбоғ бурчакларининг четки рискаларигача бўлган масофа;

$a, h_w$  – 4.40 жадвалдаги белгилашга қаралсин;

$I_{sl}$  – бўйлама қовурғалар кесимларининг инерция моменти;

$t_w$  – тўсин деворининг қалинлиги.

Изоҳ.  $I_{sl}$  нинг оралиқдаги қийматлари  $h_1/h_w$  ни ҳисоблашда чизиқли интерполяциядан фойдаланиш рухсат этилади.

**\*4.134** Пайвандли тўсинларда бўйлама бикрлик қовурғаларини, қачонки маҳаллий барқарорлигини биргина кўндаланг бикрлик қовурғаларини ўрнатиш ва девор қалинлигини ўзгартириш ҳисобига таъминлаш мақсадга мувофиқ бўлмаган ҳоллардагина қўллаш керак. Темир йўл кўприклари мустакамловчи бўйлама қовурғалар пайванд тўсинларини хар доим кўндалангига бирикишини таъминлаш керак, бунда уларни жойлашувида қовурғаларни чўзилиш қисмини сиқилиш қисмига симетрик тарзда, девор листида эркин текисликни камайтирган ҳолда жойлаштириш керак. Қовурғанинг бундай жойлашуви деворнинг темир йўл юкламаларига ахамиятли бўлган вибрация таъсирида ишончлилик ва доимийлигин таъминлайди.

**\*4.135** Заводдаги ёки монтаж қилингандаги пайвандли девор ёки токчасининг туташуш чокларига параллел қилиб тўсиннинг деворига ёки токчасига пайвандланадиган бикрлик қовурғалари, улардан одатдагидек бажарилган конструкцияларда  $10t_w$  дан кам бўлмаган масофага узоқлаштирилган бўлиши керак. Бикрлик қовурғаси сифатида фойдаланиладиган ва деворига болтлар билан маҳкамланадиган жуфтликни ёки бурчак обушқасини пайвандланган туташуш чокида узоқлаштирилиши  $5t_w$  дан кам бўлмаслиги керак.

**4.136** Бикрлик қовурғалари иккиёқлама узлуксиз чоклар билан маҳкамланган бўлиши керак. Бикрлик қовурғаларини ва уларни деворга маҳкамловчи чокларни, деворнинг туташуш чоклари билан кесишиш жойларида узилишларига рухсат этилмайди. Белгиланиши ва бажарилиши

бўйича барча турдаги оралик қурилмаларда бикрлик қовурғалари кесишган жойларида, бўйлама қовурғаларни ва уларнинг чокларини узлуксиз ўтказилиши, кўндаланг қовурғаларни эса (таянчдагидан ташқари) узилиш ва уларга бурчакли чоклар билан маҳкамланиши керак; бу чоклар деворнинг чўзилган зонасида катетлари нисбати 1:2 бўлиши ва асосий металлга текис ўтган бўлиши керак. Бўйлама бикрлик қовурғасини болтли кўндаланг туташма ёнида узилганида, қовурғанинг узилиш зонаси деворини жиҳозлаш 4.165 б. талабларига жавоб бериши керак.

### **Олдиндан зўриктирилган оралик қурилмалар**

**4.137** Баландлиги ўзгармас бўлган узлуксиз тўсинларда тортқичларни максимал мусбат ва манфий моментлар зонасида жойлаштириш керак. Яхлит деворли олдиндан зўриктирилган тўсинларнинг кесимларини, сиқилган белбоғлари кўпроқ ривожлантирилган носимметрик қилиб лойиҳалаш керак.

**\*4.138** Олдиндан зўриктирилган тўсинларни лойиҳалашда, тортқичларни тўсиннинг узунлиги бўйича белбоғларга камида тўртта нуқтасида бириктиришни шундай кўзда тутиш керакки, юк остида ишлаганда уларни ён томон йўналишидаги биргаликдаги ва мустақил ҳолда бўйлама йўналишдаги силжиши таъминланиши керак.

**4.139** Тортқичларни ушлаб турувчи бикрлик қовурғалари ёки кронштейнларни маҳкамлагичлар, тортқичларни тортилганда вужудга келадиган ишқаланиш кучини ҳисобга олган ҳолда лойиҳаланган бўлиши керак.

**4.140** Тортқичларнинг учлари махсус чиқариб ўрнатилган бикр элементлар – тиргакларга маҳкамланиши керак. Тўсинларнинг тиргаклар маҳкамланадиган жойлардаги элементларини тўпланган юклар таъсирига мўлжаллаб кучайтириш керак.

**4.141** Фермаларнинг сиқилувчи элементлари барқарорлигини таъминлаш учун тортқичлар стерженлар билан диафрагмалар ёрдамида бириктирилади.

Маҳкамлаш нуқталари орасидаги масофаларни, шу қисмлар узунликларига мос келувчи стерженнинг эркин узунлигининг барқарорлиги шартидан келиб чиқиб қабул қилиш керак.

### **Пайвандли, фрикциявий ва болтли бирикмалар**

**4.142** Қачонки, бир бутун пайвандланадиган конструкцияларда элементларни бир деворли кесимларида эксцентриситеткиз маҳкамлашнинг иложи бўлмаган ҳолларда, уларни бирикманинг бутун контури бўйича маҳкамлашни амалга ошириш керак.

**\*4.143** Пайвандли конструкцияларнинг МК чизмаларида қуйидагилар кўрсатилиши керак:

барча чокларнинг турлари, ўлчамлари, монтажда ва заводда бажарилган чокларнинг белгиланишлари;

барча пайвандли чокларнинг бажарилиш усулларининг (автоматик, флюс остида ярмаавтоматик пайвандлаш, қўлда пайвандлаш ва б.) 4.42 жадвалда келтирилган кўприк конструкцияларида қўлланишига қараб.

## 4.42 Жадвал

## Кўприк конструкцияларини пайвандлаш усуллари

|   |  |
|---|--|
| <p>Автоматик флюс тагида (АФ) ГОСТ 8713-79 ва ГОСТ 11533-75 бўйича</p>  | <p>Пастки ҳолатдаги пайвандланувчи чок боғланишларида:<br/>Икки томонлама металл қалинлиги 10-16 мм бўлган флюс ёстиқчасининг четларини қияламасдан бирёқли ўтувчи пайвандлаш билан;<br/>Икки томонлама металл қалинлиги 20-50 мм бўлган флюс ёстиқчасининг четларини Х шаклида симметрик қиялаб кўпёқли ўтувчи пайвандлаш билан</p> <p>Металл қалинлиги 10-50 мм бўлган пастки ҳолатдаги бурчакли, таврли ва устма-уст бирикишлар:<br/>"қайиқчага" ёки "бурчакка" мос бир томонлама пайвандлаш билан;<br/>"бурчакка" (устма-устдан ташқари) мос икки томонлама иккидўғали пайвандлаш билан;<br/>"қайиқчага" мос металлхимик ўтириш кучи бўйлаб жойлашган бурчакли чокларни бир томонлама пайвандлаш билан</p>   |
| <p>Ярмаавтоматик флюс тагида (ЯФ) ГОСТ 8713-79 ва ГОСТ 11533-75 бўйича<br/>Ҳимояловчи газ аралашмасида ярмаавтоматик:<br/>1) 80%Ar+20%CO<sub>2</sub>;<br/>2) (95-97)%Ar+(3-5)%O<sub>2</sub><br/>3) 85%Ar+(10-12)%CO<sub>2</sub>+(3-5)%O<sub>2</sub>;<br/>4) CO<sub>2</sub> – кўприк конструкцияларини пайвандлаш технологиясини ишлаб чикувчи махсулаштирилган корхона билан келишилган ҳолда чеклаш;<br/>5) ГОСТ 14771-76 ва ГОСТ 23518-79 бўйича ўз-ўзини сақловчи сим орқали</p> | <p>Пастки ҳолатда қалинлиги 10-20 мм бўлган листнинг четларини қиялаб бир томонлама ёки икки томонлама асосий конструкцияга (масалан, фасонка туташмаларининг тўсинлар белбоғларига) уланувчи деталлар учун икки томонлама пайвандланган шок бирикишлари:<br/>Металл қалинлиги 10-50 мм бўлган пастки ҳолатдаги бурчакли, таврли ва устма-уст бирикишлар;<br/>"қайиқчага" ёки "бурчакка" мос бир томонлама пайвандлаш билан;<br/>"бурчакка" (устма-устдан ташқари) мос икки томонлама иккидўғали пайвандлаш билан;<br/>Пастки ҳолатда икки томондан пайвандланувчи чок бирикишлари:<br/>қалинлиги 6-8 мм бўлган лист учун четларини қияламасдан;<br/>V шаклдаги четларини қиялаб қалинлиги 10-16 мм бўлган металл учун;<br/>бир томонининг икки симетрик (К шаклдаги) четини қиялаб қалинлиги 10-16 мм бўлган металл учун;<br/>икки томонининг икки симетрик (Х шаклдаги) четини қиялаб қалинлиги 10-16 мм бўлган металл учун;<br/>Металл қалинлиги 10-50 мм бўлган, пастки ҳолатдаги бурчакли, таврли ва устма-уст бирикишларнинг пастки, горизонтал, вертикал ҳолатда "қайиқчага" ёки "бурчакка" мос пайвандланиши</p> |
| <p>Қўлда электрдўғали (К) ГОСТ 3264-80 ва ГОСТ 11534-75 бўйича</p>  | <p>Барча фазовий жойлашишларда четларини бўлиб ва бўлмасдан металл қалинлиги 10-50 мм бўлган, пастки ҳолатдаги бурчакли, таврли ва устма-уст бирикишларнинг қисқа чоклари ( узунлиги 1000 мм дан кам). Автоматик ва ярмаавтоматик пайвандланишдан кейин нуқсонларни тўғирлаш</p>   |

Бирикувчи чоклар учун таглик (подкладка) тури, зарур бўлганда – чокларни кетма-кет ўрнатиш;

детал қалинлигини тўла эритиш билан бажарилган пайвандли чокларнинг қисмлари;

конструкцияларнинг «Кўприklar пўлат конструкцияларида пайвандли бирикмаларга механик ишлов бериш бўйича йўриқномалар» га мувофиқ ишлов берилиши керак бўлган барча жойлари, мос келадиган бандларини кўрсатилиши.

Биринчи марта қўлланилаётган тугун ва конструкциялар учун, МК чизмаларида, пайвандли чоклари механик ишлов беришга тааллуқли бўлган деталлар шаклларини ўлчамлари билан ва кучланишлар тўпланадиган зоналарни ва уни бажариш усуллари бўйича тавсияномалар кўрсатилиши керак.

Кўприк конструкцияларининг пайвандланган монтажли бирикмалари пўлат кўприklари учун монтажли пайвандлаш технологияси бўйича махсус ишлаб чиқилган кўрсатмалар (ёки стандартлар) асосида бажарилиши керак. МК чизмаларида куйидагилар кўрсатилиши керак: пайвандланган монтажли чокларнинг тури ва ўлчамлари, пайвандлаш усули, пайвандлаш чоклари участкаларидаги бутун пайвандланган деталлар қалинлиги, монтажли бирикмаларнинг механик ишланган жойлари ва усуллари, ҳамда конструкцияларда чўзилиш зоналарининг жойлашашиш схемалари.

Юк кўтарувчи кўприк конструкцияларининг пайвандланган монтажли бирикмалари ишлари кўрсатилган ишларни бажариш учун лицензияси бор, шунга мувофиқ ускуна, анжом, назорат воситалари, махсус тайёрланган МТИ кадрлари ва ишчиларга эга бўлган махсуслашган кўприкқурилиш корхоналари томонидан, ҳамда Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилиш қўмитасидан лицензия олган, конструкцияларни монтаж қилиниш сифатини назорат қилувчи, бажарилган ишларни тартиб-қоидали қабул қилиб олувчи бетараф ташкилот томонидан бажарилиши керак.

Темир йўл кўприklарида пайвандланган монтажли бирикмаларнинг ишлатилиши МК чизмаларини тайёрлаш жараёнида «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК билан келишилган бўлиши керак.

**4.144** Мураккаб прокат профилларни (швеллерлар, таврлар ва қўштаврлар, жумладан токчалари қирраси параллел бўлган) қўллашда пайвандлаш ёрдамида тугунларга кўндаланг туташмалар ва маҳкамлагичлар ўрнатиш рухсат этилмайди.

Одатдаги ишларга мўлжаллаб бажарилган автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприklарининг конструкцияларида бир-бутун (узунлиги бўйича туташмалари бўлмаган) таврлар ва қўштаврларни (жумладан турли тартиб рақамли) ўзаро ва бутун узунлиги бўйича туташ ёки профил деворига тавр қилиб ёки профил токчалари қирраларига иккита бурчакли чок билан маҳкамланадиган лист билан бўйлама узлуксиз чокли пайвандларни қўллаш рухсат этилади.

Кўрсатилган кўприklar конструкцияларида, тугун ва боғловчилар фасонкаларини профиллар деворларига, 4.165 ва 4.166 б. ларга мувофиқ, фасонкалар четлари яқинида кучланишни пасайтириш бўйича тадбирларни амалга ошириш билан пайвандлашни ҳамда бикрлик қовурғасини – фақат қўштавр ва таврлар деворларига пайвандлашни қўллашга рухсат этилади.

Сертификат маълумотлари бўйича оқиш чегараси 400 МПа га эга бирикмали, таврли, бурчакли боғланишларни ҳосил қилувчи пайвандлаш қалинлиги 20 мм бўлган пастникелланган кўприк учун ишлатилувчи пўлатларни 40 мм энли четларини 100-120 °С температурада пайвандлашдан олдин ёки пайвандлаш даври олдида қизитиш керак. Қалинлиги 20 мм дан кам бўлган таврли, бурчакли қайси бир бирикмалар элементларини қизитишга рухсат этилмайди. Қизитиш учун газкислородли ва газҳаволи горелкалар тавсия этилади. Кўпйўлакли пайвандлашнинг дам олдириш даврида металл температураси 80 °С пастга совиб кетса олдиндан қизитиш қайтарилади.

**4.145** Электрпарчинлар қўллашни темир йўл кўприкларида рухсат этилмайди, автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларида, фақат ишчи бўлмаган боғловчиларда қўллашга рухсат этилади.

**4.146** Бурчакли чокларни, қоидага кўра, уларнинг юзаларини ботиқ чизиқли кўринишда ва асосий металлга текис ўтадиган қилиб қўллаш керак.

Рўпара чокларини, қоидага кўра, катта катети зўриқиш бўйлаб йўналтирилган томонлари тенг бўлмаслигини таъминлаб лойиҳалаш керак, бунда катта катетнинг кичигига нисбатини 2 га тенг қилиб олиш тавсия этилади.

**\*4.147** Бурчакли пайванд чокларининг ўлчамларини мустаҳкамлиги ва чидамлиликка ҳисоблашлардан келиб чиққан ҳолда, қуйидаги технологик талабларни ҳисобга олиб иложи борича кичик белгилаш лозим.

Қутисимон, таврли ва Н симон элементларнинг бўйлама бириктирувчи бурчакли чоклари, 4.1 жадвалда кўрсатилган пўлатлар ва прокат қалинликлари учун, 4 мм дан кам бўлмаган ҳисобий кесими баландлигига эга бўлиши керак, бикрлик қовурғаларини тўсин деворига, ҳамда ортотроп плитанинг бўйлама қовурғаларини ёпувчи листга маҳкамловчи чоклар эса – 3 мм дан кам бўлмаслиги керак. Рўпара ёки ёндаги бурчак чокларнинг узунлиги 60 мм дан кам бўлмаслиги ва чок ўлчамининг олти баробаридан кам бўлмаслиги керак.

**4.148** Туташма чокларининг конструкцияси, туташтирилаётган деталлар ҳисобий қалинлигининг тўла эриш имкониятини ва асосий металлга текис ўтишини таъминлаши керак.

**4.149** Туташмани элементдаги зўриқишга кўндаланг жойлашганида туташиш чокининг қалинлиги пайвандланадиган листнинг қалинлигидан кам бўлмаслиги керак.

**4.150** Пайвандли тўсинларда ва тўпланма элементларда, бириктирувчи чоклар ёрдамида ҳосил бўладиган кесимлар, агар пайвандланадиган деталлар битта кесимда узилса, таврли ва бурчакли бирикмаларни тўла эритиш талаб этилмайди.

Узилишдан 100 мм узунликда битта кесимда бўлмаган узилишлар бўлганида, пайвандланадиган деталларнинг таврли ва бурчакли бирикмаларининг тўла эритилиши кўзда тутилиши зарур. Узилишга ишлайдиган бирикмаларда тўла эритилиш таъминланиши шарт. Устма-уст қилиб бурчакли пайванд чоклари ёрдамида ҳосил қилинган пакет деталларида узилишга ишлайдиган тугунларни қўллаш рухсат этилмайди. Бирёқлама бурчакли чоклар билан ҳосил қилинган тўпланган ёпиқ герметик

элементларнинг бурчакли бирикмаларида, эритилиш чуқурлиги, кўпроқ юпка листнинг қалинлиги 16 мм гача бўлганда 4 мм дан ва кўпроқ юпка листнинг қалинлиги 16 мм дан катта бўлганда 5 мм дан кам бўлмаслиги керак. Конструкцияларнинг алоҳида деталларини бириктириш ва элементларини маҳкамлаш учун, узлукли чокларни қўллашга руҳсат этилмайди.

**4.151** Фрикциявий бирикмали конструкцияларда юқори мустаҳкамликдаги болтларни эркин ўрнатиш, пакетни болтлар билан зич тортиш ва гайкаларни динамометрик калитлар ва гайка бурагичлар билан бурай олиш имкониятлари таъминланган бўлиши керак.

**4.152** Прокат профилларни юзалари параллел бўлмаган токчалари билан бириктиришда понасимон шайбалар қўллаш зарур.

**\*4.153** Болтли ва фрикциявий бирикмалардан иборат бўлган кўприк конструкцияларида тншикларни пармалаб ҳосил қилинади. Фрикциявий бирикмалардаги юқори мустаҳкам болтлар остидаги тешикларнинг номинал диаметлари 4.43 жадвалда келтирилган.

4.43 Жадвал

| Бирикмалар гуруҳи  | Фрикциявий бирикмаларда болтларнинг диаметри номинал бўлгандаги тешикларнинг номинал диаметри, мм |       |       |       |
|--|---|-------|-------|-------|
|  | 18  | 22    | 24    | 27    |
| Конструкциянинг лойиҳавий ҳолатини белгиловчи асосий юк кўтарувчи элементлар ва боғловчиларнинг туташмалари ва маҳкамлагичлари   | 21  | 23-25 | 25-27 | 28-30 |
| Маҳкамлагичлар: конструкция-ларнинг лойиҳавий ҳолатини белгиламайдиган боғловчилар; бўйлама тўсинлар белбоғларининг чок қопла-гичлари (рибоклар), қатнов қисмининг тормозлаш боғловчилари ва горизонтал диафрагмалари. | 23  | 23-27 | 25-30 | 28-32 |

**\*4.154** Бирикмаларни 4.44 жадвалда берилган нормалар бўйича юқори мустаҳкам ва одатдаги болтларнинг имкони борича зичроқ жойлаштириб лойиҳалаш керак.

**4.155** Кўприк конструкциялари учун лойиҳада кўрсатилган ва 4.4 б., е га мос келувчи болтлар, гайкалар ва шайбалар ишлатилиши керак. Болтларни, қоидага кўра, комплектда конструкция билан биргаликда жўнатилади.

Болтлар (1000 кг гача), гайка ва шайбаларни (500 кг гача) ҳар бир партиясини завод-базарувчи сертификати билан таъминланиб, қуйидагилар кўрсатилиши керак: буюмнинг шартли белгилари, пайванд ва партиясининг номери, заводда механик хусусиятлари ва буралиш коэффициентини аниқлаш бўйича ўтказилган тажриба натижалари.

Юқори мустаҳкам болтларнинг сони иккитадан кам бўлмаслиги керак: бош фермалар ва қатнов қисмлари боғловчиларини маҳкамлашда; маҳкамлагичнинг ёки туташма таглигининг (туташма ўқидан ҳисоблаб) ҳар бир бўйлама қаторида.

Стерженларни одатдаги болтларда маҳкамланганда бўйлама қаторлардаги болтлар сони кам бўлмаслиги керак: бир қаторли бўлганда – 3; икки ва ундан ортиқ қаторли бўлганда – 2; бурчакли коротишнинг чиқиб турадиган токчасида

– 5. Чўзилган ва сиқилган-чўзилган элементларнинг туташмалари ва маҳкамлагичларида, биринчи икки кўндаланг қаторларида (тўла зўриқишли элемент ёки қоплагичнинг кесимидан ҳисоблаб) бир ҳилда қабул қилиш керак.

Болтлар сони кейинги қаторларда секин-аста ортиб бориши лозим. Болтлари икки қатор жойлашган туташмаларда ва бурчакларни маҳкамлагичларида биринчи болт обушка ёнида жойлашган бўлиши керак. Зўриқиш бўйламаси бўйича болтлар қаторининг сони (4.106 б. талабларини бажарганида) минимал бўлиши керак.

Тўсинлар деворларининг бўйлама ва кўндаланг туташмаларида, болтларни туташманинг ҳар икки томонидан бир қатор жойлаштиришга руҳсат этилади.

4.44 Жадвал

| Масофаларнинг тавсифи  | Норма  |
|--|--|
| 1. Болтлар марказлари орасидаги масофа:  |  |
| а) исталган йўналишларда минимал   |  |
| б) чўзилганда ва сиқилганда четки қаторларда исталган йўналишда максимал:<br>листларда<br>бурчакларда <sup>2)</sup>  | 2,5 $d$ <sup>1)</sup>                          |
| в) ўрта қаторларда максимал:<br>чўзилганда ва сиқилганда зўриқишга кўндаланг<br>чўзилганда зўриқишга бўйлама<br>сиқилганда зўриқишга бўйлама                                     | 7 $d$ ёки 16 $t$<br>160 мм<br>24 $t$<br>24 $t$ |
| 2. Болт марказидан элемент четигача бўлган масофалар:  | 16 $t$   |
| а) зўриқиш бўйламасига ва диагонал бўйича минимал  |  |
| б) худди шундай, зўриқишга кўндаланг:<br>механик ишлов берилгандан кейинги қирраларда<br>прокат ёки «ювиш-жараён» усули ва кислород тўсиқ билан газли кесилгандаги<br>қирраларда | 1,5 $d$<br>1,5 $d$<br>1,3 $d$                  |
| в) максимали   | 8 $t$ ёки<br>120 мм                            |

4.43 жадвалда белгиланганлар:

$d$  – болтнинг номинал диаметри;

$t$  – пакетнинг ташқарисида жойлашган энг юпқа деталнинг қалинлиги.

<sup>1)</sup> Одатдаги болтлар учун 3,0  $d$  деб белгилаш лозим.

<sup>2)</sup> Икки қатор жойлашганида норма пер яқинидаги қаторга тегишли.

**4.156** Асосий элементларнинг бурчакларида қўйилган болтларнинг диаметри, қоидага кўра, бурчак токчасининг 1/4 кенлигидан катта бўлмаслиги керак.

Боғловчилар элементларида, бикрлик қовурғаларида, диафрагмалар ва х.к. да бурчак токчаси кенлиги 80 мм бўлганида, диаметри 22 мм ли болтларни, токчасининг кенлиги 90 мм бўлганида диаметри 24 мм ли болтларни қўйишга руҳсат этилади. Юқори мустаҳкам болтлар сони кўп бўлган фрикциявий бирикмаларда, уларнинг диаметрини каттароқ этиб белгилаш лозим.

**4.157** Юқори мустаҳкам болтларнинг тўла узунлигини шундай шартдан белгиланиши керакки, гайканинг тепаси тортилгандан кейин болт фаскасидан пастда жойлашсин.

**4.158** Болтли бирикмалардаги тўсиннинг вертикал девори туташмалари қоплагичлар билан бутун баландлиги бўйича ёпилган бўлиши керак.

**4.159** Тугунлар ва туташмаларда туйнукли бош фермалар элементларининг бевосита маҳкамлаш юзалари, элементнинг ишчи юзаларининг 50% дан кўпини ташкил этиши керак. Кесим юзасини тўғри бўлмаган беркитишда, қоплагични маҳкамлашда эксцентриситетни камайтириш ва унинг узунлигини кўпайтириш керак.

### Конструкцияларнинг деталлари

**4.160** Конструкцияларда тегиб турадиган бириктирилмаган қисмлари (бикрлик қовурғасини тўсин белбоғларига тутатиш жойларидан ташқари), ҳамда тирқишлар, очикликлар, бўшлиқлар ва ўйиқлар бўлмаслиги керак. Нам йиғилиш эҳтимоли бўлган жойларда, диаметри 50 мм дан кам бўлмаган дренаж тешиги тешиб қолдирилиши шарт. Пўлат арқонлар ва юқори мустаҳкам симлар боғламлари, уларнинг анкерлари, бирикиш ва тутатиш жойлари коррозиядан ишончли қилиб ҳимояланган бўлиши керак.

**4.161** Симметрик кесимли, уларни тугунлардаги болт-шарнирлар билан бириктириш учун тешиклар билан таъминланган чўзилган элементларда, болт тешиклари орқали ўтадиган нетто қирқим юзаси элемент ҳисобий кесимининг 140 % дан кам бўлмаган, элементнинг четидан болт тешикларигача бўлган қирқимда эса 100% дан кам бўлмаслиги керак.

**4.162** Болтли бирикмали тўпланган стерженларнинг сиқилган тармоқлари ҳамда сиқилган-эгилган пайвандли элементлар тўпланган кучлар таъсир этадиган жойларда кўндаланг диафрагмалар билан мустаҳкамланган бўлиши керак. Фермаларнинг пайвандли қутисимон ва Н симон элементларида диафрагмаларни, фақат вертикал листларга, диафрагма ва горизонтал листлар орасидаги ораликни 50 мм дан кўп этиб, пайвандлаш ёки болтларда маҳкамлаш тавсия этилади.

**4.163** Ёрдамчи деталларни (кронштейнлар, пиёдалар йўлаги ва панжара тўсиқлар элементлари, навигацион белгилар ва сигналлар ва х.к.) бош тўсин ва қатнов қисми тўсинига ҳамда панжара бош фермалари элементларига бевосита пайвандлашга руҳсат этилмайди. Ушбу деталларни фақат кўндаланг бикрлик қовурғаларига пайвандлашга руҳсат этилади; шимолга мўлжалланган темир йўл оралик қурилмаларида кўрсатилган деталларни болтларда маҳкамлаш керак.

Бўйлама боғловчиларнинг тиргаклари ва диагоналлари, кўндаланг боғловчиларнинг тиргакларини барча хилдаги оралик қурилмалар тўсинларининг белбоғларига бевосита пайвандлашга руҳсат этилмайди. Темир йўл оралик қурилмаларида худди шундай, бўйлама ва кўндаланг боғловчилар элементларини бикрлик қовурғаларига ва боғловчилар фасонкаларига, қистирмаларни – асосий элементларга, шимолга мўлжалланган конструкцияларда эса – силжишга қарши бурчакларни тўсинлар белбоғларига пайвандлашга руҳсат этилмайди.

**\*4.164** Фойдаланиш босқичида чўзиладиган ва сиқиб-чўзиладиган деталларнинг кўндаланг туташмаларида ва темир йўл оралик қурилмаларининг элементларида чок металидан асосий металлга текис (15 мм дан кам бўлмаган радиус билан) ўтишларни таъминлаш учун, механик ишлов бериш кўзда



тутилиши керак; бу талаб тўсинлар деворларини кўндаланг туташмали чокларининг, чўзилган зона баландлигининг 40% баландлиги давомида, лекин чўзилган белбоғдан ҳисоблаб, 200 мм дан кам бўлмаган четки қисмларига ҳам тааллуққидир.

**4.165** Автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларининг оралик қурилмаларида горизонтал фасонкаларни бўйлама туташмаларга тўғридан-тўғри маҳкамлашда, узлуксиз тўсин белбоғларида фасонканинг бутун қалинлигини эритишни ва унинг бузилмаслигини назорат қилишни кўзда тутиш лозим. Бундан ташқари фасонка учларига буралишлар ва механик ишлов бериш йўли билан чокларга силлиқ уланиб (60 мм дан кам бўлмаган радиусда) белбоғга ўтишини таъминлаш ҳам кўзда тутилиши зарур.

**4.166** Автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприклари оралик қурилмалари учун, белбоғларга нисбатан аралаш сатҳда жойлаштирилган, бўйлама боғловчиларнинг ҳочсимон ва ярим қия тиргакли тизимларида, деворга тавр қилиб пайвандланадиган фасонкалар учун кучланишларни йиғилишини пасайтириш бўйича 4.165 б. да кўрсатилган тадбирлар кўзда тутилиши керак. Бунда барқарорлигини таъминлаш ва белбоғни деворига нисбатан тебранишини йўқотиш учун, ҳар бир боғловчилар тугуни текислигида тўсин деворида кўндаланг бикрлик қовурғаси ўрнатилган бўлиши керак. Агар кўрсатилган фасонкалар кўндаланг бикрлик қовурғалари билан кесишадиган ҳолларда, фасонкалар ва уларнинг чокларини узлуксиз қилиб куриш керак; кўндаланг бикрлик қовурғаси элементларини фасонкага пайвандлашни бурчакли чоклар билан катетлар нисбатини 1:2 (катта катет фасонкада) этиб ва фасонканинг асосий металлга текис ўтиш билан амалга ошириш зарур.

**4.167** Бир бутун пайвандланган автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприклари оралик қурилмаларида, фасонкаларга устма-уст қилиб бириктириладиган боғловчилар элементларини, 4.142 б. га биноан иккита ён ва иккита рўпара чоклари билан маҳкамлаш зарур; фасонкага нисбатан симметрик жойлаштирилган бурчаклар жуфтидан қилинган боғловчилар элементларини, иккита ён ва битта рўпара (четки) чоклар билан маҳкамлашга руҳсат этилади.

Боғловчилар элементларини маҳкамловчи чоклар билан, фасонкаларни тўсин деворига, ҳамда кўндаланг бикрлик қовурғаларига маҳкамловчи чоклар орасидаги масофалар 60 мм дан кам бўлмаслиги керак.

**4.168** Вертикал диафрагмалар, бикрлик қовурғалари ва фасонкаларни чўзилган белбоғга пайвандланган ҳолларда, ораликда кўрсатилган элементларни маҳкамловчи кўндаланг чокларни катетлар нисбати 1:2 (катта катет белбоғда) ва асосий металлга текис ўтадиган қилиб лойиҳалаш керак.

**4.169** Одатдаги шароит учун бажарилган конструкцияларда силжишга қарши бурчакларни пайвандли тўсинларнинг устки белбоғига бўйлама ва кўндаланг бурчакли чоклар билан пайвандлашга руҳсат этилади. Бунда кўндаланг чоклар учун 4.168 б. да кўрсатилган кучланишларни йиғилиб қолишини пасайтириш, ҳамда асосий металлга текис ўтиши (5 мм дан кам бўлмаган радиус билан) учун механик ишлов бериш бўйича тадбирларини кўзда тутиш лозим.

**\*4.170** Конструкция элементлари учун арқонлар асосан чўзи лиш кучларини қабул қилиш учун ишлатиладилар. Бу ҳолда, кесимларни устиворлик шартлари бўйича ривожлантиришга муҳтож қолмайди ва пўлат материалнинг бутунлай юк кўтариш қобилиятига, металлнинг кам сарф қилигишигв, унинг оғирлигини камайишига ва шу сабабли унинг самарадорлигини ошишига имкрният яратилади.

Шу билан бирга арқон диаметрининг камайиши билан унинг занглашдан ҳимоялашга алоҳида эътибор бермоқ керак. Пўлат арқонларни (четга чиқарувчи қурилмалар, пилонлар каллаклари ва бошқалар) ёки арқондаги симларни (анкер қурилмалари) йўналишини ўзгартирувчи ҳамда арқонларни қисувчи (қисгичлар, хомутлар, осгичлар ва х.к.) деталлар конструкцияларида кўндаланг кесими эгри чизиқли чеккасига яқин юмалоқланган (арқоннинг чиқиш жойида) ва калталаштирилган (асоси билан солиштирилганда), алюминийдан (4.4 б. га мувофиқ) ёки бошқа юмшоқ материалдан қисиб турувчи қоплагичли желоб қўлланилиши керак. Бунда электркимёвий коррозияни истисно қилиш учун, пўлат арқонларни ва юқорида кўрсатилган жиҳозларнинг пўлат деталларини алюминий билан туташувчи жойларини 20 мкм дан кам бўлмаган қалинликда кадмий ёки кўрғошиндан қилинган қоплама билан ҳимояланган бўлиши керак.

### **Планкаларнинг ва тешикли листларнинг конструкциялари**

**4.171** Темир йўл кўприклари бош фермаларининг пайвандланган қутисимон ва Н симон элементларида фақат яхлит ёки тешикли горизонтал листларни қўллашга руҳсат этилади. Бириктирувчи планкалар фақат темир йўл кўприклари боғловчиларининг элементларида ва автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларининг, бириктирувчи планкалар кесимининг асосий қисмлари билан кучланишларни йиғилишини камайтириш бўйича махсус тадбирларсиз амалга оширилиши мумкин бўлган элементлари учун руҳсат этилади.

**4.172** Оралиқ планкаларнинг узунлиги  $l_s$ ,  $0,75a$  дан кам бўлмаслиги керак, бу ерда  $a$  – планкаларни маҳкамловчи болтлар қаторлари (ёки пайвандли чоклар) орасидаги масофа. Сиқилувчи ва сиқилувчи-чўзувчи элементлардаги четки планкаларни, оралиқлардагидан 1,7 марта, чўзилувчиларда эса 1,3 марта узунроқ қилиб бўлиш керак. Четки планкалар иложи борича тугунга яқинроқ ўрнатилиши керак. Пайвандли қутисимон ва Н симон элементларда тешикларни элемент четига чиқишига руҳсат этилади.

**4.173** Планкаларнинг бир томонини маҳкамлаш учун болтлар сони куйидагилардан кам бўлмаслиги керак:

- вақтинчалик юкламаларга ишловчи элементлар учун – 4 тадан;
- фақат доимий юкламаларга ишловчи элементлар учун – 3 тадан;
- ишчи бўлмаган элементлар учун – 2 тадан.

### **Болт-пайвандли оралиқ қурилмалар конструкцияларининг алоҳида ҳусусиятлари**

**4.174** Шимол учун мўлжалланган болт-пайвандли оралик қурилмаларда туташувчи, одатдагидек бажарилган конструкцияларда эса, ҳамда бўшатувчи қоплагич компенсаторларда элементлар кесимларини болтлар тешиклари билан қўллашга руҳсат этилади. Бўшатувчи туташма компенсаторларининг учларида (туташма ёнида) 4.128 ва 4.164 б. лар кўрсатмаларига мувофиқ кесим ва механик ишлов беришни кўзда тутиш керак.

Бўшатувчи қоплагич компенсаторларда кенглиги бўйича нишаблиги 1:1 бўлган қирқимлар кўзда тутилиши лозим. Қия чоклар учун катетлар нисбатини 1:2 қилиб олиш керак. Чокдан асосий металлга текис ўтишни (5 мм дан кам бўлмаган радиус билан) таъминлаш учун, қия чокларни компенсаторлар четида ишлов бериш кўзда тутилиши зарур. Қия ва бўйлама чокларнинг тешикларни биринчи қаторигача бўлган қисмлари, компенсатор майдонининг тўла маҳкамланишини таъминлаши керак. Ст3, 15ХСНД и 10ХСНД русумли пўлатлардан қилинган компенсаторларнинг кенглиги мос ҳолда уни қалинлигининг 44 ва 38 сидан катта бўлмаслиги керак. Ундан катта кенгликдаги талаб қилинганда, иккита алоҳида компенсатор қўллаш керак, уларнинг чоклари орасидаги масофа 60 мм дан кам бўлмаслиги лозим. Болтнинг марказидан компенсатор четигача бўлган масофа, болт ости тешик диаметрининг икки бараваридан кам бўлмаслиги керак.

**4.175** Одатдагидек бажарилган автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприклари оралик қурилмаларининг панжарали болт-пайвандли фермалари учун, белбоғлар билан пайванд ёрдамида бириктириладиган тугунлар ўрнатма-фасонкалари ва ўрнатгич фасонкаларини қўллашга руҳсат этилади. Тугунлар ўрнатма-фасонкалари ва ўрнатгич фасонкалари, белбоғга текис ўтишга (250 мм дан кам бўлмаган радиусда) эга бўлиши керак. Белбоғ туташмаси ва ўрнатгич фасонкалардан ундаги айланма бошланишигача бўлган масофа 70 мм дан кам бўлмаслиги керак. Чўзилувчи ва сиқилувчи-чўзилувчи белбоғлар ўрнатма-фасонкаларининг туташма чоклари учун, 4.164 б. талабларига жавоб берадиган механик ишлов бериш кўзда тутилиши керак. Ўрнатгич фасонкалар ёнида бутун қалинлигини тўла эришини ва уни бузмасдан назорат қилиш имкони ҳамда фасонкалар четига механик ишлов бериш кўзда тутилган бўлиши зарур.

**4.176** Бўйлама ва кўндаланг тўсинларнинг белбоғ листлари, вертикал қирраси узиладиган белбоғ листнинг қирраси билан мос тушадиган, девор бурчакларида тўғри бурчакли айланма (15 мм ли радиус билан) қирқимлар қилинган шартларда, девор узунлигидан кам узунликка эга бўлиши мумкин. Бундай қирқимлар ҳам, бош фермаларга маҳкамлаш зонасида унинг деворининг баландлигини ошириш учун кўндаланг тўсиннинг устки белбоғига пайвандланадиган фасонкаларга эга бўлиши керак. Фасонка четини кўндаланг тўсин белбоғи билан тутатиш конструкцияси 4.165 ва 4.166 б. лар талабларига жавоб бериши керак.

Деворида юкорида кўрсатилган қирқимни ҳосил қилмасдан қўштавр тўсинлар белбоғларида узилиш ҳосил қилиш зарур бўлганда, қуйидагиларни кўзда тутиш керак: белбоғ узилиш жойи томонга, қалинлиги бўйича 6 мм гача 1:8 нишаблик билан ва кенглиги бўйича 32 мм гача 1:4 нишаблик билан

қирқилган бўлиши керак, белбоғнинг қирқилган қисми давомида тўсин деворига маҳкамланиши тўла эришга эга бўлиши керак. Белбоғ учини деворга (иккала текисликда) текис ўтишини ҳосил қилиш учун (60 мм дан кам бўлмаган радиус билан) механик ишлов беришни ҳам кўзда тутиш керак.

### Қатнов қисми ортотроп плитасининг конструкцияси

**4.177** Автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларида ортотроп плитанинг конструкциясини, вертикал деворлари тўшама листига икки томонлама бурчакли чок билан пайвандланган бўйлама ва кўндаланг қовурғалар билан мустаҳкамланган тўшама листидан иборат бўлган ҳолда бир қаватли этиб лойиҳалаш керак. Ортотроп плиталарнинг монтаж блоклари, узун томони билан кўприк ўқи бўйлаб йўналтирилган бўлиши керак.

**\*4.178** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларида тўшам листининг қалинлиги  $t_{\min}$  ни, 14 мм дан кам бўлмаган ва қуйидаги ифода бўйича олинган қийматлардан катта қилиб олиш керак:

$$t_{\min} = a^3 \sqrt{\frac{\xi P}{E}}, \quad (4.115)$$

бу ерда,  $a$  – бўйлама қовурғалар орасидаги масофа;  $P$  – полотно конструкцияси томонидан уни тақсимланишини ҳисобга олган ҳолда аниқланадиган, тўплама кучлардан листга тушадиган максимал босим;  $\xi = 7,8$  ёки 15,6 – мос ҳолдаги полосали ва фасонли профилга эга бўлган бўйлама қовурғали ортотроп плиталар конструкциялари учун қабул қилинадиган коэффициент қийматлари.

**\*4.179** Автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларида устки ортотроп плиталар тўшамаси листининг монтаж туташмаларини қоидага кўра, пайвандли қилиб лойиҳалаш керак. Пастки ортотроп плиталарда ҳисоблашлар орқали асосланган тақдирда, горизонтал листни, бўлакларини тўла бўлмаган тўлдириш билан бўйлама пайвандли монтаж туташмаларини қўллашга руҳсат этилади.

Темир йўл кўприкларида натктил листларларнинг монтаж чоклари юқори ёки пастки ортотроп плиталарда чиғриқли боғланмалар горизонтал листларда бўйлама пайвандли чоклар қўлланилади. Қатнов қисми ортотроп плитасининг тўшама листларини, бош тўсинлар ёки фермалар белбоғларига устма-уст қўйиб пайвандлашга руҳсат этилмайди.

**\*4.180** Ортотроп плиталарда бўйлама қовурғаларда кўпроқ очик кесимли полосаларни, прокат таврларни, томонлар тенг бўлмаган бурчакларни ва пайвандли таврлардан, айниқса темир йўл кўприкларида қоидага кўра, пайвандли таврлардан қўллаш керак.

**\*4.181** Устки ортотроп плиталар бўйлама қовурғаларининг монтаж туташмаларини, ораликнинг учинчи қисмида кўндаланг қовурғалар орасида жойлаштирилиши ва қоидага кўра, тешиклари завод шароитида бажарилган фрикциявий қилиб кўзда тутилиши керак. Автомобил йўллари, шаҳар ва

пиёдалар кўприкларидида пастки ортотроп плиталар бўйлама қовурғаларининг монтаж туташмасини қоидага кўра, пайвандли қилиб лойиҳалаш керак. Тўшама листига бўйлама қовурға ўрнатмалар билан пайвандланмаган ва оралик қурилма блокларининг монтаж туташмалари зонасида қовурғалари узилган ортотроп плита монтаж туташмаларини қўллаш руҳсат этилмайди. Темир йўл кўприкларда пастки ортотроп плиталар бўйлама қовурғалар монтаж чоклари чиғриқли қилиб бажариш кўзда тутилиш керак.

**4.182** Деворларнинг ва тавр кесимли кўндаланг қовурғалар белбоғларининг монтаж туташмаларини, қоидага кўра, тешикларини тўла диаметрига завод шароитида бажариладиган юқори мустаҳкам болтларда фрикциявий қилиб лойиҳалаш зарур.

**\*4.183** Бўйлама қовурғалар кўндаланг тўсинлар деворлари билан кесишиш жойларида узилмаган бўлиши керак. Автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларидида бўйлама қовурғаларни, кўндаланг тўсинлар деворларидаги қирқимлар орқали ўтказиш ва қирқимнинг девордаги вертикал қиррасига ёки таянч пластинкасига заводда бурчакли чоклар билан пайвандланиши керак (Уилова, У.1 жадвал, 17 а,б, ваз. га қаралсин). Бўйлама қовурғалар четларини, кўндаланг қовурғалар деворларига пайвандлашга руҳсат этилмайди.

**\*4.184** Устки ортотроп плитанинг кўндаланг қовурғаларини бикрлик қовурғаларига ёки бош тўсинларнинг махсус фасонкаларига маҳкамлашни, қоидага кўра, юқори мустаҳкам болтларда фрикциявий қилиб амалга оширилиши керак. Ўтиш қисми ортотроп плитали бўлган конструкцияларда тўсиқ қурилмаларининг устунларини кўндаланг тўсинлар текислигида бажариш керак.

**4.185** Лойиҳада тўшама листининг коррозияга қарши қопламасининг тури ва пўлат ортотроп плита бўйлаб қатнов қисми полотноси тўшамасининг тури кўрсатилиши керак.

**4.186** Темир йўл кўприклари оралик қурилмаларида, бўйлама қовурғаларини кўндаланг тўсинларнинг устки токчасига юқори мустаҳкам фрикциявий болтларда маҳкамлаш билан икки қаватли ортотроп плиталарни қўллаш керак. Агар тўшама листи тўсинлар деворлари билан бевосита бириктирилган ҳолларда бўйлама қовурғаларни кўндаланг тўсинлар токчаларига клемм туридаги тортқич мосламалар билан маҳкамлашга руҳсат этилади.

### **Таянч қисмларнинг конструкциялари**

**\*4.187** Оралиғи 25 м дан катта бўлган тўсинли оралик қурилмаларнинг таянч қисмларини оралик қурилмани фазода ҳаракаткиз ушлаб битта турувчидан ташқари горизонтал тексликда ҳаракатланувчи қидиш керак, бунга асосан оралик қурилма тик юк таъсирида таянчларга тик босим беради ва деформацияда ўзининг ўлчамларини эркин ўзгартириши мумкин бўлади. Полимер материаллар қўлланган таянчларни ишлатишга руҳсат этилади (сейсмик минтақаларда тавсия этилади).

**\*4.188** Битта таянчда жойлашган таянчлар марказлари орасидаги масофа 15 м дан катта бўлганда, таянчлардан бирортасини, иккиёқлама ҳаракатланувчи

таянчлар ўрнатиш ёки бошқа усуллар орқали кўндаланг ҳаракатланувчанлигини таъминлаш керак. Темир йўл кўприкларида ҳаракатланмайдиган таянчларнинг пастки балансирилари ва ҳаракатланувчи таянчларнинг плиталари, таянчларда анкер болтлари билан маҳкамланган бўлиши керак. 1.40 б. талаблари бажарилмаганида оралиқ қурилмаларнинг учлари таянчларга ҳисоблашлар бўйича маҳкамланган бўлиши керак.

**4.189** Таянчларнинг конструкцияси, оралиқ қурилманинг таяниш тугуни ва таянчга таянишнинг бутун майдони бўйича юкларнинг тақсимланиши таъминланиши керак.

**\*4.190** Одатда, қуйма эркин тегувчи шарнирли таянч қисмларни ишлатиш керак. Юқори мустаҳкам пўлатлардан, ҳамда каток ва плиталар юзасига юқори қаттиқликка эга бўлган материаллар қўйилган бир катокли ҳаракатланувчи таянчларни ўзига мувофиқ равишда асосланганда қўллашга руҳсат этилади. Ҳаракатланувчи таянчларда тўрттадан ортиқ катоклар бўлиши мумкин эмас. Катокларнинг ўзаро биргаликда силжишини таъминловчи, юмалашга ва тозалашга ҳалақит бермаслигига кафолат берувчи ён тортиқлар билан бириктирилган бўлиши ва ёнга силжишлар ҳамда бўйлама қочишлардан сақловчи жиҳозлар билан жиҳозланган, шунингдек ғилоф билан ҳимояланган бўлиши керак. Икки ёғидан ясси қирраси бўлган цилиндрик катоклар қўлланилганда, уларни ағдарилиш ва поналаниб қолиш имконияти истисно бўлиши керак.

## **\*5. ПЎЛАТТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР УМУМИЙ ҲОЛАТЛАР**

**5.1** Ушбу бўлимнинг нормаларига темирбетон плита пўлатдан қилинадиган бош тўсинлар фермалар билан, ёки ўтиш қисмининг тўсинлари билан, уларнинг биргаликда ишлашини таъминлаш мақсадида бирлаштирилган оралиқ қурилмаларни лойиҳалашда риоя қилинмоғи керак.

**\*5.2** Узлукли тўсинли, туташ деворли ҳаракат устидан ўтадиган оралиқ қурилмалардан бошқа, темир йўл кўприкларида пўлаттемирбетон оралиқ қурилмаларни техник иқтисодий асослашни фақат «Ўзбекистон темир йўллари» ДАТК билан келишилган ҳолда ишлатиш мумкин.

**5.3** Пўлаттемирбетон конструкцияларининг материаллари сифатига ва ҳисобий тавсифларига талаблар ҳамда ушбу бўлимда кўзда тутилмаган

ҳисоблаш ва тузиш (конструкцияни яратиш) бўйича кўрсатмаларни 1–4 бўлимларга биноан қабул қилиш керак.

## ҲИСОБЛАШЛАР

### Асосий ҳоллар

**5.4** Ҳисоблашларни, қоидага кўра, пўлат ва темирбетон қисмларнинг бирлаштириш чокларининг бўйсинувчанлигини ҳисобга олмасдан, текис кесимлар гипотезасидан келиб чиққан ҳолда, бажармоқ керак. Бирлашиш чокларининг бўйсинувчанлигини, оралик узунлиги 8 м дан кам бўлган тўсинлар ва панели узунлиги 8 м дан кам панжарали фермалар учун ҳисобга олиш керак.

**5.5** Пўлаттемирбетон конструкцияларни ҳисоблашларда келтириш коэффициентини  $n_b = E_{st}/E_b$ , қўллаш керак, бу ерда  $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа ( $2,1 \cdot 10^6$  кгк/см<sup>2</sup>) - пўлат қисмининг конструкцион металининг эластиклик модули;  $E_b$  - 3 бўлимдан аниқланадиган бетоннинг сиқилишдаги ва чўзилишдаги эластиклик модули.

**\*5.6** Ҳисоблашлар таркибини ва унда ҳисобга олинадиган ноэластик деформациялар турларини 5.1 жадвалга биноан қабул қилинади. Қоидага кўра, статик ноаниқ туркумларнинг элементларидаги зўриқишларни аниқлашда ҳам ноэластик деформациялар ҳисобга олиниши керак. Бетоннинг ноэластик деформациясини унинг  $W$  ва  $X$  иловалардаги шартли эластик модулидан фойдаланиб, тахминий ҳисобга олиш мумкин.

5.1 Жадвал

| Юқламалар ва таъсирлар  | Ҳисоблашларда эътиборга олинадиган ноэластик деформациялар |   |  |                             |                            |                                     | Курилиш кўтаилиш ининг ординаталари (йиғма плитали конструкциялар учун) |
|---|--|---|--|-----------------------------|----------------------------|-------------------------------------|---|
|   | мустаҳкамликка ва устиворликка                             | чидамликка  |  | Ёрилишга чидамликка         |                            | Вертикал ва горизонтал бикрлигининг |   |
|   |  | темир йўл кўприқларининг статик аниқ оралик қурилмаларини | автомобил йўллари ва шаҳар кўприқларининг оралик қурилмаларини | ҳосил бўлган ёрилишда       | ёриқни очилишда            |                                     |   |
| Доимий Вақтинчалик вертикал   | <i>kr, us</i><br><i>cr, pl</i>                             | <i>vkr, us</i><br><i>vkr, us</i>                          | <i>kr, us</i><br><i>cr</i>                                     | <i>kr, us</i><br><i>Wud</i> | <i>Kr, us</i><br><i>cr</i> | -<br><i>wud</i>                     | <i>kr, us</i><br><i>wud</i>   |
| Ҳароратий ва чўкишга  | <i>cr, pl</i>  | -   | -  | <i>Wud</i>                  | <i>cr</i>                  | -                                   | -   |
| Вақтинчалик кўндаланг горизонтал                                      | <i>pl</i>  | -   | -  | -                           | -                          | <i>wud</i>                          | -   |
| Вақтинчалик кўндаланг горизонтал ташиганда, монтаж қилганда, олдиндан | <i>wud</i>   | -   | -  | <i>Wud</i>                  | <i>cr</i>                  | -                                   | <i>wud</i>  |

|   |  |  |  |  |  |  |  |
|---|--|--|--|--|--|--|--|
| кучайтирган<br>да ва<br>зўриқишни<br>тартибга<br>солганда |  |  |  |  |  |  |  |
|---|--|--|--|--|--|--|--|

*5.1 жадвалдаги белгилашлар:*

*kr* – бетоннинг оқувчанлиги;

*us* – йиғма темирбетон плитанинг кўндаланг чокларининг қисилиши;

*vk<sub>r</sub>* – бетоннинг титрама оқувчанлиги;

*cr* – темирбетондаги кўндаланг ёриқлар (таъсир этадиган барча юклардан);

*pl* – пўлат ва бетоннинг пластик деформацияси (таъсир этадиган барча юклардан ва фақат кесимни текширганда);

*wid* – ноэластик деформацияларни ҳисобламаганда;

*тире* - ҳисобланмаслигини билдиради.

**\*5.7** Бетондаги доимий юклар ва таъсирлардан бўладиган энг катта кучланишлар  $0,2 R_b$  дан ошган ҳолда, у юклардан бўладиган эгувчи момент ва зўриқишларни аниқлаётганда бетоннинг оқувчанлигини ҳисобга олиш лозим, бу ерда  $R_b$  — 3.24 б. га кўра бетоннинг сиқилишга ҳисобий қаршилиги.

Пўлаттемирбетон конструкцияга бетон оқувчанлигининг таъсирини аниқлаётганда, қоидага кўра, темирбетон конструкциянинг эгилишга бикрлиги ни ҳисобга олиш керак.

Агарда  $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$ ; бўлганда, бетоннинг оқувчанлигини  $W$  иловага биноан тахминан ҳисобга олиш рухсат этилади; бу ерда  $E_{st} I_s$  – конструкция пўлат қисмининг эгилиш мустаҳкамлиги. Кучлантирилган арматурадаги бетоннинг оқувчанлигидан бўладиган тортишнинг йўқолишини ҳамда йиғма темирбетон плиталарнинг кўндаланг чокларидаги қисилишдан бўладиган кўшимча деформацияни  $W$  иловага биноан аниқлаш керак.

**\*5.8** Вақтинчалик юклама, темир йўл кўприklarининг бетонда сиқувчи кучланишларни кўпайтирадиган зоналарини чидамликка ҳисоблашни  $W$  иловага биноан бетоннинг титрама оқувчанлигини ҳисобга олиб бажариш лозим.

**\*5.9** Бетоннинг қисқаришини ҳарорат таъсирига ҳисоблашларда эътиборга олмоқ керак. Бунда бетоннинг қисқаришидан енгиллаштирувчи таъсири ҳисобга олинмайди. Бетон қисқаришининг чекланган нисбий деформацияси ни қуйма плиталар учун  $2 \cdot 10^{-4}$  га ва йиғма плиталар учун  $1 \cdot 10^{-4}$  га баробар деб қабул қилинади. Бетоннинг қисқаришидан бўладиган кўндаланг кесим чегарасидаги тенглаштирилган кучланишни  $X$  иловага биноан аниқлаш рухсат қилинади. Бетоннинг қисқаришидан бўладиган кучланишидан оқувчанлигини ҳисоблашларда, бетоннинг шартли эластиклик модули  $E_{ef,shr} = 0,5 E_b$  ни қўллаш йўли билан ҳисобга олиш рухсат этилади.

**\*5.10** Ҳарорат таъсирига ҳисоблашларда кесимларнинг темирбетон ва пўлат қисмларидаги ҳароратларнинг фарқини ҳисобга олмоқ керак. Уларни, қоидага кўра, иссиқлик физикаси ҳисоблашлари асосида аниқлаш керак.



Ҳароратнинг таъсирига ҳисоблашларни, пўлаттемирбетон оралик қурилманинг бутун узунасига кўндаланг кесимларидаги ҳароратнинг тарқалишини ўзгармас деб қабул қилиб ва темирбетон плита ҳамда пўлат конструкциялар ҳароратлари фарқининг қуйидаги нормаий энг катта қийматлари  $t_{n,max}$  дан келиб чиққан ҳолда бажариш рухсат этилади:

а) ҳаракат устки қисмидан ўтадиган, туташ деворли пўлат тўсинли оралик қурилмалар учун (5.1 расм,а):

пўлатнинг ҳарорати темирбетонниқидан юқори ва тўсин уфққа нисбатан  $30^{\circ}\text{C}$  ва ундан ҳам катта қияликда тушадиган қуёш нурлари таъсиридан исийдиган ҳолда, у қиймат  $30^{\circ}\text{C}$  га тенг;

пўлатнинг ҳарорати темирбетонниқидан юқори, аммо тўсин қуёш нурлари таъсиридан исимайдиган ҳолда, у қиймат  $15^{\circ}\text{C}$  га тенг;

пўлатнинг ҳарорати темирбетонниқидан паст бўлган ҳолда, у қиймат манфий (минус)  $15^{\circ}\text{C}$  га баробар;

б) ҳаракат устки қисмидан ўтадиган, бош фермалари панжарали бўлган оралик қурилмалар учун:

ферманинг пўлат элементларининг ҳарорати темирбетонга нисбатан юқори, қуёш билан ёритилиш шароитига боғлиқ бўлмаган ҳолда, у қиймат  $15^{\circ}\text{C}$  га тенг;

ферманинг пўлат элементларининг ҳарорати темирбетонниқига нисбатан паст бўлган ҳолда, у қиймат минус  $10^{\circ}\text{C}$  га баробар;

в) бош тўсинлари туташ деворли ёки бош фермалари панжарали фермали ва улар орасида жойлашган темирбетон плитали ҳаракат баландлигига нисбатан ўрта ёки пастки қисмидан ўтадиган оралик қурилмалар учун:

пўлатнинг ҳарорати темирбетонниқига нисбатан юқори бўлган ҳолда, у қиймат  $20^{\circ}\text{C}$  га баробар;

пўлатнинг ҳарорати темирбетонниқига нисбатан паст бўлганда, у қиймат минус  $15^{\circ}\text{C}$  га тенг;

г) ўтиш қисмида балластсиз плитали темир йўл кўприklarининг оралик қурилмалари учун ва ҳаракат устки қисмидан ўтадиган автомобиль йўллари ва шаҳар кўприklари оралик қурилмаларида, ўтиш қисмининг темирбетон плитасида, ўтиш полотноси тўшамаси ётқизилмасдан олдин, темирбетон ҳарорати пўлатниқига нисбатан юқори бўлганда, у қиймат  $20^{\circ}\text{C}$  га баробар.

Ҳарорат таъсиридан зўриқиш ва кучланишни аниқлаш қуйидагича бажарилади:

«а» банди бўйича – ҳароратлар фарқи эгри чизиқли эпюраси билан нуқтадаги ординатаси кесимнинг пўлат қисми баландлиги бўйлаб олинганда (5.1 расм, б)

$$t_{ni} = t_{n,max} \nu_{ii} = t_{n,max} \sqrt{3,91 \frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3,82 \left( \frac{Z_{b1,i}}{h_w} \right)^2}, \quad (5.1)$$

бу ерда,  $Z_{b1,i}$ ,  $h_w$  – 5.1, а расм бўйича, см, да;

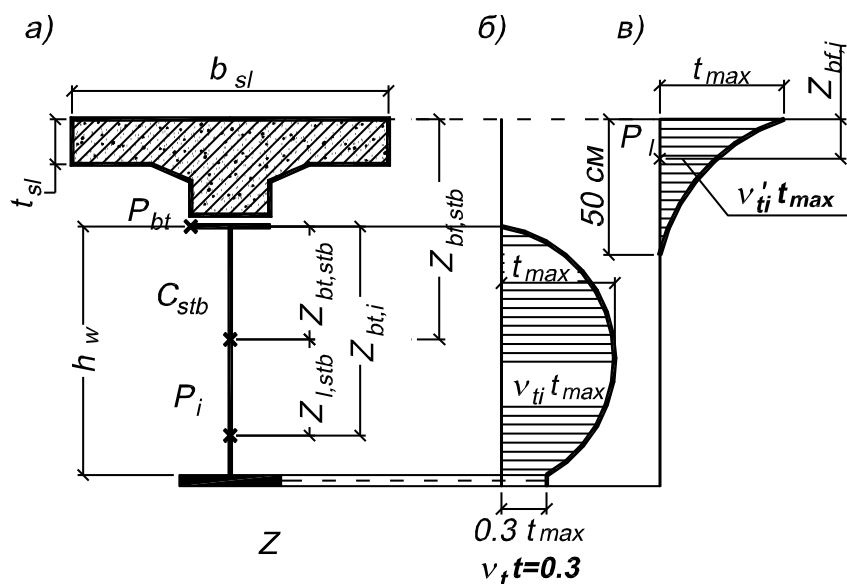
«б» ва «в» банд бўйича – кесимнинг пўлат қисмининг бутун баландлиги бўйлаб ҳароратлар фарқининг тўғри бурчак шаклидаги эпюрасини қабул қилганда;

«г» банди бўйича – нуқтадаги ордината 5.1 расм, в да кўрсатилгандек ҳароратлар фарқининг эгри чизиқли эпюраси билан олинганда

$$t_{ni} = t_{n,\max} v'_{ti} = t_{n,\max} \left( \frac{Z_{bf,i}}{50} - 1 \right)^2, \quad (5.2)$$

бу ерда  $Z_{bf,i}$  – 5.1, в расмдагидек, см, да.

Ҳаракат устки қисмида бўладиган оралиқ қурилмаларда қутисимон кесимнинг пўлат қисмини шартли равишда қўштавр кесимли тўсиқларга ажратиш рухсат қилинади ва у ҳолда ҳароратлар фарқини 5.1 расм, б дагидек қабул қилинади. Ҳарорат ўзгаришидан кўндаланг кесим чегарасида мувозанатлашган кучланиш  $X$  илова бўйича аниқланади.



### 5.1 Расм. Пўлаттемирбетон конструкциянинг кўндаланг кесими ва ҳароратлар фарқининг ҳисобий эпюралари

*a* – кўндаланг кесим схемаси; *б* – пўлат қисми кесими баландлиги бўйича ҳароратлар фарқининг эгри чизиқли эпюраси; *в* – тўсин кесимининг устки қисми учун ҳароратлар фарқининг эгри чизиқли эпюраси

**5.11** Сиқилган темирбетон плитали автомобиль йўллари кўприклариди мустаҳкамликка, ёрилишга чидамликка, темир йўл кўприклариди эса, ҳисоблаш шулар билан бирга чидамликка ҳам ҳисобланади.

Бетон ва пўлатдаги чекланган пластик деформациянинг кўпайишининг статик ноаниқ конструкциялардаги зўриқишининг тарқалишга таъсирини ҳисобга олмаслик рухсат қилинади.

**\*5.12** Чўзилган темирбетон плиталарни мустаҳкамликка ва ёрилишга чидамликка ҳисоблаш керак. Ёрилишга чидамлик талаб даражаси 3.бўлимга биноан қабул қилинади. Темирбетон плитанинг чўзилишдаги бикрлигини пайдо бўлган ёриқларни ҳисобга олган ҳолда, ушбу ифода билан

$\frac{E_r A_r}{\psi_{cr}}$  аниқланади, бу ерда  $E_r$ ,  $A_r$  – плитанинг бўйлама арматурасининг

эластиклик модули ва майдони,  $\psi_{cr}$  – 5.2 жадвалдан олинadиган, ёриқлар орасидаги бетон чўзилишига ишлашга қисман жалб қилинишини ҳисобга олувчи коэффицент.

5.2 Жадвал

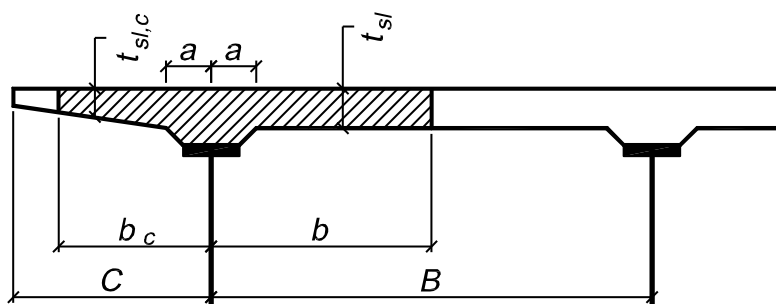
| Арматура   | Ушбу ҳоллар учун коэффицентининг қиймати |                      |  |
|--|--|----------------------|--|
|  | темир йўл кўприк-ларини ҳисоблашда       |                      | автомобил ва шаҳар кўприкларини мустаҳкамликка ва ёрилишга чидамлилиқка ҳисоблашда |
|  | мустаҳкамликка                           | ёрилишга идамлилиқка |  |
| Ташқи юзаси силлик;<br>юқори мустаҳкамликдаги симлардан ўрамлар, пўлат арқонлар<br>Ташқи юзаси нотекис профили | 1,00                                     | 1,00                 | 0,70   |
|  | 1,00                                     | 0,75                 | 0,50   |

Статик ноаниқ туркумларда зўриқишларни, темирбетон плитадаги кўндаланг ёриқларининг мавжудлигини ҳисобга олиб, аниқланади. Бўйлама арматураси уланмайдиган йиғма сиқилмайдиган темирбетон плиталар учун чўзилишдаги бикрликни нўлга тенг деб қабул қилинади.

**5.13** Ўтиш қисми плитасини маҳаллий эгилишга ва унинг бош тўсинлар билан биргаликдаги ишлашига ҳисоблашларини бирини иккинчисидан беғараз ҳолда бажаришга рухсат қилинади. Ушбу иккита турдаги ҳисоблашда аниқланган зўриқишлар ва деформациялар қийматларини, тахтанинг фақат бўйлама йўналишда маҳаллий эгилишга ишлаган ҳолида биргаликда қўшиш лозим.

**5.14** Кўндаланг кесимни ҳисоблашни босқичма-босқич бажариш керак. Уларнинг сони кесимдаги кетма-кет ишга киришадиган, қисмларнинг сонига кўра аниқланади. Кесимнинг ҳар битта қисми учун кучланиш таъсирини уларни ишлаш босқичларига кўра йиғиб, аниқлаш керак.

**\*5.15** Темирбетон плитанинг кесим таркибига қўшиладиган ҳисобий эни ни, пўлат конструкция ўқидан иккита томонга осилган қисмларининг ҳисобий узунлиқларининг йиғиндисидан микдорда деб аниқлаш керак (5.2 расм). Плитанинг осилган қисми узунлигининг ҳисобий қийматини, қоидага кўра, фазовий ҳисоблаш билан аниқлаш керак; унинг қийматларини 5.3 жадвалга биноан қабул қилинади.



## 5.2 Расм. Кесим таркабига киритиладиган темирбетон плитанинг ҳисобий энини аниқлаш учун схема

5.3 Жадвал

| Пўлат қисмига нисбатан плитанинг осилган томонларининг ҳолати, унинг белгиланиши | Плитанинг параметри              | Плитанинг осилган томони узунлигининг ҳисобий қиймати                        |
|--|----------------------------------|--|
| Кўшни пўлат элемент $b$ томондаги осилган бўлаги,                                | $4B$ дан кўп<br>$4B$ дан кам     | $B/2$<br>$a + 6t_{sl}$ ,<br>аммо $B/2$ дан кўп эмас<br>ва $l/8$ дан кам эмас |
| Консол томонга $b_c$ осилган бўлаги  | $12 C$ дан кўп<br>$12 C$ дан кам | $C$<br>$a + 6t_{sl,c}$ ,<br>аммо $C$ дан кўп эмас<br>ва $l/12$ дан кам эмас  |

5.3 жадвалдаги белгилашлар изоҳи:

$a$  – темирбетон қовурға ёки вут энининг ярмиси, улар йўқ бўлса – темирбетон плита билан пўлат белбоғнинг тегиб турадиган жойининг энининг ярмиси;

$t_{sl}, t_{sl,c}$  – оралиқ ва консол томонлардаги темирбетон плитанинг (қовурға ёки вутларини чиқазиб ташлагандаги) ўртача қалинлиги;

$l$  – плитанинг узунлиги, у қуйидагиларга тенг:

бош тўсин ёки фермалар учун – оралиқ узунлигига;

ўтиш қисмининг бўйлама тўсинлари учун – панел узунлигига ;

ўтиш қисмининг кўндаланг тўсинлари учун – бош фермалар орасидаги масофага ёки бош фермалар орасидаги масофадан кам бўлганида темирбетон плитали кўприкнинг кўндаланг йўналишидаги энига;

$B$  – бикрликларига кўра бир хил бўлган пўлат конструкциялар юкламалари орасидаги масофа (5.2 расм);

$C$  – плитанинг конструктив қабул қилинган консол қисмининг пўлат конструкция ўқидан ўлчагандаги узунлиги (5.2 расм).

**\*5.16** Темирбетон плитанинг майдони  $A_b$  ни, буралишга ҳисоблашларда – унинг қалинлиги  $t_{sl}$  ни ҳам ва қовурға ёки вутнинг энини 5.5 б. га биноан келтириш коэффициенти  $n_b$  га бўлинган деб қабул қилиш керак. Эластик бўлмаган деформацияларни ҳисобга олганда, бетоннинг  $W$  ва  $X$  иловаларга кўра аниқланадиган шартли эластиклик модули бўйича топилган келтириш коэффициентидан фойдаланиш рухсат этилади. Бетон билан жипслашган бўлама арматура юзаси майдонини келтириш коэффициенти  $n_r = E_{st} / E_r$  га

бўлинган деб қабул қилинади, бу ерда  $E_r$  – кучлантирилмаган  $E_{rs}$  ёки олдиндан кучлантирилган  $E_{rp}$  арматураларнинг эластиклик модули ва у 3.16 жадвалдан олинади. Ҳисобий кўндаланг кесим таркибига қўймани, ўтиш қисм қатламларини ва темир йўл йилининг устки қурилмасини киритиш керак эмас.

**5.17** Пўлат қисми ва келтирилган кесимларнинг бирлик марказларини барча кесимга нисбатан аниқлаш керак. Кесимнинг, болтлар жойланадаган тешиklar борлиги туфайли заифланиши 4.24 б. га биноан ҳисобга олинади.

**5.18** Пўлат тўсинларнинг монтаж қилаётгандаги мустаҳкамлиги ва устиворлиги 4.41, 4.42 ва 4.51 б. б. ларга биноан текширилади. Конструкциялар ва улар элементларининг олдиндан кучлантиришдаги, ташишдаги ва монтаж қилиш босқичларидаги мустаҳкамлиги ва ёрилишга чидамлилигини, пўлат ва бетонни эластиклик даражасида ишлайди деб ҳисоблаб текширилади. Ушбу текширишиларни, бетоннинг қисқаришини, оқувчанлигини ва кўндаланг чокларнинг қисилишини ҳисобга олмаган ҳолда, аммо олдиндан зўриқишларининг таъсири йўқолишини 3 бўлимга биноан эътиборга олиб бажариш лозим.

### КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ҲИСОБЛАШ

#### Мустаҳкамликка ҳисоблаш

**\*5.19** Пўлаттемирбетон конструкцияда пайдо бўлувчи сиқувчи кучланишлар темирбетон қисм орқали, нормаль кучланишлар – пўлат қисм орқали, уринма кучланишлар - пўлат қисм орқали, темирбетон қисмнинг кўндаланг арматураси, ҳамда бетон орқали қабкл қилинади. Пўлаттемирбетон конструкцияларни ҳисоблаш ўзига яраша кесимдаги темирбетон ва пўлат қисмларнинг хусусиятлари билан ифодаланади. Пўлаттемирбетон тўсинни мусбат ишорали эгувчи момент таъсирига (5.3 расм) ҳисоблашни кўрсатилган А, Б ёки В ҳисобий ҳолатларнинг бирортаси бўйича темирбетон плитанинг оғирлик маркази сатҳидаги бетондаги кучланиш қиймати  $\sigma_b$  га ва ушбу кучланиш  $\sigma_r$  дан бўладиган бетондаги деформацияга жавоб берадиган бўйлама арматурадаги  $\sigma_r$  кучланишга 5.4 жадвалдаги ифодалар билан боғлиқ ҳолда бажариш керак.

5.4 Жадвал

| Текширишлар ва критерийлар турлари                    | Ҳисобий ҳолатларда мустаҳкамликка текшириш ва критерийлар учун ифодалар (формулар) |  |  |
|---|--|--|--|
|   | А  | Б  | В  |
| Критерийлар: мустаҳкамлик нисбатлари                  | $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$  | –  | –  |
| бетондаги кучланиш (+ сиқилишдаги, – чўзилишдаги)     | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$                    | $\sigma_\eta = \frac{M_2}{n_\eta W_{b, stb}} + \sigma_{Ri} \geq m_R R_n$ |  |
| ҳисобий бўйлама арматурадаги кучланиш (+ сиқилишдаги, | $\sigma_\eta = \frac{M_2}{n_\eta W_{b, stb}} + \sigma_{Ri} < m_\phi R_n$           |  | $\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} \geq m_r R_r$ |

|  |   |   |  |
|--|---|---|--|
| – чўзилишдаги)   |   |   |  |
| Текширишлар:<br>темирбтонни<br>(+ сиқилишдаги, –<br>чўзилишдаги)         | –   | –   | $\frac{k}{E_{st}} \left( \frac{M_2 - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{bs}} - \frac{N_{br,R}}{A_s} \right) \leq \varepsilon_{b,lim}$ |
| пўлат тўсиннинг<br>устки белбоғини<br>(+ сиқилишдаги,<br>– чўзилишдаги)  | $\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_4 W_{s2,s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_1 m R_y$ |   | $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{\alpha_3 W_{s2,s}} - \frac{N_{br,R}}{A_s} \leq m R_y$                                      |
| пўлат тўсиннинг<br>пастки белбоғини<br>(+ сиқилишдаги,<br>– чўзилишдаги) | $\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$     | $\frac{M - Z_{bs} N_{br,r}}{\alpha_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br,r}}{A_s} \leq m R_y$ | $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{\alpha_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br,R}}{A_s} \leq m R_y$                                      |

5.4 жадвалдаги белгилашлар:

$M = M_1 + M_2$  — эғувчи моментнинг тўла қиймати ( $M_1$  ва  $M_2$  ларникидек тегишли ишоралар билан олинади);

$M_1$  — биринчи босқичда ишлагандаги эғувчи момент (юкламани фақат пўлат тўсин қабул қилади);

$M_2$  — ишлашнинг иккинчи босқичидаги эғувчи момент (юкламаларни темирбетон конструкция қабул қилади), статик ноаниқ туркумлар учун бетоннинг оқувчанлиги, кўндаланг чокларнинг қисилиши, темирбетон плитанинг чўзиладиган томонида кўндаланг ёриқлар пайдо бўлиши ҳамда бетоннинг қисқариши) ва ҳароратнинг ўзгаришлари ҳисобланади;

$\sigma_{bi}$ ,  $\sigma_{ri}$  — пўлат темирбетоннинг кўндаланг кесимидаги бетон қисмининг кўндаланг кесими оғирлик маркази сатҳидаги, унинг оқувчанлиги, йиғма плита кўндаланг чокларининг қисилиши, бетоннинг ўтириши ва ҳарорат ўзгаришидан (5.10, 2 б. га биноан темирбетон плита ҳарорати пўлатникидан кўп бўлган ва 5.4 – 5.6 жадваллардаги формулаларда ҳисобланадиган ҳол бундан мустасно) бетондаги ва бўйлама арматурадаги тенглаштирилган кучланишлар;

$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$  — пўлат тўсиннинг кўндаланг кесими юзасининг тоза майдони;

$A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_w$ ,  $A_b$ ,  $A_r = A_{rs}$  — элементларнинг кўндаланг кесимларининг ўз тартибида пўлат тўсиннинг пастки, устки белбоғларининг, деворининг, плитанинг бетон қисмининг ва унинг кучайтирилмаган бўйлама арматураси юзаларининг майдонлари;

$$W_{b,stab} = \frac{I_{stab}}{Z_{b,stab}}; W_{s1,s} = \frac{I_s}{Z_{s1,s}}; W_{s2,s} = \frac{I_s}{Z_{s2,s}} - \text{қаршилиқ моментлари};$$

$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$  — бетон кесимининг оғирлик маркази сатҳидаги шартли қаршилиқ мementи;

$I_{stab}$ ,  $I_s$  — пўлаттемирбетон тўсиннинг пўлатникига келтирилган кўндаланг кесимининг ва пўлат тўсин кўндаланг кесимларининг тешиқларни чиқазиб ташлаган қисмларининг инерция мementи;

$Z_{b,stab}$ ,  $Z_{bs}$ ,  $Z_{s1,s}$ ,  $Z_{s2,s}$  — 5.3 расмда кўрсатилган масофалар;

$$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rs}} - 5.16 \text{ б. да кўрсатилганга биноан қабул қилинадиган келтириш коэффициенти};$$

$n_b$  — 5.5 б. га биноан қабул қилинадиган, келтириш коэффициенти;

$\varepsilon_{b,lim} = 0,0016$  — пўлаттемирбетон конструкция учун бетон кўндаланг кесимининг оғирлик маркази сатҳида бўладиган, унинг чегаравий нисбий деформацияси;

$R_y$ ,  $R_b$ ,  $R_r = R_{rs}$  — 4.6 ва 4.7 б. ларга кўра пўлат конструкциянинг, 3.24 б. га кўра бетоннинг сиқилишга 3.37 б. га кўра олинадиган кучлантирилмаган бўйлама арматураларнинг ҳисобий қаршилиқларидир;

$\alpha_3 = 1 + \eta(\alpha - 1)$  – пўлат тўсинни эгувчи момент билан бўйлама кучнинг биргаликдаги таъсирига мустаҳкамликка ҳисоблашдаги қаршилик моментига тузатувчи коэффициент;

$\alpha_4 = \alpha_3 / m_1$  – пўлат тўсиннинг устки белбогини текширишдаги қаршилик моментига тузатувчи коэффициент, у 1,0 дан кам бўлмаслиги керак;

$\alpha$  – 4.26 б. га кўра қабул қилинадиган коэффициент;

$\eta$  – 5.5 жадвалга кўра қабул қилинадиган коэффициент;

$m$  – пўлат конструкция учун 4.19 б. га кўра қабул қилинадиган ишлаш шароити коэффициенти;

$m_b$  – 3 бўлимга кўра қабул қилинадиган бетоннинг ишлаш шароити коэффициенти;

$m_r$  – 3 бўлимга кўра олиннадиган арматуранинг ишлаш шароити коэффициенти;

$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$  – етарли кучлантирилмаган бетон плитадан тушадиган юкламани

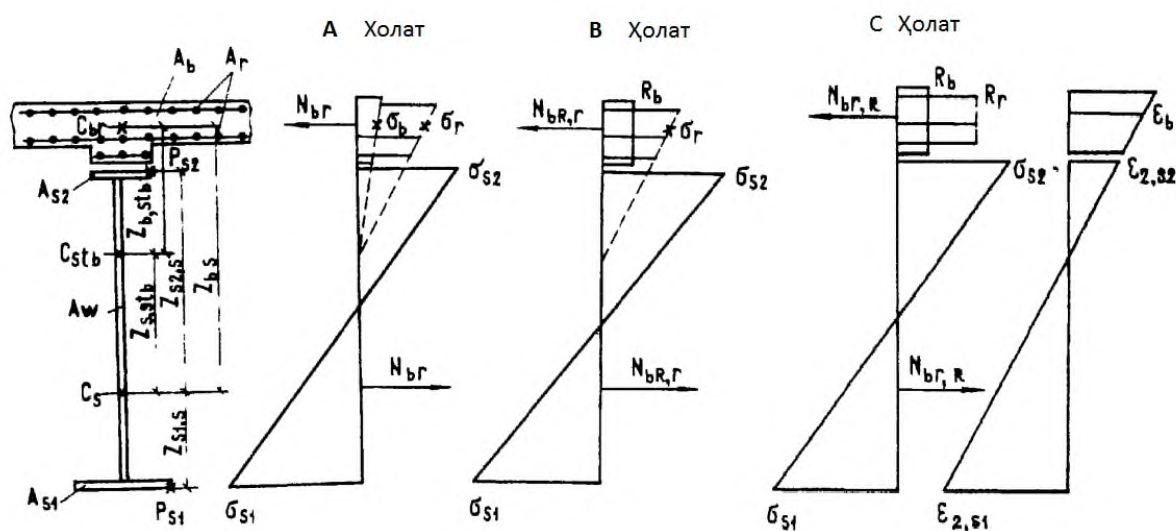
ҳисобга олувчи пўлат тўсиннинг устки белбогининг ишлаш шароити коэффициенти ва у 1,2 дан кўп бўлмаслиги керак;

$k$  – пластик деформация кучайишидан бетондаги нисбий деформациянинг кўпайишини

ҳисобга олувчи коэффициент; бу ерда,  $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s2,s}} \leq m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s}$ ; бўлганида  $K = 1$ ,

$\left( m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s2,s}} \right) \leq [1 + \eta(\alpha - 1)] \left( m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} \right)$  бўлганида ни  $K = 1,0$  ва

$K = 1,0 + \frac{0,0009 E_{st}}{m R_y}$  қийматларини интерполяция қилиб топилади



5.3 Расм. Мусбат ишорали эгувчи моментни қабул қиладиган пўлаттемирбетоннинг кўндаланг кесимидаги зўриқишлар, кучланишлар ва деформациялар

Жадвал

| $A_{s2}$ | Коэффициента $\eta$ ни $N / A_s m R_y$ даги коэффициенти қийматлари, куйидагиларга тенг |            |            |             |             |             |             |             |
|----------|---|------------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $A_{s1}$ | 0   | 0,05       | 0,10       | 0,15        | 0,20        | 0,25        | 0,30        | 0,35        |
| 0        | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u> | <u>1,0</u> | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>0,99</u> | <u>0,98</u> |
|          | 1,0   | 0,98       | 0,94       | 0,90        | 0,87        | 0,81        | 0,75        | 0,67        |
| 0,2      | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u> | <u>1,0</u> | <u>1,02</u> | <u>1,03</u> | <u>1,04</u> | <u>1,05</u> | <u>1,06</u> |
|          | 1,0   | 0,97       | 0,92       | 0,87        | 0,80        | 0,70        | 0,57        | 0,38        |

|     |                   |                     |                     |                     |                     |                     |                     |                     |
|-----|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 0,4 | <u>1,0</u><br>1,0 | <u>1,04</u><br>0,90 | <u>1,08</u><br>0,80 | <u>1,12</u><br>0,67 | <u>1,14</u><br>0,52 | <u>1,16</u><br>0,34 | <u>1,19</u><br>0,53 | <u>1,20</u><br>0,68 |
| 0,6 | <u>1,0</u><br>1,0 | <u>1,10</u><br>0,84 | <u>1,19</u><br>0,64 | <u>1,28</u><br>0,40 | <u>1,35</u><br>0,56 | <u>1,40</u><br>0,75 | <u>1,44</u><br>0,95 | <u>1,46</u><br>1,13 |
| 0,8 | <u>1,0</u><br>1,0 | <u>1,20</u><br>0,61 | <u>1,39</u><br>0,51 | <u>1,55</u><br>0,84 | <u>1,70</u><br>1,12 | <u>1,83</u><br>1,36 | <u>1,93</u><br>1,60 | <u>1,98</u><br>1,86 |
| 1,0 | <u>1,0</u><br>1,0 | <u>1,29</u><br>1,29 | <u>1,63</u><br>1,63 | <u>2,04</u><br>2,04 | <u>2,47</u><br>2,47 | <u>2,86</u><br>2,86 | <u>3,20</u><br>3,20 | <u>3,38</u><br>3,38 |

5.5 жадвал давоми

| A <sub>s2</sub> | Коэффициента η ни N / A <sub>s</sub> mR <sub>y</sub> даги коэффициентлари кийматлари, куйидагиларга тенг |                     |                     |                     |                     |                     |                     |
|-----------------|--|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| A <sub>s1</sub> | 0,40   | 0,45                | 0,50                | 0,55                | 0,60                | 0,65                | 0,70                |
| 0               | <u>0,96</u><br>0,58  | <u>0,95</u><br>0,45 | <u>0,92</u><br>0,28 | <u>0,88</u><br>0,52 | <u>0,83</u><br>0,68 | <u>0,75</u><br>0,76 | <u>0,63</u><br>0,82 |
| 0,2             | <u>1,07</u><br>0,49  | <u>1,06</u><br>0,61 | <u>1,05</u><br>0,72 | <u>1,02</u><br>0,82 | <u>0,99</u><br>0,91 | <u>0,90</u><br>0,99 | <u>0,75</u><br>1,05 |
| 0,4             | <u>1,21</u><br>0,84  | <u>1,20</u><br>0,98 | <u>1,18</u><br>1,12 | <u>1,16</u><br>1,22 | <u>1,13</u><br>1,30 | <u>1,09</u><br>1,38 | <u>1,04</u><br>1,42 |
| 0,6             | <u>1,47</u><br>1,30  | <u>1,46</u><br>1,45 | <u>1,45</u><br>1,58 | <u>1,42</u><br>1,69 | <u>1,39</u><br>1,76 | <u>1,35</u><br>1,84 | <u>1,30</u><br>1,90 |
| 0,8             | <u>2,00</u><br>2,08  | <u>2,02</u><br>2,29 | <u>2,01</u><br>2,47 | <u>1,99</u><br>2,52 | <u>1,97</u><br>2,50 | <u>1,91</u><br>2,46 | <u>1,84</u><br>2,38 |
| 1,0             | <u>3,49</u><br>3,49  | <u>3,56</u><br>3,56 | <u>3,57</u><br>3,57 | <u>3,53</u><br>3,53 | <u>3,43</u><br>3,43 | <u>3,29</u><br>3,29 | <u>3,05</u><br>3,05 |

5.6 Жадвал

| Критерийлар ва текширишлар турлари  | Куйидаги ҳисобий ҳоллардаги мустаҳкамликни текширишлар ва критерийлар учун формулалар |  |
|---|---|--|
|   | Г   | Д  |
| Критерийлар:<br>мустаҳкамликлар нисбатига   | $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$   | –  |
| бетондаги кучланишларга<br>(сиқувчи +, чўзувчи –)   | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \leq 0,1 m_b R_b$                | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \leq 0,1 m_b R_b$   |
| Текширишлар:<br>темирбетоннинг бўйлама<br>арматурасидаги кучланишни<br>(сиқувчи +, чўзувчи –) | –   | $\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b, s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r, s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri} \leq m_r R_r$ |
| устки пўлат белбоғни<br>(сиқувчи +, чўзувчи –)  | $\frac{-M + Z_{bs} N_{br} + \frac{N_{br}}{A_s}}{\alpha_3 W_{s2, s}} \leq m_2 m R_y$   | $\frac{-M - Z_{rs} N_{rR} - \frac{N_{rR}}{A_s}}{\alpha_3 W_{s2, s}} \leq m R_y$  |
| пастки пўлат белбоғни<br>(сиқувчи +, чўзувчи –)   | $\frac{-M + Z_{bs} N_{br} - \frac{N_{br}}{A_s}}{\alpha_3 W_{s1, s}} \leq m R_y$       | $\frac{-M - Z_{rs} N_r + \frac{N_r}{A_s}}{\alpha_3 W_{s1, s}} \leq m R_y$  |

5.6 жадвалдаги белгилашлар :

M; M<sub>1</sub>; M<sub>2</sub>; σ<sub>bi</sub>; σ<sub>ri</sub>; A<sub>s2</sub>; A<sub>w</sub>;



$A_b; A_r; A_s; W_{b,stab}; W_{s2,s}; W_{s1,s};$

$n_r; n_b; R_y; R_b; R_r; ?_3; \eta; m; m_r; m_b - см, 5.4$  жадвалдаги белгилашларни қаранг;

$$A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \psi_{cr}}; W_{r,s\psi} = \frac{I_{s\psi}}{Z_{r,s\psi}};$$

$I_{s\psi}$  – майдонли (пўлатконструкция материаллиги келтирилган) бўйлама арматура билан биргаликда ишлайдиган тўсиндаги соф оғирликдаги (нетто) пўлат конструкцияси кўндаланг кесимига тўғри келувчи майдон, қаршилик ва инерция моментлари;

$Z_{bs}; Z_{b,s\psi}; Z_{rs}; Z_{r,s\psi} - 5.4$  расмда кўрсатилган масофалар;

$\alpha_5 = \alpha_3/m_2 - 1,0$  дан кам бўлмаган, тўғриловчи коэффициент;

$m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{mR_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$  – устки пўлат белбоғнинг ишлаш шароити коэффициенти, 1,2 дан

ортмаслиги керак.

5.4 – 5.6 жадваллардаги белгилашлар:

$N = N_{br} = A_b \sigma_b + A_r \sigma_r - A$  ва  $\Gamma$  ҳолларда;

$N = N_{br,R} = A_b R_b + A_r \sigma_r - B$  ҳолларда пастки белбоғни текшираётганда;

$N = N_{br,R} = A_b R_b + A_r R_r - B$  ва  $B$  ҳолларда устки белбоғни текшираётганда;

$N = N_{rR} = A_r R_r - D$  ҳолларда, устки белбоғни текшираётганда;

$N = N_r = A_r \sigma_r$ , аммо дан кўп эмас  $A_r R_r - D$  ҳолда, пастки белбоғни текшираётганда.

Изоҳ: 1.  $A, B, B$  ҳолларни 5.19 б. га (расм 5.4),  $\Gamma$  ва  $D$  ҳолни 5.21 б. га кўра (расм 5.4), қабул қилиш керак.

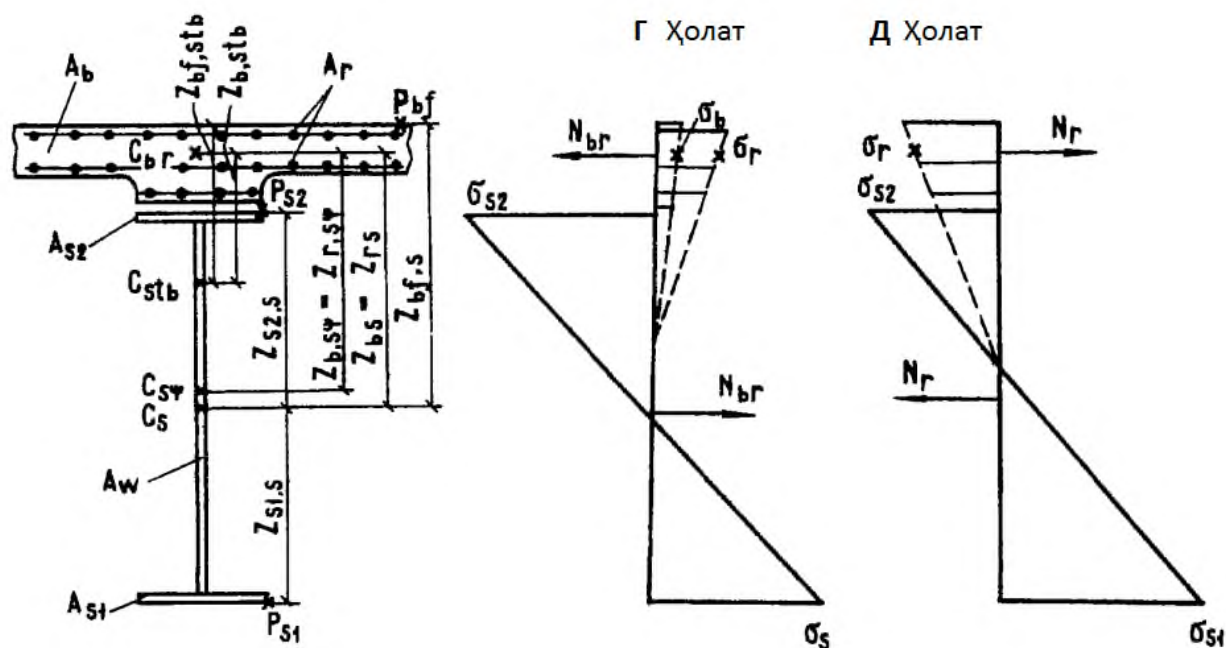
2. Бу ерда  $A_{s2}$  – пўлат тўсини юзасининг майдони кичик белбоғ майдони.

3. Суратданинг, пўлат тўсин юзасининг кичик белбоғида момент ва бўйлама кучдан бўладиган кучланишларни қўшган ҳолдаги қийматлари, махражсида пўлат тўсиннинг катта майдондаги юзали белбоғдаги ўша кучланишларни қўшган ҳолдаги қийматлари берилган.

4. Темирбетон плитада сиқувчи кучланишлар бўлганида нормал куч  $N$  ни пўлат тўсинни чўзувчи деб, темирбетон ва арматурада чўзувчи кучланишлар бўлганида у куч пўлат тўсинни сиқувчи деб қабул қилмоқ керак (иккала ҳолдаги формулаларда  $N$  кучига мусбат ишора қўймоқ керак).

**5.20** Кесимнинг нейтрал ўқи темирбетон тахтанинг баландлиги чегарасида тўпланганида ва тахтанинг чизиладиган қисмда 3.24 ва 3.25 б. ларда  $m_b R_{bt}$  дан катта қийматдаги кучланишлар бўлганида кесим таркибига бетоннинг фақат сиқилаётган қисмини киритмоқ керак. Кесимнинг мустаҳкамлигини темирбетон плитасининг баландлигида кучланишларни нотекис тарқалганини ҳисобга олиб бажариш керак.

**\*5.21** Пўлат темирбетон тўсинни манфий ишорали эгувчи момент таъсирига ҳисоблашни, 5.4 расмда кўрсатилган  $\Gamma$  ёки  $D$  ҳисобий ҳолларнинг бирортасига, темирбетон плитасининг оғирлик маркази сатҳида бетондаги кучланиш нинг қийматига боғлиқ, равишда, 5.6 жадвалнинг формулалари билан бажармоқ керак.



5.4 Расм. Манфий ишорали эгувчи моментга ишлайдиган пўлаттемирбетон кесимдаги зўриқиш ва кучланишлар

Пўлат темирбетон эгилувчи тўсинни кўндаланг кесимидаги пўлат қисми деқоридаги уринма кучланиш  $\tau$  қиймати  $M = M_x = M_y = 0$  бўлганда қуйидаги шартни қаноатлантириши шарт

$$\tau = \frac{Q_1 \cdot S_{i,s}}{I_s \cdot t} + \frac{Q_2 \cdot S_{i,stab}}{I_{stab} \cdot t} \leq \alpha_2 \cdot R_s \cdot m, \quad (5.3)$$

бу ерда,  $Q_1$  – биринчи босқич ишлашидаги кўндаланг куч (юкни фақат конструкциянинг пўлат қисми қабул қилади);  $Q_2$  – иккинчи босқич ишлашидаги кўндаланг куч (юкни фақат конструкциянинг темирбетон қисми қабул қилади) темирбетон плитани чўзилиш зоналарида, статик ноаниқ система учун бетоннинг оқувчанлиги ва кўндаланг чокларнинг сиқилишини, кўндаланг ёриқларни пайдо бўлиши, ҳамда бетоннинг ўтириши ва ҳароратнинг ўзгариши орқали аниқланади.  $I_s$  ва  $I_{stab}$  – пўлат кесимнинг ва пўлат пўлатга келтирилган темирбетон кесимнинг инерция моменти;  $t$  – девор қалинлиги;  $S_{i,s}$  ва  $S_{i,stab}$  – «I» баландликда кесилган пўлат қисмининг ва пўлатга келтирилган пўлат темирбетон кесимнинг мос равишда пўлатнинг умумий ва умумий келтирилган пўлат темирбетон кесимнинг оғирлик марказига нисбатан статик моментлари;  $\alpha_2$  - (4.26) формула ва 4.30 б. бўйича аниқланувчи коэффициент.

**5.22** Анча мураккаб кесимларни (масалан, эгувчи момент билан ташқи бўйлама кучнинг биргаликдаги таъсирида) 5.19–5.21 б. ларнинг кўрсатмаларига риоя этган ҳолда, уларнинг конструктив хусусиятларини ва кучланиш ҳолатларини ҳисобга олиб бажармоқ керак.

Юқори мустақамликдаги арматурали кесим учун олдиндан таранглаштирувчи кучни, арматурани тортиш босқичида ташқи юклама деб ҳисоблаш керак. Кейинги босқичлардаги ишлашида – нинг енгиллаштирувчи (бўшаштирувчи) кучини, бетон ва таранглаштирилмаган арматуралар билан

биргаликда ҳисобга олмоқ керак бу ерда юқори мустаҳкамликдаги арматуранинг мустаҳкамлигини кўшимча равишда текширмоқ керак. Д ҳолда юқори мустаҳкамликдаги арматурани, пўлат конструкцияда пластик деформация ривожини чекланган ҳолатдаги арматурада зўриқишнинг кучайишини ҳисобга олиб текшириш керак. Кесимга эғувчи момент  $M$  билан бирга ташқи бўйлама куч  $N_e$  таъсир этганда, кесимнинг кўрилатган қисмининг оғирлик маркази ҳолатининг ўзгаришидан ҳосил бўладиган кўшимча эғувчи моментни ҳам ҳисобга олмоқ керак.

**5.23** Бўйлама йўналишда маҳаллий эгилишга ишлайдиган темирбетон плитали кесимни ҳисоблашни А, Б, В, Г ва Д ҳисобий ҳолларига бажариш керак. Бу ерда Б, В ва Д ҳолларда плитани 3.69, 3.70, 3.72, 3.73, 3.75 ва 5.13 б. ларга биноан номарказий сиқилаётган ёки номарказий чўзилаётган темирбетон стержен деб қабул қилиб, чегаравий мувозанатга ҳисоблаш керак, бутун яхлит кесимни ҳисоблашда эса, унинг плита кесим қабул қилаётган чўзувчи ёки сиқувчи бўйлама кучларнинг тенг таъсир этувчисининг пўлат қисми аҳволини бирмунча енгиллаштираётганини ҳисобга олиш керак.

### Чидамлиликка ҳисоблаш

**5.24** Чидамлиликка ҳисоблашни, темир йўл кўприкларидида конструкциянинг пўлат ва темирбетон қисмлари, ҳамда пўлат билан темирбетонни бирлаштирувчи конструкциялар учун, пиёдалар, шаҳар ва автомобиль йўллари кўприкларидида фақат конструкциянинг пўлат қисми ва уларни темирбетон билан бирлаштириб маҳкамловчи элементлари учун бажариш керак. Бу ҳолда бетон билан жипслашиб кетган юқори мустаҳкамликдаги арматурани темирбетон қисмига, жипслашмаган арматурани эса пўлат қисмига киритиш керак. Чидамлиликка ҳисоблашда бетоннинг ноэластик деформацияларини 5.6–5.8 б. ларга ва  $W$  иловага биноан ҳисобга олиш керак.

Чидамлиликка ҳисоблашда горизонтал юкларни, ҳарорат таъсирини ва бетоннинг қисқаришини ҳисобга олмаслик рухсат этилади.  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$  ни

аниқлаётганда кесимнинг таркибига кўрилатган юкланиш ҳолатида бетоннинг чўзилиш бўлмайдиган қисмини киритиш керак. Чидамлиликка текширишларни 3.91–3.94 ва 4.57 б. ларда кўрсатилган талабларни ҳисобга олиб бажариш керак.

**5.25** Темир йўл кўприклари кесимининг темирбетон қисмида кучайтирилмаган арматурали пўлат темирбетонли тўсинларини чидамлиликка ҳисоблашни қуйидаги формулаларга асосан бажариш лозим:

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{2w}}{n_{vkr} W'_{bf, stb}} \leq m_{b1} R_b; \quad (5.4)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1w}}{W_{s1, s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s1, stb}} \leq m \approx 2\gamma_{w, s1} R_y; \quad (5.5)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{1w}}{W_{s2,s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s2,stab}} \leq m \alpha_2 \gamma_{w,s2} R_y; \quad (5.6)$$

бу ерда,  $M_{1w}$  – чидамликка ҳисоблашларда таъсир этадиган юкламалардан ишлашнинг биринчи босқичидаги эгувчи момент;  $M_{2w}$  – чидамликка ҳисоблашларда таъсир этадиган юкламалардан, статик ноаниқ туркумларда бетоннинг титрама оқувчанлигидан бўладиган эгувчи моментни ҳам киритгандаги ишлашнинг иккинчи босқичидаги эгувчи момент;  $W'_{i,stab}$  – соф пўлаттемирбетон кесимнинг  $i$  ( $bf, s1, s2$ ) толасидаги сатҳга нисбатан бетоннинг пўлатга келтирилган коэффиценти  $n_{vkr} = \frac{E_{st}}{E_{vkr}}$  бўлгандаги аниқланган қаршилик моменти;  $E_{vkr}$  –  $W$  иловага биноан бетоннинг титрама оқувчанлигини ҳисобга олгандаги шартли эластиклик модули;  $m_{b1} = 3.26$  б. га биноан олинадиган кўп марта такрорланувчи юклама таъсиридаги бетоннинг ишлаш шароити коэффиценти; қолган белгилашлар 3.94, 4.57, 5.19 б. лардаги ва 5.3 расмдаги қабул қилинган белгиларга мос келади. Тўсиннинг деворида, кучланишни бирорта жойга тўплагичлар бўлганида, кесимнинг у жойдаги нуқталарининг чидамлигини (5.5) ва (5.6) формулаларга қарашлик моментларнинг ва  $\gamma_w$  коэффицентининг тегишли қийматларини қўйиб, ҳисобланади.

### Ёрилишга чидамликка ҳисоблаш

**5.26** Темирбетон плиталарнинг пўлат конструкциялар билан бирга ишлагандаги ёрилишга чидамлигини 3.95–3.111 ва 5.12 б. ларнинг талабларига биноан бажариш керак. Бу ерда ёриқнинг ҳосил бўлишига ҳисоблашда, бетонга чўзувчи кучланишларнинг чегаравий қийматларини, 5.6 б. га биноан олинган фойдаланиш босқичида ноэластик деформацияни эътиборга олиб, эксплуатациявий юкламалардан ҳисобланган, эластик ишлайдаган пўлаттемирбетоннинг бетоннинг чекка толасидаги кучланиш билан солиштириш керак.

Ёриқнинг очилишига ҳисоблашларда, чекка қатордаги бўйлама арматурадаги кучланишни, 5.12 б. га кўра унинг майдонининг катталашини ва ноэластик деформация таъсиридан кучланишнинг йўқолишини ҳисобга олиб аниқлаш керак. Кучайтирилмаган бўйлама арматура бўлганида ва кесим иккита босқичда ишлаганида чўзувчи кучланиш ушбу формула орқали аниқланади:

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}, \quad (5.7)$$

бу ерда,  $M_2$  – фойдаланишдаги юкламалардан иккинчи босқичда ишлагандаги эгувчи момент, статик ноаниқ туркумларда бетоннинг оқувчанлигини, кўндаланг чокларнинг қисилишини, темирбетон плитанинг чўзилаётган қисмида кўндаланг ёриқлар ҳосил бўлишини ҳамда бетоннинг чўкишини (қисқаришини) ва ҳарорат ўзгаришини ҳисобга олиб топилади; бошқа белгилашлар 5.12, 5.19, 5.21 б. ларда ва 5.4 расмда кўрсатилган.

**5.27** Чўзиладиган йиғма темирбетон плитада кўндаланг чокларда кучайтирилмаган арматура уланмаган бўлганида ёриқнинг очилиши (иккита босқичда ишлаганда) ушбу формула билан аниқланади:

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \cdot \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} l_a \leq \Delta_{cr,d}, \quad (5.8)$$

бу ерда,  $\sigma_{2,s2}$  – устки пўлат белбоғда иккинчи босқичда ишлашдаги юкламалар ва таъсирлардан, чўзилаётган томонда темирбетон плита йўқ деб ҳисоблагандаги, чўзувчи кучланиш;  $l_a$  – кўндаланг чоклар олдидаги бирлаштирувчи конструкциялар орасида масофа йўқ бўлганда плита блокларининг узунлиги;  $Z_{bf,s}$ ,  $Z_{s2,s}$  – масофа, 5.4 расмда кўрсатилганга биноан;

$\Delta_{cr,d} = 0,03$  см – кўндаланг кучни қабул қилишга мўлжалланган арматура бўлган кўндаланг чокдаги ёриқ очилишининг чекланган эни; чокда арматура йўқ бўлганида  $\Delta_{cr,d}$  ни кўндаланг куч чок орқали берилмайди деб ҳисоблаш зурур.

Темир йўл кўприкларида темирбетон плиталарга елимланган чоклар қилинганда, уларнинг ёрилишга чидамлилигини 2а даражали талабга биноан текшириш керак; автомобиль йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларининг темирбетон плиталарини ёрилишга чидамлилигини текширишда чўзувчи кучланишларнинг қиймати (3.6 жадвалдаги)  $0,5 R_{bt,ser}$  дан ошмаслиги керак.

Кучайтирилган темирбетон плитада елимланган чоклар қилинганда унинг ёрилишга чидамлилигини 3.95 б. га биноан қабул қилиш керак.

### **Темирбетон плита билан пўлат конструкция бирлашишини ҳисоблаш.**

**5.28** Бирлаштирувчи конструкцияни, бирлаштирадиган чокдаги кесувчи кучдан бўладиган сурувчи кучлар  $S_Q$  га ва ҳарорат таъсиридан, бетоннинг қисқариши, юқори мустаҳкам арматурани анкерлашдан, вантлар ёки раскослар ва ҳ.к.лар таъсиридан бўладиган бўйлама сурувчи куч  $S_N$  га ҳисоблаш керак.

Темирбетон плиталарнинг чекка қисмларида жойлашган бирлаштирувчи конструкцияларни узувчи кучларга, жумладан ҳарорат таъсиридан ва бетон қисқаришидан бўладиган кучларга ҳам ҳисоблаш керак.

**5.29** Темирбетон плитани ва пўлат конструкцияни бирлаштирувчи чоклар бўйлаб сурувчи кучни куйидаги формула билан аниқлаш лозим:

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{r1}A_r) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{r2}A_r), \quad (5.9)$$

бу ерда,  $\sigma_{b1}, \sigma_{b2}$  – узунликдаги плитанинг ҳисобланадиган қисмининг ўнг ва чап томонларидаги кесимларида бетоннинг кўндаланг кесимларининг оғирлик марказларидаги кучланишлар;  $\sigma_{r1}, \sigma_{r2}$  – ўша кесимларга тегишли, бўйлама арматурадаги кучланишлар;  $A_b, A_r$  – 5.19 ва 5.12 б. ларга мувофиқ кўрсаткичлар.

Темирбетон плитадаги чўзувчи кучланиш  $0,4R_{bt,ser}$  дан ортиқ бўлганида, сурувчи кучни плитада ёриқлар бор деб ҳисоблаб аниқлаш ва арматурадаги кучланишни плитанинг бўйлама бикрлигини 5.12 б. га кўра  $\sigma_r$  ни эътиборга

олиб ҳисоблаш керак. Чеккадаги тўла сурувчи куч  $S_e$  ни, чеккада деб қабул қилиб ва чеккадаги ҳисобланаётган қисм узунлигини:

$$a_e = 0,36(H + b_{sl}), \quad (5.10)$$

деб белгилаб аниқлаш керак, бу ерда,  $H$  – пўлаттемирбетон элемент кўндаланг кесимининг ҳисобий баландлиги;  $b_{sl}$  – 5.15 б. га биноан.

Темирбетон плита билан пўлат конструкция орасида, таъсир этишининг мураккаб ҳолларида, сурувчи кучларнинг тақсимланишини  $Y$  иловага биноан қабул қилиш руҳсат этилади.

**\*5.30** Чекка қисмдаги темирбетон плитани пўлат конструкциядан узиб ажратувчи куч  $S_{ab}$  ни қуйидаги формула билан аниқлаш лозим:

$$S_{ab} = 5,6 \frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} S_e, \quad (5.11)$$

бу ерда,  $Z_{b,s2}$  – бетоннинг кўндаланг кесими оғирлик марказидан пўлат конструкциянинг устки толасигача бўлган масофа;  $S_e, H, b_{sl}$  – 5.29 б. га биноан.

Узиб ажратувчи куч  $S_{ab}$  ни плитанинг учидан  $0,024(H + b_{sl})$  масофада қўйилган деб қабул қилиш керак ( $Y$  илова расмига қаранг).

**\*5.31** Пўлат қисмни темирбетон билан бирлаширувчи конструкцияларини ҳисоблашларда қуйидагиларни:

а) мустаҳкам тиргаклар бўлганида – тиргакнинг эзилаётган ҳисобий юзасидан берлаётган сиқувчи кучланишнинг эпюрасини туғри бурчакли деб ҳисоблаган ҳолда;

б) эгилувчан вертикал тиргаклар бўлганида – тиргакнинг эгилишга,  $Z$  иловага биноан эзиш билан ишлаш шароитидан чиққан ҳолда;

в) қия жойлашган анкерлар бўлганида –  $Z$  илова билан анкернинг, чўзилиш ва бетонни эзиш билан эгилишларининг биргаликдаги ишлаш шароитидан чиққан ҳолда;

г) пўлат белбғлар билан плитанинг юқори мустаҳкамликдаги болт билан бирлашганида боғловчи қисмлар бўлганида – 4 бўлимга кўра юқори мустаҳкамли болтларни фрикцион бирлаштириш ҳисобидан чиққан ҳолда;

д) юқори мустаҳкам болтлар билан темирбетонни сиқувчан бирлаштирувчи чоклар бўлганида –  $\Omega$  иловага биноан бирлаштириш чокининг тегишиб турадиган юзалари бўйлаб ишқаланишга ишлаш шароитидан чиққан ҳолда;

е) болтли елимланган бирлаштирувчи чоклар бўлганида елимлагандаги ёпишиш кучларини ҳисобга олгандаги «г» ва «д» бандларга биноан.

ж) тароқли тиргакларга оралик қурилма узунлигида текис тарқалишини ҳисобга олингандаги сурилувчи ва ажралувчи ҳисобий кучлар таъсирига биноан.

**5.32** Мустаҳкам тиргакли бирлаштирувчи конструкцияларни қуйидаги формулаларга биноан:

темир йўл кўприкларида:

мустаҳкамлик бўйича

$$S_h \leq 2R_b A_{b,dr}; \quad (5.12)$$

чидамлилиқка

$$S_w \leq 1,5m_{bl}R_bA_{b,dr}; \quad (5.13)$$

автомобил йўллари, шаҳар ва пиёдалар кўприкларидида – мустаҳкамликка

$$S_h \leq 1,6R_bA_{b,dr}, \quad (5.14)$$

бажариш керак, бу ерда,  $S_h, S_w$  – тегишли мустаҳкамликка ёки чидамликка ҳисоблаётганда битта тиргакка тўғри келадиган сурувчи куч;  $A_{b,dr}$  – бетоннинг тиргак билан эзилиш юзасининг майдони; цилиндрсимон ва дўғасимон шаклдаги тиргакларда – уларнинг диаметриал кесимининг майдони;  $m_{bl}$  – 5.25 б. га биноан қабул қилинади.

Йиғма темирбетон плиталарда ва тиргаклар тешикларида жойлашганида, ҳисобий қаришлик  $R_b$  ни блоклар бетонининг классига кўра қабул қилиш керак, лекин қуйманинг қалинлигини эзилиш майдонига киритилмайди.

Тиргаклар плитанинг бўйлама чокларида жойлашганида бутун эзилиш юзасини ҳисобга олиш керак, ва ҳисобий қаршилиқни чокни тўлдирувчи қуйма бетоннинг классига кўра қабул қилинади.

Агарда мустаҳкам тиргаклар темирбетон қовурға ёки вутларда жойлашган бўлса,  $S_h$  ва  $S_w$  ларнинг қийматини келтирилган формулаларнинг ўнг томонини,  $1,5b_{dr} \geq b_{rib} > 1,3b_{dr}$  бўлганда 0,9 га кўпайтириб,  $b_{rib} \leq 1,3b_{dr}$  бўлганда 0,7 га кўпайтириб топиш керак, бу ерда,  $b_{dr}$  – қовурға ёки вут бетонининг тиргак билан ҳисобий эзилиш майдонининг оғирлик маркази сатҳидаги эни.

**5.33** Пўлат қисмига бирлаштирувчи конструкцияларни маҳкамлашларни 4.82–4.108 б. га кўра ҳисоблаш керак. Мустаҳкам тиргакни конструкциянинг пўлат қисмига маҳкамлашни ҳисоблашларни сурувчи кучдан бўладиган моментларни ҳисобга олиб бажариш лозим.

**5.34** Бирлаштирувчи конструкцияда мустаҳкам тиргак ва қия анкерларни бир вақтнинг ўзида фойдаланганда, уларнинг биргалиқдаги ишлашини, бирлаштирувчи чокнинг тўла қаршилиқини тиргаклар ва анкерларнинг қаршилиқларининг йиғиндисига тенг деб ҳисоблаш мумкин.

### **Бикрликни текшириш, қурилиш кўтарилишини аниқлаш ва горизонтал юкламаларга ҳисоблаш**

**5.35** Таъсир этувчи юкламалардан бўладиган вертикал салқилиқларни ва тебраниш даврини аниқлашдаги кўчишларни, бетонда юз берувчи кучланишларнинг ишораларидан қатъий назар, уни эластик ҳолда ишлайди деб ҳисоблаш керак.

Эркин горизонтал тебранишнинг даврларини аниқлашда темирбетон плитанинг горизонтал текисликдаги салқилиқини кесим таркибидаги ҳимояловчи қатламни, балласт тоғора ён томонларининг нам тўсгич қатламларининг ва темирбетон пиёдалар йўлакларни блокларининг тағларидаги тайёрловчи қатламчаларни киритиш билан аниқлаш рухсат қилинади.

Йиғма плитали оралиқ қурилманинг қурилиш баландлигини ҳисоблашда бетоннинг қисқаришини ҳисобга олинмайди. Монолит плитали қатнов қисми

оралиқ қурилмасининг қурилиш баландлигини ҳисоблашда, плитанинг кетма-кет бетонланишини, бетоннинг ўтириши ва оқувчанлигини, иншоотнинг пўлат ва темирбетон қисмларидаги ҳароратни сакрашини, ҳамда бетонни қаттиқлашишидаги ўз-ўзини иситишини ҳисобга олиш керак.

**5.36** Битта йўлли темир йўл ва оралиқ қурилмаларда темирбетон плита горизонтал текисликда, горизонтал юкламалардан бўладиган эгувчи моментлар ва темирбетон элементи билан пўлат конструкциянинг биргаликдаги ишлашидан - эгилувчи (ёки чўзилиб-эгилувчи) элемент деб мустаҳкамликка текширилиши керак. Бу ҳолда ҳарорат таъсири ва бетоннинг қисқаришини ҳисобга олмаслик рухсат этилади. Вертикал юклама ва таранглаш кучи таъсиридан плитанинг бетони пластик ҳолатда бўлганида ва горизонтал эгувчи моментни қабул қила олмаганида, у конструкциянинг пўлат қисми томонидан қабул қилинади. Бу ҳолда бетондаги тўла нисбат деформация  $\varepsilon_{b,lim}$  горизонтал эгувчи моментни ҳисобга олганда 0,0016 дан ортмаслиги керак.

### Конструкцияларни тузиш

**\*5.37** Темирбетон плитани пўлат бош тўсинлар ва фермалар билан, уларнинг бутун узунаси бўйлаб бирлаштириш керак. Ёрилишга чидамликнинг талаб қилинадиган даражаси бўйлама йўналишда арматуралаш ёки таранглаштириш билан таъминланиши лозим.

Конструкцияларни талаб қилинган иустаҳкамлигини унинг кесимлар баландлигини камайтириш, металл сарфини қисқартириган ҳолда олдиндан зўриқтириш орқали олиб бўрилади. Эгилувчи элементни олдиндан сиқиш унинг бутун узунлигига эмас, балки максимал эгувчи моментлар таъсир қилувчи зоналарида бўлади. У юксак мустаҳкамликка эга бўлган пайвандланувчи арматура ташқи стерженлари орқали олиб бўрилади.

**5.38** Ўтиш қисмининг темирбетон плитасининг қалинлиги 3 бўлимда кўрсатилгандан кам бўлмаслиги керак. Темирбетон плитанинг ишчи кесими таркибига кирадиган пиёдалар йўлаги тагидаги консолининг қалинлиги йиғма конструкциялар учун 8 см дан кам, монолитлилар учун эса – 12 см дан кам бўлмаслиги керак.

**5.39** Йиғма темирбетон плитани пўлат конструкция билан бирлаштиришни, қоидага кўра, фрикцион, болтелимли ёки кавшарловчи бирикмаларни ишлатиб амалга ошириш зарур. Қатнов қисми плитаси устини  $i = 0,02$  га тенг бўлган қиялик билан оқишни таъминловчи учбурчак қурилмасисиз бажариш тавсия этилади. Йиғма темирбетон плиталарни тешиқларга ва чокларда жойлашадиган ва қуйма бетон билан тўлғазиладиган тиргаклар ва анкерлар билан бирлаштириш рухсат этилади. Тиргаклар билан конструкциянинг плита блокларининг орасидаги ёриқнинг эни, оралиқ қурилма узунаси йўналишида 5 см дан, кўндаланг йўналишида 3 см дан кам бўлмаслиги керак. Тиргаклар ва анкерларни, тепаси берк бўшлиқ ва ёриқларга ҳамда қийин тўлғазиладиган жойларга жойлаштириш рухсат қилинмайди. Узлукли бирлаштирувчи чоклар қилинганда таянч участкалари орасида маҳаллий эгилишга ишлайдиган темирбетон плитанинг мустаҳкамлиги таъминланган



бўлиши керак, бу ҳолда плита билан белбоғ орасидаги бўшлиқнинг баландлиги, белбоғни бўяшга етарли бўлиши керак. Қатнов қисмининг монолитли темирбетон плитасини оралиқ қурилмаларнинг асосий тўсинлари билан қўшилиши доимий ва вақтинчалик юклар таъсирида ўзаро бирга ишлашини таъминлаш учун металлконструкцияларни заводда тайёрлаш даврида пўлат тасмалардан иборат узлуксиз тароқсимон тиргакларни асосий тўсинларни устки белбоғларига пайвандлаш рухсат этилади. Тароқсимон қурилмалар шаҳар, автомобил ва темир йўл кўприклари, кесилган ва узлуксиз йўл ўтказгич ва эстакадаларнинг ҳар қандай габаритли ва оралиқли пўлат темирбетон оралиқ қурилмаларида, горизонтал ва вертикал эгриликларда, ҳамда қийшиқ чорраҳаларда ишлатилади. Монолитли плита арматураси таранглаштирилмаган ёки олдиндан зўриқтирилган, ҳамда плита ва металлконструкцияларни ҳзаро бирга ишлашида кучларни бошқарадиган бўлиши мумкин. Тароқсимон тиргаклар, металл тўсин элементлари бўлиб, қатнов қисми плитаси бетон анкеридир ва умумлашган пўлат темирбетон конструкциясида сурилиш ва ажровчи кучларни қабул қилади. Металл тўсиндан бетонга куч ва ундан орқага тароқнинг тешиклари ва бўшлиқларида жойлашган калта ва узун кўндаланг арматура стерженлари орқали узатилади. Бунда бетон сиқилиш ва парчаланишга ишлайди. Тароқларни металл икки таврли ва қутисимон тўсинлар устки белбоғларига узлуксиз пайвандлаб маҳкамланиши металлконструкциялар ва плиталар бетонида бўлувчи кучланишлар концентрациясини олдини олишга хизмат қилади. Оралиқ қурилмалар узунлигида тароқсимон тиргакларни узлуксизлиги элементларни бирикувчи яримавтоматик пайвандлашнинг (тайёрланмалар) яхлит пайвандлилигини таъминлаш орқали олиб борилади.

**\*5.40** Бирлаштирувчи конструкциянинг жойланиши қуйидаги талабларга жавоб бериши лозим:

мустаҳкам тиргак билан анкерлар орасидаги тоза масофа плитанинг ўртача қалинлигидан саккиз марта кўп қийматидан ошмаслиги керак. Ўртача қалинлиги, плитанинг ишлайдиган майдонини, унинг ҳисобий энига бўлиб топилади. Бу ерда плитанинг майдони қовурға ёки вутлар майдонларини ҳисобга олиб, қабул қилинади;

мустаҳкам тиргаклар орасидаги тоза масофа тиргак билан бетоннинг ҳисобий эзилиш майдони баландлигининг 3,5 баробар қийматидан кам бўлмаслиги керак;

анкерлар орасидаги тоза масофа  $3 d_{an}$  дан кам бўлмаслиги керак,  $d_{an}$  – анкер стерженининг диаметри. Темирбетон плитани қисувчи юқори мустаҳкам болтларнинг орасидаги минимал масофалар 5.7 жадвалдан олинади.

5.7 Жадвал

| Нормаланган ўлчам  | Қуйидаги диаметрли (мм, да), болтларнинг орасидаги рухсат қилинган минимал масофа, мм, да |     |
|--|---|-----|
|  | 22  | 24  |
| Тешикнинг марказидан темирбетон элементининг чеккасигача | 100   | 120 |
| Барча йўналишларда тешиклар – марказлари орасидаги       | 140   | 160 |

**5.41** Мустаҳкам тиргакларнинг конструкцияси, эзилиш майдони бўйлаб бетон деформацияси бир хил бўлишини таъминлаши ва бетонни синиб тушишга олиб келмаслиги керак, масалан, бурчаклар мавжудлигидан.

Тиргакдан бетонга босим ўтказдиган сиртининг таги дўмбоқ бўлганида (цилиндрик тиргаклар ва ҳ.к.) бетоннинг тиргак билан маҳаллий сиқиладиган қисмини арматуралаш керак.

**5.42** Анкерларни, қоидага кўра, сурувчи куч йўналишига  $45^\circ$  бурчак остида жойлашган илмоқлар турида ўрнатиш керак. Якка арматурали анкерларни қўллаш рухсат этилади. Қистириладиган қисмларда илмоқли арматурали анкерларни, қоидага кўра, мустаҳкам тиргаклар билан биргаликда ишлатилади.

**5.43** Йиғма темирбетон плиталарни пўлат белбоғлар билан юқори мустаҳкам болтлар ишлатиб бирлаштириш учун қуйидагилар зарур:

юқори мустаҳкам болтлар жойланадиган тешикларни тайёрлаш ва монтаж қилиш нормалари билан кўрсатилган, рухсат этилган ўрнатилишини таъминлайдиган каттароқ диаметрини белгилаш;

бўйсинувчан таглик қисмларни ёки бошқа чораларни қўллаб, тортишдаги пўлат листнинг деформацияси ҳисобига зичланмасликни иўқотиш имконини таъминлаш.

**5.44** Темирбетон плита унинг пўлат қисмдан узилиб ажралиб кетмаслигини таъминлаш учун анкерланган бўлмоғи керак. Темирбетон плитанинг анкерланишини таъминлай олмайдиган мустаҳкам тиргакларда унинг ажралишига қарши қўшимча чоралар кўрилиши керак.

Агарда қия анкерли бирлашмаларда сурувчи куч таъсир йўналишини ўзгаритириши мумкин бўлганида, янги йўналишга қия бўлган анкерлар қўйилади ёки қия анкерларни тик анкерлар билан биргаликда жойлаш зарур.

**5.45** Йиғма темирбетон блокларнинг кўндалангига уланадиган жойларини қуйидагиларни ишлатиб қуриш тавсия этилади:

уланадиган жойлар учларининг сиртларини елимлаб, учларига камида  $0,5$  МПа ( $5\text{кгк/см}^2$ ) босим берадиган куч билан қисишни; чиқиб турган арматураларни сваркалашни ва кейин чокни бетон билан қуйишни.

**5.46** Йиғма темирбетон плиталарга, блокнинг бутун узунасига бирлашганида устки пўлат белбоғ ва темирбетон блок орасига, устки белбоғни занглашдан сақловчи бетон ёки қоришма қатлами лойиҳаланиши керак. Қоришма ёки бетон қатламнинг қалинлиги  $5$  см ва ундан ортиқ бўлганида арматуралаш керак.

## **\*6. ЁҒОЧ КОНСТРУКЦИЯЛАР**

**\*6.1** Ёғоч кўприкларда, қоидага кўра, заводда тайёрланган элементлар қўлланилиши керак, темир кўприklarининг элементлари ва барча кўприклар ёпишқоқ бирикмаларининг элементлари фақат заводда тайёрланиши зарур .

Ёғоч темир йўл кўприклар оралиқ қурилмалари прогонлар ёки оддий (бирлашмаган) пакетлардан иборат бўлган тўсинли эстакада турида ишлатилиши шарт.

**\*6.2** Ёғоч кўприклар учун, ёғочни чиришдан ҳимоя қиладиган, зарур ҳолларда эса ёнғиндан сақлайдиган махсус чоралар кўзда тутилиши лозим.

**6.3** Ёғоч кўприкларнинг конструкцияси ҳамма жойларини кўришга, тозалашга, болт ва таянчларни тортиб маҳкамлашлар оқибатида юз бериши мумкин бўладиган бўшашишларни тўғрилашга, ҳамда айрим элементларида оддий таъмирлаш ишларини ўтказишга, темир йўл кўприкларида капитал турдаги кўприклар ёки қувурлар билан алмаштиришга қулай ва мослашган бўлиши зарур.

Конструкцияларда қўлланилаётган тугунлар, уланишлар ва бирикмалар, иншоотнинг қисмлари ва алоҳида элементлари орасида зўриқишнинг бир меъёردа тарқалишини таъминлаши керак. Лойиҳалашда, конструкциянинг айрим қисмларини шамоллатиш учун шароит яратишга алоҳида эътибор қилиниши керак. Ёғоч кўприкларни ёғли ва сувда эрийдиган 60-80°C ҳароратгача иситилган антисептиклар билан чўтка ёки сачратувчи гидропультта ёрдамида 2-4 соат оралиғида 2 марта ишламоқ керак.

**6.4** Тўсинли эстакада кўприкларида битта қаторли таянчлар бўлганида, қоидага кўра, горизонтал кучларни қабул қилишга, ҳар бешинчи таянчни иккита ёки кўп қаторли этиб қуриш керак.

**6.5** Ёғоч таянчлар музлар ва ҳар хил сузиб юрган нарсалар таъсиридан қопламалар, ўрамалар ва музкесарлар ёрдамида ишончли даражада ҳимоя қилинган бўлиши зарур.

## **МАТЕРИАЛЛАР**

**\*6.6** Ёғоч кўприклар учун ГОСТ 9463-88 ва ГОСТ 8486-86 талабларига жавоб берадиган қарағай, арча, лиственница, пихта дарахтлари ишлатилиши керак.

Оралиқ қурилманинг эгилишга ва чўзилишга ишлайдиган ҳамда кўприк бруслари 1-чи нав ёғоч материалдан қилинган бўлиши зарур. Кўприк конструкцияларининг қолган элементлари 2-чи нав ёғоч материаллардан тайёрланиши мумкин. Тўғри бурчакли кўндаланг кесимли елимланган тўсинларнинг чекка томонларида (қиррасидан умумий баландлигининг 1/6 қисмигача, аммо иккита доскадан кам бўлмаган) 1-чи нав тахталар ишлатилиши зарур, қолган қисмларида эса 2-чи нав тахталар ишлатилиши руҳсат қилинади.

Бирлаштирувчи майда бўлакларни (деталларни) (ёстиклар, поналар ва ҳоказолар) тайёрлаш учун, танлаб олинган, қаттиқ баргли жинсли дарахтларни (эман, шумтол, бук ва грабларни) ишлатиш зарур. Улар юмалоқ ҳолда ишлатилганида ГОСТ 9662-88\*, тилинган тахталар ҳолида ишлатилганида эса ГОСТ 2695-83\* талабларига жавоб бериши лозим.

Кўприкларнинг таянчларидаги ўтирма ва таянч бруслари учун ГОСТ 9462-88\* ва ГОСТ 2695-83\* ларга тўғри келадиган қаттиқ баргли жинсли – эман, шумтол, бук ва граб дарахтларидан қилинган юмалоқ ёғоч ва брусларни ишлатиш рухсат этилади. Юк кўтарадиган битта элементда ҳар хил жинсдаги дарахтларни ишлатиш тухсат этилмайди.

**6.7** Ёғоч кўприкларнинг элементларини тайёрлашда ишлатиладиган ёғочларнинг мустаҳкамлик хусусиятлари (меъерий ва вақтинчалик қаршилиги) ҚМҚ 2.03.08-98 даги танланган навдаги ёғоч материаллар учун белгиланган талабларга жавоб бериши керак. Ёғоч фермали кўприк қуришда ва ёғочнинг паст мустаҳкамликда эканлиги кўринган барча ҳолларда, ишлатиладиган ёғоч намуналарини лабораторияда мустаҳкамликка синаб, текшириш зарур.

Синашда кўринган мустаҳкамлиги меъерий қаршилиқдан кам бўлмаганида, ёғоч ишлатишга яроқли деб ҳисобланади. Юмалоқ ёғоч ва брусларнинг мустаҳкамлигини ушбу меъернинг 6.6 б. да кўрсатилган давлат стандартларида келтирилган тегишли талабларга биноан баҳолаш рухсат этилади.

**6.8** Ишлатиладиган ёғоч материалларнинг намликлари % да – юмалоқ ҳолатдаги ёғочларники 25 дан, тилинган ёғочларники 20 дан, елимланган конструкциялар учун ишлатиладиганлариники 12 дан ортиқ бўлмаслиги керак.

Ички хўжалик автомобил йўллари, қишлоқ хўжалиги корхоналари ва ташкилотлари, кичик автойўл ва шаҳар кўприкларида устки тўшама, кўндаланг тўсинчалар ва габарит чегарасига қўйиладиган бруслар учун 40% гача намликдаги ёғоч материалларни ишлатиш рухсат этилади.

Сувнинг энг паст сатҳидан пастда жойлашадиган элементлар ва қозик оёқлар учун ишлатиладиган ёғоч материалларнинг намлиги чекланмайди. Ёғоч материаллари қурилиш майдончаси шароитида тайёрланганда, уларни чиришдан ҳимоя этиш таъминланганда, юк кўтариб турадиган элементлар учун 25% гача, ёрдамчи элементлар учун 40% гача намликдаги ёғоч материалларни ишлатиш рухсат этилади.

**6.9** Ёғоч кўприкларнинг пўлат элементлари учун 3 ва 4 бўлимларнинг талабларини қаноатлантирадиган пўлатдан тайёрланган арматуралар, юпка тахта, бўлак шаклдаги ва фасонли прокатлар қўлланилади.

Михларни ГОСТ 4028-63\* га, пўлат дюбелларни эса ТУ 14-4-1231-83 га биноан қўллаш керак. Асосланган ҳолларда ТУ 10-69-369-87 га биноан винтли пўлат михларни ишлатиш рухсат этилади.

**\*6.10** Конструкция элементларини елимлашда, талаб қилинадиган мустаҳкамликка, сувга чидамликка, биологик таъсирларга чидамликка эга бўлган ва узок муддатга яроқли: фойдаланиш шароитига боғлиқ ҳолда «Ёғоч конструкциялар» ҚМҚ 2.03.08-98 талабларига тўғри келадиган фенолли, резорцинли ва фенолли-резорцинли елимларни қўллаш зарур.

Ёғоч материални металл билан елимлаш учун эпоксид елим ишлатиш зарур.

## МАТЕРИАЛ ВА БИРИКМАЛАРНИНГ ҲИСОБИЙ ХУСУСИЯТЛАРИ

**6.11** 1-чи нав қарағай ёғочининг, унинг намлигига боғлиқ равишдаги ҳисобий қаршиликларини 6.1 жадвалга биноан қабул қилинади.

6.1 Жадвал

| Кучланиш ҳоллари ва элементларнинг хусусиятлари   | Қуйидаги % лардаги ҳисобий қаршиликлари, МПа (кгк/см <sup>2</sup> ) да |  |  |
|---|--|--|--|
|   | Белгиланиши  | 25 ва ундан кам                        | 25 дан кўп                             |
| 1. Эгилиш:<br>а) чеккалари табиий ҳолатдаги юмалоқ ёғочдан қилинган элементларники<br>б) бруслардан ва чеккалари қиррали кесилган ёғочдан қилинган элементларники<br>в) тўшаладиган тахталарники ва бошқаларники    | $R_{db}$   | 17,7 (180)<br>15,7 (160)<br>13,7 (140) | 15,2 (155)<br>13,7 (140)<br>11,8 (120) |
| 2. Толалари бўйлаб чўзилиш  | $R_{dt}$   | 11,8 (120)                             | 9,8 (100)                              |
| 3. Толалари бўйлаб сиқилиш ва эзилиш  | $R_{dc}, R_{dqs}$  | 14,7 (150)                             | 11,8 (120)                             |
| 4. Толаларига кўндаланг йўналишда барча сиртларнинг сиқилиши ва эзилиши   | $R_{dq}$   | 1,77 (18,0)                            | 1,47 (15,0)                            |
| 5. Толаларига кўндаланг йўналишда маҳаллий эзилиш:<br>а) юзма-юз ўймаларда (эзилиш майдонининг узунлиги 15 см гача бўлганда)<br>б) шайбаларнинг тагидаги эзилиш бурчаги 90° дан 60° гача бўлганида                  | $R_{dqp}$  | 3,1 (32,0)<br>3,9 (40,0)               | 2,5 (26,0)<br>3,3 (34,0)               |
| 6. Эгилишда тола бўйлаб қирқилиши (энг катта қиймати)   | $R_{dab}$  | 2,35 (24,0)                            | 2,15 (22,0)                            |
| 7. Элементнинг иккита брутто қалинлигини ва 10 ўйма чуқурлигига тенг узунликни ҳисобга олган ҳолда, ўймалар уланган жойдаги (майдон бўйича ўртача) қирқилиш:<br>а) тола йўналишида<br>б) толага кўндаланг йўналишда | $R_{dam}$<br>$R_{dsm}$   | 1,57 (16,0)<br>0,78 (8,0)              | 1,47 (15,0)<br>0,69 (7,0)              |

*Изоҳлар: 1. Ёғочнинг эзилишга ва тола йўналишига  $\alpha$  бурчак остида қирқилишига ҳисобий қаршилигини ушбу ифода билан аниқлаш лозим:*

$$R_{d\alpha} = \frac{R_{d1}}{1 + \left( \frac{R_{d1}}{R_{d2}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}, \quad (6.1)$$

*бу ерда,  $R_{d1}, R_{d2}$  лар -  $\alpha_1=0^\circ$  ва  $\alpha_2=90^\circ$  бўлганидаги эзилишга ёки сиқилишга ҳисобий қаршиликлар.*

*2. Элементнинг юкланмаган қисмининг узунлиги эзилиш майдонидан ва элемент қалинлигидан кам бўлмаганида, унинг узунлиги қисмидаги толасининг кўндалангига маҳаллий эзилишга (ушбу жадвалнинг 5 вазиятида кўрсатилган ҳолатлардан ташқари) ҳисобий қаршилиқни қуйидаги ифода билан аниқлаш керак:*

$$R_{dqa} = R_{dq} \left( 1 + \frac{8}{l_s + 1,2} \right), \quad (6.2)$$

бу ерда,  $l_s$  – ёғочнинг толаси бўйлаб эзилиш майдонининг узунлиги, см, да.

3. Элементнинг ҳисобий кесимларида, кесми ёки тешиги оқибатида, бўшашиши ҳолати бўлганда, тегишли ҳисобий қаршилиқларни қиймати қуйидагига тенг бўлган элементларнинг иш шароити коэффициентларига кўпайтириш лозим:

чўзиладиганлари учун – 0,80 га;

эгиладиган бруслар учун – 0,85 га;

эгиладиган юмалоқ ёғочлар учун – 0,90 га.

2-чи нав қарағай ёғочининг ҳисобий қаршилиқлари 1-чи нав учун белгиланганларидан:

толалари бўйлаб чўзилгандагиси 30% га;

қолган барча кучланиш ҳолатлардагиси 10% га кам миқдорда қабул қилиниши керак.

**\*6.12** Елимланадиган тахталарнинг қалинлиги 33 мм ва элемент баландлиги 50 см ва ундан кам бўлган елимланган қарағай ёғочларнинг ҳисобий қаршилиқларини 6.2 жадвалдан қабул қилиш керак.

6.2 Жадвал

| Кучланиш ҳолати   | Расчетные сопротивления |      |                     |
|---|-------------------------|------|---------------------|
|   | Обозначение             | МПа  | кгс/см <sup>2</sup> |
| 1. Бруснинг эгилиши   | $R_{db}$                | 17,7 | 180                 |
| 2. Тола бўйлаб чўзилиш  | $R_{dt}$                | 12,7 | 130                 |
| 3. Тола бўйлаб сиқилиш  | $R_{ds}$                | 15,7 | 160                 |
| 4. Тола бўйлаб эзилиш   | $R_{dqs}$               | 14,7 | 150                 |
| 5. Толанинг кўндалангига барча сиртларнинг сиқилиши ва эзилиши  | $R_{dcq}, R_{dq}$       | 1,96 | 20,0                |
| 6. Толанинг кўндалангига маҳаллий эзилиши:                      |                         |      |                     |
| а) конструкциянинг таянадиган жойидаги текисликда               | $R_{dq}$                | 2,50 | 26,0                |
| б) шайбаларнинг тагида эзилиш бурчаги 90° дан 60° гача бўлганда | $R_{dap}$               | 4,31 | 44,0                |
| 7. Эгилишда елимланган чокларда толалар бўйлаб катта қирқилиш   | $R_{daf}$               | 1,47 | 15,0                |
| 8. Скалывание поперек волокон по клеевым швам                   | $R_{dsf}$               | 0,78 | 8,0                 |

Қалинлиги 33 мм дан фарқ қиладиган тахталарни (қатламларни) қўллашда эгилишга, сиқилишга ва тола бўйлаб қирқилишга ҳисобий қаршилиқларини қуйидагиларга тенг бўлган иш шароити коэффициентларига кўпайтириш керак:

қалинлиги 19 мм ва ундан кам бўлганида – 1,10 га;

қалинлиги 26 мм бўлганда – 1,05 га;

қалинлиги 43 мм бўлганда – 0,95 га.

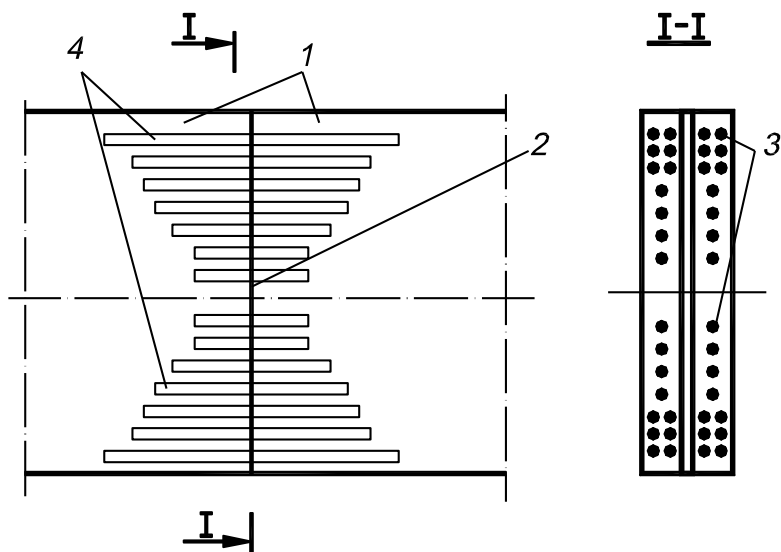
Елимланган элементларнинг баландлиги 50 см дан катта бўлганида эгилишга ва тола бўйлаб сиқилишга ҳисобий қаршилиқларни 6.3 жадвалда келтирилган иш шароити коэффициентларига кўпайтириш зарур.

6.3 Жадвал

| Кесим баландлиги, см, да | Иш шароити коэффициенти |
|--------------------------|-------------------------|
| 50 ва ундан кам          | 1,00                    |

|                  |      |
|------------------|------|
| 60               | 0,96 |
| 70               | 0,93 |
| 80               | 0,90 |
| 100              | 0,85 |
| 120 ва ундан кўп | 0,80 |

**\*6.13** Елимланган пўлат арматура стерженли - елимли штирли бирлаштиришларда, тортиб олишга ёки тешиб ўтишга (6.1 расм) ишлайдиган қарағай ёғочнинг тола бўйлаб қирқилишга ҳисобий қаршилиги  $R_{daf}$  ни штирнинг кириш чуқурлиги  $l$  га боғлиқ ҳолда 6.4 жадвалдан қабул қилиш зарур.



**6.1 Расм. Елимштирли уланган жой.**

1-уланувчи блоклар, 2-блокларнинг уланадиган жойи,  
3-штирлар учун тешиklar, 4-тешиklarга елимланган штирлар.

**6.4 Жадвал**

| Штирни кириш чуқурлиги $l$ , см, да | Қирқилишга ҳисобий қаршилиги, $R_{daf}$ |                     |
|-------------------------------------|---|---------------------|
|                                     | МПа                                     | кгк/см <sup>2</sup> |
| 15                                  | 2,94                                    | 30,0                |
| 20                                  | 2,75                                    | 28,0                |
| 25                                  | 2,55                                    | 26,0                |
| 30                                  | 2,45                                    | 25,0                |
| 35                                  | 2,26                                    | 23,0                |
| 40                                  | 2,16                                    | 22,0                |
| 45                                  | 2,01                                    | 20,5                |
| 50                                  | 1,91                                    | 19,5                |
| 55                                  | 1,77                                    | 18,0                |

*Изоҳ: 1. Стерженни тола йўналишида  $\alpha$  бурчаги остида киришиб елимлаганда қирқилишга ҳисобий қаршилиқни қуйидаги ифода билан аниқлаш керак*

$$R_{daf} = \frac{1,3 R_{daf}}{1 + 0,3 \cos^3 \alpha} \quad (6.3)$$

2. Елимитирли бирикмаларни тайёрлаш фақат керакли технологик қурилмаси бор заводларга рухсат этилади.

**6.14** Бошқа жинслардаги ёғочлар учун 6.1, 6.2 ва 6.4 жадваллардаги берилган ҳисобий қаршилик қийматларини 6.5 жадвалдаги ўтказиш коэффициентларига кўпайтириш керак.

6.5 Жадвал

| Ёғочларнинг жинслари | Ҳисобий қаршиликлар учун ўтказиш коэффициенти          |   |                   |
|----------------------|--|---|-------------------|
|                      | чўзилишга, эгилишга, сиқилишга ва тола бўйлаб эзилишга | тола кўндалангига сиқилишга ва эзилишга | қиркилишга        |
| Арча                 | 1,0  | 1,0                                     | 1,0               |
| Лиственница          | 1,2  | 1,2                                     | 1,0 <sup>1)</sup> |
| Пихта                | 0,8  | 0,8                                     | 0,8               |
| Эман                 | 1,3  | 2,0                                     | 1,3               |
| Шумтол; граб         | 1,3  | 2,0                                     | 1,6               |
| Бук                  | 1,1  | 1,6                                     | 1,3               |

<sup>1)</sup> Елимланган конструкциялар учун – 0,9.

**6.15** Барча жинсдаги ёғоч материаллари учун толаси бўйлаб сиқилиш ва чўзилишдаги ҳамда эгилишдаги эластиклик модулини қуйидагича қабул қилиш кеарк:

одатдаги ёғочлар учун доимий юкламалардан деформацияни аниқлашда – 8340 МПа (85000 кгк/см<sup>2</sup>) га тенг деб;

елимланган ёғочлар учун ҳоҳлаган юкламалардан деформацияни аниқлашда – 9810 МПа (100000 кгк/см<sup>2</sup>) га тенг деб.

Ёғоч толасининг кўндалангига сиқилишдаги эластиклик модулини 392 МПа (4000 кгк/см<sup>2</sup>)га тенг деб қабул қилиш зарур.

**6.16** Ёғоч кўприкларнинг пўлат элементлари учун эластиклик модули ва ҳисобий қаршиликларини 3 ва 4 бўлимларга биноан қабул қилинади.

**\*6.17** Қарағайлардан бўладиган бирикмалардаги ичларига киритилиб жойлаштириладиган пўлатдан қилинадиган пона (нагел), дюбел ёки михларнинг понадан бериладиган зўриқиши тола бўйлаб, дюбел ва михдан бериладигани эса маълум бурчак остида таъсир кўрсатганларидаги зўриқишларни ўзига қабул қилиш (ёки оғирликни кўтариш) қобилятининг ҳисобий қийматлари 6.6 жадвалда келтирилган.

6.6 Жадвал

| Бирикмалар тури | Кучланиш ҳолати  | Пона (нагел), дюбел ёки михнинг битта кесимга кучни қабул қилиш қобилятининг қиймати |                    |
|-----------------|--|--|--------------------|
|                 |  | кН   | кгк                |
| Симметрик       | Ўртадаги элементларнинг эзилиши  | 0,441 dt <sub>1</sub>  | 45 dt <sub>1</sub> |
|                 | Чеккадаги элементларнинг эзилиши   | 0,685 dt <sub>2</sub>  | 70 dt <sub>2</sub> |
| Носимметрик     | Бир хил қалинликдаги барча элементларнинг ҳамда битта кесимдаги бирикмаларнинг анча катта қалинликдаги | 0,294 dt <sub>1</sub>  | 30 dt <sub>1</sub> |



|                          |  |  |   |
|--------------------------|--|--|---|
|                          | элементларининг эзилиши                    |  |   |
|                          | Чеккадаги анча юпқа элементларнинг эзилиши | $0,685 dt_2$   | $70 dt_2$   |
| Симметрик ва носимметрик | Пона (нагел) нинг эгилиши                  | $1,618d^2 K$<br>$0,019t_3^2$ ; лекин,<br>$2,256d^2$ дан кўп эмас | $165d^2 K$ $2t_3^2$ ;<br>лекин $230d^2$<br>дан кўп эмас     |
|                          | Михнинг эгилиши (ГОСТ 4028-63*)            | $2,256d^2 K$<br>$0,010t_3^2$ ; лекин,<br>$3,628d^2$ дан кўп эмас | $230d^2 K$ $t_3^2$ ;<br>лекин $370d^2$<br>дан кўп эмас      |
|                          | Дюбелнинг эгилиши (ТУ 14-4-1231-83)        | $3,384d^2 K$<br>$0,015t_3^2$ ; лекин,<br>$5,442d^2$ дан кўп эмас | $234,5d^2 K$<br>$1,5t_3^2$ ; лекин<br>$555d^2$ дан кўп эмас |
|                          | Бурама михнинг эгилиши (ТУ 10-69-369-87)   | $4,14 d^2$   | $420 d^2$   |

6.6 жадвалда белгиланганлар:

$d$  – пона (нагел) ёки михнинг диаметри, см, да;

$t_1$  – ўртадаги ва тенг, кўпроқ қалинликлардаги битта қирқиладиган бирикмадаги элементларнинг қалинлиги, см, да;

$t_2$  – чеккадаги элементларнинг ва битта қирқиладиган бирикмаларнинг анча юпқа элементларининг қалинлиги, см, да;

$t_3$  – битта қирқиладиган бирикмаларнинг чеккадаги элементига михни ёки дюбелни киргизиши чуқурлиги, см, да.

*Изоҳлар:* 1. Пона (нагел)нинг, кўрилаётган чокдаги, зўриқишни қабул қилиш қобилиятининг ҳисобий миқдорини жадвалдаги ифодаларга асосан топилган қийматларнинг энг кичигига тенг деб қабул қилинади.

2. Пона (нагел)нинг диаметри  $d$  ни, унинг эгилишидаги зўриқишни қабул қилиш қобилиятининг тўла фойдаланилишидан сал кўпроқ шароитдан келиб чиққан ҳолда белгиланади.

3. Ушбу меъёрларнинг талабларига мувофиқ поналар (нагеллар)ни жойлаш шароити бажарилган бўлганида, пона (нагел)ли бирикмаларда ёғочни ёрилиб ажралишига ҳисобламаслик мумкин.

4. Цилиндрик пона, михлар ва дюбеллар ёғочнинг ичига етарли даражада киритилиб жойлаштирилиб, устига қўйилган нарса зич беркитиб турадиган ҳолларда, болт тагига пўлатдан қилинган ёпиштирма қўйиладиган бирикмалар қўллаш рухсат этилади.

5. Пўлатдан қилинган ёпиштирмали бирикмалардаги дюбел ва михларнинг ҳисобий зўриқишни қабул қилиш қобилияти қуйидаги коэффицентларга кўпайтириб аниқлаш лозим:

куч билан киритилган дюбеллар учун – 1,0 га;

олдидан бурғиланган тешикларга киритилганда – 0,8 га.

Бошқа жинсли ёғочдан қилинган бирикмаларда пўлат пона (нагел) нинг зўриқишни ўзига қабул қилиш қобилиятининг ҳисобий қиймати, пона жойлашган тешикда ёғочни эзишга ҳисоблаганда 6.6 жадвалдаги тегишли коэффицентларни 6.6 жадвалдаги миқдорларга кўпайтириб ва у тешикнинг ичида эгилишга ишлаганда, шу коэффицентлардан квадрат илдиз олгандаги қийматларни жадвалдаги миқдорларга кўпайтириб аниқланади. Куч пона (нагел) дан ёғоч толаларига  $\alpha$  бурчаги остида берилганида, унинг зўриқишни

ўзига қабул қилиш қобилятини ҚМҚ 2.03.08-98 нинг кўрсатмаларга кўра  $k_\alpha$  коэффициентини ҳисоблаб аниқлаш лозим.

**\*6.18** Чўзиладиган ва сиқиладиган елимштирли (пўлат стержен ёғочлардаги тешиқларга елимланган) бирикмаларда елимланган штир (пўлат стержен)нинг суғирилиб олишга ёки тешиб ўтишга ҳисобий мустаҳкамлик қобиляти  $N_{dd}$  кН, (кгк) ни ушбу ифода билан аниқлаш зарур:

$$N_{dd} = m\pi d_e l_e R_{daf} \quad (6.4)$$

бу ерда,  $m$  – тешиқ диаметрлари 2,4 см ва ундан кам бўлганида – 1,0 га; 2,6 ва 2,8 см да – 0,95 га; 3,0 см ва ундан катта бўлганида – 0,90 га тенг деб қабул қилинадиган иш шароити коэффициентлари;

$d_e$  – штир (стержен) киритиладиган тешиқ диаметри, м (см) да;

$l_e$  – штир (стержен) кирадиган қисмининг узунлиги, м (см) да;

$R_{daf}$  – 6.4 жадвалдан олинадиган елимштирли бирикмалардаги ёғочнинг ёрилиб ажрашига ҳисобий қаршилиги, МПа (кгк/см<sup>2</sup>) да.

**6.19** Бўйлама йўналишда жойлашган призматик поналарнинг (колодка, шпонка) ҳисобий, зўриқиш қабул қилиш қобилятини эзилишга ва ёрилиб ажралишга аниқлаш керак. Бу ерда, ёрилиб ажралишга ҳисобий қаршилигини иш шароити коэффициенти  $m_a=0.8$  билан қабул қилиш зарур.

## ҲИСОБЛАШЛАР

### Зўриқишлар ва моментларни аниқлаш

**6.20** Кўприкларнинг конструкцияларини ҳисоблашда қуйидагиларга ижозат берилади:

элементлар ва бирикмалардаги зўриқишларни материални эластик ишлайди деб фарз қилиб аниқлашга;

фазовий конструкцияни алоҳида текис туркумларга ажратишга ва уларни элементларнинг кўнувчанлигини назарга олмасдан мустаҳкамликка ҳисоблашга;

панжарали конструкциялар элементларининг тугунларида бирлашишларини ҳисоблашларда шарнирли деб қабул қилишга;

битта қаторли ва фазовий таянчларнинг устунларига ўтирмалардан бериладиган вертикал кучларни қабул қилишда қиятирғаклар, диагонал боғланишлар ва раскослар қатнашмайди деб ҳисоблашга;

хароратнинг ўзгаришидан ҳамда ёғочнинг қуришидан ва шишганидан бўладиган деформация ва кучланишларни ҳисобга олмасликни;

ишқаланиш кучи таъсирини, конструкция ёки бирикманинг ишлаш шароитини ёмонлаштирган ҳолдагина ҳисобга олиш кераклигига (бундай ҳолларда ёғочнинг ёғочга ишқаланиш коэффициентини 0,6 га тенг деб қабул қилиш руҳсат этилади).

**6.21** Тўсинли кўприкларнинг прогонларини, тўшамасининг пастки қатлами элементларини (тахталари, накатниклари ва ҳ.к.) кўндаланг тўсинчаларини, автомобил йўллари ва шаҳар кўприкларининг ўтиш қисмининг бўйлама ва кўндаланг тўсинларини узлукли деб ҳисоблаш зарур.

Кўндаланг прогонларга таянувчи ёғочли тахталарни эни  $b$  га тенг бўлган, иккита таянчда ётган тўсин деб ҳисоблаш рухсат этилади:

а) елимланган ёғочли тахта учун

$$b = a + 2t + \frac{l}{4}; \quad (6.5)$$

б) михланган ёғочли тахта учун михларнинг орасидаги масофа 25 см ва ундан кам бўлганида

$$b = a + 2t + 4\delta; \quad (6.6)$$

ўша масофа 25 см дан катта бўлганида:

$$b = a + 2t + 2\delta. \quad (6.7)$$

(5.6)-(5.7) ифодаларда:

$a$  – филдиракнинг ёки ўрмаловчи занжирнинг кўприкка тегиб турадиган жойининг ёғоч тахталарнинг кўндаланг йўналишдаги ўлчами;

$t$  – қоплама қалинлиги;

$\delta$  – битта ёғоч тахтанинг қалинлиги;

$l$  – ёғоч қопламали плитанинг ҳисобий оралиғи.

Прогонларга узлуксиз кўндаланг тўсинчалар орқали тушадиган босимни аниқлашда, юкламаларнинг уларга эластик равишда тарқалишини ҳисобга олиш керак.

Тўшамадаги ёғоч тахталарнинг уланган жойлари битта қаторга тўғри келмаган ҳолатда (битта кесимда барча уланган жойларнинг 30% дан ками тўғри келганида) кўндаланг тўсинчага бўладиган босимни аниқлашда, юкламаларнинг тарқалишини ҳисобга олиш рухсат этилади.

**6.22** Прогонлардаги зўриқишларни аниқлашда ўтирмаларнинг устида подбалкалар қўйилганида оралиқнинг узунлигини камайтириб олиш рухсат этилади, лекин у камайтирилган миқдор, умумий узунлигининг 10% дан ошмаслиги керак.

**6.23** Фермаларнинг металл тортмаларидаги зўриқишларини аниқлаётганда, уларнинг ўзларининг оғирликлари устки ва пастки тугунларга теппа-тенг тарқалади деб қабул этиш рухсат этилади.

**6.24** Оралиқ қурилманинг ўтиш қисми сатҳида жойлашган томонга қарши боғланишларини, ферманинг белбоғи, ўтиш қисми ва қўл тутгич панжарасига тўғри келадиган шамолдан бўладиган юкламага ва вақтинчалик юкламадан горизонтал кўндаланг таъсирга ҳисоблаш керак.

### **Сиқилувчи элементларнинг ҳисобий узунлиги ва элементларнинг эгилувчанлиги**

**6.25** Бўйлама кучлар таъсир этадиган тўғри чизикли элементларни устиворликка ҳисоблашда, уларнинг ҳисобий узунлигини ҚМҚ 2.03.08-98 кўрсатмаларига мувофиқ учларининг маҳкамланиш турига боғлиқ равишда қабул қилиш керак.

**6.26** Устиворликка ҳисоблашда оралиқ қурилма ва таянчлар элементларининг ҳисобий узунлигини қуйидагича:

а) фермаларнинг сиқилаётган белбоғлари учун:

ферма текислигида бўлганида – тугунлар орасидаги масофага тенг деб;  
 ферма текислигидан бўлганида – горизонтал боғланишларнинг тугунлари орасидаги масофани;

б) Гау-Журавский фермасидаги раскослар учун:

ферма текислигида бўлганида – раскоснинг тўла узунлигининг ярмига тенг деб;

ферма текислигидан бўлганида – раскоснинг тўла узунлигига тенг деб;

в) ёғоч тахтали туташ деворли фермаларнинг сиқилаётган тахталари учун улар энининг олти баробар катталаштирилган қийматига тенг деб;

г) фазовий таянчларнинг устунлари учун – боғланишлар тугунлари орасидаги масофага тенг деб;

д) қўшимча боғланишлар йўқ бўлганида қозик оёқлар учун:

қозик оёқларнинг ўтирмаларини (ростверкларини) қия қозик оёқларини қоқиш йўли билан горизонтал текисликда жилишдан маҳкамлаганда ва қозик оёқни грунтга тўла киритганда –  $0,7l$  деб;

қозик оёқларнинг ўтирмаларини (ростверкларини) горизонтал текисликда жилишдан маҳкамлаганда ва қозик оёқ грунтга тўла киритилмаганда (шарнирли ҳолатда, қозик оёқнинг бир қисми грунтдан тепада турганида) –  $l$  га тенг деб;

қозик оёқларнинг ўтирмаларини (ростверкларини) горизонтал текисликда жилишдан маҳкамламаганда ва қозик оёқлар грунтга тўла киритилганида –  $2l$  га тенг деб, қабул қилиш зарур.

Бу ерда,  $l$  – қозик оёқнинг бошидан (ростверк ёки ўтирманинг пастидан) сув ювилишини ҳам ҳисобга олгандаги грунтга киритилган жойдаги кесимгача бўлган назарий узунлиги.

**\*6.27** Ҳисобий эгилувчанликни қуйидагиларга:

а) бутун кесимли элементлар учун (иккита текисликдаги) ва таркиби бир нечта бўлган стерженлар (шаҳобчалар орасини бириктирувчи боғланишлар текислигига меъёрий текисликда) элемент ҳисобий узунлигининг тўла юзасининг тегишли инерция радиусига нисбатига тенг деб;

б) бир нечтадан таркиб топган элементлар (шаҳобчалари орасини бирлаштирувчи боғланишлар текислигида) учун келтирилган эгилувчанлик  $\lambda_z$  ни

$$\lambda_z = \sqrt{(\mu_z \lambda)^2 + \lambda_a^2}, \quad (6.8)$$

га тенг деб, қабул қилиш зарур;

бу ерда,  $\lambda$ ,  $\lambda_a$  – тегишли бир элементларнинг ва унинг айрим шаҳобчаларининг эгилувчанлиги;

$\mu_z$  – келтирилган эгилувчанлик коэффиценти, у қуйидаги ифода билан аниқланади:

$$\mu_z = \sqrt{1 + \delta b \frac{a}{l_c^2} \cdot \frac{nf}{n_q}}, \quad (6.9)$$

бу ерда,  $l_c$  – элементнинг ҳисобий узунлиги, м да;

$a$  – элементнинг кўндаланг кесимининг эгилиш текислигидаги ўлчами, см да;

$n_f$  – элементнинг шаҳобчалари орасидаги чоклар сони;

$n_q$  – битта чокдаги боғланишлар қирқимларининг элементнинг 1 м. га тўғри келадиган сони;

$\delta$  – 6.7 жадвалга биноан аниқланадиган бирлашманинг кўникувчанлик коэффициенти;

$b$  – элемент кесимининг тўла эни, см, да;

*Изоҳлар:* 1.  $\lambda$  ва  $\lambda_a$  эгилювчанликлар элементнинг ҳисобий узунлиги  $l_c$  ва бутун элементлар учундек боғланишлар орасидаги масофаларга кўра аниқланади.

2. Шаҳобчанинг ҳисобий узунлиги  $l_a$ , унинг етти карра энидан ошмайдиган бўлганида  $\lambda_a = 0$  деб қабул қилиш рухсат этилади.

6.7 Жадвал

| Боғловчилар тури  | Қуйидагича сиқилгандаги бирикманинг кўникувчанлик коэффициенти $\delta$ нинг қиймати |                         |
|---|--|-------------------------|
|   | марказий   | Эгилиш билан биргаликда |
| Пўлат пона (нагел)лар:<br>$D \leq 1/7 l$<br>$D > 1/7 l$ | $1/5d^2$<br>$1.5/dt$   | $1/2,5d^2$<br>$3/dt$    |
| Михлар ва дюбеллар                                      | $1/10d^2$  | $1/5d^2$                |

6.7 жадвалдаги белгилашлар:

$t$  – бирлаштирилаётган элементларнинг энг юққасининг қалинлиги, см, да;

$d$  – мих, дюбел ёки пона (нагел)нинг диаметри, см, да.

**6.28** Бир нечтадан ташкил топган элементларнинг келтирилган эгилювчанлик коэффициентларини аниқлаётганда қуйидаги шартларни бажариш керак:

а) қистириб маҳкамланган учлари  $4d$  дан кам бўлган михлар ва дюбеллар ҳисобга олинмаслиги керак;

б) шаҳобчаларни пона (шпонка)лар ёки колодкалар ёрдамида бирлаштирганда  $\mu_z = 1,2$  деб қабул қилиш керак;

в) чокларда икки хил диаметрдаги ( $d_1$  ва  $d_2$ ) пона (нагел) лар қўлланилганида, боғловчиларнинг чокдаги қирқиладиганларининг сони  $n$  қуйидаги ифода билан аниқланади:

$$n = n_1 + n_2 \frac{\delta_1}{\delta_2}, \quad (6.10)$$

бу ерда,  $n_1$ ,  $\delta_1$  –  $d_1$  диаметрдаги пона (нагел)ларга тўғри келадиган қирқимлар сони ва кўникувчанлик коэффициенти;

$n_2$ ,  $\delta_2$  –  $d_2$  диаметрдаги пона (нагел)ларга тўғри келадиган қирқимлар сони ва кўникувчанлик коэффициенти.

**6.29** Марказий сиқилувчан элементларнинг қабул қилувчанлик (кўтарувчанлик) қобилятининг камайиш коэффициенти  $\varphi$  ни уларнинг эгилювчанлигига боғлиқ равишда қуйидаги ифода билан аниқлаш лозим:

$$\backslash \quad \lambda \leq 70 \text{ бўлганида,} \quad \varphi = 1 - 0.8 (\lambda/100)^2; \quad (6.11)$$

$$\lambda > 70 \text{ бўлганида,} \quad \varphi = 3000/\lambda^2; \quad (6.12)$$

## Конструкция элементларини ҳисоблаш

**\*6.30** Кўприкларнинг ёғоч конструкцияларининг элементларини мустаҳкамликка ва устиворликка ҳисоблашни 6.8 жадвалдаги ифодаларга биноан бажариш зарур.

6.8 Жадвал

| Элементнинг ишлаши                                   | Ҳисоблаш учун ифода  |
|--|--|
| <b>Нормал кучланишларни кўра мустаҳкамликка</b>      |  |
| Толаси бўйлаб чўзилиш                                | $N_d/A_{nt} \leq R_{dt}$ (6.13)                                      |
| Толаси бўйлаб сиқилиш                                | $N_d/A_{nt} \leq R_{ds}$ (6.14)                                      |
| Бош текисликларнинг бирортасида эгилиш               | $M_d/W_{nt} \leq R_{db}$ (6.15)                                      |
| Қия эгилиш   | $M_{dx}/I_x \cdot y + M_{dy}/I_y \cdot x \leq R_{db}$ (6.16)         |
| Бош текисликларнинг бирортасида эгилиш билан чўзилиш | $N_d/A_{nt} + M_d/W_{nt} \cdot R_{dt}/R_{db} \leq R_{dt}$ (6.17)     |
| Бош текисликларнинг бирортасида эгилиш билан сиқилиш | $N_d/A_{nt} + M_d/\xi W_{nt} \cdot R_{dt}/R_{db} \leq R_{dc}$ (6.18) |
| Тола кўндалангига сиқилиш (эзилиш)                   | $N_d/A_d \leq R_{dq}$ (6.19)   |
| <b>Уринма кучланишларга кўра мустаҳкамликка</b>      |  |
| Эгилиш   | $Q_d S_{br}/I_{br} b \leq R_{dab}$ (6.20)                            |
| <b>Устиворликка</b>                                  |  |
| Марказий сиқилиш                                     | $N_d/A_d \leq \varphi R_{ds}$ (6.21)                                 |

6.8 жадвалдаги белгилашлар:

$N_d$ ,  $M_d$ ,  $Q_d$  – тегишли бўйлама куч, эгувчи момент, кесувчи кучларнинг ҳисобий қийматлари;

$R_{db}$ ,  $R_{ds}$  – ҳисобий қаршилиги (индекслар кучланиш

$R_{db}$ ,  $R_{dq}$  ҳолатларига мос келади);

$A_{nt}$ ,  $A_{br}$  – тегишли кўндаланг кесимнинг соф ва тўла майдонлари;

$S_{br}$  – тўла кесим қисмининг нейтраль ўққа нисбатан статик моменти;

$W_{nt}$  – бир нечтадан таркиб топган стерженлар учун, 6.33-бандга биноан иш шароити коэффициенти ҳисобга олинган ҳолда қабул қилинган бўшашиган кесимнинг қаршилик моменти;

$I_x$ ,  $I_y$  –  $x$  ва  $y$  ўқларига нисбатан соф кесимнинг инерция моменти;

$I_{br}$  – тўла кесимнинг инерция моменти;

$x$ ,  $y$  – бош ўқлар  $x$  ва  $y$  лардан кесимнинг энг узоқда жойлашган нуқталаригача бўлган масофа;

$b$  – кесимнинг эни;

$\varphi$  – 6.29 б. га биноан марказий сиқилувчи элементларни устиворликка текширгандаги кўтарувчанлигининг камайиш коэффициенти;

$A_q$  – эзилиш майдони;

$A_d$  – устиворликка текширгандаги кўндаланг кесимнинг ҳисобий майдони. У қуйидагича қабул қилинади: кесим 25% ва ундан кам бўшашиганда –  $A_{br}$  га;

25% дан кўп бўшашиганда –  $4/3 A_{nt}$  га тенг деб.

$\xi$  - элемент деформациялангандаги нормал куч  $N_d$  дан бўладиган қўшимча моментнинг таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент. У қуйидаги ифода билан аниқланади:

$$\xi \text{ қ } 1 - \lambda^2/3000 \cdot N_d/R_{ds}A_{br} \quad (6.22)$$

*Изоҳлар: 1. Марказий сиқилувчи элементларни, чет томонига чиқадиган носимметрик бўшашиганида, номарказий сиқилувчи деб ҳисоблаш керак.*

*2. Номарказий сиқилувчи элементни, эгилиш текислигига перпендикуляр текисликда ҳамда  $N_d/A_{br}$  кучланишининг 10% дан ошмайдиган эгилиш текислигида  $M_d/W_{br}$  кучланиш бўлганида, устиворликка ҳисоблашни (6.14) ифодага биноан, эгувчи моментни ҳисобга олмасдан бажариш руҳсат этилади.*

*3. Елимланган стереженли (штирли) уланган жойи бор сиқилувчи элементларни сиқилишига ҳисоблаганда, кесим тўла сиқилувчан бўлган ҳолда штирлар жойидаги тешиклар таъсиридан бўшашиши ҳисобга олинмайди.*

*4. Чўзиладиган элементларнинг елимланган штирли уланган жойларидаги кесимларини мустаҳкамликка текширганда унинг майдони  $A_{nt}$  ни 0,9 га тенг бўлган иш шароити коэффициентига кўпайтириш йўли билан, кесимда кучланиш жамланишини ҳисобга олиш керак.*

**6.31** Ораларига қатлам қўйилган, бир нечтадан ташкил топган номарказий сиқилувчи элементларнинг кўпроқ кучланувчи тармоғини устиворликка ҳисоблаш, унинг ҳисобий узунлиги, қалинлигининг етти карра оширилган қийматидан катта бўлганида, куйидаги шартдан келиб чиққан ҳолда бажариш керак:

$$N_d/A_{br} + M_d/\xi W_{br} \cdot R_{ds}/R_{ab} \leq \varphi R_{ds} \quad (6.23)$$

бу ерда,  $\varphi$  – алоҳида тармоқ кўтарувчанлигининг камайиш коэффициенти;

$A_{br}$ ,  $W_{br}$  – тармоқнинг брутто майдони ва қаршилик моменти;

$\xi$  – 6.30 б. га биноан аниқланадиган коэффициент.

**6.32** Юмалоқ ёғочлардан қилинадиган элементларни диаметри 1 м узунлигида 1,0 см га кичрайиб боришини эътиборга олган ҳолда ҳисоблаш керак. Кесим майдони  $A_{nt}$  ни, 20 см узунликда жойлашган уни бўшаштирувчи шароитларнинг барчасини, шартли равишда кўрилаётган кесимда жойлашган деб фараз қилиб, аниқлаш керак. Бу ҳолда, тўла кесим майдонининг (брутто) нисбий бўшашиши носимметрик бўшашишда 0,4 миқдордан, симметрик бўшашишда 0,5 миқдордан ошмаслиги керак.

Сиқилаётган элементларда пона (нагел)лар туфайли бўлаётган бўшашишларни уларга яқин жойлашган бошқа бўшашишларни эътиборга олмасдан ҳисоблаш руҳсат этилади. Қоқилиб киритилган миҳлар туфайли сиқилаётган элементлардаги бўшашишларни ҳисобга олмаслик руҳсат этилади.

Поғанали равишда ажралиб туриши мўлжалланган (кўшни бўшашишган жойлар орасидаги ёрилиш майдончаларини ҳисобга олгандаги) аниқланган ишчи майдон ноқулай хулоса берса, уни  $A_{nt}$  майдони сифатида қабул қилиш лозим.

**6.33** Эгиладиган, бир нечтадан ташкил топган призматик бўйлама понали (шпонкали, колодкали) тўсинларни (таркибий тўсинларни) куйидаги қийматларга тенг бўлган туташуш коэффициентларини инобатга олиб ҳисоблаш керак:

икки қаватли тўсинлар учун – 0,85;

уч қаватли тўсинлар учун – 0,80.

Кўрсатилган тўсинлар учун бирикманинг кўникувчанлигини ҳисобга олмасдан топилган салқиликлар 30% га оширилиши керак.

**6.34** Елимланган конструкцияларнинг кўп қатламли элементларини мустақамлик ва устиворликка, поналарнинг кўникувчанлигини инобатга олмасдан ҳисоблаш рухсат этилади. Елимланган тўсинларнинг салқилигига чокларнинг кўникувчанлик таъсирини 20% га ошириб ҳисобга олиш рухсат этилади.

**6.35** Панжарали фермаларнинг учлари жойга тўғрилаб тайёрланган белбоғларидаги уланган жойларида, ораларига қатлам, устига ёпиштирмалар қўйилган бўлиб, маҳаллий эгилиш йўқ бўлса, уланган жой ферма тугунида жойлашганида, белбоғнинг учи орқали ҳисобий кучнинг тўла миқдори, тугундан четроқда жойлашганида эса унинг ярми берилиши рухсат этилади.

**6.36** Ёғоч фермаларни, эғувчи моментлари белбоғлари билан, кўндаланг кучлар панжара ёки деворчанинг барча кесишадиган раскосларига бир хил тарқалиб қабул қилинадиган туташ тўсинга ўхшатиб ҳисоблаш рухсат қилинади.

Белбоғнинг соф кесим (нетто) майдонига деворчага яқин жойлашган тахта учун – 1,0 га, кейингиси учун – 0,8 га, учинчиси учун – 0,6 га тенг бўлган коэффицентлар киритиш зарур. Параллел белбоғли ёғоч тахтали фермалар бирикмаларининг кўникувчанликларини ҳисобга олмай ҳисобланган салқиликларини 30% ошириб олиш лозим.

Ферманинг таянч устунчалари, панжаранинг уларга келиб бирлашувчи элементларидан тушадиган тўла босимга ҳисобланади.

**6.37** Ряз (ичи тошга тўлдирилган кутисимон)ларни ҳисоблаганда, унинг товони майдонининг 2/3 қисми таяниб туради деб қабул қилиш керак. Грунт билан ишқаланиш коэффицентини 7.14 б. талабларига мувофиқ қабул қилиш зарур.

**6.38** Таянч ҳолатининг ағдалиришга устиворлигига ҳисоблаш, ён томонида қўшимча қўйилган тиргаклар ёки қия қоқилган қозик оёқлар йўқ бўлганида, чеккасида жойлашган, грунндан тепага чиқиб турган қозик оёққа нисбатан, агарда юқоридаги кўрсатилган элементлар бор бўлганида ёнидаги қия тиргакнинг ёки қия қозик оёқнинг, пастки таянч нуқтасига (пастки горизонтал боғламалар сатҳида) нисбатан бажариш зарур.

### Бирикмаларни ҳисоблаш

**\*6.39** Элементларнинг бўйлама кучларга ишлайдиган бирикмаларини эгилишга ва ёрилишга ҳисоблашни пўлатдан қилинган маҳкамловчиларнинг ишларини инобатга олмасдан қуйидаги ифодалар билан бажариш керак:

$$\text{эзилишга: } N_d/A_q \leq m_q R_{dqp} \quad (6.24);$$

$$\text{ёрилишга: } N_d/A_a \leq m_a R_{dam} \quad (6.25);$$

бу ерда,  $A_q$ ,  $A_a$  – эзилиш ва ёрилиш майдони;

$m_q$  – сув сатҳидан юқорида жойлашган конструкция элементларини ётиқ ва ўтирмаларни қозик оёқлар ёки устунлар билан бирлаштирғандаги бирикмалар учун, ёғоч толасининг кўндалангига эзилишга ишлаш шароити коэффицентини



ва у 1,2 га тенг деб, худди юқоридаги ҳолларда, аммо конструкция грунтга тегиб турганда ёки унинг тагида жойлашганида 0,85 га тенг деб, шу ҳоллардаги конструкциялар доимо намланиб турганида ёки сувда жойлашганида 0,75 га тенг деб қабул қилинади;

$m_a$  – ёрилишга ишлаш шароити коэффициентлари, у қуйидагиларга тенг деб қабул қилинади:

учма-уч бири иккинчисига киритиладиган ҳолларда:

битта тишли киритмалар – 1,0 га;

иккита тишли киритмаларда, учидан биринчи

тишга – 0,8 га ва худди шу ҳолда иккинчи

тишга – 1,15 га;

бўйлама пона (шпонка)ли бирлашган элементларда – 0,7 га.

Бирикмалардаги ишқаланиш кучлари, улар мабодо қўшимча кучланишлар ҳосил қилмаса, эзилишга ва ёрилишга ҳисоблашларда инobatга олинмайди.

Ёғоч толасининг кўндалангига маҳаллий эзилиш майдончасининг (учма-уч михлар, пона (нагел)лар билан ва бири иккинчисига киритилиб бириктирилган ҳоллардан ташқари) ҳисобий кўтарувчанлиги, ёғочнинг эзилишга бирга ишлайдиган металл маҳкамлагичлар (михлар, дубеллар, шуруплар, бурама михлар) билан уларни кучайтириш ҳисобига ошириш рухсат этилади.

Маҳаллий эзилиш майдончасида ботиришга ишлайдиган металл бириктиргичларни 6.10 жадвал талабларига мувофиқ жойлаштириш керак.

Бириктиришлар билан кучайтирилган тола кўндалангига маҳаллий эзилиш майдончали бирикма қуйидаги ифодага асосан ҳисобланади:

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{a'qp} + \frac{n_s N_{dds}}{A_q}, \quad (6.26)$$

бу ерда,  $n_s$  – маҳаллий эзилиш майдончасидаги бириктиришлар сони;

$N_{dds}$  – битта бириктиришнинг (мих, бурама мих, дубель) ёғоч толасига кўндаланг киритгандаги кўтарувчанлик қобилияти, кН (кгк) да ва қуйидаги ифода билан аниқланади:

$$N_{dds} = 0,78(4R_{dds} d_s l_s + R_{dqp} D_s^2), \quad (6.27)$$

бу ерда,  $R_{dds}$  – ёғоч билан бириктиргичнинг ҳисобий тегиб турадиган юзасининг бир-бирига ботирилишига ҳисобий қаршилиги, михлар ва дубеллар учун ёғоч намлигига боғлиқ бўлмаган ҳолда 0,3 МПа (3 кгк/см<sup>2</sup>)га тенг, бураладиган михлар (ТУ 10-69-369-87) учун куруқ ёғочлар бўлганида 0,6 МПа (6 кгк/см<sup>2</sup>)га тенг, шуруф глухарлар учун ёғочнинг тегишли намлигига мувофиқ 6.1-жадвалга биноан  $R_{dsm}$  га баробар;

$d_s$  – бириктиргич стерженининг диаметри, м (см) да;

$l_s$  – ёғоч билан бириктиргичнинг тегиб турадиган жойининг ҳисобий узунлиги, м (см) да;

$N_{dqp}$  – 6.1 жадвалга мувофиқ аниқланадиган тола кўндалангига маҳаллий эзилишга ҳисобий қаршилиги;

$D_s$  – бириктиргич қалпоқчасининг диаметри, м (см);

(6.26) ифоданинг ўнг томони  $2m_q R_{dqp}$  дан ошмаслиги керак.

**6.40** Учма-уч бир-бирига киритилган иккита тишли бирикмаларни ёрилишга ҳисоблашни қуйидагича: учидан биринчи тиш учун ёрилиш текислиги бўйича – унинг эзилиш майдонига тўғри келадиган кучга, иккинчи тиш учун эса – барча кучга бажариш керак.

**6.41** Қия колодка билан бириктирилган элементлардаги ёрилишнинг ҳисобий узунлиги  $l_d$  қуйидагига тенг деб қабул қилинади:

$$l_d = a + 0,5l_a. \quad (6.28)$$

Тортиб турувчи болтларга тушадиган кучларни аниқлашга керакли битта колодкадаги ажратувчи куч  $S$  ни қуйидаги ифода билан ҳисоблаш лозим:

$$S = 3/2Q \frac{z}{l_a}. \quad (6.29)$$

(6.28) ва (6.29) ифодалардаги:

$Q$  – бирикманинг кўникувчанлигини эътиборга олмагандаги битта колодкага тўғри келадиган ҳисобий сурувчи куч;

$a$  – колодкалар орасидаги соф масофа;

$Z$  – колодкани ёрувчи кучлар елкаси;

$l_a$  – колодканинг узунлиги.

**6.42** Қўш тавр ёғоч тахтали-михли тўсинлар белбоғларининг, кесишма ҳолатдаги туташ деворларга маҳкамлагичлардаги боғланишларини белбоғ ва девор орасида юз берадиган сурувчи кучга ҳисоблаш керак. Бу ҳолда, маҳкамлагичлардаги михларнинг қабул қилувчанлик қобилятини, деворча тахталарининг умумий қалинлиги унинг ҳисобий қалинлигига тенг бўлганида, 0,8 га баробар ишлаш шароити коэффициентига кўпайтириб қабул қилиш лозим.

Михни ёғочга қайириб қистиришнинг ҳисобий узунлигини қуйидаги ифода билан аниқлаш рухсат этилади:

$$e_l = 1,95d \sqrt{\frac{R_y}{R_{dqs}}}, \quad (6.30)$$

бу ерда,  $d$  – михнинг диаметри;

$R_y$  – пўлат михнинг оқувчанлик чегарасидаги чўзилишга ва эгилишга ҳисобий қаршилиги, МПа ( $\text{кгк/см}^2$ ) да ва ушбу меъёрнинг 4 бўлимига биноан қабул қилинади;

$R_{dqs}$  – ёғочнинг толаси бўйлаб эзилишга ҳисобий қаршилиги, МПа ( $\text{кгк/см}^2$ ) да.

Михнинг қистириб маҳкамлайдиган томонининг ҳисобий узунлигини аниқлашда ўткирлаштирилган қисмининг узунлиги  $1,5d$  ни ҳисобга олмаслик керак. Бундан ташқари, бирлаштирилувчи элементлар орасидаги ҳар битта чокка 2 мм дан михнинг узунлигидан камайтириш керак. Бир нечта қатлам ёғоч тахтадан мих эркин чиқиб турадиган бўлганида, унинг узунлигини  $1,5d$  га камайтириш керак.

**6.43** Сиқилувчи элементларда ва эгилувчи элементларнинг сиқилувчи томонида жойлашган елим штирли бирикмаларни, зўриқишларнинг 70% и уланувчи элементларни учлари юзаси билан, қолганлари эса штирлар билан қабул қилинади деб ҳисоблаш лозим.

Эгилувчи элементлар ва чўзилувчи элементларнинг чўзилиш зоналарида жойлашувчи елимштирли бирикмаларни ҳисоблашда бирикувчи элементларнинг алоҳидаги юзаларига тўғри келувчи кучлар бутунлай штирлар орқали қабул қилинади деб ҳисобланади; Уланаётган элементлар учлари орасидаги елимли чоклар чўзилишда ҳисобга олинмайди.

Эгилувчи элементларнинг елимштирли бирикма билан уланган қисмини кўндаланг куч таъсирига бутун кесим деб қабул қилиб ҳисоблаш керак.

## КОНСТРУКЦИЯНИ ТУЗИШ

### Умумий талаблар

**6.44** Боғламларда энг кам сонли оддий кесиб киритиладиган бирикмаларни қўллаш лозим ва уларда сув тўпланмаслигини таъминлаш керак.

Таркибий (бир нечта бўлаклардан таркиб топган) элементларда бруслар орасида 4 см дан, юмалоқ ёғочлар орасида 2 см дан кам бўлмаган шамоллатиб турувчи бўш жой қолдириш назарда тутилиши керак. Бўш жой қолдириш рухсат этилмайдиган конструкцияларда, атмосфера ёғинларидан бевосита намланишга қарши чоралар кўрилиши зарур. Ёғоч конструкцияларнинг сув сатҳидан тепада жойлашган қисмларида ёпиқ (барча томони ёпишмалар билан қопланган) бирикмалар қилиш рухсат этилмайди. Елимланган оралик қурилмаларда, уларга куёш нурларининг тўғри тушишига тўсиқ бўладиган тадбирларни кўзда тутиш лозим.

Ёғоч конструкцияларнинг ёғочли элементларини кетма-кетликда мўрт синишларини ёки узилишини камайтириш учун улар бирикмаларини ёпишқоқ ишлашини таъминлаш орқали табиий мўртликни камайтириш керак.

Бирикмаларда ёғочни эзилишга ишлашини таъминлаб бериш керак. Бирикмаларга ёпишқоқликни бериш учун бўлиш ва зичлик принциплари ишлатилса кучлар элементомдан элементга иложи борича кўпайтирилган боғланишлар сони орқали узатилади. Бу ҳолда параллел ишловчи боғланишлар ўртасида кучлар тўлароқ текис тақсимланади.

**\*6.45** Тилинган материалларни узунаси бўйлаб, ГОСТ 16483.10-73\* га биноан, тишли бирикмалар ёрдамида улаш керак.

**\*6.46** Бактериялари йўқотилган элементларни, маҳкамловчи буюмлар учун тешиклар тайёрлашдан бошқа қайта ишлов бериш ишлари рухсат этилмайди.

Бактериялари йўқотилган ёғочларда, маҳкамловчи буюмлар ўрнатилишидан аввал, тайёрланган тешиклар ГОСТ 2770—74\* га мувофиқ тошкўмир ёғи билан қалин суркалиши зарур.

**6.47** Елимланган ва тахта-михли бош тўсинли оралик қурилманинг кўндаланг бикрлигини таъминлаш учун таянч кесимларида ва оралиғида ҳар 4-6 м да кўндаланг боғланишлар, тахта-михли тўсинларда уларнинг устки белбоғи текислигида бўйлама боғланишлар ҳам ўрнатиш лозим.

**6.48** 15 м ва ундан узун оралик қурилмаларнинг бош тўсинларини, қоидага кўра, резина таянчларга ўрнатиш керак. Тўсинларнинг тагига таянчлар ўрнига, бактериялари йўқотилган ёғочлардан қилинган, рубероид қатламлари устига ётқизиладиган мауэрлат брусларни ўрнатиш рухсат этилади.

**6.49** Ўтиш қисмининг, ёғоч темирбетон плитаси бош тўсинларга горизонтал кучларнинг берилишини таъминлайдиган маҳкамлагичлар билан уларга боғланган бўлиши керак.

**6.50** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг елимланган оралик қурилмаларининг ўтиш қисмини тузаётганда, сувларнинг тезда унинг устидан оқиб кетишини таъминлайдиган бўйлама ва кўндаланг йўналишларда нишаблик бўлишини кўзда тутиш зарур.

Кўприкнинг узунлиги 50 м гача ва бўйлама йўналишида бир томонга нишаблиги камида 1%, узунлиги 100 м ва ўртасидан ҳар иккала томонга нишабликлари камида 1% дан бўлганида, узунаси бўйлаб оқизиб, кўприк устига йиғиладиган сувларни кетказиш рухсат этилади.

**6.51** Елимланган оралик қурилмаларнинг ўтиш қисми, пастда ётган конструкцияларни ёғингарчилик сувлари тегишидан ва қуёш нурларининг бевосита таъсиридан ҳимоя қилиш зарур. Ўтиш қисмининг плитасини узлуксиз равишда қуриш керак. Тўсинларнинг темирбетон плита тагидаги устки белбоғига сув ўтказмайдиган қатламлар ётқизилиши зарур.

**6.52** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarида шамоллатиш шароитини яхшилаш учун бош тўсинлар учларининг орасида камида 10 см бўлган бўшлиқ қолдириш ва таянчларнинг баландликларини камида 5 см этиб белгилаш керак. Бош тўсинлар ва ўтиш қисмлар орасида баландлиги 5-6 см бўлган бўшлиқлар қолдирилиши зарур.

**6.53** Ёғоч плитали елимланган кўприklarнинг қопламаси сифатида юзасига уч қарра ишлов берилган қатлам ёки бир қатламли асфальтбетон ётқизишни белгилаш зарур.

**6.54** Ҳаракат устки қисмида бўладиган оралик қурилмаларда ферма билан маҳкамланган юқори бикрликдаги ўтиш қисмини устки боғланишлар сифатида фойдаланиш керак.

**6.55** Эгилувчи элементларда энг катта қийматдаги эгувчи момент ҳосил бўладиган кесимларда чўзилаётган толаларини ҳар хил кесиклар билан бўшаштирмаслик керак. Элементларнинг таянчлардаги кесимларида ёғоч толаларининг кўндалангига ажралишга мустаҳкамлиги таъминланган ҳолда элементнинг 1/3 баландлигигача кесиш рухсат этилади.

### Элементларнинг энг кичкина ўлчамлари ва уларнинг рухсат этиладиган эгилувчанлиги

**\*6.56** Ёғоч қисмлари ва металл буюмлар кўндаланг кесимларда 6.9 жадвалда келтирилган қийматлардан кам бўлмаган ўлчамларга эга бўлиши керак.

6.9 Жадвал

| Ёғоч қисмлар ва металл буюмлар  | Кўндаланг кесимнинг меъёрланган ўлчами | Қуйидаги кўприklar учун меъёрланган ўлчамларнинг энг кичик қиймати |
|---------------------------------|--|--|
|                                 |  | автомобил йўллари ва шаҳарлардаги                                  |
| 1.Бруслар ва тилинган тахталар: | Катта томони, см, да                   | 16   |

|  |                        |                  |
|--|------------------------|------------------|
| асосий элементлар учун боғланишлар, бириктирувчи ёпишмалар, кўл тутгич панжаралар ва бошқа кўшимча элементлар учун | Худди ўзи              | 8                |
| 2. Ёғоч тахталар   | Қалинлиги, см, да      | 4 <sup>1)</sup>  |
| 3. Юмалоқ ёғочнинг ингичка учида: асосий элементлар учун   | Диаметр, см, да        | 18 <sup>2)</sup> |
| қозик оёқлар учун  |                        | 22               |
| накатниклар учун   |                        | 14               |
| 4. Пластиналар   | Айлана радиуси, см, да | 9                |
| 5. Болтлар: ишчи ва тортиб турувчилари   | Диаметр, мм, да        | 19               |
| конструктивлари  |                        | 16               |
| 6. Елимўтирли уланган жойдаги штирлар  | Диаметр, мм, да        | 12               |
| 7. Пўлат таяжлар   | Худди ўзи              | 22               |
| 8. Пўлат пона (нагел)лар   | Худди ўзи              | 12               |
| 9. Михлар ва дюбеллар  | Худди ўзи              | 4                |
| 10. Пўлат ёпишмалар  | Қалинлиги, мм, да      | 8                |
| 11. Шайбалар   | Худди ўзи              | 6                |
| 12. Тишли тикан (шип)лар   | Узунлиги, см, да       | 3,2              |

<sup>1)</sup> Бош тўсинлар учун елимланган конструкцияларда ёғоч тахталарнинг ишлов берилгандан кейинги қалинлиги 3,3 см дан, қолган бошқа элементлар учун 4,3 см дан ошмаслиги керак.

<sup>2)</sup> Ингичка томнинг диаметри 18 см дан кам бўлган юмалоқ ёғочлар фақат ўтиш қисмининг тўшамаси ва жавобгарлиги кам жойдаги элементлар (иккинчи даражали боғланишлар, қистиргичлар ва ҳоказолар) учунгина қўллаш рухсат этилади.

**6.57** Конструкцияларда ёғоч элементларнинг эгилювчанлиги куйидагилардан ошмаслиги керак:

а) белбоғлар, раскослар, таянчларнинг устунлари ва қозик оёқлар учун:

сиқилаётганлариники - 100 дан;

чўзилаётганлариники - 150 дан;

б) боғланишлар учун:

сиқилаётганлариники - 150 дан;

чўзилаётганлариники - 200 дан.

### Тутаשמалар ва боғламлар

**6.58** Фермаларда сиқилаётган ва чўзилаётган элементларнинг уланадиган жойларини, қоидага кўра, тугундан ташқарида (панелда) жойлаш керак, бунда сиқилаётган элементларни бириктиришларни (улашларни) ферма текислигидан чиқадиган жойларда маҳкамланган тугунларнинг ёнида жойлаш зарур.

Елимланган узлуксиз тўсинларда улашларни, моментлар қиймати кам бўладиган қисмларида жойлаш лозим.

**6.59** Бирлаштириладиган элементлар болтлар билан зарур бўлса – хомутлар билан тортиб қўйилиши керак. Болтларнинг иккала томонидаги учларида пўлат шайбалари бўлиши керак.

**6.60** Фермаларнинг чўзилаётган ва чўзилиб-эгилаётган элементларининг уланишларини цилиндрик пўлат пона (нагел) лар тешиб ўтказилган ёғоч ёпиштирама (накладка) лар билан беркитиш ёки елимштирали қилиб бажариш тавсия этилади. Поғонали ёпиштирмали бирикмаларни ишлатмаслик керак.

Белбоғларнинг сиқилаётган элементлари учларининг юзалари бир-бирига тўла тегиб турадиган қилиб уланган жойлар устиларига ёпишмалар қўйилиши, зарур бўлганида учларига елимлаб киритилган пўлат штирлар (елимштирали туташма) билан кучайтирилиши зарур. Тилинган тахтали-михли фермалар белбоғларининг уланадиган жойларини ташқарисидан қўйиладиган пўлат пона (нагел) ли ёпишмалар билан беркитиш керак.

**\*6.61** Болтлар, пона (нагел) лар, михлар, дюбеллар, шуруфлар, глухарлар ва штирлар қаторасига жойлашганда улар орасидаги энг кам масофа миқдорини 6.10 жадвалга биноан қабул қилиш лозим.

6.10 Жадвал

| Меъёрланувчи масофалар   | Қуйидагилар учун, уларнинг ҳисобий диаметрларида ифодаланган энг кам масофалар қийматлари: |   |         |                                       |                      |
|--|--|---|---------|---------------------------------------|----------------------|
|  | Болтлар ва тешиб ўтказиладиган нагеллар  | Ичида қолдириладиган (чиқиб турмайдиган) нагеллар | штирлар | Михлар ва дюбеллар                    | Шруфлар ва глухарлар |
| 1. Маҳкамлагичлар ўқларининг ораси: тола бўйлаб тола қўндалангига                            | 6  | 7   | -       | 15 <sup>1)</sup> ёки 25 <sup>2)</sup> | 10                   |
|  | 3  | 3,5   | 3       | 4                                     | 5                    |
| 2. Чеккадаги бириктиргич (маҳкамлагич) ўқидан тола бўйлаб элемент учининг чеккасигача        | 6  | 7   | -       | 15 <sup>1)</sup> ёки 25 <sup>2)</sup> | 10                   |
| 3. Чеккадаги бириктиргич (маҳкамлагич) ўқидан элемент чеккасигача толага қўндаланг йўналишда | 2,5  | 3   | 2       | 4                                     | 35                   |

<sup>1)</sup> Тешиб ўтказиладиган элемент қалинлиги 10d дан кам бўлмаганида (бу ерда d – мих ёки дюбел диаметри);

<sup>2)</sup> Тешиб ўтказиладиган элемент қалинлиги 4d бўлганида. Михлар ёки дюбеллар билан тўласига тешиб ўтказилмайдиган элементлар учун уларнинг қалинликларидан қатъий назар

тола бўйлаб михлар ёки дюбеллар ўқлари орасидаги масофа 15d дан кам бўлмайдиган этиб қабул қилинади.

*Изоҳлар: 1. Елимштирли бирикмалардаги штирлар ўқлари орасидаги масофалар, уларнинг тола бўйлаб жойлашгандаги ҳолати учун берилган. Штирларни толага кўндаланг ёки унга бурчак остида жойлаганда, штирлар орасидаги масофа тугунли бирикманинг ишлаш шароитига кўра белгиланиши керак, аммо жадвалда келтирилганидан кам бўлмаслиги зарур.*

*2. Элементларнинг қалинликлари юқорида кўрсатилган қийматларнинг оралиқларида бўлганида, михлар ёки дюбеллар орасидаги масофанинг энг кам миқдорини интерполяция қилиб аниқлаш лозим.*

*3. Нагеллар (штирлар) орасидаги энг кам масофа, улар учун тайёрланган тешикларнинг узунлиги 10d дан катта бўлганида, ўша қийматни 5% оширгандаги миқдорга тенг бўлиши керак.*

**6.62** Лиственница ва бошқа қаттиқ жисмлардан ташкил топган ёғоч элементларини михлар ва дюбеллар билан бириктиришда, ҳамда  $d$  диаметри 6 мм дан катта барча михларнинг ишлатилишида олдиндан 0,8-0,9  $d$  ўлчамда пармаланган тешиклар ҳосил қилиш зарур.

**6.63** Пона (нагел) лар, дюбеллар, шуруфлар, глухарлар ва михларни тилинган тахталарнинг ёки брусларнинг ўқлари бўйлаб жойлашмаслик керак.

Нагелли бирикмаларда пармаланган тешикларни шахмат тартибида жойлаш тавсия қилинмайди.

Фермаларнинг белбоғларидаги михларни вертикал қаторлар билан жойлаш зарур.

**6.64** Михлар ва дюбеллар, элементларни тешиб чиқмайдиган қилиб иккала томонларидан бир-бирига қарши йўналишда қоқилганида, улар орасидаги масофа катталаштирилмасдан, учларининг бирининг иккинчисидан ичкарига кириб турадиган масофаси тахтанинг 1/3 қалинлиги миқдорида бўлиши керак.

**6.65** Нагелли бириктирувчи уламаларда, қоидага кўра, нагел диаметри билан бир хил диаметрдаги тортувчи болтларни қўллаш лозим. Болтларнинг сони, нагеллар сонининг 20% дан кам бўлмаслиги керак ва ёпишманинг ҳар қайси ярмига камида тўрттадан тўғри келиши зарур.

**6.66** Елимштирли бирикмаларда А300 (А-II) классдаги пўлатдан қилинган диаметри 12-26 мм бўлган, қайноқ ҳолда қолипларда қотирилган, устки юзаси нотекис бўлган арматура стержени штирлар сифатида қўлланилиши керак.

Штирлар киритиладиган тешикларнинг диаметрларини, штир диаметри 12 мм бўлганида 2 мм га, 14-18 мм бўлганида 3 мм га, 20-24 мм бўлганида 4 мм га ва 25 мм дан катта бўлганида 5 мм га катта қилиб белгиланиши зарур.

Штирнинг ёғочга киритиш чуқурлигини, унинг 15-20 диаметри миқдорида қабул қилиш тавсия этилади.

**6.67** Сиқилаётган ва чўзилаётган элементларда, штирларни кесими бўйлаб баробар равишда жойлаш керак. Штирлар сони камида тўртта бўлиши зарур.

Эгилувчи элементларнинг чўзилувчи ва сиқилувчи қисмларида, штирларнинг ҳар биттаси ёғочнинг унга жалб қилинган участкасидан зўриқишни берадиган этиб жойланиши лозим. Ҳар битта қисмдаги стерженларнинг сони тўрттадан кам бўлмаслиги керак.

Штирлар сони бешта ва ундан ортиқ бўлганида, кучланишлар битта жойга йиғилмаслиги учун, уларнинг узунликларини ҳар хил белгилаш зарур.

**6.68** Бирлаштирилган жойлардаги элементларнинг ёки қисмларнинг бирининг иккинчисига ўйилиб ёки кесилиб киритилган жойларининг чуқурликлари брусларда 2 см дан, юмалоқ ёғоч бўлганида 3 см дан кам бўлмаслиги керак.

Ўйилиб ва кесилиб киритилган жойларнинг чуқурликлари қуйидагилардан:

а) поналар ва колодкалар билан бириктирилганда:

брусларда – улар қалинликларининг  $1/5$  қисмидан;

юмалоқ ёғочларда – улар диаметрларининг  $1/4$  қисмидан

б) ўйилиб бирлаштирилганларда:

таянчлардаги тугунларда элемент қалинлигининг  $1/3$  қисмидан;

панжарали фермаларнинг ораликларидаги тугунларида элемент қалинлигининг  $1/4$  қисмидан катта бўлмасликлари керак.

Бирикмалардаги ёрилиш текислигининг узунлиги кесиб киритиш чуқурлигидан камида 4 марта катта ва 20 см дан кам этмай белгилаш зарур.

**6.69** Элементларни ўйиб бирлаштиришларни, қоидага кўра, пеш томонида катта тишли ўйиқли ёки келиб қўшиладиган сиқиладиган элементларнинг пешларини тўғридан-тўғри тираш билан амалга ошириш керак.

Пешда иккита тишли ўйиқли бирикмаларда тишларнинг чуқурлиги биринчи тишнинг чуқурлигидан 2 см га катта бўлиши керак. Пешда учта тишли бирикмаларни қўллаш руҳсат этилмайди. Жағли ўйиқли бирикмалар ишлатиш тавсия этилмайди.

Эзилишнинг ишчи текислигини, қоидага кўра, келиб бирикадиган сиқилувчи элементнинг ўқиға перпендикуляр жойлаш лозим.

**6.70** Ёғоч призматик поналарни (ёки колодкаларни) фақат толалари сурувчи кучлар йўналишига параллел ёки ўшанга яқин бўлган бўйлама ёки қия ҳолда қўллаш руҳсат этилади.

Поналар (колодкалар) орасидаги соф масофа барча ҳолларда унинг узунлигидан кам бўлмаслиги керак. Пона узунлиги  $l$  нинг қирқиш (кесиш) чуқурлиги  $a$  га нисбатан 5 дан кам бўлмаслиги керак.

Элементларни ораларида  $\delta$  микдордаги бўшлиқ билан бирлаштирилганда қуйидаги шарт бажарилиши шарт:

$$\frac{l}{\delta + a} \geq 5. \quad (6.31)$$

Бўшлиқ жойнинг эни  $\delta$ ,  $d$  диаметрли қия понали (колодкали) юмалоқ ёғочларни бирлаштирганда:

иккита ярусли тўсинларда  $(0,4-0,5)d$  дан;

учта ярусли тўсинларда  $0,25d$  дан ошмаслиги керак.

### Оралик қурилмалар ва таянчларнинг элементлари

**\*6.71** Автомобил йўллари ва шаҳар кўприklarининг ўтиш қисми ни тахта-михли плита ёки икки қатламли тахта тўшамали этиб қуриш керак.



Темир йўл кўприклари балласт тоғораси тубининг ва ёнғинга қарши майдаланган тош қатламли тўшаманинг ҳамда автомобил йўллари ва шаҳар кўприклари ўтиш қисмининг пастки қатлами элементлари орасида 2-3 см очик жой қолдириб ётқизилиши керак.

Автомобил йўллари ва шаҳар кўприклари ўтиш қисми тўшамасининг устки қатламини бўйламасига қуриш тавсия этилади. Тўшаманинг тилинган тахталарининг қалинлиги 5 см дан кам бўлмаслиги керак.

**6.72** Прогонларнинг бруслари ва юмалоқ ёғочлари ўзаро боғланган ва таянчларга бўйлама, кўндаланг йўналишларда силжимайдиган этиб маҳкамланган бўлиши керак. Сочилган прогонларнинг учлари таянч ўтирмаларининг (ёки таянч брусларининг) ўқларидан камида 30 см га узунроқ қилиб чиқазиб қўйилади.

Темир йўл кўприклари балласт тоғорасининг тагидаги прогонларнинг ораларини 15-20 см дан жойлаш керак.

**6.73** Фермаларнинг белбоғларига кучлар кўндаланг тўсинлардан, уларнинг барча шахобларини ёпиб турган ёстиқ орқали марказий равишда берилиши керак.

**6.74** Раскослар ва устунларнинг пешлари билан тиралиб турадиган жойларида ичларига киритиладиган штирлар, раскослар ўзаро кесишадиган жойларга эса, прокладка ва болтлар қўйилиши лозим.

**6.75** Панжарали фермаларда тяжларнинг шахоблари сони иккитадан кўп бўлмаслиги керак.

Тяжлар учларида контргайкалар кўзда тутилиши зарур, кесикчаларининг узунлиги қураётганда ва фойдаланиш даврида тяжларни керакли даражада тортишга имкон бериши лозим.

Гайканинг тагига қўйиладиган бруслар битта тугундаги барча тяжлар учун умумий бўлиши зарур.

**6.76** Тилинган тахтали фермалар белбоғларининг ҳар бир поғонасида деворчанинг битта томонида уловчи ёпишмани ҳам ҳисобга олганда, учтадан ортиқ тахта бўлмаслиги керак.

Белбоғ ҳар бир поғонасининг битта кесимида иккитагача тахтани улаш рухсат этилади.

Ҳар бир тахта назарий жиҳатдан узилиши керак бўлган жойдан, ёпишма узунлигининг ярмисидан кам бўлмаган масофага узайтирилиши керак. Битта поғона нинг уланадиган тахталарини бошқа поғона нинг ишга киришадиган тахталари билан алмаштириш рухсат этилмайди.

**6.77** Тилинган тахтали фермалар деворчаларининг устиворлиги, 3 м масофадан кам бўлмаган ораликда ва ферма баландлигидан кичик қилиб қўйиладиган бруслар ёрдамида таъминланади. Бруслар ферманинг деворчасини ва белбоғларини икки томонидан қисиб туришлари керак.

**6.78** Туташ деворнинг тилинган тахталарининг кесишадиган жойларига диаметри 4,5 мм дан кам бўлмаган мих қоқилиши керак. Михларнинг узунлиги деворча қалинлигидан камида 3 см катта бўлиши зарур. Михларнинг учлари қайириб киритилиши лозим.

**6.79** Қозикоёқли ва ромли таянчларнинг кўндаланг ва бўйлама йўналишларидаги бикрлиги ҳамда устиворлиги, қия қозик оёқлар, раскослар, подкослар, тяжлар шаклидаги горизонтал ва диагонал боғланишлар ва ҳоказоларни кўшиш билан таъминланиши керак. Қия қозик оёқлар ёки тиргакларни таянчларнинг баландлиги (грунтдан ўтирманинг тепасигача бўлган масофа) чеккалардаги қозик оёқ ёки устунлар ўқлари орасидаги масофадан ошиб кетганида қўйилиши зарур.

Темир йўл кўприклари учун сув ичидаги тяжлар ва ряжли оболочкалар қўллаш тавсия этилмайди.

**6.80** Қозикоёқларнинг уланадиган жойлари, қоидага кўра, грунтнинг ювилишини ҳам ҳисобга олгандаги юзасидан 2 м пастда жойлаш керак. Грунтнинг сув билан ювилиб кетиш мумкин бўлган сатҳидан уларни улаш керак бўлганида, ўша жойга боғланишлар қўйилиши зарур.

Таянчларнинг сиқиладиган элементлари (устунлари, қозик оёқлари)нинг уланишларини учма-уч (ёлғиз қозик оёқларни улашни штирлар билан) бирлаштириш ва болтли металл ёпиштирмалар билан устидан беркитиш керак.

Қозикоёқларнинг уланадиган жойлари грунт сатҳидан тепада жойлашганида пона (нагел)ли ёпишмалар қўллаш руҳсат этилади.

Бир нечтадан бир бутун қилинган қозик оёқларнинг алоҳида брусларининг ёки юмалоқ ёғочларининг ҳар биттасининг уланган жойлари ҳар хил сатҳдаги кесимларда бўлиши зарур.

**6.81** Қозикоёқларни грунтларга қоқишнинг иложи бўлмаган ҳолларда ряжли таянчлар ишлатилиши керак.

**6.82** Ряжнинг энини, (кўприк узунаси йўналишида) унинг баландлигининг 1/3 қисмидан ва 2,0 м дан кам бўлмаган ўлчамда белгилаш лозим. Ряжнинг баландлиги чўкиши ва қуриганда қисқаришини инобатга олиб, 5% ортиғи билан белгиланади.

Ряжнинг тепа қисми муз оқишининг энг баланд сатҳидан камида 0,5 м га, сувнинг баланд сатҳидан камида 0,25 м га юқорида туришини таъминлаш керак.

**6.83** Сув оқмайдиган жойларда ва сув секин оқадиган дарёларда ряжларни планда тўғри бурчакли этиб қуриш тавсия этилади.

Оқим тезлиги 1,5 м/сек ва ундан катта бўлганида, олди томони учкирроқ ва силлиқ шаклдаги ряжларни қўллаш лозим.

Муз зарбасига учрайдиган ряжларни музкесарлар билан биргаликда қуриш керак. Бундай ҳолларда ряжнинг олди томонида вертикал жойлашган кесувчи қовурға қурилиши зарур. Кучли музлар оқими бўлганида 6.86 б. кўрсатмасига биноан кесувчи қовурғани қия ҳолатда жойлаш лозим.

**6.84** Ряж ташқи деворларининг орасига кўндаланг ва бўйлама ғовлар (ички деворлар) ўрнатиш керак. Ички деворлар билан ҳосил қилинган жойлар томонларининг ўлчамлари 2 м дан ошмаслиги зарур.

Ташқи деворларнинг бурчакларида ва ғовларнинг уларга бирикадиган жойларида вертикал бруслар ҳамда ҳар тўртинчисида болтлар учун аввал тешиklar қолдирилган қирраланган қисувчи ёғочлар – қисқичлар қилиниши

керак. Рязнинг ташки деворлари кўндаланг йўналишда қисқичлар орқали ўтказилган пўлат тортгичлар (тяжлар) билан бирлашиши керак.

**6.85** Муз зарбасига учрайдиган, дарёнинг ичида жойлашган ҳар бир таянч олдида тезлигига боғлиқ равишда сув оқиб келадиган томондан 2-8 м масофада муз кесарлар ўрнатилиши зарур. Кучли муз оқимлари бўладиган (музнинг қалинлиги 50 см дан катта ва оқим тезлиги 1,5 м/сек дан кўп) дарёларда асосий муз кесарларнинг олдида, улар ва таянчлар билан битта чизикда 30-50 м масофада жойлашадиган, аммо сони жиҳатдан икки марта кам бўлган, анча бақувват, дастлабки зарбани қабул қилувчи, пост олдидаги муз кесарлар кўзда тутилиши зарур. Музкесарлар тошлар билан юкланган бўлиши лозим.

**6.86** Муз оқимининг энг баланд сатҳидаги музкесарнинг ишчи эни, ҳимоя қилинадиган таянчнинг, ўша сатҳдаги энидан кам бўлмаслиги зарур.

Музкесарнинг қирқувчи қовурғасининг қиялиги 1:1,5 дан тик бўлмаслиги керак. Музкесар пичоғининг устки томони муз оқимининг баланд сатҳидан камида 1,0 м тепада, пастки томони эса муз оқимининг энг пастки сатҳидан камида 0,75 м қуйида жойланиши зарур.

**6.87** Ювилувчан грунтлар бўлганида, таянч ва музкесарлар атрофларидаги дарёнинг тагини фашин тўшаклар ва тош тўлдирмалар билан маҳкамлаш керак.

## **\*7. ЗАМИНЛАР ВА ПОЙДЕВОРЛАР УМУМИЙ ҲОЛЛАР**

**\*7.1** Кўприк ва қувурларнинг заминлари ва пойдеворларини, ушбу бўлимнинг талабларини ҳисобга олиб, ҚМҚ 2.02.01-98, ҚМҚ 2.02.03-98, ҚМҚ 2.01.03-96 ларга, ҳамда СНиП II-7-81 нинг 4 бўлимига мувофиқ лойиҳалаш керак.

**7.2** Заминнинг грунтларини ГОСТ 25100–95 га мувофиқ синфларга ажратиш зарур.

**\*7.3** Саёз жойланадиган ёки ботириладиган қудуқлардан қилинадиган пойдеворларнинг тавонлари тагидаги заминларнинг ҳисобий қаршилигини, ҳисоблаш учун керакли бўлган грунтларнинг физик хусусиятларининг тавсифлари қийматларини ушбу норматив ҳужжатнинг Ҷ иловасига ва ҚМҚ 2.02.01-98 нинг кўрсатмаларига биноан аниқлаш керак.

Табиий мавжуд, ҳамда сунъий тарзда ишланган грунтларнинг тавсифларини, қоидага кўра, бевосита дала ва лаблборатория шароитларида уларнинг намлигини қурилиш ва фойдаланиш даврида ўзгариши мумкинлигини ҳисобга олган ҳолда аниқлаш керак. Бунда грунтлар тавсифларининг норматив ва ҳисобий қийматларини ГОСТ 20522-96 да берилган синаш натижаларини статистик қайта ишлаш учули орқали ўрнатиш керак.

**\*7.4** Пойдевор учун фойдаланиладиган материаллар физик - математик ҳоссаларининг тавсифларининг меъёрий ва ҳисобий қийматлари 3, 4 ва 6 бўлимларнинг талабларини қаноатлантириши зарур.

Пойдеворлар элементларини бетоннинг қуйидаги сувўтказмаслик маркасидан ибрат бўлгандагина лойиҳалаш лозим: W4 – сув ости ва ер ости зоналаридаги элементлар учун (чуқур бўлмаган пойдеворлар ва свайли ростверк плиталаридан ташқари); W6 – сув ости ва ер ости зоналаридаги пойдеворлар ва свайли ростверк плиталари; W8 – сув усти, ер усти ва сув сатҳи ўзгарувчан зоналаридаги, ҳамда тузлар тушишидан ҳимоя қилинмаган элементлар учун.

## **ҲИСОБЛАШЛАР**

**\*7.5** Кўприк ва қувурларнинг юк кўтарувчи конструкцияларини заминларини доимий юклар ва ноқулай вақтинчалик юклар бирлашмаси таъсирига керак бўлган мустаҳкамлик запаси ва ишончилигини таъминлаган ҳолда ҳисоблаш керак. Ҳисоблаш иншоот элементлари ва заминларидаги юкларни ва пайдо бўлувчи кучлар ва кучланишлар, ҳамда деформация, кўчиш,

ётириқларни очилиши ва ҳ.к. ларни таққослашдан иборатдир. Бу қийматлар уларнинг ўрнатилган чегаравий қийматларидан ошмаслиги зарур.

Кўприклар ва қувурларнинг заминлари ва пойдеворларини иккита гуруҳ чегаравий ҳолатларига ҳисоблаш зарур:

биринчи гуруҳга кўра – заминни юкламани кўтариш қобилияти бўйича, пойдеворнинг ағдарилиб ва сурилиб кетишига маҳкамлигига, грунтларнинг совуқдан шишганидаги кучи таъсирдан пойдеворларнинг устиворлигига, пойдеворлар конструкциянинг мустаҳкамлиги ва устиворлигига;

иккинчи гуруҳ бўйича – заминлар ва пойдеворларнинг деформацияларига (чўкишларига, кийшайишларига, горизонтал кўчишларига), пойдеворларнинг темирбетон конструкцияларининг ёрилишга пишиқликка (3 бўлим кўрсатмаларига кўра).

**7.6** Пойдеворлар қумларда, супесларда ва балчиқларда жойлашганида заминларнинг кўтарувчанлик қобилиятига, пойдеворлар ҳолатининг устиворлигига ҳисоблашларда ер усти ёки ер ости сувлари сатҳидан пастда жойлашган иншоот қисмлари ва грунтларга ўша сувларнинг босиб кирувчанлик таъсирларини ҳисобга олмоқ зарур. Пойдеворларни суглинокларда, лойларда ва қояли грунтларда жойлаштирганда, сувлар таъсирини, улар кўпроқ ноқулай ҳисобий шароитлар яратадиган бўлган ҳолларда, ҳисобга олмоқ талаб қилинади. Бу ҳолларда ноқулай таъсир кўрсатадиган – энг паст ёки энг баланд сув сатҳи қабул қилинади.

**\*7.7** Грунтга бекитилганлиги эътиборга олинмасдан ҳисобланадиган саёз жойланадиган пойдеворларнинг тагидаги қояли эмас грунтлардан бўладиган заминлар учун ҳисобий юкламаларнинг тенг таъсир этувчисининг нисбий эксцентриситент билан тавсифланувчи ҳолати (пойдевор товони майдонининг оғирлик марказига нисбати) 7.1 жадвалда кўрсатилган қийматлар билан чекланмоқлиги зарур.

7.1 Жадвал

| Кўприкларнинг жойлашуви   | Қуйдаги ҳоллар учун энг катта нисбий эксцентриситет $e_0^{1)/г}$ |   |  |   |
|---|--|---|--|---|
|   | қуйдаги юкламалар таъсиридаги оралик таянчлар учун               |   | қуйдаги юкламалар таъсиридаги қирғоқ таянчлар учун |   |
|   | фақат доимий юкламалар   | доимий ва вақтинчалик юкламаларнинг биргаликдаги энг ноқулай ҳолида | фақат доимий юкламалар                             | доимий ва вақтинчалик юкламаларнинг биргаликдаги энг ноқулай ҳолида |
| Умумий сетдаги ва саноат корхоналаридаги темир йўллардаги ва алоҳида жойлашган метрополитен йўлларида                                 | 0,1  | 1,0   | 0,5  | 0,6   |
| Автомобил йўлларидаги (саноат корхоналари ва хўжалик ичидаги йўллар ҳам қиради), шаҳарлар, посёлкалар ва қишлоқ кўчалари йўлларидаги: | 0,1  | 1,0   | 0,8  |   |
| катта ва ўртача кўприкларда   |  |   |  | 1,0   |
| кичик кўприкларда   |  |   |  | 1,2   |

<sup>1)</sup> Эксцентриситет, пойдевор кесими ядросининг радиуси  $r$  (тавонидаги) ушбу формулалар билан аниқланади:

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad \text{ва} \quad r = \frac{W}{A} \quad (7.1)$$

бу ерда,  $M$  – пайвор тавонининг бош марказий ўқиға нисбатан таъсир этувчи кучлар моменти;

$N$  – вертикал кучларнинг тенг таъсир этувчиси;

$W$  – пойдевор тавонининг камроқ кучланган қирраси учун қаршилик моменти;

$A$  – пойдевор тавони майдони.

Қирғоқ танчлар пойдеворларнинг товони сатҳида юкларнинг тенг таъсир этувчисининг ҳолатини, йўлга уланадиган жойдаги тупроқ кўтарма баландлиги 12 м дан катта бўлганида, пойдевор қисмига вертикал босадиган грунт оғирлигини ҳисобга олган ҳолда текширма керак. Бу ҳолда оралиқ томонга бўладиган нисбий эксцентриситет, 7.1 жадвалда кўрсатилган қийматларнинг 20% дан кўп бўлмаслиги керак.

Нисбий эксцентриситет қиймати бирдан катта бўлганда, пойдевор тавонининг заминга максимал босимини, заминнинг сиқилаётган қисми чегарасида қуриладиган учбурчак шаклдаги эпюрадан келиб чиққан ҳолда аниқлаш керак.

**\*7.8** Таянчларни, кўприкнинг бўйлама ва кўндаланг йўналишларида вақтинчалик юкламалар таъсирига алоҳида ҳисоблаётганда, саёз жойлашадиган ёки ботириладиган қудуқлардан қилинадиган пойдеворлар товонларининг тагидаги заминларнинг кўтарувчанлик қобилиятлари куйидаги шартларни қаноатлантириши зарур:

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n} \quad \text{ва} \quad p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \quad (7.2)$$

бу ерда,  $p$ ,  $p_{\max}$  – пойдевор товонидан заминга тушадиган ўртача ва максимал босим, кПа (тк/м<sup>2</sup>) да;  $R$  – қояли эмас ёки қояли грунтлардан бўлган заминларнинг,  $\Omega$  иловага биноан аниқланадиган ўқ бўйлаб сиқилишга ҳисобий қаршилиги, кПа (тк/м<sup>2</sup>) да;  $\gamma_n$  – иншоотнинг хизматиға кўра ишончлилик коэффиценти ва у 1,4 га тенг деб қабул қилинади;  $\gamma_c$  – ишлаш шароити коэффиценти унинг қийматини №7–9 сонли вақтинчалик юкламалар таъсирига қояли эмас грунтли заминларнинг кўтарувчанлик қобилиятини ҳисоблаётганда 1,0 га, қояли эмас грунтли заминларнинг №10-15 ва 17 сонли вақтинчалик юкламаларнинг биттаси ёки бир нечтасининг таъсир этгандаги ва қояли грунтли заминларнинг барча ҳоллардаги кўтарувчанлик қобилиятини топаётганда 1,2 га тенг деб қабул қилинади.

**7.9** Саёз жойланадиган ва ботириладиган қудуқлардан қилинадиган пойдеворлар тавонларининг тагида №10–14 сонли юкламалардан (2.2 б. даги биргалик коэффицентларини ҳисобга олган 2.1 б. га биноан) бўладиган кучланишларни, заминларнинг кўтарувчанлик қобилиятини ҳисоблаётганда кўприкнинг кўндаланг ва бўйлама йўналишларида алоҳида аниқлаш ва кўпроқ ноқулай вазият туғдирадиганини доимий ва вақтинчалик вертикал юкламалардан бўладиган кучланиш қийматларига қўшиш керак. Қозиқоёқ

пойдеворларда юқорида кўрсатилган, кўприк ўқига бўйлама ва кўндаланг таъсир этувчи юкламалардан бўладиган зўриқишларни бирга кўшиш зарур.

**7.10** Қозиқоёқ ва ботириладиган қудуқлардан қилинадиган пойдеворларни (грунтларга ва қилинадиган материалларига кўра) ҳисоблашларда (заминларнинг кўтариш қобилиятига ҳисоблашлардан ташқари) қуйидаги ҳоллар учун грунтларнинг ҳисобий юзаси деб, пастдаги кўрсатилган шароитларни: қирғоқ таянчларнинг пойдеворлар учун – грунтларнинг табиий ҳолатдаги сатҳини; оралиқ таянчларнинг пойдеворлари учун – таянч атрофидаги грунтларнинг қирқилгандан (текислангандан) кейинги ёки 1.25–1.30 б. ларга биноан ҳисобий ва энг кўп сув миқдорларига [ҳисобий (чегаравий) ва фойдаланиш давридаги юкламалар таъсирига ҳисоблашларни] кўра аниқланадиган маҳаллий ювилишлардан кейинги юзаси сатҳини қабул қилиш керак. Ростверклари грунтдан тепада жойлашган, қозиқ оёқлари тўлдирилган ёки тупроқ кўтарма уйилган жойга киритилган пойдеворли қирғоқ ва оралиқ таянчлар учун грунтларнинг ишчи юзасини қозиқ оёқларнинг ушбу тупроқ кўтармага кириб туришини ҳисобга олган ҳолда қабул қилиш керак.

**7.11** Якка қозиқ оёқнинг музламайдиган грунтлардаги ўқи бўйлаб сиқувчи ёки тортувчи кчларга кўтарувчанлик қобилиятини ҚМҚ 2.02.03-98 га биноан аниқлаш зарур.

**\*7.12** Заминнинг, қозиқ оёқнинг учи сатҳидаги кўтарувчанлик қобилиятини  $\Sigma$  иловага биноан, шартли, пойдевордек текшириш талаб қилинади.

Ушбу кўрсатилган текшириш қуйидагилар учун зарур эмас:

хоҳлаган шароитдаги грунтли, битта қаторли қозиқ оёқли пойдеворлар учун;

қозиқ оёқлари устунга ўхшаб ишлайдиган (улар, қояли грунтларга, қум тўлдирмали катта бўлакли грунтларга, қаттиқ консистенцияли лой грунтларга ва музлаган грунтларга қозиқ оёқлари ўқлари орасидаги масофа 5d дан кўп бўлиб тиралаган бўлганида) кўп қаторли қозиқ оёқли пойдеворлар учун талаб этилмайди.

**\*7.13** Пойдевор товонининг босимини қабул қилувчи оғирликни кўтарувчи қатламдан пастда, музлаган грунтнинг эрийдиган қатлами ёки музламаган кам мустаҳкамликдаги грунт қатлами жойлашганида, у қатламнинг кўтарувчанлик қобилиятини  $\emptyset$  иловага мувофиқ текшириш зарур.

**7.14** Музламаган ёки эрийдиган музлаган грунтларда саёз жойлашадиган пойдеворларнинг ағдарилиши ёки текис силжишга устиворлигини 1 бўлимда кўрсатилганларга мувофиқ ҳисоблашда, тахлами билан грунт қатламлари орасидаги ишқаланиш коэффицентлари қийматларини қуйидагича қабул қилинади:

силлиқ юзали (лойли оҳактошлар, сланцлар ва ҳоказолар) қояли грунтлар ва лойларда:

- а) намланган ҳолатда бўлганида . . . . . 0,25
- б) куруқ ҳолатда бўлганида . . . . . 0,30
- суглинок ва супесларда . . . . . 0,30
- қумларга . . . . . 0,40
- шағалли ёки майдатошли грунтларда . . . . . 0,50

юзаси ювилмайдиган қояли грунтларда . . . .0,60

**7.15** Музаламаган ёки музлаган эрийдиган грунтлардаги пойдеворларнинг чуқур силжишига (сурилишга ножўя сиртда жойлашган грунт билан биргаликда кўчувчи) устиворлигини ҳисоблашни тоғ ён бағрида жойлашдиган оралик таянчлар учун ва қирғоқ таянчлар учун: тупроқ кўтарма 12 м дан баланд бўлганида барча ҳолларда, 6 м дан 12 м гача бўлганида пойдевор заминиди музламаган қатлам ёки эрийдиган лойли грунт ёки лойли грунт устида ётган сув шимган қумлар ётган ҳолларда бажариш керак.

**\*7.16** Саёз жойланадиган пойдеворларнинг чўкиши ва қийшайишини музламайдиган грунтлар бўлганида ҚМҚ 2.02.01-98 га музлаган грунтлар бўлганида СНиП 2.02.04-88 га биноан ҳисоблаш керак.

Қирғоқ таянчларнинг чўкишини ҳисоблашда, тупроқ кўтарманинг баландлиги 12 м дан катта бўлганида II иловага биноан аниқланадиган заминга тупроқ оғирлигидан бўладиган қўшимча босимни ҳам ҳисобга олиш зарур.

**\*7.17** Қозиқ оёқли ёки ботириладиган қудуқлардан қилинадиган пойдеворларнинг чўкишни, ўлчамларни  $\Sigma$  иловага мувофиқ шартли равишда тўғри бурчакли параллелипипед шаклдаги пойдевор деб қабул этиб, 7.12, 7.16 б. лардаги кўрсатмаларга биноан аниқлаш керак. Қозиқ оёқли пойдеворнинг чўкиш қийматини, қуйидаги шартлардан – а) қозиқ оёқлар устунга ўхшаб ишлайдиган бўлганида, б) қозиқ оёқларнинг бўйлама йўналишдаги қаторлари сони учтадан кўп бўлмаганида ва қаторлар ўқлари орасидаги масофа қадами  $>5d$  дан катта бўлиб бирортаси бажариладиган бўлганида, ўша грунтда битта қозиқ оёқни статик синагандаги юз берадиган чўкишига тенг деб қабул қилиш рухсат этилади.

**\*7.18** Пойдеворнинг чўкишини 7.16 ва 7.17 б. ларга биноан аниқлашда грунтнинг ҳисобий юзаси деб, унинг табиий ҳолдаги юзасини (қирқиб олишларни ёки мумкин бўлган ювилишларни ҳисобга олмаганда) қабул қилиш рухсат этилади.

Пойдеворнинг музламаган грунтларидаги чўкишини қуйидаги ҳолларда аниқламаслик мумкин:

пойдеворлар қояли, қум тўлдирмали катта бўлакли грунтлар ва қаттиқ лойларга таянганда – барча турдаги кўприклар учун;

темир йўллардаги оралиғи 55 м гача, автомобиль йўлларидаги оралиғи 105 м гача бўлган, ташқи статик аниқ туркумдаги кўприклар учун, пойдеворлари юқорида кўрсатилган грунтлардан бошқасига таянганда.

**7.19** Қозиқ оёқ тепасининг ростверк бетонига тиралгандаги босимидан бўладиган кучланиш, мустаҳкамликка ҳисоблашдаги меъёрда белгиланган ўқ бўйлаб сиқишдаги ростверк бетоннинг ҳисобий қаршилигининг юзанинг ўқли сиқилишидан, қоидага кўра, ошмаслиги керак. Кучланиш ростверк бетоннинг ҳисобий қаршилигидан ошиб кетган ҳолда, синфи анча юқори бўлган бетон ишлатилиши рухсат этилади. Агарда кучланиш ростверк бетоннинг ҳисобий қаршилигидан ошиб кетка, ҳар битта қозиқ оёқ тепасига диаметри 12 мм бўлган стерженлардан қилинган арматурали битта тўр (ростверк бетонининг ҳисобий қаршилигидан 20% гача катта бўлган ҳолда), иккита тўр (кучланиш бетонининг



ҳисобий қаршилигидан 20–30% гача катта бўлганида) жойлаш кўзда тутилмоғи зарур..

## КОНСТРУКЦИЯСИНИ ТУЗИШ

**\*7.20** Замин ва пойдеворлар турини куйидаги энг муҳим факторларни таҳлил қилган ҳолда танлаш зарур: кўприк конструкциясининг хусусиятлари, ҳамда пойдеворнинг рухсат этилган чуқиши, оғиши ва қийшайиши қийматларига нисбатан бўлган талаблар; пойдеворлар томонидан қабул қилинувчи юклар қийсати ва характери, грунтларнинг қатлам-қатлам бўлиб йиғилиши ва физик-механик хоссалари; грунтдаги ва ер юзасидаги сувлар ва уларнинг режимлари; сув оқовалари учун қирқимларни, тўлдиришларни ва ювилишларни мавжудлиги; климатик шароитлар; маҳаллий шароитларни характерли хусусиятлари, шунингдек тупроқ кшчишлари участкаларининг ва коммуникацияларнинг мавжудлиги; пойдеворлар қуриш учун ишлаш усули; ҳар хил турли пойдеворлар вариантларининг техник-иқтисодий таққосламалри натижалари.

Таянчлар ва улар пойдеворларининг ўлчамлари ва шакллари маҳаллий гидрогеологик ва муҳандис-геологик шароитларни инобатга олиб ҳисоблаш, ҳамда таянчларга оралиқ қурилмаларни ўрнатиш усулини ҳисобга олиб анмқлаш керак. Пойдеворларнинг чуқурлигини лойиҳалаш жараёнида муҳандис-геологик маълумотлар асосида кўприк тешигини ҳисоблаб аниқланаётгандаги дарё тубининг мумкин бўлган максимал ювилишини ҳисобга олиб ўрнатиш зарур.

Кўприклар ва қувурларнинг пойдеворларини 7.5 – 7.18 б. ларга биноан замин ва пойдеворларнинг кўтариш қобилиятига ҳисоблаб топилган ва саёз жойланадиган пойдеворлар учун ҚМҚ 2.02.01-98 ва СНиП 2.02.04-88, қозик оёқ ва ростверклар учун ҚМҚ 2.02.03-98 ва СНиП 2.02.04-88 лар талабларида кўрсатилган қийматлардан кам бўлмаган чуқурликларда жойламоқ керак. Панда қозик оёқлар ораларидаги минимал масофани ҚМҚ 2.02.03-98 ва СНиП 2.02.04-88 ларга мувофиқ белгиламоқ керак.

Агарда саёз жойланадиган пойдеворлар қояли грунтга тиралса, гидростатик босимни фақат устиворлик ҳолатини ағдарилиш ва сурилишга қарши текшириляётганда ҳисобга олинади.

Кўприкларнинг пойдеворлари сув оқадиган жойлар чегарасида ҳисобий ва энг кўп сув миқдорларига 1.25 – 1.30 б. лар кўрсатмаларига биноан аниқланган маҳаллий ювилиш сатҳидан пастда ва ҳисобий (чегаравий) ва эксплуатацион (фойдаланишдаги) чоклар таъсирига ҳисоблаб топилган грунтдаги чуқурларга жойлаштирилмоғи зарур. Босимни грунтга бир текис қилиб тарқатувчи қувурлар пойдеворларини ва қувурлар тўдаларини бўйлама йўналишда бирлашишини йиғма бетонли блоклардан ва қуйма бетонлардан бажариш керак. Тешиги 1,5 м бўлган темирбетон ва бетонли йўл, ҳамда металл қувурларини щебен-кум ёки майдатош-кум ёстикларига, қулай муҳандис-геологик шароитларларда эса текисланган табиий заминларга ётқизиш мумкин.

**\*7.21** Қозик оёқли пойдеворларнинг ростверкнинг режадаги ўлчамларини ҚМҚ 2.02.03-98 да кўрсатилган қозик оёқлар ўқлари орасидаги масофаларга,

ҳамда қозик оёқларни грунтга киргазишнинг белгиланган аниқлик миқдорларини ҳисобга олган ҳолда ва қозик оёқ билан ростверкнинг тикка қиррасининг орасидаги соф масофа камида 25 см, диаметри 2 м дан катта бўлган қозик оёқ – оболочка ишлатилганида камида 10 см масофа таъминланиши зарурлигидан келиб чиққан ҳолда қабул қилиниши керак.

Сув тагида жойлаш услубига кўра ётқизилган бетоннинг тампонаж қатламини ростверкнинг ишчи (юк кўтарадиган) қисми сифатида фойдаланиш қатъиян ман этилади.

**7.22** Қозик оёқлар ростверкка, (сув тагида бетонлаш услубида ётқизилган бетон қатламдан тепада) ҳисоблаб аниқланган ва призматик қозик оёқлар учун периметри узунлигининг ярмисидан, диаметри 0,6 м ва ундан катта бўлган қозик оёқлар учун 1,2 м дан кам бўлмаган ҳолда қабул қилинган узунликда киритилиши зарур.

Қозик оёқларни ростверкка бўйлама арматура стерженининг узунлиги ҳисоблаб аниқланадиган, аммо ташқи сирти нотекис арматура ишлатилганида камида стерженнинг 30 та диаметри, силлиқ арматура эса камида 40 та диаметри миқдаридаги бўлиши зарур узунликдаги чиқиб турадиган қисми ёрдамида бирлаштириб киритиш рухсат этилади. Бу ҳолда қозик оёқ ростверкка камида 10 см га киритилган бўлмоғи зарур.

**7.23** Темирбетон ростверкни 3 бўлим кўрсатмаларидаги ҳисоблашларга биноан арматуралаш керак.

Бетон ростверкни, унинг пастки қисмида (қозик оёқлар ораларида) конструктив ҳолда арматуралаш керак. Кўприкнинг кўндаланг ва бўйлама ўқлари йўналишида ростверкнинг 1 м, га арматура стерженларининг кўндаланг кесимининг майдони камида  $10 \text{ см}^2$  тўғри келадиган этиб қабул қилиниши зарур.

**7.24** Қояли грунтларда бурғилаб тешилган қудуқчаларга қозик оёқларни ёки қозик оёқ устунларни маҳкамлашга ишлатиладиган қоришмаларнинг мустаҳкамлиги 9,8 МПа ( $100 \text{ кгк/см}^2$ ) дан, бошқа грунтларда эса худди ўша ҳолда 4,9 МПа ( $50 \text{ кгк/см}^2$ ) дан кам бўлмаслиги зарур.

**7.25** Пойдеворнинг устки қисми, сувнинг ва музнинг сатхларининг ўзгариб турадиган чегарасига тўғри келганида, камида 0,3Х0,3 м, ўлчамдаги фаска ўрнатиш кўзда тутилмоғи ва пойдеворга силлиқ шакл берилиши керак.

**7.26** Пойдеворлар, заруриятга кўра поғонали қилинганда, уларнинг ўлчамлари ҳисоблашлар билан асосланган бўлмоғи зарур, шунингдек, бетон пойдеворнинг зиналарининг ички қовурғаларини бирлаштирувчи сиртнинг вертикал билан бўлган бурчаги  $30^\circ$  дан ошмаслиги зарур.

Ботириладиган қудуқларнинг ён қирраларининг вертикалга қиялиги (ёки қудуқ поғоналарининг энлари йиғиндисининг жойлаш чуқурлигига нисбати), қоидага кўра, 1:20 дан ошмаслиги керак. Кўрсатилгандан каттароқ қиялик қудуқни киритишнинг талаб қилинган аниқлигини таъминловчи тадбирлар қабул қилинганда рухсат этилади.

## АТАМАЛАР ВА БЕЛГИЛАР

**Акведук** – Жарликлар, чуқурликлар, дарёлар, кема қатнов йўллари ёки йўллар устидан сув олиб ўтувчи кўприкли иншоот.

**Мустаҳкамлик тўсини** – оралик қурилмадаги керакли мустаҳкамликни таъминловчи кўприкнинг юк кўтарувчи тўсинли элементи.

**Вант** – кучланишни мустаҳкамлик тўсинидан пилонга ўтказувчи вант-тўсинли кўприкнинг юмшоқ юк кўтарувчи элементи.

**Жаркўприк (Виадук)** – чуқур жарликлар, тоғ ён бағирлари, кема ўтиш жойлари, чуқурликлар каби тўсиқлардан ўтувчи кўприкли иншооти. Жаркўприкнинг асосийлиги унинг таянчи баландлиги катталигидадир. (бир неча ўн метрдан юз метргача).

**Сувгачидамлийлик** – конструкция материалнинг босим ўзгариши, оғирлик ва бошқа таъсирларда ўзидан сув ўтказмаслик хусусияти.

**Чидамлилиқ** – материал, конструкция, бирикманинг вақтинчалик юкни циклик ўзгариши таъсирида белгиланган бузилишлар чегарасига қаршилиқ кўрсата олиши.

**Қурилмалар яқинлашув габарити** – йўл ўқиға ёки темир йўл изига кўндаланг йўналган фазонинг чекланган кўриниши бўлиб, унинг ичига ҳаракатланувчи транспорт воситалари, шунингдек уларнинг маълум қисмлари билан ўзаро таъсирда бўлиб, бошқа қисмларига тегишини келтириб чиқиши мумкин бўлмаслик шarti билан жойлаштирилувчи қурилмалар қисмлари: ишчи ҳолатдаги вагон секинлантирувчилари ва вагон ости юритгичлари, мустаҳкамлаш деталларига эға контакт симлари, сув олиш учун мўлжалланган гидравлик колонкалар хоботлари ва бошқалардан ташқари иншоот ва қурилмаларнинг ҳеч қандай қисмлари кирмасликлари керак.

**Геомассив** – гидрогеологик ва геодинамик жараёнлар (ёрилишлар, карст ва кўчкилар) иншоотга таъсирининг геомухит чегараси.

**Намтўсгич** – конструкция юзасида уни атмосфера ва суюқ коррозия келтириб чиқарувчи муҳитдан муҳофаза қилиш учун сунъий тарзда қурилувчи қатлам.

**Иншоотнинг юк кўтара олиши** - конструкциянинг кўтара олиш қобилияти тақсимланишида унинг фойдаланишда белгиланган энг катта юклама структуралари характеристикаси.

**Деформация** – ташқи куч ва бошқа таъсирлар натижасидаги жисм кўриниши ва ўлчамларининг ўзгариши (эластик ва қолдик).

**Кўприкнинг узунлиги** – иншоот ўқидан ўлчанганда қирғоқ таянч тескари деворлари билан ёки шкаф декорларининг орқа қиррасидаги кесишган нуқталари орасини бирлаштирган масофа.

**Материал коррозияси** (занглаши) – материалнинг агрессив занглатувчи муҳит билан ўзаро кимёвий ёки электркимёвий муносабати натижасида бузилиши. Занглаш жараёни учун “занглаш жараёни”, жараён натижаси учун эса “занглаш бузилиши” атамаларини қўллаш лозим.

**Таъсир чизиғи** – ординаталари туркумнинг маълум нуқтасида (кесимида) силжувчи кучнинг ҳолатига боғлиқ бўлган зўриқишлар ва силжишлар миқдорларини кўрсатувчи график.

**Музлаган грунтлар** – намланган грунт таркибидаги сувнинг паст ёки манфий температура таъсирида музлаши, яъни сувлари музга айланган грунтлар.

**Бетоннинг совуқбардошлиги** – кўп қайталовчи такрорий музлаш ва эриш таъсирида физик-механик хусусиятларини сақлаб қолиш қобилияти.

**Кўприк** – кўприкли иншоотнинг деярли тарқалган ва умумлашган тушунчаси бўлиб йўлни сувли тўсиқлардан ўтиши учун мўлжалланган сунъий иншоот.

**ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА**

**МОСТЫ И ТРУБЫ**

**ШНК 2.05.03-12**

**Издание официальное**

**ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН ПО  
АРХИТЕКТУРЕ И СТРОИТЕЛЬСТВУ**

**ТАШКЕНТ 2012**

УДК 624.21+621.644.07 (083.74)

ШНК 2.05.03-12 «Мосты и трубы»

Госархитектстрой Республики Узбекистан, г. Ташкент, 2011 г., 400 стр.

**РАЗРАБОТАНЫ:** АДНИИ ГАК «Узавтойул» (В.Н. Соколов руководитель темы - ООО «Йуллойиха бюроси», А. А. Ишанходжаев – научный консультант: ТАДИ, А.А. Ашрабов, Ш.А. Мирходжаев, М. Х. Миралимов, Р. Р. Мамажанов, Ш. Ш. Шожалилов, Т. Ю. Раджапов, К. Г. Абдуллаев – исполнители: ТАДИ).

**ВНЕСЕНЫ:** Автодорожным научно-исследовательским институтом ГАК «Узавтойул»

**РЕДАКТОРЫ:** В. Н. Соколов, М. Х. Миралимов, Ш. А. Мирходжаев

С введением в действие ШНК 2.05.03-12 «Мосты и трубы» на территории Республики Узбекистан утрачивает силу КМК 2.05.03-97 «Мосты и трубы».

В проекте нормативного документа разделы и пункты, в которые внесены изменения, отмечены звездочкой (\*). При пользовании нормативным документом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов, которые публикуются в соответствующих издаваемых информационных указателях Госархитектстроля РУз. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим документом следует руководствоваться замененным (измененным) документом.

Настоящий документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Госархитектстроля Республики Узбекистан.

|  |                                      |                       |
|--|--------------------------------------|-----------------------|
| Государственный комитет<br>Республики Узбекистан по<br>архитектуре и строительству | Градостроительные нормы и<br>правила | ШНК 2.05.03-12        |
|  | Мосты и трубы                        | Взамен КМК 2.05.03-97 |

### **\*ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

Настоящие нормы распространяются на проектирование новых и реконструкцию существующих постоянных мостовых сооружений и труб (под насыпями) расположенных:

на автомобильных дорогах (включая внутрихозяйственные автомобильные дороги и дороги промышленных предприятий), на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов;

на железных дорогах (колеи 1520 мм) при движении пассажирских поездов со скоростями до 200 км/ч, линиях метрополитена и трамвая;

на дорогах под совмещенное движение по ним транспортных средств автомобильных и городских дорог и поездов железных дорог или метрополитена;

Нормы распространяются также на проектирование несущих конструкций разводных пролетов мостов и пешеходных тоннелей под железными, автомобильными и городскими дорогами.

Нормы необходимо соблюдать при проектировании мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в любых климатических условиях страны, а также в районах с расчетной сейсмичностью до 9 баллов включительно.

Данные нормы не распространяются на проектирование:

мостов на железнодорожных высокоскоростных (200 км/ч и выше) пассажирских линиях;

механизмов разводных пролетных строений мостов;

мостов и труб на внутренних автомобильных дорогах лесозаготовительных организаций (не выходящих на сеть дорог общего пользования и к водным путям);

служебных эстакад и галерей, входящих в комплекс зданий и промышленных сооружений.

В настоящем нормативном документе, применяемые термины и определения приведены в приложении А.

Мостовые сооружения и трубы классифицируются по различным признакам, сведения о которых приведены в приложении В.

Основные буквенные обозначения, принятые в формулах, приведены в приложении С.

В настоящем нормативном документе использованы ссылки на нормативные документы, приведенные в приложении D.

|   |   |   |
|---|---|---|
| Внесены Автодорожным<br>научно-исследовательским<br>институтом<br>ГАК «Узавтойул» | Утверждены приказом<br>Государственного комитета<br>Республики Узбекистан по<br>архитектуре и строительству от<br>23 май 2012г, №53 | Срок введения в действие<br>1 июнь 2012г. |
|---|---|---|

## **\*1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ**

**\*1.1** При проектировании новых и реконструкции существующих мостов и труб следует:

выполнять требования по обеспечению надежности, долговечности и бесперебойности эксплуатации сооружений, а также безопасности и плавности движения транспортных средств, безопасности для пешеходов и охране труда рабочих в периоды строительства и эксплуатации;

предусматривать безопасный пропуск возможных паводков и ледохода на водотоках, кроме того, на водных путях – выполнение требований судоходства и лесосплава;

принимать проектные решения, обеспечивающие экономное расходование материалов, экономию топливных и энергетических ресурсов, снижение стоимости и трудоемкости строительства и эксплуатации;

предусматривать простоту, удобство и высокие темпы монтажа конструкций, возможность широкой индустриализации строительства на базе современных средств комплексной механизации и автоматизации строительного производства, использования типовых решений, применения сборных конструкций, деталей и материалов, отвечающих стандартам и техническим условиям;

учитывать перспективы развития транспорта и дорожной сети, реконструкции имеющихся и строительства новых подземных и наземных коммуникаций, интересы благоустройства и планировки населенных пунктов, перспективы освоения земель в сельскохозяйственных целях;

предусматривать меры по охране окружающей среды по поддержанию экологического равновесия и предотвращению опасных экологических последствий на прилегающую территорию.

При разработке проектной документации мостов и путепроводов необходимо обеспечивать архитектурную выразительность (опоры, перила, сопряжения и др.) с учетом сложившейся архитектурной застройки и планировочных решений.

**1.2** Основные технические решения, принимаемые при проектировании новых и реконструкции существующих мостов и труб, следует обосновывать путем сравнения технико-экономических показателей конкурентоспособных вариантов.

**\*1.3** При проектировании реконструкции мостов и труб следует учитывать их физическое состояние, грузоподъемность конструкций, продолжительность и режим эксплуатации сооружений после реконструкции.

Реконструкция мостовых сооружений при переводе дороги на более высокую категорию предусматривает максимальное сохранение существующего сооружения и его уширение. В этом случае, как правило, проводится обследование существующего мостового сооружения, а при необходимости - испытание в соответствии с требованиями ШНК 3.06.07-08. При этом по результатам технического заключения определяются проектные

решения по сохранению существующего сооружения и необходимости его усиления или полной его замене.

При строительстве вторых путей проектировать железнодорожные мосты и трубы следует с учетом конструктивных особенностей и опыта эксплуатации сооружений на действующем пути.

**\*1.4** Мосты и трубы следует проектировать капитального типа.

Не допускается проектировать:

деревянные трубы;

деревянные мосты на путях и дорогах, предназначенных для перевозки горячих грузов (жидкого чугуна, шлака и т.п.).

Применение деревянных мостов допускается без ограничения на автомобильных дорогах ниже III категории (по ШНК 2.05.02-07) и на улицах и дорогах местного значения (по ШНК 2.07.01-03 и КМК 2.05.11-95).

В случае применения для деревянных мостов бетонных или железобетонных опор последние следует проектировать с учетом замены деревянных пролетных строений железобетонными.

## **РАСПОЛОЖЕНИЕ МОСТОВ И ТРУБ**

**1.5** Выбор места перехода, разбивку мостов на пролеты, назначение положения сооружения в плане и профиле следует производить с учетом требований трассирования дороги (линии) или принятых градостроительно-планировочных решений, строительных и эксплуатационных показателей вариантов, а также русловых, геологических, гидрогеологических, экологических, ландшафтных и других местных условий, влияющих на технико-экономические показатели соответствующего участка дороги (линии).

При выборе места мостового перехода через судоходные реки по возможности следует:

мостовые переходы располагать перпендикулярно течению воды (с косиной не более  $10^\circ$ ) на прямолинейных участках реки с устойчивым руслом, в местах с неширокой (малозатопляемой) поймой и удаленных от перекатов на расстояние не менее 1,5 длины расчетного судового или плотового состава;

середину судоходных пролетов совмещать с осью соответствующего судового хода, учитывая возможные русловые переформирования и смещения за расчетный период службы моста;

обеспечивать взаимопараллельность оси судового хода, направления течения воды и плоскостей опор, обращенных в сторону судоходных пролетов;

отклонение от параллельности судового хода и направления течения реки принимать не более  $10^\circ$ ;

не допускать увеличения скорости течения воды в русле при расчетном судоходном уровне, вызванного строительством мостового перехода, больше 20% при скорости течения воды в естественных условиях до 2 м/с и 10 % - при скорости больше 2,4 м/с (при скорости течения воды в естественных условиях больше 2 до 2,4 м/с процент допускаемого увеличения средней скорости следует определять по интерполяции);



поперечное сечение опор моста в пределах затопления до отметки расчетного судоходного уровня воды проектировать, как правило, обтекаемым.

**\*1.6** Число и размеры водопропускных сооружений на пересечении водотока следует определять на основе гидравлических расчетов, при этом необходимо учитывать последующее влияние сооружения на окружающую природную среду.

Пропуск вод нескольких водотоков через одно сооружение должен быть обоснован, а при наличии мерзлых грунтов, селевого стока, лессовых грунтов и возможности образования наледи – не допускается.

**\*1.7** Железнодорожные мосты с устройством рельсового пути на балласте, малые и средние автодорожные и городские мосты (приложение В), а также трубы разрешается располагать на участках дороги (улицы) с любым профилем и планом, принятыми для проектируемой дороги (улицы).

Железнодорожные мосты с безбалластной проезжей частью следует располагать на прямых участках пути, горизонтальных площадках или уклонах не круче 4 ‰. Расположение таких мостов на уклонах круче 4 ‰, а на железных дорогах предприятий – также на кривых в плане допускается только при технико-экономическом обосновании;

Продольный уклон ездового полотна больших мостов должен быть, не более:

30 ‰ - для автодорожных мостов;

40 ‰ – для городских мостов;

20 ‰ - для всех мостов с деревянным настилом;

При возможных частых обледенениях проезжей части продольный уклон ездового полотна принимать круче 20‰ не допускается;

В горных районах, при расположении мостового перехода на большом уклоне, необходимо применять покрытия проезжей части с повышенной шероховатостью и ограждения с повышенной удерживающей способностью.

**\*1.8** Толщину засыпки над звеньями или плитами перекрытия труб (включая пешеходные тоннели), а также над сводами мостов следует принимать не менее указанной в таблице 1.1

1. Таблица 1.1

| Тип дороги  | Толщина засыпки <sup>1)</sup> , м, над |                                       |                |
|---|--|---------------------------------------|----------------|
|   | железобетонными трубами                | металлическими гофрированными трубами | сводами мостов |
| Железные:   |  |                                       |                |
| общей сети и подъездные пути предприятий                                | 1,0                                    | 1,2                                   | 0,7            |
| внутренние пути предприятий   | 0,4                                    | 1,0                                   | 0,7            |
| Автомобильные: общего пользования, дороги и улицы в городах, поселках и | 0,5                                    | 0,5 <sup>2)</sup>                     | 0,2            |

|   |                   |   |   |
|---|-------------------|---|---|
| сельских населенных пунктах, а также промышленных предприятий   |                   |   |   |
| Внутрихозяйственные: автомобильные, а также дороги местного значения  | 0,2 <sup>3)</sup> | - | - |
| <p><sup>1)</sup> Считая от верха звена (плиты перекрытия) трубы или от верхней точки свода до подошвы рельсов – на железных дорогах и (или) до низа дорожной одежды – на автомобильных дорогах.</p> <p><sup>2)</sup> Но не менее 0,8 м от верха звена трубы до поверхности дорожного покрытия.</p> <p><sup>3)</sup> Но не менее 0,5 м до уровня бровки земляного полотна.</p> <p><i>П р и м е ч а н и е.</i> Толщину засыпки над железобетонными трубами и пешеходными тоннелями, расположенными в пределах железнодорожных станций, допускается принимать менее 1,0 м.</p> <p>В обоснованных случаях на улицах и автомобильных дорогах толщину засыпки над трубами и закрытыми лотками допускается принимать менее 0,5 м. Во всех случаях при уменьшенной толщине засыпки должны выполняться содержащиеся в п. 2.22 указания по учету соответствующего динамического воздействия временных нагрузок.</p> |                   |   |   |

## ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ

**\*1.9** Конструктивные, архитектурные и объемно-планировочные решения мостовых сооружений и труб, в том числе материалы и изделия, должны быть технологически целесообразными и исполнимыми при строительстве, текущем содержании в период эксплуатации (при ремонтах) и реконструкции.

Основные размеры пролетных строений и опор новых мостов, а также труб следует назначать с соблюдением принципов модульности и унификации в строительстве.

При разработке типовых и рабочих проектов железнодорожных мостов и труб следует предусматривать возможность их использования при строительстве вторых путей и замене пролетных строений на эксплуатируемой сети.

Расчетные пролеты или полную длину сборных пролетных строений автодорожных и городских мостов на прямых участках дорог при вертикальных и перпендикулярных оси моста опорах следует назначать равными 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33 и 42 м, а при больших размерах пролетов – кратными 21 м.

Приведенные размеры следует принимать в качестве полной длины для разрезных пролетных строений: до 42 м включительно – из железобетона, до 33 м включительно из других материалов. Во всех остальных случаях, а также пролетных строений со сквозными главными фермами приведенным размерам должны соответствовать расчетные пролеты.

Отступление от указанных размеров допускается при технико-экономическом обосновании при проектировании: мостов, возводимых вблизи существующих, многопролетных путепроводов через железнодорожные станционные пути, деревянных мостов пролетами менее 9 м, а также отдельных

пролетов мостов сложных систем (неразрезных, рамно-подвесных, рамно-консольных, пересечения водотоков под углом).

При применении в конструкциях сооружений типовых элементов или стандартных деталей необходимо учитывать установленные для них допустимые отклонения в геометрических размерах согласно ГОСТ 26607-85.

Для нетиповых элементов и нестандартных изделий могут быть установлены при соответствующем обосновании свои величины этих отклонений.

**1.10** Массу и размеры элементов сборных конструкций следует, как правило, назначать исходя из возможности использования при монтаже и перевозке общестроительных и специализированных кранов и транспортных средств серийного производства.

**1.11** Конструкция деформационных устройств (опорных частей, шарниров, деформационных швов, уравнильных приборов, сезонных уравнильных рельсов) и их расположение должны обеспечивать необходимую свободу для предусматриваемых взаимных перемещений (линейных, угловых) отдельных частей (элементов) сооружения.

Проектная документация должна содержать указания по установке деформационных устройств с учетом степени готовности сооружения и температуры во время замыкания конструкции согласно требованиям приведенной в п. 2.27.

**\*1.12** На мостовых переходах при необходимости регулирования направления потока и предотвращения подмывов (размывов) надлежит предусматривать струенаправляющие и берегоукрепительные сооружения.

Струенаправляющие дамбы следует предусматривать при пойменном расходе воды не менее 15 % расчетного расхода или при средних расчетных скоростях течения воды под мостом до размыва больше 1 м/с, а также при соответствующих ситуационных особенностях перехода (прижимных течениях, перекрытиях проток и т.п.).

Для труб и малых мостов на основании гидравлических расчетов следует предусматривать углубление, планировку и укрепление русел, устройства, препятствующие накоплению наносов, а также устройства для гашения скоростей протекающей воды на входе и выходе.

При использовании принципа строительства с сохранением свойств мерзлых грунтов возведение струенаправляющих и берегоукрепительных сооружений не должно вызывать изменения состояния этих грунтов в основании, нарушения условий протекания грунтовых вод, местных застоев воды и других значительных изменений бытового режима водотока.

**\*1.13** Отверстие (и высоту в свету) труб следует назначать, как правило, не менее:

1,0 м – при длине трубы (или при расстоянии между смотровыми колодцами) до 20 м;

1,25 м – при длине трубы 20 м и более.

Отверстия труб на автомобильных дорогах ниже II категории допускается принимать равными:

- 1,0 м – при длине трубы до 30 м;
- 0,75 м – при длине трубы до 15 м;
- 0,5 м – на съездах.

На улицах и дорогах местного значения, а также в районах орошаемого земледелия, в поселках и сельских населенных пунктах на автомобильных дорогах ниже II-с категории допускается применение труб на искусственных водотоках отверстием 0,5 м при длине трубы до 15 м и устройстве, при возможности, в пределах трубы быстотока (уклон 10 ‰ и более) и ограждения на входе.

Отверстия труб на внутрихозяйственных автомобильных дорогах (по КМК 2.05.11-95) при длине трубы 10 м и менее допускается принимать 0,5 м.

Отверстия труб на железных дорогах общей сети и автомобильных дорогах общего пользования в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки минус 40°С (с обеспеченностью 0,92 по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*)) следует назначать не менее 1,5 м независимо от длины трубы.

Отверстия труб и малых мостов допускается увеличивать для использования их в качестве пешеходных переходов, скотопрогонов, а в случае технико-экономической целесообразности – для пропуска автомобильного транспорта (низких, узкозахватных сельскохозяйственных машин) с обеспечением соответствующих габаритов.

**1.14** Водопрпускные трубы следует, как правило, проектировать на безнапорный режим работы. Допускается предусматривать полунапорный и напорный режим работы водопрпускных труб, располагаемых на железных дорогах общей сети для пропуска только наибольшего расхода, на всех остальных дорогах – расчетного расхода (см. п. 1.25). При этом под оголовками и звеньями следует предусматривать фундаменты, а при необходимости также противофильтрационные экраны. Кроме того, при напорном режиме следует предусматривать специальные входные оголовки и обеспечивать водонепроницаемость швов между торцами звеньев и секциями фундаментов, надежное укрепление русла, устойчивость насыпи против напора и фильтрации.

Для труб, расположенных в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40°С, не допускается предусматривать полунапорный и напорный режимы работы, за исключением случаев расположения труб на скальных грунтах.

Водопрпускные трубы на искусственных водотоках в районах орошаемого земледелия проектируются на безнапорный режим. Скорость течения воды в трубе должна, как правило, назначаться незаияющей и превышающей в 1,2 - 1,5 раза скорость в подводящем русле.

**1.15** Водопрпускные трубы, как правило, следует проектировать с входными и выходными оголовками, форма и размеры которых должны обеспечивать принятые в расчетах условия протекания воды и устойчивость насыпи, окружающей трубу.

Металлические трубы допускается проектировать без устройства оголовков. При этом нижняя часть несрезаемой трубы должна выступать из насыпи на уровне ее подошвы не менее чем на 0,2 м, а сечение трубы со срезанным концом должно выступать из тела насыпи не менее чем на 0,5 м.

**\*1.16** Применять трубы не допускается при наличии ледохода и карчехода, а также, как правило, в местах возможного возникновения селей и образования наледи.

В местах возможного образования наледей в виде исключения может быть допущено применение прямоугольных железобетонных труб (шириной не менее 3 м и высотой не менее 2 м) в комплексе с постоянными противоналедными сооружениями. При этом боковые стенки трубы должны быть массивными бетонными. Для пропуска селевых потоков следует предусматривать однопролетные мосты или прямоугольные трубы отверстиями не менее 4 м или селеспуски с минимальным стеснением потока.

Подмостовой высотный габарит принимается по расчету и п. 1.23.

**1.17** В проектной документации должны быть предусмотрены мероприятия по необходимой защите элементов и частей мостов и труб от повреждений при отсыпке насыпи и укреплении откосов, от засорения и загрязнения, вредных воздействий агрессивных сред, высоких температур, блуждающих токов и т.д.

**1.18** Для вновь проектируемых мостов расстояния между соседними главными фермами (балками) следует назначать из условия обеспечения условий осмотра, текущего содержания и окраски отдельных частей конструкций. При отдельных пролетных строениях (под каждый путь или проезжую часть одного направления движения транспортных средств) расстояние в свету между смежными главными фермами (балками) следует назначать не менее 1,0 м.

**1.19** В конструктивных решениях, принимаемых при проектировании малых железнодорожных мостов с ездой на балласте, должна быть предусмотрена возможность подъема пути при его капитальном ремонте.

## ГАБАРИТЫ

**1.20** Габариты приближения конструкций проектируемых сооружений должны удовлетворять требованиям:

на железных дорогах – ГОСТ 9238-83;

на линиях метрополитена – ГОСТ 23961-80;

на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах, на дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах – приложение Е.

Если в перспективном плане развития дорожной сети или в техническом задании на проектирование дороги предусматривается перевод дороги в более высокую категорию, габариты приближения конструкций проектируемых сооружений, а также их грузоподъемность должны соответствовать

требованиям, предусмотренным для сооружений на дорогах более высокой категории.

**\*1.21** Ширину пешеходных мостов и тоннелей, а также сооружений тоннельного типа следует определять в зависимости от расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час пик и принимать, не менее: 2,25 м – для мостов и 3,0 м – для тоннелей.

Высота пешеходных тоннелей в свету должна быть не менее 2,30 м.

Среднюю расчетную пропускную способность 1 м ширины следует принимать для пешеходных мостов и тоннелей – 2000 чел/ч, для лестниц – 1500 чел/ч.

Ширину пешеходных мостов и тоннелей, сооружаемых вне населенных пунктов, допускается принимать равной 1,5 м.

Габариты сооружений для пропуска полевых дорог и прогона скота (миграции диких животных) при отсутствии специальных требований следует принимать:

а) для полевых дорог: высоту не менее 4,5 м, ширину – 6,0 м, но не менее увеличенной на 1,0 м максимальной ширины сельскохозяйственных машин, движение которых возможно на дороге;

б) для прогона скота: высоту не менее 3,0 м, ширину по формуле  $2 + \lambda/6$ , где  $\lambda$  – длина скотопргона, но не менее 4,0 и не более 8,0 м.

Полевая дорога или дорога для прогона скота, проходящая под пролетом моста или в трубе под насыпью, должна быть укреплена по всей ее ширине и иметь укрепление на участках не менее 10,0 м в каждую сторону от сооружения. При необходимости у сооружений устраиваются направляющие ограждения.

**\*1.22** Габариты подмостовых судоходных пролетов на внутренних водных путях следует принимать в соответствии с ГОСТ 26775-97\*. При строительстве мостов под второй путь или дополнительные полосы движения автотранспорта (при расширении существующих мостовых переходов) подмостовые габариты следует принимать на основании технико-экономических расчетов с учетом подмостовых габаритов существующих мостов.

**\*1.23** Положение элементов моста над уровнями воды и ледохода на несудоходных и несплавных водотоках, а также в несудоходных пролетах мостов на судоходных водных путях следует определять в зависимости от местных условий и выбранной схемы моста. Размеры возвышений отдельных элементов моста над соответствующими уровнями воды и ледохода во всех случаях не должны быть менее величин, указанных в таблице 1.2.

Таблица 1.2

| Часть или элемент моста | Возвышение частей или элементов, м   |   |            | над наивысшим уровнем ледохода |
|-------------------------|--|---|------------|--------------------------------|
|                         | над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальных расходах паводков |   |            |                                |
|                         | расчетных для мостов   |   | наибольших |                                |
|                         | на железных дорогах общей сети   | на остальных железных дорогах и на всех автомобильных |            |                                |
|                         |  |   |            |                                |

|   |      | дорогах |      |      |
|---|------|---------|------|------|
| Низ пролетных строений:   |      |         |      |      |
| а) при глубине подпертой воды 1 м и менее   | 0,50 | 0,50    | 0,25 | -    |
| б) то же, больше 1 м  | 0,75 | 0,50    | 0,25 | 0,75 |
| в) при наличии на реке заторов льда   | 1,00 | 0,75    | 0,75 | 1,00 |
| г) при наличии карчехода  | 1,50 | 1,00    | 1,00 | -    |
| д) при селевых потоках  | -    | 1,00    | 1,00 | -    |
| Верх площадки для установки опорных частей  | 0,25 | 0,25    | -    | 0,50 |
| Низ пят арок и сводов   | 0,25 | -       | -    | 0,25 |
| Низ продольных схваток и выступающих элементов конструкций в пролетах деревянных мостов | 0,25 | 0,25    | -    | 0,75 |

*Примечания:*

1. Для малых мостов наименьшее возвышение низа пролетных строений допускается определять без учета высоты ветровой волны.
2. При наличии явлений, вызывающих более высокие уровни воды (вследствие подпора от низележащих рек, озер или водохранилищ, нагона воды ветром, образования заторов или прохождения паводков по руслам, покрытым льдом и др.), указанные в таблице возвышения следует отсчитывать от этого уровня, вероятность превышения которого устанавливается в соответствии с таблицей 1.3.
3. При определении возвышения верха площадки для установки опорных частей уровень воды необходимо определять с учетом набега потока на опору моста.

Возвышение низа пролетных строений над наивысшим статическим уровнем водохранилища у мостов, расположенных в несудоходных и несплавных зонах водохранилища, должно быть не менее 0,75 высоты расчетной ветровой волны с увеличением на 0,25 м.

Наименьшее возвышение низа пролетных строений при наличии наледи необходимо назначать с учетом их высоты.

При одновременном наличии карчехода и наледных явлений возвышения, приведенные в таблице 1.2, следует увеличивать не менее чем на 0,50 м.

Расстояние между опорами в свету при наличии карчехода следует назначать с учетом размеров карчей, но не менее 15 м.

**1.24** Возвышение высшей точки внутренней поверхности трубы в любом поперечном сечении над поверхностью воды в трубе при максимальном расходе расчетного паводка и безнапорном режиме работы должно быть в

свету: в круглых и сводчатых трубах высотой до 3,0 м – не менее 1/4 высоты трубы, больше 3,0 м – не менее 0,75 м; в прямоугольных трубах высотой до 3,0 м – не менее 1/6 высоты трубы, больше 3,0 м – не менее 0,5 м.

В трубах на искусственных водотоках на автомобильных дорогах в районах орошаемого земледелия указанное возвышение принимается: в трубах высотой до 1,0 м – не менее 0,1 м, в трубах высотой от 1,0 до 3,0 м – не менее 1/10 высоты трубы.

## РАСЧЕТ МОСТОВ И ТРУБ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ ВОДНОГО ПОТОКА

### Общие указания

**\*1.25** Расчет мостов, труб и пойменных насыпей на воздействие водного потока следует производить, как правило, по гидрографам и водомерным графикам расчетных паводков. Кроме того, мосты, трубы и пойменные насыпи на железных дорогах общей сети необходимо рассчитывать по гидрографам и водомерным графикам паводков, условно именуемых наибольшими. При этом вероятности превышения расчетных и наибольших паводков следует принимать одинаковыми с указанными в таблице 1.3 вероятностями превышения максимальных расходов соответствующих паводков.

Таблица 1.3

| Железные дороги |  |  |                 | Автомобильные дороги, городские улицы и дороги |  |  |
|-----------------|--|--|-----------------|--|--|--|
| Сооружения      | Категория дорог                          | Вероятность превышения максимальных расходов паводков, % |                 | Сооружения                                     | Категория дороги                                   | Вероятность превышения максимальных расходов паводков, % |
|                 |  | расчет-ных   | наиболь-ших     |  |  |  |
| Мосты и трубы   | I и II (общей сети)                      | 1  | 0,33            | Большие и средние мосты                        | I – III, I-в, I-к и II-к, городские улицы и дороги | 1 <sup>3)</sup>  |
| То же           | III и IV (общей сети)                    | 2  | 1 <sup>1)</sup> | То же  | IV, V, I-с, II-с, II-в, III-в, IV-в, III-к, IV-к   | 2 <sup>3)</sup>  |
| То же           | IV и V (подъездные пути)                 | 2 <sup>2)</sup>  | -               | Малые мосты и трубы                            | I  | 1 <sup>4)</sup>  |
| То же           | Внутренние пути промышленных предприятий | 2  | -               | То же  | II, III, I-в, I-к и II-к, городские улицы и дороги | 2 <sup>4)</sup>  |
|                 |  |  |                 | То же  | IV, V, II-в, III-в, IV-в,                          | 3 <sup>4)</sup>  |



|  |  |  |  |  |             |  |
|--|--|--|--|--|-------------|--|
|  |  |  |  |  | III-к,IV-к, |  |
| <p>1) При расчетах бровок земляного полотна, незатопляемых регуляционных сооружений и оградительных дамб русел блуждающих рек для железных дорог III категории вероятность превышения максимального расхода при наибольшем паводке следует принимать 0,33%.</p> <p>2) Если по технологическим причинам предприятий перерыв в движении не допускается, вероятность превышения следует принимать равной 1%.</p> <p>3) В районах с малоразвитой сетью автомобильных дорог для сооружений, имеющих особо важное народнохозяйственное значение, при технико-экономическом обосновании вероятность превышения допускается принимать 0,33 вместо 1% и 1 вместо 2%.</p> <p>4) В районах с развитой сетью автомобильных дорог для автодорожных малых мостов и труб при технико-экономическом обосновании вероятность превышения допускается принимать 2 вместо 1%, 3 вместо 2%, 5 вместо 3%, а для труб на дорогах II-с и III-с категорий – 10%.</p> <p><i>Примечания: 1. Степень развития сети автомобильных дорог в районе строительства и народнохозяйственное значение проектируемых сооружений устанавливаются в разрабатываемом техническом задании.</i></p> <p><i>2. Классификация дорог вне населенных пунктов принята по ШНК 2.05.02-07, классификация улиц и дорог в населенных пунктах – по ШНК 2.07.01-03 и для сельскохозяйственных дорог согласно КМК 2.05.11-95.</i></p> |  |  |  |  |             |  |

При отсутствии гидрографов и водомерных графиков, а также в других обоснованных случаях, расчет сооружений на воздействие водного потока допускается производить по максимальным расходам и соответствующим им уровням расчетных и наибольших паводков.

В расчетах следует учитывать опыт водопропускной работы близко расположенных сооружений на том же водотоке, влияние водопропускных сооружений одного на другое, а также влияние на проектируемые водопропускные сооружения существующих или намечаемых гидротехнических и других речных сооружений.

При наличии вблизи мостов и труб инженерных сооружений, зданий и сельскохозяйственных угодий необходимо проверить безопасность их от подтопления из-за подпора воды перед сооружением.

При проектировании водопропускных сооружений, расположенных вблизи некапитальных плотин, необходимо учитывать возможность прорыва этих плотин. Вопрос об усилении таких плотин или увеличении отверстий сооружений необходимо решать комплексно путем сравнения технико-экономических показателей возможных решений.

**\*1.26** В расчетах следует принимать максимальные расходы паводков того происхождения, при которых для заданного значения вероятности превышения создаются наиболее неблагоприятные условия работы сооружений.

Построение гидрографов и водомерных графиков, определение максимальных расходов при разных паводках и соответствующих им уровней воды следует производить согласно требованиям КМК 2.01.14-98.

Максимальные расходы водотоков на ирригационных и мелиоративных сетях принимаются по данным организаций, осуществляющих эксплуатацию указанных водотоков.

Для определения расчетного расхода воды необходимо знать величины максимальных расходов от талых и ливневых вод, а для горных регионов также величину смешанного максимального расхода воды. На основании сопоставления рассчитанных максимальных расходов воды принимают наибольшую в качестве расчетного расхода. Расчеты максимальных расходов от талых, ливневых и смешанных вод выполняют согласно П-01-03 и МКН 27-2007.

**\*1.27** Размеры отверстий малых мостов и труб допускается определять по средним скоростям течения воды, допустимым для грунта русла (в том числе на входе и выходе из сооружения), типов его укрепления и укрепления конусов, при этом необходимо соблюдать требования, приведенные в п.п. 1.23, 1.24 и 1.34.

Отверстия малых мостов и труб допускается назначать с учетом аккумуляции воды у сооружения. Уменьшение расходов воды в сооружениях вследствие учета аккумуляции возможно не более чем: в 3 раза – если размер отверстия назначается по ливневому стоку; в 2 раза – если размер отверстия назначается по среднегодовому стоку и отсутствуют ледовые и другие явления, уменьшающие размеры отверстия. При этом независимо от вида расчетного стока для труб должны, в зависимости от характера их работы в условиях аккумуляции выполняться указания, содержащиеся в п. 1.14 или 1.24, а для малых мостов – требования по положению низа конструкции, содержащиеся в п. 1.23.

При наличии мерзлых грунтов аккумуляция воды у сооружений не допускается.

**1.28** Размеры отверстий больших и средних мостов следует определять с учетом подпора, естественной деформации русла (срезки), общего и местного размывов у опор, конусов и регуляционных сооружений. Отверстие моста в свету не должно быть менее устойчивой ширины русла.

Размеры отверстий городских мостов следует назначать с учетом намечаемого регулирования реки и требований планировки набережных.

**1.29** Расчет общего размыва под мостами следует производить на основе решения уравнения баланса наносов на участках русел рек у мостовых переходов при паводках, указанных в п. 1.25.

Если проход паводков, меньших по величине, чем расчетные (наибольшие), вызывает необратимые изменения в подмостовом русле (что возможно при стеснении потока более чем в 2 раза, на мостовых переходах в условиях подпора, в нижних бьефах плотин, деформации русел в пойменных отверстиях и т.п.), определение общего размыва следует выполнять из условий прохода расчетного (наибольшего) паводка после серии натуральных наблюдаемых паводков одного из многолетних периодов.

Для предварительных расчетов, а также при отсутствии необходимых данных о режиме водотока общий размыв допускается определять по скорости течения, соответствующей балансу наносов.

При морфологической основе расчета вычисленные максимальные глубины общего размыва следует увеличивать на 15 %.

**1.30** При построении линии наибольших размывов надлежит учитывать кроме общего размыва местные размывы у опор, влияние регуляционных сооружений и других элементов мостового перехода, возможные естественные переформирования русла и особенности его геологического строения.

Расчеты мостов на воздействие сейсмических нагрузок следует производить без учета местного размыва русла у опор.

**\*1.31** Величину коэффициента общего размыва под мостом следует обосновывать технико-экономическим расчетом. При этом надлежит учитывать вид грунтов русла, конструкцию фундаментов опор моста и глубину их заложения, разбивку моста на пролеты, величины подпоров, возможное уширение русла, скорости течения, допустимые для судоходства и миграции рыбы, а также другие местные условия. Величину коэффициента размыва, как правило, следует принимать не более 2.

В обоснованных случаях для мостов через неглубокие реки и водотоки могут приниматься коэффициенты общего размыва более указанного в пункте значения.

**1.32** Срезку грунта в пойменной части отверстия моста допускается предусматривать только на равнинных реках. Размеры и конфигурацию срезки следует определять расчетом исходя из условий ее незаносимости в зависимости от частоты затопления поймы и степени стеснения потока мостовым переходом при расчетном уровне высокой воды.

Срезка в русле побочной, отмелей, осередков при расчете площади живого сечения под мостом не учитывается.

**1.33** Уширение под мостом вследствие срезки грунта следует плавно сопрягать с неуширенными частями русла для обеспечения благоприятных условий подвода потока воды и руслоформирующих наносов в подмостовое сечение. Общая длина срезки (в верховую и низовую стороны от оси перехода) должна быть в 4-6 раз больше ее ширины в створе моста. Следует избегать конфигурации срезки наибольшей ширины в створах голов регуляционных сооружений.

При проектировании срезки грунта на пойме необходимо предусматривать удаление пойменного наилка до обнажения несвязных аллювиальных грунтов на всей площади срезки.

**\*1.34** Возвышение бровок земляных сооружений на подходах к большим и средним мостам над уровнями воды при паводках по п. 1.25 (с учетом набега волны на откосы и возможного подпора) следует принимать, не менее: 0,5 м – для земляного полотна, водоразделительных и ограждающих дамб, а также струенаправляющих дамб на реках с блуждающими руслами; 0,25 м – для регуляционных сооружений и берм насыпей.

Возвышение бровки земляного полотна на подходах к малым мостам и трубам над уровнями воды при паводках по п. 1.25 (с учетом подпора и аккумуляции) следует принимать не менее 0,5 м, а для труб при напорном или полупонапорном режиме работы – не менее 1,0 м. Кроме того, на автомобильных дорогах при назначении возвышения бровки земляного полотна на подходах к указанным сооружениям следует соблюдать требования по возвышению низа

дорожной одежды над уровнем грунтовых и поверхностных вод, установленные ШНК 2.05.02-07.

В пределах воздействия льда на пойменную насыпь отметка ее бровки должна быть не ниже отметок верха навала льда, а также отметок наивысшего заторного или зажорного льда с учетом полуторной толщины льда.

Подпоры на мостовых переходах рассчитываются по уравнениям движения жидкости или по зависимостям, учитывающим в достаточной мере данные явления на проектируемых и существующих переходах.

## **РАСЧЕТ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ И ОСНОВАНИЙ МОСТОВ И ТРУБ НА СИЛОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

### **Общие указания**

**1.35** Мостовые сооружения и трубы должны быть запроектированы на основе расчетов, учитывающие действительные условия их работы (изменчивости свойств материалов, грунтов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций и т.п.) в течении всего срока службы.

Несущие конструкции и основания мостов и труб необходимо рассчитывать на действие постоянных нагрузок и неблагоприятных сочетаний временных нагрузок, указанных в разд.2. Расчеты следует выполнять по предельным состояниям в соответствии с требованиями ГОСТ 27751-88\*.

**1.36** Временные нагрузки от подвижного состава (транспортных средств) железных и автомобильных дорог в случаях, предусмотренных настоящими нормами, следует вводить в расчет с соответствующими динамическими коэффициентами.

При одновременном учете действия на сооружение двух или более временных нагрузок расчетные значения этих нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, меньшие или равные единице.

**\*1.37** Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы конструкций мостов и труб при их эксплуатации и строительстве. При проектировании должна быть предусмотрена конструктивная схема мостового сооружения, не допускающая возможность каскадного разрушения при выходе из строя одного или нескольких элементов в случае экстремальных природных или техногенных воздействий.

Конструкции пролетных строений мостов, как правило, следует рассчитывать как пространственные, а при условном расчленении их на плоские системы – приближенными методами, выработанными практикой проектирования, и учитывать взаимодействие элементов между собой и с основанием.

Усилия в элементах конструкций мостов и труб, для которых в нормах не указаны методы их расчета с учетом возникающих неупругих деформаций, допускается определять в предположении упругой работы принятой расчетной схемы.

При соответствующем обосновании расчет допускается производить по деформированной схеме, учитывающей влияние перемещений конструкции под нагрузкой.

Выбор расчетных схем, а также методов расчета конструкций мостов и труб необходимо производить с учетом эффективного использования численных методов и ПЭВМ.

**1.38** Величины напряжений (деформаций), определяемые в элементах конструкций при расчетах сооружений в стадии эксплуатации и при строительстве, а также величины напряжений (деформаций), определяемые расчетами в монтажных элементах или блоках при их изготовлении, транспортировании и монтаже, не должны превышать расчетных сопротивлений (предельных деформаций), установленных в нормах по проектированию соответствующих конструкций мостов и труб.

**\*1.39** За расчетную минимальную температуру следует принимать среднюю температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства в соответствии с требованиями МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) с обеспеченностью:

0,92 - для бетонных и железобетонных конструкций;

0,98 - для стальных конструкций и стальных частей сталежелезобетонных конструкций.

**\*1.40.** Устойчивость конструкций против опрокидывания следует рассчитывать по формуле

$$\dot{I}_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z; \quad (1.1)$$

где  $M_u$  - момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания;

$M_z$  - момент удерживающих сил относительно той же оси;

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным:

*При проверке конструкций, опирающихся на отдельные опоры:*

в стадии строительства - 0,95;

в стадии постоянной эксплуатации - 1,0;

*При проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов:*

на скальных основаниях - 0,9;

на нескальных основаниях - 0,8;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1,0 при расчетах в стадии строительства и 1,1 - при расчетах в стадии постоянной эксплуатации.

Опрокидывающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке, большими единицы.

Удерживающие силы следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке:

для постоянных нагрузок -  $\gamma_f < 1$ ;

для временной вертикальной подвижной нагрузки от порожнего состава железных дорог, метрополитена и трамвая -  $\gamma_f = 1$ .

В соответствующих случаях, руководствуясь указаниями п. 7.6, необходимо учитывать уменьшение веса конструкции вследствие взвешивающего действия воды.

**1.41** Устойчивость конструкций против сдвига (скольжения) следует рассчитывать по формуле:

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z; \quad (1.2)$$

где  $Q_r$  - сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига;

$Q_z$  - удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига;

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9;

$\gamma_n$  - см. п. 1.40.

Сдвигающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке, большими единицы, а удерживающие силы - с коэффициентами надежности по нагрузке, указанными в п. 1.40.

*Примечания:*

1. В качестве удерживающей горизонтальной силы, создаваемой грунтом, можно принимать силу, величина которой не превышает активного давления грунта. При соответствующем обосновании удерживающую силу, создаваемую грунтом, можно принимать равной давлению грунта в состоянии покоя.

2. Силы трения в основании определяются по коэффициентам трения, указанным в п. 7.14. Коэффициент трения бетонной кладки по кладке следует принимать равным 0,55.

## ДЕФОРМАЦИИ, ПЕРЕМЕЩЕНИЯ, ПРОДОЛЬНЫЙ ПРОФИЛЬ КОНСТРУКЦИЙ

**\*1.42** Для мостов следует обеспечивать плавность движения транспортных средств путем ограничения упругих прогибов пролетных строений от подвижной временной вертикальной нагрузки и назначения для продольного профиля пути или проезжей части соответствующего очертания.

**1.43** Вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вычисленные при действии подвижной временной вертикальной нагрузки (при  $\gamma_f = 1$  и динамическом коэффициенте  $1 + \mu = 1$ ), не должны превышать значений, м:

для железнодорожных мостов - определяемых по формуле  $\frac{1}{800-1,25l}l$ , но не более  $\frac{1}{600}l$ ;

для городских и автодорожных мостов (включая мосты на внутрихозяйственных дорогах и дорогах промышленных предприятий), а также для пешеходных мостов с балочными пролетными строениями -  $\frac{1}{400}l$ , где  $l$  - расчетная длина пролета, м.

Указанные значения прогибов допускается увеличивать для балочных пролетных строений мостов (кроме пешеходных):

однопролетных и неразрезных (за исключением крайних пролетов пролетных строений железнодорожных мостов, опирающихся на промежуточные опоры) - на 20 %;

деревянных - на 50 %.

Вертикальные упругие прогибы стальных и сталежелезобетонных балочных пролетных строений городских автодорожных мостов, вычисленные при действии подвижной временной вертикальной нагрузки типа не должны превышать, как правило,  $1/600$  расчетного пролета.

**1.44** Необходимое очертание рельсовому пути и покрытию проезжей части на пролетных строениях мостов следует при проектировании придавать за счет: строительного подъема пролетных строений; изменения толщины выравнивающего слоя проезжей части и балластного слоя; рабочей высоты мостовых брусьев.

Строительный подъем балочных пролетных строений железнодорожных мостов, а также стальных, сталежелезобетонных и деревянных балочных пролетных строений автодорожных и городских мостов следует предусматривать по плавной кривой, стрела которой после учета деформаций от постоянной нагрузки равна 40% упругого прогиба пролетного строения от подвижной временной вертикальной нагрузки (при  $\gamma_f=1$  и  $1+\mu=1$ ).

Пролетным строениям пешеходных мостов следует задавать строительный подъем, компенсирующий вертикальные деформации пролетного строения от постоянной нагрузки. Коэффициент надежности по нагрузке принимается при этом равным единице.

*Примечание. Строительный подъем допускается не предусматривать для пролетных строений, прогиб которых от постоянной и подвижной временной вертикальной нагрузок не превышает  $1/1600$  величины пролета (но не более 1,5 см в железнодорожных мостах с ездой на поперечинах), а также для деревянных мостов с прогонами.*

**\*1.45** Строительный подъем и очертание профиля покрытия железобетонных пролетных строений автодорожных и городских мостов следует предусматривать так, чтобы после проявления деформаций от ползучести и усадки бетона (но не позднее двух лет с момента действия полной постоянной нагрузки) углы перелома продольного профиля по осям полос движения в местах сопряжения пролетных строений между собой и с подходами не превышали:

при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки - значений, приведенных в таблице 1.4;

при загрузении моста подвижной временной вертикальной нагрузкой по осям полос движения:

для нагрузки АК: 24 % при  $K=11$ ; 22 % при  $K=14$ ;

для нагрузок НК и НГ: 13 % при НК-80 и НГ- 60; 11 % при НК-100 и НГ-60.

В проектной документации следует указывать продольный профиль проезда на момент устройства одежды проезжей части (с намечаемым улучшением его очертания посредством изменения толщины выравнивающего слоя) и после проявления деформаций от усадки и ползучести бетона.

*Примечания:*

1. До проявления длительных деформаций углы перелома продольного профиля при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки могут превышать значения, приведенные в таблице 1.4, не более чем в 2 раза.

2. В случаях применения для вантовых и висячих пролетных строений витых канатов необходимо при задании строительного подъема и очертания профиля проезда учитывать возможность деформации ползучести канатов.

Таблица 1.4

| Расчетные скорости движения одиночных легковых автомобилей на участках дороги, примыкающих к мосту (в соответствии с требованиями ШНК 2.05.02-07, КМК 2.05.11-95, км/ч | Углы перелома, ‰ |
|--|------------------|
| 150-100  | 8                |
| 80   | 9                |
| 70   | 11               |
| 60   | 13               |
| 40   | 17               |

*Примечания:* 1. Если расстояния между местами сопряжения пролетных строений между собой или с подходами превышают 50 м, предельные значения углов перелома могут быть увеличены в 1,2 раза.

2. В температурно-неразрезных пролетных строениях, объединенных по плите проезжей части, углы перелома профиля следует определять без учета влияния соединительной плиты.

**\*1.46** Для пролетных строений внешне статически неопределимых систем в расчетах следует учитывать возможные осадки и перемещения верха опор.

Горизонтальные и вертикальные перемещения верха опор следует также учитывать при назначении конструкций опорных частей и деформационных швов, размеров подферменных плит (оголовков, опор, ригелей).

**1.47** Различные по величине осадки соседних опор не должны вызывать появления в продольном профиле дополнительных углов перелома, превышающих для мостов:

автомобильных и городских - 2 ‰;

железнодорожных - 1 ‰.

Предельные величины продольных и поперечных смещений верха опор железнодорожных мостов с разрезными балочными пролетными строениями с



учетом общего размыва русла не должны, как правило, превышать значения  $0,5\sqrt{l_0}$ , см, где  $l_0$  - длина меньшего примыкающего к опоре пролета, принимаемая не менее 25 м.

**1.48** Расчетный период собственных поперечных горизонтальных колебаний для балочных разрезных металлических и сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов должен быть (в секундах) не более  $0,01 l$  ( $l$  - пролет, м) и не превышать 1,5 сек.

В пролетных строениях пешеходных и городских мостов расчетные периоды собственных колебаний (в незагруженном состоянии) по двум низшим формам (в балочных разрезных системах - по одной низшей форме) не должны быть от 0,45 до 0,60 с - в вертикальной и от 0,9 до 1,2 с - в горизонтальной плоскостях. Для пролетных строений пешеходных мостов следует при этом учитывать возможность загрузки их толпой, создающей нагрузку 0,49 кПа (50 кгс/м<sup>2</sup>).

На стадии монтажа пролетных строений для консолей, образующихся при навесной сборке или при продольной надвижке, периоды собственных поперечных колебаний в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать 3,0 с, а период собственных крутильных колебаний при этом не должен быть больше 2,0 с. Отступления от указанных требований могут допускаться после проведения соответствующих расчетов или специальных аэродинамических исследований по оценке устойчивости и пространственной жесткости собираемых консолей. При этом необходимо соблюдать требования, содержащиеся в п. 2.24, по расчету конструкций на воздействие ветра.

Висячие и вантовые мосты, а также большепролетные гибкие балочные мосты, у которых отношение высоты пролетного строения к длине пролета меньше 1/40 следует проверять на аэродинамическую устойчивость и пространственную жесткость. Для конструкций с динамическими характеристиками, существенно отличающимися от аналогичных характеристик построенных мостов, кроме аналитических расчетов следует проводить соответствующие исследования на моделях.

**1.49** Строительный подъем труб при высоте насыпи больше 12 м следует назначать в соответствии с расчетом ожидаемых осадок от веса грунта насыпи.

При расчете осадок труб допускается использовать методику, применяемую при расчете осадок фундаментов.

Трубы под насыпями высотой 12 м и менее следует укладывать со строительным подъемом (по лотку), равным:  $1/80h$  - при фундаментах на песчаных, галечниковых и гравелистых грунтах основания;  $1/50h$  - при фундаментах на глинистых, суглинистых и супесчаных грунтах основания и  $1/40h$  - при грунтовых подушках из песчано-гравелистой или песчано-щебеночной смеси ( $h$  - высота насыпи).

Отметки лотка входного оголовка (или входного звена) трубы следует назначать так, чтобы они были выше отметок среднего звена трубы как до проявления осадок основания, так и после прекращения этих осадок.

Стабильность проектного положения секций фундаментов и звеньев водопропускных труб в направлении продольной оси сооружений должна быть обеспечена устойчивостью откосов насыпи и прочностью грунтов основания.

*Примечание. При устройстве труб на скальных грунтах и на свайных фундаментах строительный подъем назначать не следует.*

## **ВЕРХНЕЕ СТРОЕНИЕ ПУТИ НА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТАХ**

**\*1.50** Путь на железобетонных пролетных строениях следует укладывать на щебеночном балласте. Мостовое полотно на металлических пролетных строениях, как правило, должно устраиваться на безбалластных железобетонных плитах или на балласте. На строящихся мостах с металлическими пролетными строениями по согласованию с ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари» может предусматриваться устройство пути на деревянных поперечинах.

Рельсы на мостах следует укладывать тяжелого типа (не легче типа Р50 и не легче типа рельсов, укладываемых на подходах). На больших мостах, на мостах с разводными пролетами и на подходах к этим сооружениям на протяжении не менее 200 м в каждую сторону следует укладывать рельсы не легче типа Р65.

Бесстыковой путь допускается укладывать на мостах с мостовым полотном на балласте, на мостах с безбалластным мостовым полотном, как правило, при суммарной длине пролетных строений 66 м и менее. Устройство бесстыкового пути на мостах с безбалластным мостовым полотном при суммарной длине пролетных строений больше 66 м допускается в обоснованных случаях по согласованию с ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари».

**1.51** Конструкция мостового полотна должна обеспечивать:

возможность прохода колес подвижного состава в случае схода их с рельсов;

содержание и ремонт пути с использованием средств механизации.

**1.52** Балластное корыто устоев и пролетных строений с ездой на балласте должно обеспечивать размещение балластной призмы типового поперечного профиля, принятого для мостов.

**1.53** Мостовое полотно (включая охранные приспособления, уравнильные приборы или сезонные уравнильные рельсы) следует проектировать, руководствуясь "Указаниями по устройству и конструкции мостового полотна на железнодорожных мостах", утвержденными ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари».

**1.54** Безбалластное мостовое полотно на железобетонных плитах должно иметь ширину не менее 3,20 м.

**1.55** Мостовые брусья (деревянные поперечины) должны соответствовать требованиям ГОСТ 8486-86, иметь сечение 20x24 см и длину 3,25 м.

**\*1.56** Мосты полной длиной более 25 м, а также все мосты высотой более 3 м, мосты, расположенные в пределах станций, и все путепроводы должны

иметь двухсторонние служебные проходы с перилами (высотой не менее 1,10 м), располагаемые вне габаритов приближений строений. В районах со среднесуточной минимальной температурой наружного воздуха минус 40°С (с обеспеченностью 0,92 по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*)) двухсторонние боковые тротуары должны иметь все мосты полной длиной более 10 м.

На двухпутных и многопутных мостах следует предусматривать тротуары (без перил) также и в междупутье.

Настил тротуаров, как правило, следует проектировать из железобетонных плит.

**\*1.57** Для пути на подходах следует предусматривать меры, препятствующие угону пути с подходов на мост.

Путь на подходах к мостам, путепроводам и эстакадам в пределах городской территории и в застроенных промышленных зонах следует проектировать бесстыковым с шумопоглощающей конструкцией скреплений и шумопоглощающими экранами.

**1.58** На железнодорожных путях общей сети и железных дорогах промышленных предприятий, проходящих под путепроводами и пешеходными мостами с опорами стоечного типа, при расстоянии от оси железнодорожного пути до грани опоры менее 3,0 м необходимо укладывать контруголки, выходящие в каждую сторону за боковые грани путепровода или пешеходного моста не менее чем на 10 м.

В пути на мостах и путепроводах дорог промышленных предприятий при кривых радиусом 500 м и менее следует предусматривать специальные устройства, препятствующие изменению ширины колеи.

## **МОСТОВОЕ ПОЛОТНО АВТОДОРОЖНЫХ И ГОРОДСКИХ МОСТОВ**

**\*1.59** Конструкция и параметры мостового полотна должны отвечать требованиям, установленным для данной дороги или улицы ШНК 2.05.02-07, ШНК 2.07.01-03, КМК 2.05.11-95 и обеспечивать комфортность и безопасность движения пешеходов и транспортных средств со скоростями, соответствующими категории дороги или улицы, на которых расположено мостовое сооружение.

Конструкция мостового полотна должна обеспечивать возможность механизированного устройства одежды, удобные условия текущего содержания (механизированную очистку ездового полотна и тротуаров от грязи, снега и пр.).

**\*1.60** При наличии на сооружении трамвайного движения предпочтительно располагать трамвайные пути на необособленном полотне.

Опоры контактной сети и освещения следует располагать, как правило, в створе перил (при ширине тротуаров 2,25 м и менее) или междупутье трамвайных путей при расположении их на обособленном полотне.

Головки рельсов трамвайных путей на необособленном полотне должны со стороны автопроездов располагаться на уровне верха покрытия проезжей части.

На городских и пешеходных мостах, как правило, должно предусматриваться устройство стационарного электрического освещения. На других мостах необходимость и вид такого освещения устанавливаются в соответствии с требованиями, содержащимися в ШНК 2.05.02-07 и СНиП 2.05.07-91 по освещенности автомобильных дорог разного назначения.

**\*1.61** В зависимости от материала плиты проезжей части конструкцию дорожной одежды принимают состоящей из нескольких слоев, каждый из которых имеет свое функциональное назначение.

Все слои дорожной одежды должны иметь сцепление между собой и с плитой проезжей части, а верхний слой покрытия - также обладать необходимой шероховатостью.

Дорожная одежда на пролетных строениях с железобетонной плитой проезжей части может быть выполнена:

многослойной, включающей, как правило, выравнивающий слой (при необходимости), гидроизоляцию, защитный слой, асфальтобетонное покрытие.

По согласованию с заказчиком покрытие может быть уложено непосредственно на гидроизоляцию, материал которой обладает необходимой теплостойкостью;

двух- или однослойной, включающей асфальтобетонное покрытие и выравнивающий слой из бетона особо низкой водопроницаемости (по КМК 2.03.11-97 с маркой по водопроницаемости W8), или только выравнивающий бетонный слой, выполняющий гидроизолирующие функции и функцию покрытия.

Покрытие на проезжей части следует предусматривать в виде двух слоев асфальтобетона общей толщиной не менее 70 мм из мелкозернистой смеси в соответствии с категорией дороги - типа Б, В и Г не ниже II марки по ГОСТ 9128-97 или из армированного цементобетона принимают толщиной не менее 80 мм.

Покрытие выполняют из мелкозернистого бетона с водоцементным отношением не выше 0,42, класса по прочности на сжатие не ниже В30 по ГОСТ 26633-91, маркой по водонепроницаемости не ниже W6 по ГОСТ 12730.5-84\* и маркой по морозостойкости F300 по ГОСТ 10060-95.

Защитный слой гидроизоляции выполняют толщиной не менее 40 мм из мелкозернистого бетона с водоцементным отношением не выше 0,42, прочностью на сжатие не ниже В30 по ГОСТ 26633-81 с морозостойкостью F200-F300 по ГОСТ 10060-95 при испытаниях в хлористых средах, с маркой по водонепроницаемости не ниже W6 по ГОСТ 12730.5-84\*. Защитный слой армируют плоскими сварными сетками по ГОСТ 23279-85, укладка которых непосредственно на гидроизоляцию не допускается.

Выравнивающий слой в многослойной конструкции одежды следует выполнять из цементопесчаного раствора толщиной не менее 30 мм.

Однослойную или двухслойную одежду ездового полотна с выравнивающим слоем из бетона особо низкой проницаемости, выполняющего гидроизолирующие функции, допускается устраивать на пролетных строениях, не имеющих в железобетонной плите проезжей части предварительно

напряженной арматуры, при условии, что действующие в верхних фибрах выравнивающего слоя растягивающие напряжения не превосходят расчетных сопротивлений бетона растяжению при изгибе, определяемых в соответствии с ГОСТ 10180-90.

Величину защитного слоя следует принимать не менее 40 мм.

На пролетных строениях мостовых сооружений дорог III-V, I-с, II-с категорий по согласованию с заказчиком допускается в качестве временной одежды ездового полотна применять сборные железобетонные плиты, укладываемые на выравнивающий слой толщиной 30-50 мм из пескоцементной смеси. При этом плиту проезжей части и боковые поверхности несущих конструкций, на которые может попасть вода, следует гидроизолировать.

Гидроизоляцию на железобетонной плите проезжей части и защитно-сцепляющий слой на ортотропной плите проектируют, исходя из требований обеспечения их эксплуатационной надежности при воздействии обращающихся нагрузок в интервале температур наружного воздуха от абсолютной максимальной температуры до температуры наиболее холодных суток.

Для гидроизоляции и защитно-сцепляющего слоя применяют мастичные, рулонные битумно-полимерные, полимерные гидроизолирующие материалы, обладающие работоспособностью в интервале указанных температур в районе строительства, необходимой прочностью, адгезией к основанию, теплостойкостью.

Гидроизоляционные материалы должны быть водостойкими, водонепроницаемыми, обладать устойчивостью к действию кислых, щелочных, солевых растворов, микроорганизмов.

**\*1.62** В конструкциях одежды ездового полотна на металлической плите проезжей части следует предусматривать меры по обеспечению надежного сцепления покрытия с поверхностью металла и защите металлической поверхности от коррозии.

При этом конструкция одежды ездового полотна на металлической плите проезжей части стальных пролетных строений должна включать:

на стальных пролетных строениях со сварным настильным листом ортотропной плиты – гидроизоляцию, защитный слой, асфальтобетонное покрытие;

на стальных пролетных строениях с соединениями настильного листа ортотропной плиты на высокопрочных болтах – выравнивающий слой из литого асфальтобетона, защитный. слой, асфальтобетонное покрытие.

**\*1.63** Полосы безопасности (предохранительные) и разделительные следует выделять покрытием из материалов разной фактуры или разметкой - сплошной маркировочной линией из износоустойчивых материалов.

**\*1.64** На мостовых сооружениях, как правило, следует предусматривать на каждой стороне тротуары или служебные проходы, ограждаемые с наружных сторон перилами высотой 1,10 м.

На мостах с отдельными пролетными строениями тротуары и служебные проходы могут предусматриваться только с внешней стороны (по отношению к оси дороги) каждого пролетного строения.

Тротуары, исходя из интенсивности пешеходного движения и ситуационных условий, могут быть расположены как с одной, так и с обеих сторон мостового сооружения. При одностороннем расположении тротуара, при необходимости, должен быть предусмотрен безопасный переход пешеходов с одной стороны сооружения на другую посредством устройства пешеходного тоннеля под насыпью или тротуарного перехода, располагаемого под мостовым сооружением на консоли насыпи.

На городских эстакадах, путепроводах и мостах грузовых дорог, изолированных от пешеходного движения, а также на мостовых сооружениях автомобильных дорог при интенсивности пешеходного движения 200 чел/сут и менее допускается предусматривать только служебные проходы.

Вне населенных пунктов при присутствии пешеходного движения на мостовых сооружениях длиной до 50 м служебные проходы допускается не устраивать.

Ширина служебных проходов принимается равной 0,75 м.

Ширину тротуаров следует назначать по расчету в зависимости от величины расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час «пик». Расчетную пропускную способность пешеходной полосы шириной 0,75 м следует принимать равной 1500 чел/час. Ширину многополосных тротуаров, как правило, следует назначать кратной 0,75 м. Ширину однополосных тротуаров следует назначать не менее 1,0 м.

На мостах, расположенных в городах, поселках и сельских населенных пунктах, ширину тротуаров следует принимать не менее 1,50 м.

Устройство тротуаров с шириной не кратной 0,75 м, обусловленное конструктивными соображениями, допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании и по согласованию с заказчиком.

Покрытие тротуаров и служебных проходов следует предусматривать, как правило, из цементобетона (на городских мостах – из песчаного асфальтобетона) с толщиной слоя не менее 40 мм. При гладкой поверхности тротуарных блоков на мостах, расположенных вне городов, поселков и сельских населенных пунктов, покрытие блоков допускается не предусматривать.

**\*1.65** Со стороны проезда транспортных средств тротуары и обособленное трамвайное полотно на скоростных дорогах и магистральных улицах и дорогах должны быть отделены от проезжей части ограждающими устройствами: металлическими барьерами или железобетонными парапетами высотой 0,75 м на мостовых сооружениях автомобильных дорог I - III категории и в городах;

то же высотой 0,6 м на мостовых сооружениях автомобильных дорог IV, V, I-с, II-с категорий, в поселках и сельских населенных пунктах;

колесоотбойным брусом высотой 0,25 м на деревянных мостах;

Высота ограждающих устройств определяется уровнем удерживающей способности ограждения, категорией дороги, количеством полос движения, наличием и шириной тротуаров и служебных проходов согласно установленным правилам применения дорожных знаков разметки, светофоров, дорожных ограждений и направляющих устройств.

За высоту ограждения следует принимать расстояние от поверхности покрытия до верхней грани ограждения.

Высота ограждений на мостовых сооружениях дорог промышленных предприятий должна назначаться не менее  $1/2$  диаметра колеса расчетного автомобиля, но не менее 0,75 м.

При отсутствии на мостовом сооружении тротуаров и служебных проходов ограждения должны быть установлены не ближе 0,5 м от края плиты пролетного строения и могут быть при этом совмещены с перильными ограждениями, устройство которых должно предусматриваться во всех случаях.

На разделительной полосе следует предусматривать ограждения в случае, если:

ограждения имеются на разделительной полосе подходов;

на разделительной полосе расположены элементы конструкций моста, опоры контактной сети, освещения и т.п.;

конструкция разделительной полосы не рассчитана на выезд транспортных средств на полосу;

Ограждения на подходах к мостовым сооружениям следует устраивать на длине не менее 18 м от начала и конца сооружения, причем на первых 6 м они должны быть в одном створе с ограждениями на мостовом сооружении. Отгон в плане ограждений, устанавливаемых на мостовом сооружении, к ограждениям на обочинах дороги, должен быть с тангенсом не более 1:20.

**\*1.66** Конструкции деформационных швов должны не нарушать плавности движения транспортных средств и исключать попадание воды и грязи на опорные площадки и нижерасположенные части моста.

При применении водопроницаемых швов следует предусматривать: возможность осмотра и ремонта конструкций швов сверху; отвод воды, проникающей через шов, с помощью лотков, имеющих уклон не менее 50 ‰; удобный осмотр и очистку лотков от грязи.

Цементобетонные покрытия над деформационным швом следует прерывать во всех случаях. Асфальтобетонные покрытия допускается устраивать непрерывными на дорогах I-III, I-с, I-в, I-к, II-к категорий при перемещениях в шве не более 5 мм, на дорогах более низких категорий - до 10 мм.

Конструкции деформационных швов следует надежно анкеровать или закреплять в несущих элементах пролетных строений. Анкеровка конструкций деформационных швов в одежде ездового полотна не допускается.

Перекрывающие элементы, скользящие листы или плиты следует прижимать к окаймлению с помощью пружин или другими способами, исключая неплотное прилегание перекрывающих скользящих элементов.

## **СОПРЯЖЕНИЕ МОСТОВ С ПОДХОДАМИ**

**\*1.67** Земляное полотно на протяжении 10 м от задней грани устоев у больших железнодорожных мостов должно быть уширено на 0,5 м с каждой

стороны, у автодорожных и городских мостов - иметь ширину не менее расстояния между перилами плюс 0,5 м с каждой стороны.

Переход от увеличенной ширины к нормальной следует делать плавным и осуществлять на длине 15-25 м.

**\*1.68** В местах примыкания насыпи к устоям железнодорожных мостов следует предусматривать меры для удержания балластной призмы от осыпания.

**\*1.69** В сопряжении автодорожных и городских мостов с насыпью следует, как правило, предусматривать укладку железобетонных переходных плит.

Длину плит следует принимать в зависимости от ожидаемых осадок грунта под лежнем плиты и назначать, как правило, не более 8 м.

Переходные плиты укладывают на полную ширину сооружения. В пределах ширины тротуаров укладывают плиты укороченной длины.

На мостах с устоями, опирающимися непосредственно на насыпь (диванного типа), длину переходных плит следует назначать, учитывая необходимость соблюдения принятого профиля и плавности проезда при возможной разности осадок опорных площадок плиты, и принимать не менее 2 м.

Гравийно-песчаная подушка под лежнем плиты должна всей своей площадью опираться на дренирующий грунт или на грунт насыпи ниже глубины промерзания.

При слабых глинистых грунтах в основании насыпи лежни переходных плит следует укладывать с учетом возможной их осадки в размере 0,5-0,7 % высоты насыпи.

Поверхности переходных плит и лежня должны иметь гидроизоляцию, преимущественно обмазочного типа.

**\*1.70** При сопряжении конструкций мостов с насыпями подходов необходимо выполнять условия:

а) после осадки насыпи и конуса примыкающая к насыпи часть устоя или свободной консоли (в автодорожных мостах) должна входить в конус на величину (считая от вершины конуса насыпи на уровне бровки полотна до грани сопрягаемой с насыпью конструкции) не менее 0,75 м при высоте насыпи до 6 м и не менее 1 м при высоте насыпи больше 6 м;

б) откосы конусов должны проходить ниже подферменной площадки (в плоскости шкафной стенки) или верха боковых стенок, ограждающих шкафную часть, не менее чем на 0,50 м - для железнодорожных и на 0,40 м для автодорожных и городских мостов. Низ конуса у необсыпных устоев не должен выходить за переднюю грань устоя. В обсыпных устоях мостов линия пересечения поверхности конуса с передней гранью устоя должна быть расположена выше уровня воды расчетного паводка (без подпора и наката волн) и не менее чем на 0,50 м;

в) откосы конусов необсыпных устоев мостов должны иметь уклоны на высоту первых 6 м, считая сверху вниз от бровки насыпей, не круче 1:1,25 м и на высоту следующих 6 м - не круче 1:1,50. Крутизну откосов конусов насыпи высотой больше 12 м следует определять расчетом устойчивости конуса (с



проверкой основания) и назначать ее не менее 1:1,75 в пределах всего конуса или до более пологой его части;

г) откосы конусов обсыпных устоев, устоев рамных и свайно-эстакадных мостов, а также всех мостов в пределах подтопления при уровне воды расчетного паводка должны иметь уклоны не круче 1:1,5, при высоте насыпи больше 12 м должны определяться расчетом по устойчивости (с проверкой основания).

Устойчивость концевых участков насыпей и конусов с захватом основания следует проверять по кругло цилиндрическим или иным (обусловленным геологическим строением склона) поверхностям скольжения.

При расположении опор потенциально оползневых склонах должны быть приняты конструктивно-технологические мероприятия, исключаящие активизацию оползневого процесса.

Для сейсмических районов уклоны откосов конусов следует назначать согласно КМК 2.01.03-96 в соответствии с требованиями разд.4 СНиП II-7-81.

**\*1.71** Крайний ряд стоек или свай устоев деревянных мостов должен входить в насыпь не менее чем на 0,50 м, считая от оси стойки до бровки конуса, при этом концы прогонов должны быть защищены от соприкосновения с грунтом.

**\*1.72** Отсыпку конусов у мостов, а также насыпей за устоями мостов на длину поверху - не менее высоты насыпи за устоем плюс 2,0 м и понизу (в уровне естественной поверхности грунта) - не менее 2,0 м следует предусматривать из песчаного или другого дренирующего грунта с коэффициентом фильтрации (после уплотнения) не менее 2 м/сут.

В особых условиях при соответствующих технико-экономических обоснованиях допускается применение песков с коэффициентом фильтрации менее 2 м/сут, при обеспечении с помощью конструктивных и технологических мероприятий (в том числе с применением укрепляющих и армирующих геосинтетических материалов и сеток или георешеток) надлежащей надежности и долговечности устоев, конусов и насыпей за устоями.

**\*1.73** Откосы конусов у мостов и путепроводов должны быть укреплены на всю высоту. Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах подтопления на подходах к мостам и у труб, а также откосов регуляционных сооружений следует назначать в зависимости от их крутизны, условий ледохода, воздействия волн и течения воды при скоростях, отвечающих максимальным расходам во время паводков: наибольших - для мостов на железных дорогах общей сети и расчетных - для остальных мостов.

Отметки верха укреплений должны быть выше уровней воды, отвечающих указанным выше паводкам, с учетом подпора и наката волны на насыпь:

у больших и средних мостов - не менее 0,50 м;

у малых мостов и труб - не менее 0,25 м;

## ОТВОД ВОДЫ

**1.74** Ездовое полотно и другие поверхности конструкций (в том числе и под тротуарными блоками), на которые может попадать вода, следует проектировать с поперечным уклоном не менее 20 ‰, в балластных корытах железнодорожных мостов - не менее 30 ‰.

Продольный уклон поверхности ездового полотна на автодорожных и городских мостах, как правило, следует принимать не менее 5 ‰. При продольном уклоне больше 10 ‰ допускается уменьшение поперечного уклона при условии, что геометрическая сумма уклонов будет не менее 20 ‰.

На железнодорожных мостах при асбестовом балласте следует предусматривать отвод поверхностных вод.

**\*1.75** Воду с ездового полотна следует отводить через водоотводные трубки, либо через поперечные или продольные лотки. При наличии в конструкции одежды ездового полотна гидроизоляции (кроме гидроизоляции из бетона особо низкой проницаемости и плитных пролетных строениях) установка водоотводных трубок обязательна. Неорганизованный сброс воды через тротуары (по всей длине пролетного строения) не допускается.

Верх водоотводных трубок и дно лотков следует устраивать ниже поверхности, с которой отводится вода, не менее чем на 1 см.

Вода из водоотводных устройств не должна попадать на нижележащие конструкции, а также на железнодорожные пути, проезжую часть автомобильных дороги водотоки.

Для предотвращения периодического увлажнения нижних поверхностей железобетонных и бетонных конструкций (консольных плит крайних балок, тротуарных блоков, оголовков опор и др.) следует устраивать защитные выступы и слезники.

Для сбора и отвода воды, проникшей через дорожную одежду на уровень гидроизоляции, в конструкциях дорожной одежды при необходимости следует устраивать дренажную систему. При наличии дренажной системы и достаточных уклонах водоотводные трубки можно не устанавливать.

Дренажные каналы располагают в толще защитного слоя или нижнего слоя покрытия. Материал дренажного канала должен быть пористым и обладать прочностью, соответствующей давлению колеса автомобиля. Дренажные трубки следует совмещать со створом водоотводных трубок и размещать между ними с шагом, соответствующим шагу водоотводных трубок. Дренажная система включает в себя дренажные каналы шириной 150-200 мм поперечного, продольного и диагонального направлений и дренажные трубки, верх которых находится в уровне верха гидроизоляции. Продольные дренажные каналы располагают в пониженных местах плиты проезжей части, в местах перелома поперечного профиля у цоколей под перилами и ограждениями, в поперечном направлении – у приливов перед деформационными швами. Каналы диагонального направления устраивают на широких пролетных строениях и на пролетных строениях с расположением на вираже.

В местах сброса воды с пролетного строения на конус насыпи, на конусе вдоль моста должны устраиваться водоотводные лотки. Для отвода воды из-за устоев следует предусматривать устройство надежно действующей дренажной системы.

**\*1.76** Водоотводные трубки должны иметь внутренний диаметр не менее 150 мм, и их следует устраивать в балластных корытах железнодорожных мостов из расчета не менее 5 см<sup>2</sup> сечения трубки на 1 м<sup>2</sup> площади стока.

Расстояние между водоотводными трубками на ездовом полотне автодорожных и городских мостов должны составлять вдоль пролета не более 6 м при продольном уклоне до 5 ‰ и 12 м - при уклонах от 5 до 10 ‰. На более крутых уклонах расстояние между трубками может быть увеличено. Число трубок на одном пролете длиной более 9,0 м не должно быть менее трех.

Водоотводные трубки следует устанавливать во время бетонирования конструкций. Гидроизоляция должна быть заведена в воронку трубки и заземлена водоприемным стаканом. Конструкция трубок должна позволять быструю и простую их разборку и прочистку.

**\*1.77** Внутри замкнутых сечений (под элементами одежды ездового полотна и в других местах, где возможно скопление случайно попавшей воды, а также воды, скапливающейся вследствие конденсации атмосферной влаги) следует предусматривать устройство в пониженных местах водоотводных трубок (или отверстий) диаметром не менее 60 мм.

Удаление воды из полостей под тротуарными блоками следует, как правило, предусматривать без применения водоотводных трубок.

**\*1.78** В случае притока поверхностной воды со стороны подходов для сохранения естественных свойств грунтов в основании устоев необходимо предусматривать устройства для отвода ее за пределы земляного полотна.

## ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ОБУСТРОЙСТВА

**\*1.79** Все части пролетных строений, видимые поверхности опор и труб должны быть доступны для осмотра и ухода, для чего следует устраивать проходы, люки, лестницы, перильные ограждения (высотой не менее 1,10 м), специальные смотровые приспособления, а также закладные части для подвески временных подмостей. В мостах с балочными пролетными строениями и подвижными опорными частями следует предусматривать условия для выполнения работ по регулированию положения, ремонту или замене опорных частей.

**\*1.80** У каждого конца мостового сооружения или трубы при высоте насыпи больше 2,0 м для железнодорожных и больше 4,0 м для автодорожных сооружений следует, как правило, устраивать по откосам постоянные лестничные сходы шириной 0,75 м.

**\*1.81** В необходимых случаях (например, при строительстве мостов и труб в опытном порядке, при применении для мостов внешне статически неопределимых систем, чувствительных к осадкам, при создании в стальных конструкциях предварительно напряженного состояния и др.) в проектной

документации следует предусматривать установку специальных марок или других приспособлений, необходимых для осуществления контроля за общими деформациями, а также за напряженным состоянием отдельных его элементов.

**\*1.82** На железнодорожных мостах и в путепроводах тоннельного типа при их длине больше 50 м следует предусматривать площадки-убежища в уровне железнодорожного проезда через 50 м с каждой стороны проезда, располагаемые в шахматном порядке. При длине моста или путепровода до 100 м площадки-убежища допускается устраивать по одной с каждой стороны проезда.

На линиях, где предусмотрена скорость движения поездов больше 120 км/ч, а также на мостах в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 ниже минус 40°C расстояние между площадками-убежищами должно быть не более 25 м.

**\*1.83** При строительстве и реконструкции мостовых сооружений и труб должны быть предусмотрены мероприятия, направленные на обеспечение требуемого уровня пожарной безопасности сооружения в соответствии со ШНК 2.01.02-04, ГОСТ 30244-94, ГОСТ 30247.0-94 и ГОСТ 30247.1-94.

Функциональное использование подмостового пространства (в пределах горизонтальной проекции моста и коридора для проезда противопожарной техники) должно быть определено в проекте сооружения и согласовано с заказчиком, местными органами управления и эксплуатирующей организацией.

Здания, сооружения и помещения, встраиваемые в подмостовое пространство, а также служебные помещения для размещения механизмов разводных мостов следует проектировать и оборудовать в соответствии с действующими нормативными документами.

Противопожарное оборудование на железнодорожных мостах должно соответствовать «Указаниям по устройству и конструкции мостового полотна», утвержденным ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари», на автодорожных - перечню, согласованным с ГАК «Ўзавтойул».

**\*1.84** Все металлические конструкции мостовых сооружений должны быть заземлены, если они расположены на расстояниях менее 5 м от контактной сети на постоянном токе и менее 10 м от контактной сети на переменном токе.

Также должны быть заземлены железобетонные и бетонные конструкции, поддерживающие контактную сеть.

**\*1.85** При проектировании путепроводов и пешеходных мостов через пути электрифицированных железных дорог над контактной сетью следует предусматривать устройство ограждающих и предохранительных вертикальных щитов (сеток) высотой 2,0 м. Допускается применение с каждой стороны моста горизонтальных щитов (сеток) длиной не менее 1,5 м.

**\*1.86** Железнодорожные мосты и путепроводы на путях перевозки ковшей с жидким чугуном и горячим шлаком должны иметь вместо перил специальные предохранительные ограждения, высота которых должна быть на 20 см выше верха ковшей. При этом через 50 м с каждой стороны следует предусматривать площадки-убежища, располагаемые в шахматном порядке.

Конструкции путепроводов, под которыми предполагается проход слитко-, чугуно- или шлаковозных составов, должны иметь специальные экраны, ограничивающие нагрев ограждаемых конструкций до температуры не выше 100 °С.

**\*1.87** На всех мостах не допускается прокладка нефтепроводов, нефтепродуктопроводов и, как правило, линий высоковольтных электропередач (напряжением больше 1000В). Кроме того, на железнодорожных мостах не допускается прокладка газопроводов и канализационных трубопроводов, а также водопроводных линий.

При специальном технико-экономическом обосновании на автодорожных, городских и пешеходных мостах допускается прокладка в стальных трубах тепловых сетей, водопроводных линий, напорной канализации и газопроводов с рабочим давлением не более 0,6 МПа (6 кгс/см<sup>2</sup>).

Во всех случаях должны быть предусмотрены меры по обеспечению сохранности моста, а также непрерывности и безопасности движения по нему в случаях прорывов и повреждений трубопроводов и кабелей. Для этого на больших и средних мостах линии электропередачи и другие коммуникации, как правило, а на железнодорожных мостах обязательно должны иметь устройства для выключения этих линий и коммуникаций с обеих сторон моста.

*Примечание. В обоснованных случаях на городских и автодорожных мостах, расположенных в населенных пунктах, по согласованию с эксплуатирующей мост организацией или заказчиком допускается прокладка кабельных линий высоковольтных электропередач при условии обеспечения безопасности работ по текущему содержанию моста.*

*Прокладка кабельных маслonaполненных линий и высоковольтных воздушных электропередач по мостам не разрешается.*

**\*1.88** Мосты должны иметь приспособления для пропуска линий связи, предусмотренных на данной дороге, и других коммуникаций, разрешенных для данного сооружения, а на железных дорогах (в том числе и на линиях, где электрическая тяга поездов первоначально не предусмотрена) и в городах при трамвайном движении - также устройства для подвески контактной сети.

Для прокладки труб и кабелей следует, как правило, предусматривать специальные конструктивные элементы (выносные консоли, поперечные диафрагмы, наружные подвески и т.п.), не препятствующие выполнению работ по текущему содержанию и ремонту моста.

Прокладка коммуникаций под тротуарными плитами и на разделительной полосе допускается при условии защиты от повреждений во время эксплуатации как коммуникаций, так и конструкций моста. В случае прокладки коммуникаций в замкнутых полостях блоков под тротуарными плитами необходимо устройство в них гидроизоляции и отверстий для водоотвода.

**\*1.89** Железнодорожные и автодорожные мосты с разводными пролетами, а также мосты с совмещенной проезжей частью (для одновременного движения рельсовых и безрельсовых транспортных средств) должны быть ограждены с обеих сторон сигналами прикрытие, находящимися на расстоянии

не менее 50 м от въездов на них. Для городских мостов расстояния от въездов до сигналов прикрытия устанавливаются по согласованию с УГАИ МВД РУз.

Открывание сигналов прикрытия должно быть возможным только при неразведенном положении разводного пролета, а также при незанятом состоянии совмещенного проезда.

Железнодорожные мосты с разводными пролетами, а также однопутные мосты на двухпутных участках дороги должны быть защищены предохранительными (улавливающими) тупиками или устройствами путевого ограждения.

Для больших железнодорожных мостов следует предусматривать устройство заградительной и оповестительной сигнализации, а также контрольно-габаритных устройств в соответствии с правилами технической эксплуатации железных дорог (ПТЭ), принятой ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари».

Судоходные пролеты на мостах через водные пути должны быть оборудованы освещаемой судовой сигнализацией.

**\*1.90** У охраняемых мостов следует предусматривать помещения для охраны моста и соответствующие устройства.

Около больших железнодорожных мостов, а также автодорожных и городских мостов длиной больше 200 м следует предусматривать помещение площадью 16-25 м<sup>2</sup> для их обслуживания и, кроме того, в обоснованных случаях - помещения для компрессорных.

На больших железнодорожных мостах для механизации работ по текущему содержанию и ремонту следует предусматривать, по согласованию с ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари», устройство линий подачи сжатого воздуха и воды, а также линий продольного электроснабжения с токоразборными точками.

## **ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ**

**\*1.91** При проектировании мостовых сооружений и труб следует предусматривать меры по охране окружающей среды (ООС) по (направлениям):

- охране атмосферного воздуха;
- охране поверхностных и подземных вод;
- охране и рациональному использованию земель;
- охране растительного и животного мира;
- охране памятников архитектуры, природы и историко-археологических объектов;

**\*1.92** При определении места строительства (реконструкции) мостов и труб и выборе их конструктивных решений необходимо предусматривать:

- защиту водотоков от размыва и заиливания, заболачивания, нарушения растительного покрова;

наименьшее нарушение гидрогеологического режима протекания русловых и грунтовых вод и минимальное воздействие на флору и фауну;

русловых процессов (влияние подпора на окружающую территорию; изменение условий протекания воды под мостом, изменение направления потока воды и его влияния на деформацию береговой линии);

**\*1.93** Назначение числа и размеров водопропускных сооружений на пересечении водотока следует определять с учетом последующего влияния сооружений на окружающую природную среду (п. 1.92).

**\*1.94** При проектировании труб и мостов необходимо предусматривать мероприятия и устройства, препятствующие накоплению наносов.

**\*1.95** При проектировании мостов и труб на водотоках при наличии ледохода, карчехода и селевых потоков следует руководствоваться п. 1.16 и 1.23 для предотвращения опасных экологических последствий на прилегающую территорию.

**\*1.96** Мосты и трубы должны рассчитываться на воздействие водного потока с учетом наличия в зоне их влияния инженерных сооружений и зданий (п. 1.25), наличия карьерных хозяйств, перспективного прогноза понижения дна водотока.

Проектирование карьеров и их размещение выше и ниже осей мостов на расстоянии не менее 2,5 км запрещается.

**\*1.97** Во избежание экологических последствий от принятых параметров моста следует в полной мере учитывать природные факторы конкретного объекта с учетом п. п. 1.25 - 1.34.

**\*1.98** При проектировании мостов и путепроводов необходимо предусматривать конкретные мероприятия по отводу воды с проезжей части с учетом требований п. п. 1.74 – 1.90. Неорганизованный сброс воды через тротуары (по всей длине пролетного строения) не допускается. Вода из водоотводных устройств не должна попадать на железнодорожные пути, проезжую часть автомобильных дорог и водотоки, расположенные под мостом и путепроводом.

Для обеспечения отвода воды с проезжей части за пределы мостового перехода необходимо, как правило, обеспечивать продольный уклон (см. п. 1.74). В зоне конусов мостов и путепроводов должен обеспечиваться организованный отвод воды в специальные приемные устройства, испарители, очистные сооружения или канализационную сеть.

Регуляционные сооружения должны обеспечивать минимально допустимые (обоснованные) нарушения режима водотоков.

**\*1.99** Проектирование новых мостовых сооружений и реконструкция существующих подлежат предварительной оценке воздействия на окружающую среду. При этом проектная документация вышеуказанных сооружений подлежат Государственной экологической экспертизе в соответствии с действующим законодательством и нормативными требованиями.

**\*1.100** Размещение строительных площадок и выполнение работ по строительству мостовых переходов, путепроводов, эстакад, а также труб следует выполнять с учетом сохранения ценных природных земель в соответствии с ГОСТ 17.5.1.03-86.

**\*2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ****СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК**

**\*2.1** Конструкции мостов и труб следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания, принимаемые в соответствии с таблицей 2.1

Таблица 2.1

| Номер нагрузки (воздействия)             | Нагрузки и воздействия   | Номер нагрузки (воздействия), не учитываемой в сочетании с данной нагрузкой (воздействием) |
|--|--|--|
| <b>А. Постоянные</b>                     |  |  |
| 1  | Собственный вес конструкции  | -  |
| 2  | Воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий) | -  |
| 3  | Давление грунта от веса насыпи   | -  |
| 4  | Гидростатическое давление  | -  |
| 5  | Воздействие усадки и ползучести бетона                                     | -  |
| 6  | Воздействие осадки грунта  | -  |
| <b>Б. Временные</b>                      |  |  |
| <i>От подвижного состава и пешеходов</i> |  |  |
| 7  | Вертикальные нагрузки  | 16, 17   |
| 8  | Давление грунта от подвижного состава                                      | 16, 17   |
| 9  | Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы                    | 10, 16, 17   |
| 10                                       | Горизонтальные поперечные удары подвижного состава                         | 9, 11, 12, 16-18   |
| 11                                       | Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги             | 10, 13, 14, 16, 17   |
| <i>Прочие</i>                            |  |  |
| 12                                       | Ветровая нагрузка  | 10, 14, 18   |
| 13                                       | Ледовая нагрузка   | 11, 14, 16, 18   |
| 14                                       | Нагрузка от навала судов   | 11-13, 15-18   |
| 15                                       | Температурные климатические воздействия                                    | 14, 18   |
| 16                                       | Воздействие морозного пучения грунта                                       | 7-11, 13, 14, 18   |
| 17                                       | Строительные нагрузки  | 7-11, 14, 18   |
| 18                                       | Сейсмические нагрузки  | 10, 12-17  |

*Примечания:*

1. В необходимых случаях в расчетах следует учитывать трение и сопротивление сдвигу в опорных частях, относящиеся к прочим воздействиям.

2. Расчеты на выносливость производят на сочетания, в которые кроме постоянных нагрузок и воздействий входят временные нагрузки № 7-9, при этом вертикальную нагрузку



от пешеходов на тротуарах с вертикальной нагрузкой от подвижного состава совместно учитывать не следует.

3. Расчеты по предельным состояниям II группы следует производить только на сочетания нагрузок и воздействий № 1-9, 15 и 17. При этом в расчетах железобетонных конструкций по трещиностойкости также надлежит учитывать нагрузку № 11, а при расчете горизонтальных перемещений верха опор - нагрузки № 10, 12 и 13.

**2.2** Коэффициенты сочетаний  $\eta$ , учитывающие уменьшение вероятности одновременного появления расчетных нагрузок, следует во всех расчетах принимать равными:

а) к постоянным нагрузкам № 1 - 6, к нагрузке № 17 и весу порожнего подвижного состава железных дорог - 1,0;

б) при учете действия только одной из временных нагрузок или группы сопутствующих одна другой нагрузок № 7 - 9 без других нагрузок - 1,0;

в) при учете действия двух или более временных нагрузок (условно считая группу нагрузок № 7 - 9 за одну нагрузку) - к одной из временных нагрузок - 0,8, к остальным - 0,7.

*Примечания:* 1. К нагрузке № 12 во всех случаях сочетания с нагрузкой № 7 в зависимости от вида подвижного состава, образующего нагрузку, коэффициент  $\eta$  следует принимать равным:

а) при загрузении железнодорожным подвижным составом и поездами метрополитена:

не защищенными от воздействия бокового ветра - 0,5;

защищенными галереями от воздействия бокового ветра - 1,0;

б) при загрузении автотранспортными средствами и вагонами трамвая - 0,25.

Для автодорожных и городских мостов в случае действия нескольких временных нагрузок и отсутствия среди них нагрузки № 7 к нагрузке № 12 следует принимать  $\eta = 0,5$ .

2. Во всех сочетаниях нагрузок коэффициенты  $\eta$  необходимо принимать: к нагрузкам № 7-9 - одинаковыми, к нагрузке № 11 - не более чем к нагрузке № 7.

3. При учете нагрузки № 18 совместно с нагрузкой № 7 и ей сопутствующими нагрузками коэффициенты  $\eta$  следует принимать к нагрузке № 18 - 0,8, к остальным временным нагрузкам для мостов:

железнодорожных (только с одного пути) - 0,7;

автодорожных и городских - 0,3.

4. Значения коэффициентов  $\eta$  для различных комбинаций временных нагрузок и воздействий приведены в приложении Р.

**\*2.3** Величины нагрузок и воздействий для расчета конструкций по всем группам предельных состояний принимают согласно таблице 2.2 с коэффициентами надежности по нагрузке  $\gamma_f$  (по п.п. 2.10, 2.23 и 2.32 для соответствующих нормативных нагрузок и воздействий) и динамическими коэффициентами  $1+\mu$  или  $1+2/3\mu$  (по п. 2.22).

Таблица 2.2

| Группа предельного состояния | Вид расчета   | Вводимый коэффициент   |   |
|------------------------------|---|--|---|
|                              |   | ко всем нагрузкам и воздействиям, кроме подвижной вертикальной | к подвижной вертикальной нагрузке <sup>1)</sup> |
| I                            | а) Все расчеты, кроме перечисленных в подпунктах "б" - "г"                    | $\gamma_f$   | $\gamma_f$ ;<br>$1+\mu$                         |
|                              | б) На выносливость  | $\gamma_f = 1$   | $\gamma_f = 1$ ;<br>$1+2/3\mu$                  |
|                              | в) По устойчивости положения  | $\gamma_f$   | $\gamma_f$ <sup>3)</sup>                        |
|                              | г) На сочетания, включающие сейсмическую нагрузку                             | $\gamma_f$ <sup>2)</sup>                                       | $\gamma_f$                                      |
| II                           | Все расчеты, включая расчеты по образованию и раскрытию трещин в железобетоне | $\gamma_f = 1$   | $\gamma_f = 1$                                  |

<sup>1)</sup> Во всех не оговоренных случаях (кроме нагрузки от кранов по п. 2.30) динамический коэффициент  $1+\mu$  следует принимать равным единице.

<sup>2)</sup> Сейсмические нагрузки следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке, равным единице.

<sup>3)</sup> К порожнему составу железных дорог и метрополитена  $\gamma_f = 1$ .

## ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

**\*2.4** Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса (конструкций) следует определять по проектным объемам элементов и частей конструкции, включая постоянные смотровые приспособления, опоры и провода линий электрификации и связи, трубопроводы и т.д.

Для балочных пролетных строений нагрузку от собственного веса допускается принимать равномерно распределенной по длине пролета, если величина ее на отдельных участках отклоняется от средней величины не более чем на 10 %.

Нормативную нагрузку от веса мостового полотна одного железнодорожного пути следует принимать равной:

при деревянных поперечинах и отсутствии тротуаров - 6,9 кН/м (0,70 тс/м) пути;

то же, при двух тротуарах с металлическими консолями и железобетонными плитами настила - 12,7 кН/м (1,30 тс/м) пути;

при железобетонных безбалластных плитах без тротуаров - 16,7 кН/м (1,70 тс/м) пути;

то же, с двумя тротуарами - 22,6 кН/м (2,30 тс/м) пути.

Вес сварных швов, а также выступающих частей высокопрочных болтов с гайками и двумя шайбами допускается принимать в процентах к общему весу металла по таблице 2.3.

Таблица 2.3

| Металлическая конструкция | Сварные швы, % | Выступающие части высокопрочных болтов, гайки и две шайбы, % |
|---------------------------|----------------|--|
| Болтосварная              | 1,0            | 4,0  |
| Сварная                   | 2,0            | -  |

**\*2.5** Нормативное воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий) в конструкции следует устанавливать по предусмотренному (контролируемому) усилию с учетом нормативных величин потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы.

В железобетонных и сталежелезобетонных конструкциях кроме потерь, связанных с технологией выполнения работ по напряжению и регулированию усилий, следует учитывать также потери, вызываемые усадкой и ползучестью бетона.

**\*2.6** Нормативное давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и звенья труб следует определять по формулам, кПа (тс/м<sup>2</sup>):

а) вертикальное давление:

для опор мостов

$$P_v = \gamma_n h ; \quad (2.1)$$

для звеньев труб

$$P_v = C_v \gamma_n h ; \quad (2.2)$$

б) горизонтальное (боковое) давление

$$P_n = \gamma_n h_x \tau_n ; \quad (2.3)$$

где,  $h$ ,  $h_x$  - высота засыпки, м, определяемая для устоев мостов согласно приложению Г, для звеньев труб - согласно приложению Н;

$\gamma_n$  - нормативный удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>);

$C_v$  - коэффициент вертикального давления, определяемый для звеньев труб согласно приложению Н;

$\tau_n$  - коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки береговых опор мостов или звеньев труб, определяемый по формуле

$$\tau_n = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right); \quad (2.4)$$

здесь  $\varphi_n$  - нормативный угол внутреннего трения грунта, град.

Значения  $\gamma_n$  и  $\varphi_n$  следует, как правило, принимать на основании лабораторных исследований образцов грунтов, предназначенных для засыпки сооружения.

При типовом проектировании для определения нормативного давления грунта допускается принимать удельный вес грунта засыпки  $\gamma_n = 17,7$  кН/м<sup>3</sup> (1,80 тс/м<sup>3</sup>), нормативные углы внутреннего трения  $\varphi_n$  - равными:

для устоев при засыпке песчаным (дренирующим) грунтом - 35°;

для звеньев труб, находящихся в насыпи - 30°;

для оголовков труб - 25<sup>0</sup>.

Методика определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры мостов от собственного веса грунта приведена в приложении G.

**\*2.7** Нормативное гидростатическое давление (взвешивающее действие воды) следует определять в соответствии с указаниями разд. 7.

**\*2.8** Нормативное воздействие усадки и ползучести бетона следует принимать в виде относительных деформаций и учитывать при определении перемещений и усилий в конструкциях. Ползучесть бетона определяется только от действия постоянных нагрузок.

Величины нормативных деформаций усадки и ползучести для рассматриваемой стадии работы следует определять по значениям предельных относительных деформаций усадки бетона  $\varepsilon_n$  и удельных деформаций ползучести бетона  $s_n$  в соответствии с указаниями разд. 3 и 5.

**\*2.9** Нормативное воздействие от осадки грунта в основании опор мостов должно учитываться при применении пролетных строений внешне статически неопределимой системы и приниматься по результатам расчета осадок фундаментов.

**\*2.10** Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для постоянных нагрузок и воздействий, указанных в п.п. 2.4 - 2.9, следует принимать по таблице 2.4. При этом на всех загружаемых нагрузкой участках значения  $\gamma_f$  для каждой из нагрузок следует принимать одинаковыми во всех случаях, за исключением расчетов по устойчивости положения, в которых  $\gamma_f$  для разных загружаемых участков принимается в соответствии с п.п. 1.40 и 1.41.

Таблица 2.4

| Нагрузки и воздействия   | Коэффициенты надежности по нагрузке $\gamma_f$ |
|--|--|
| Все нагрузки и воздействия, кроме указанных ниже в данной таблице  | 1,1 (0,9)                                      |
| Вес мостового полотна с ездой на балласте под железную дорогу, а также пути метрополитена и трамвая      | 1,3 (0,9)                                      |
| Вес балластного мостового полотна под трамвайные пути на бетонных и железобетонных плитах                | 1,2 (0,9)                                      |
| Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоев автодорожных и городских мостов                      | 1,3 (0,9)                                      |
| Вес покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов, покрытия проезжей части пешеходных мостов | 1,5 (0,9)                                      |
| То же, городских мостов  | 2,0 (0,9)                                      |
| Вес деревянных конструкций в мостах  | 1,2 (0,9)                                      |
| Горизонтальное давление грунта от веса насыпи:   |  |
| на опоры мостов  | 1,4 (0,7)                                      |
| на звенья труб   | 1,3 (0,8)                                      |
| Воздействие усадки и ползучести бетона   | 1,1 (0,9)                                      |
| Воздействие осадки грунтов   | 1,5 (0,5)                                      |

1. Значения  $\gamma_f$  для мостов на внутрихозяйственных автомобильных дорогах следует принимать такими же, как для мостов на автомобильных дорогах общего назначения.

2. Значения  $\gamma_f$  в скобках следует принимать в случаях, когда при этом сочетании нагрузок создается более невыгодное воздействие на элементы конструкции.

## **ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА И ПЕШЕХОДОВ**

**\*2.11** Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава железных дорог (СК) следует принимать (с учетом перспективы развития транспортных средств железных дорог) в виде объемлющих максимальных эквивалентных нагрузок  $v$ , кН/м (тс/м) пути, полученных от отдельных групп сосредоточенных грузов весом до 24,5К кН (2,50К тс) и равномерно- распределенной нагрузки интенсивностью 9,81К кН/м (1К тс/м) пути.

Показатель  $K$  обозначает класс устанавливаемой нагрузки, который принимается равным:

для капитальных сооружений - 14;

для деревянных мостов - 10.

Таблица интенсивности нормативной нагрузки  $v$  и правила загрузки указанной нагрузкой линий влияния приведены в приложении I. При этом приняты обозначения:  $\lambda$  - длина загрузки линии влияния, м;  $\alpha = a/\lambda$  - относительное положение вершины линии влияния;  $a$  - проекция наименьшего расстояния от вершины до конца линии влияния, м.

Вес нагрузки, приходящийся на 1 м пути, следует принимать равным значениям  $v$  при  $\alpha = a/\lambda = 0,5$ , но не более 19,62К кН/м (2К тс/м) пути.

Временную вертикальную нагрузку от порожнего подвижного состава следует принимать равной 13,7 кН/м (1,40 тс/м) пути.

Нормативную нагрузку для расчета мостов и труб на путях железных дорог промышленных предприятий, где предусмотрено обращение особо тяжелого железнодорожного подвижного состава, следует принимать с учетом его веса.

В случаях, указанных ниже, нагрузку СК необходимо вводить в расчеты с коэффициентами  $\varepsilon \leq 1$ , которые учитывают наличие в поездах только перспективных локомотивов и вагонов, а также отсутствие тяжелых транспортеров.

Нагрузку  $\varepsilon$  СК необходимо принимать в расчетах:

на выносливость;

железобетонных конструкций по раскрытию трещин, по сейсмическим нагрузкам, а также при определении прогибов пролетных строений и перемещений опор - на всех загружаемых путях; при загрузках второго и третьего путей - во всех других случаях.

Величину коэффициента  $\varepsilon$  следует определять по таблице 2.5

Таблица 2.5

| Длина загрузки $\lambda$ , м | Коэффициент $\varepsilon$ |
|------------------------------|---------------------------|
| 5 и менее                    | 1,00                      |
| от 10 до 25                  | 0,85                      |
| 50 и более                   | 1,00                      |

*Примечания:*

1. Если кроме коэффициента  $\varepsilon$  в расчетах учитывают динамический коэффициент ( $1+\mu$  или  $1+2/3\mu$ ), то их произведение не должно приниматься менее единицы.

2. Для промежуточных значений  $\lambda$  коэффициент  $\varepsilon$  следует определять по интерполяции.

**\*2.12** Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах (общего пользования, внутрихозяйственных и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях), на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов следует принимать (с учетом перспективы):

а) от автотранспортных средств - в виде полос АК (рис. 2.1, а), каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой  $P$ , равной 9,81К кН (1К тс), и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью  $\nu$  (на обе колеи) - 0,98К кН/м (0,10К тс/м), где  $C$  - длина, м, соприкасания колеса с покрытием проезжей части.

Нагрузкой АК загружаются также трамвайные пути при их расположении на необособленном полотне.

Класс нагрузки  $K$  надлежит принимать равным 14 для всех мостов, кроме деревянных на дорогах V категории и внутрихозяйственных дорогах II-с и III-с категорий, для которых он может приниматься равным 8.

Для реконструируемых сооружений класс нагрузки принимается заданием на проектирование, но не менее 11. Этот же класс может приниматься для всех мостов на дорогах при соответствующих временных нагрузках на них согласно ШНК 2.05.02-07.

б) от тяжелых одиночных колесных и гусеничных нагрузок (рис. 2.1, в);

для мостов и труб, проектируемых под нагрузку А14 - в виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-100 общим весом 981 кН (100 тс);

для мостов проектируемых под нагрузку А11 - в виде колесной нагрузки (одной четырёхосной машины) НК- 80 общий весом 785 кН (80 тс);

для мостов проектируемых под нагрузку А8 - в виде гусеничной нагрузки (одной машины) НГ- 60 общий весом 588 кН (60 тс);

Элементы проезжей части мостов проектируемых под нагрузку А8, следует проверить на давление одиночной оси, равное 108 кН (11 тс), (рис. 2.1,

б) под нагрузку А11 - на давление равное 137 кН (14 тс);

в) от подвижного состава метрополитена с каждого пути - в виде поезда расчетной длины, состоящего из четырехосных вагонов (рис. 2.1, г) общим весом каждого загруженного вагона 588 кН (60 тс). При загрузке линий влияния, имеющих два или более участков одного знака, разделяющие их

участки другого знака следует загружать порожними вагонами весом каждый 294 кН (30 тс);

г) от трамваев (при расположении трамвайных путей на самостоятельном огражденном или обособленном полотне) с каждого пути - в виде поездов из четырехосных вагонов (рис.2.1, д) общим весом каждого загруженного вагона 294 кН (30 тс) и порожнего - 147 кН (15 тс); число вагонов в поезде и расстояние между поездами должны соответствовать самому неблагоприятному загрузению при следующих ограничениях: число вагонов в одном поезде - не более четырех; расстояния между крайними осями рядом расположенных поездов - не менее 8,5 м;

Загрузки моста указанными нагрузками должны создавать в рассчитываемых элементах наибольшие усилия, в установленных нормах местях конструкции - максимальные перемещения (деформации). При этом для нагрузки АК во всех случаях должны быть выполнены условия;

при наличии линий влияния, имеющих три или более участков разных знаков, тележкой загружается участок, дающий для рассматриваемого знака наибольшее значение усилия (перемещения), равномерно распределенной нагрузкой (с необходимыми ее перерывами по длине) загружаются все участки, вызывающие усилие (перемещение) этого знака;

число полос нагрузки, размещаемой на мосту, не должно превышать установленного числа полос движения;

расстояния между осями смежных полос нагрузки должны быть не менее 3,0 м;

при многополосном движении в каждом направлении и отсутствии разделительной полосы на мосту ось крайней левой (внутренней) полосы нагрузки каждого направления не должна быть расположена ближе 1,5 м от осевой линии или линии, разделяющей направления движения;

При расчетах конструкций мостов по прочности и устойчивости следует рассматривать два случая воздействия нагрузки АК:

*первый* - предусматривающий невыгодное размещение на проезжей части (в которую не входят полосы безопасности) числа полос нагрузки, не превышающего числа полос движения;

*второй* - предусматривающий при незагруженных тротуарах невыгодное размещение на всей ширине ездового полотна (в которое входят полосы безопасности) двух полос нагрузки (на однополосных мостах - одной полосы нагрузки).

При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены не ближе 1,5 м от кромки проезжей части - в первом и от ограждения ездового полотна - во втором случаях;

При расчетах конструкций на выносливость и по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только первый случай воздействия нагрузки АК;

При определении в рассматриваемом сечении совместного воздействия нескольких силовых факторов допускается для каждого фактора нагрузку АК устанавливать в самое неблагоприятное положение.

Мосты под пути метрополитена (несовмещенные) при расчетах по предельным состояниям первой группы должны быть проверены на загрузку одним из путей поездом, не создающим динамического воздействия, но имеющим длину, превышающую (до двух раз) длину расчетного поезда. При этом на двухпутных мостах второй путь должен быть загружен поездом расчетной длины.

Тяжелые одиночные нагрузки НК-100, НК-80 и НГ-60 следует располагать вдоль направления движения на любом участке проезжей части моста (в которую не входят полосы безопасности); эквивалентные нагрузки для них приведены в приложении J.

*Примечания:* 1. Если на мосту предусмотрена разделительная полоса шириной 3 м и более без ограждений, то при загрузке моста временными вертикальными нагрузками следует учитывать возможность использования в перспективе разделительной полосы для движения.

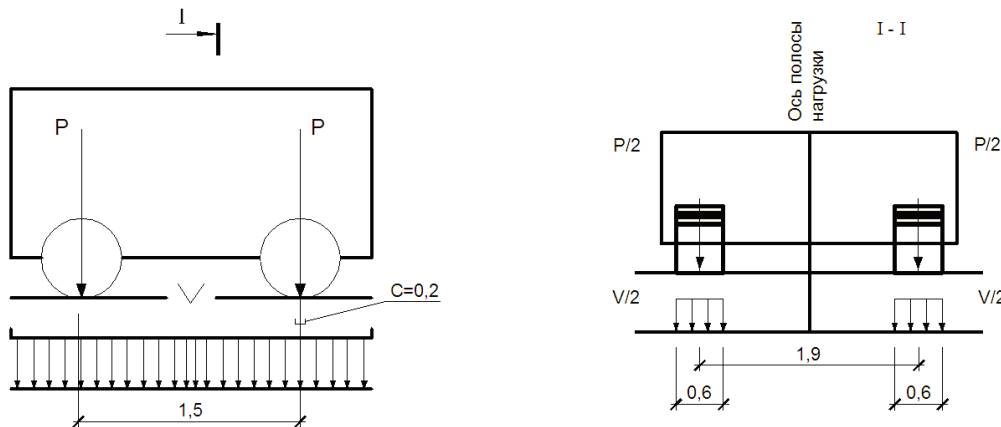
2. Нагрузки НК-100, НК-80 и НГ-60 не учитывают совместно с временной нагрузкой на тротуарах, с сейсмическими нагрузками, а также при расчетах конструкций на выносливость. При расчетах по второму предельному состоянию нагрузка НК-100 принимается с коэффициентом 0,8.

3. При загрузке трамвайных путей временной нагрузкой от автотранспортных средств (п. 2.12 а) оси полос нагрузки АК следует совмещать с осями трамвайных путей.

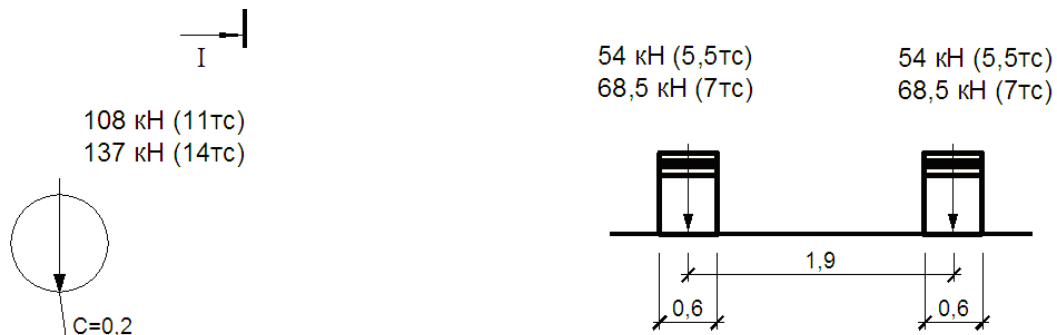
4. Распределение давления в пределах толщины одежды проезжей части следует принимать под углом  $45^{\circ}$ .

5. На дорогах V категории большие и средние мосты разрешается проектировать на нагрузки А8 и НГ-60 при надлежащем обосновании, согласовании и разрешения ГАК «Узавтоюл» и Госкомархитектстроя Республики Узбекистан.

а)

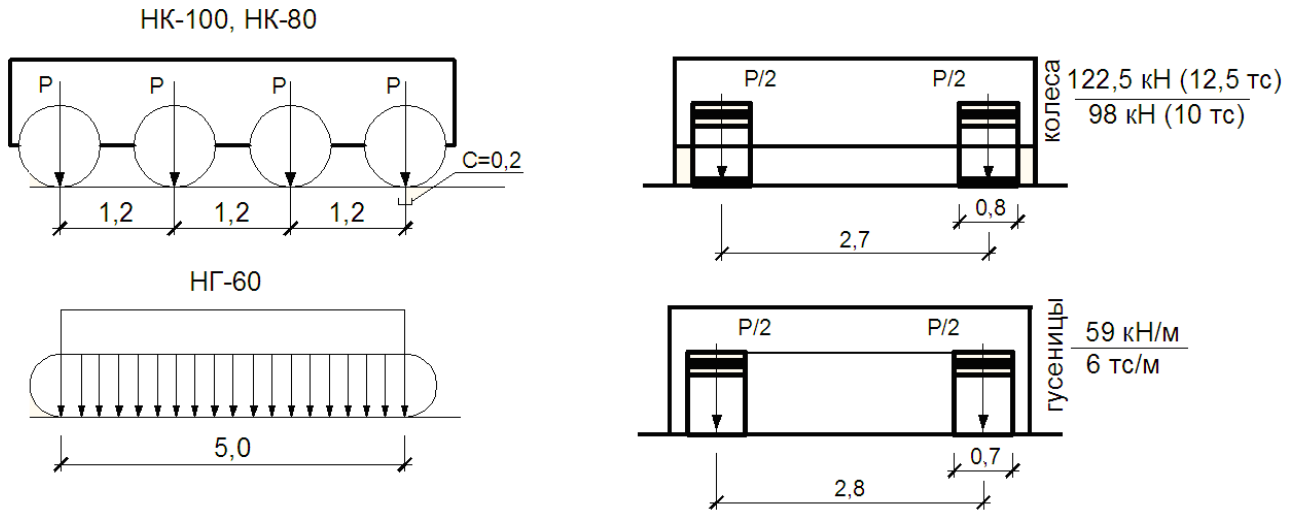


б)

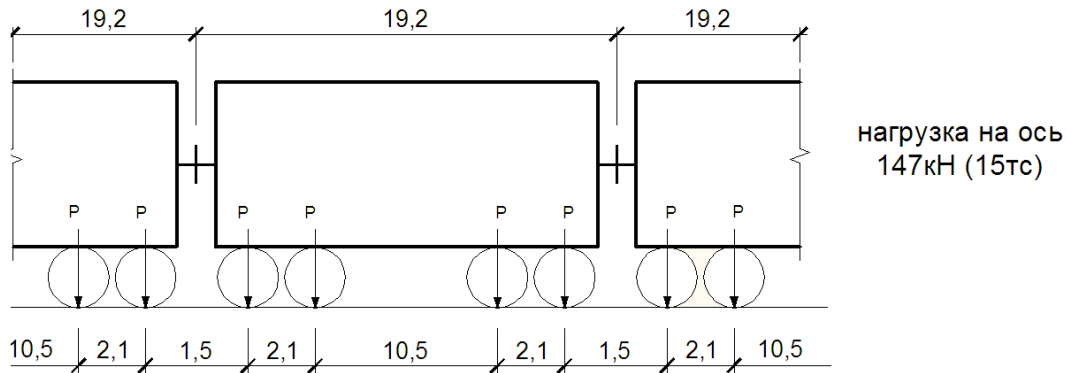




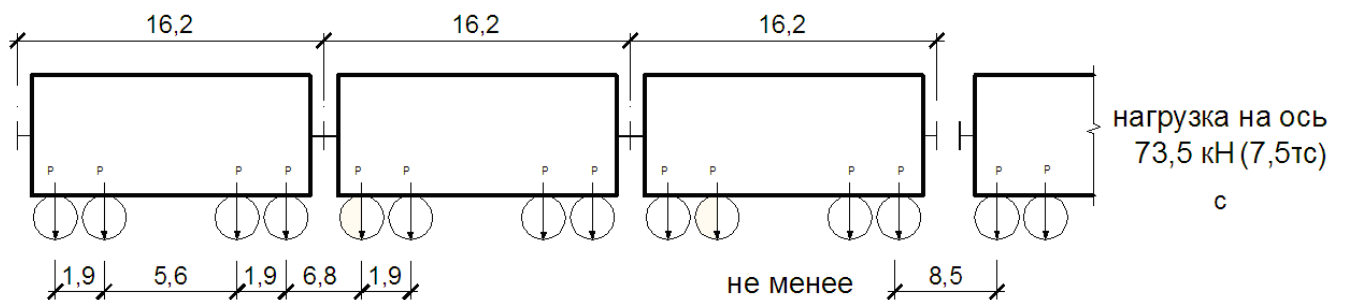
в)



г)



д)



**Рис.2.1 Схемы нагрузок от подвижного состава для расчета автодорожных и городских мостов**

а - автомобильная нагрузка АК в виде полосы равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $v$  и одиночной тележки с давлением на ось  $P$ ; б - одиночная ось для проверки проезжей части мостов, проектируемых под нагрузку А11 и А8; в - тяжелые одиночные нагрузки НК-100, НК-80 и НГ-60; г - поезда метрополитена; д - поезда трамвая.

**\*2.13** Нормативную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах промышленных предприятий, где предусмотрено обращение автомобилей особо большой грузоподъемности и на которые не распространяются ограничения весовых и габаритных параметров

автотранспортных средств общего назначения, следует принимать в виде колонн двухосных автомобилей АБ с параметрами, приведенными в таблице 2.6

Таблица 2.6

| Параметр   | Нагрузки      |            |                |
|--|---------------|------------|----------------|
|  | АБ-51         | АБ-74      | АБ-151         |
| Нагрузка на ось груженого автомобиля, кН (тс):                       |               |            |                |
| Заднюю   | 333<br>(34,0) | 490 (50,0) | 990<br>(101,0) |
| переднюю   | 167<br>(17,0) | 235 (24,0) | 490<br>(50,0)  |
| Расстояние между осями (база) автомобиля, м                          | 3,5           | 4,2        | 4,5            |
| Габарит по ширине (по колесам задней оси), м                         | 3,5           | 3,8        | 5,4            |
| Ширина колеи, м, колес:  |               |            |                |
| Задних   | 2,4           | 2,5        | 3,75           |
| Передних   | 2,8           | 2,8        | 4,1            |
| Размер площадки контакта задних колес с покрытием проезжей части, м: |               |            |                |
| по длине   | 0,4           | 0,45       | 0,80           |
| по ширине  | 1,1           | 1,30       | 1,65           |
| Диаметр колеса, м  | 1,5           | 1,8        | 2,5            |

При проектировании следует рассматривать случаи:

а) по мосту движутся колонны автомобилей, создающие динамическое воздействие, предусмотренное настоящими нормами;

б) на мосту имеет место вынужденная остановка расчетных автомобилей (динамическое воздействие не возникает);

В случае "а" расстояние между задней и передней осями соседних автомобилей в каждой колонне не должно быть менее:

20 м - для нагрузок АБ-51 и АБ-74;

26 м - для нагрузки АБ-151.

По ширине моста колонны, число которых не должно превышать числа полос движения, следует устанавливать в самое невыгодное положение с соблюдением расстояний, указанных в таблице 2.7. В случае "б" мост загружается одной колонной, имеющей не более трех автомобилей. Расстояние между задними и передними осями соседних автомобилей должно быть не менее 8 м - для нагрузок АБ-51 и АБ-74 и не менее 10 м - для нагрузки АБ-151. На остальных полосах устанавливается не более одного автомобиля. По ширине моста колонна и одиночный автомобиль устанавливаются в наиболее невыгодное положение с соблюдением расстояний, указанных в таблице 2.7

Таблица 2.7

| Расстояние по ширине моста           | Наименьший размер, м, для нагрузок |       |        |
|--------------------------------------|------------------------------------|-------|--------|
|                                      | АБ-51                              | АБ-74 | АБ-151 |
| От ограждения до края заднего колеса |                                    |       |        |

|   |          |     |     |
|---|----------|-----|-----|
| автомобиля:                                     |          |     |     |
| Движущегося                                     | 1,0      | 1,2 | 1,6 |
| Стоящего  | Вплотную |     |     |
| Между краями задних колес соседних автомобилей: |          |     |     |
| Движущихся                                      | 1,9      | 2,0 | 2,5 |
| Стоящих   | 0,5      | 0,7 | 1,0 |

Эквивалентные нагрузки для треугольных линий влияния от одиночных автомобилей нагрузки АБ, а также от стоящих и движущихся колонн этих автомобилей (при установленных минимальных расстояниях между автомобилями) приведены в приложении К.

*Примечание. Мосты и трубы, расположенные на дорогах промышленных предприятий, где обращаются автомобили с расчетной шириной больше 2,5 м, а давление задней тележки менее 196 кН (20 тс), следует проектировать на нагрузки А14 и НК-100.*

**2.14** Во всех расчетах для элементов или отдельных конструкций мостов, воспринимающих временную нагрузку с нескольких путей или полос движения, нагрузку от подвижного состава с одного пути или полосы движения (где нагрузка приводит к самым неблагоприятным результатам) следует принимать с коэффициентом  $s_1 = 1,0$ .

С остальных путей (полос) нагрузки принимают с коэффициентами  $s_1$ , равными для:

а) нагрузки  $\varepsilon$  СК (одновременно загружается не более трех путей):

1,0 - при длине загрузки 15 м и менее;

0,7 - при длине загрузки 25 м и более;

для промежуточных значений длин - по интерполяции;

б) нагрузки АК: 0,6 - для тележек и для равномерно распределенной нагрузки;

в) нагрузки АБ - 0,7;

г) поездов метрополитена и трамвая - 1,0.

**2.15** При одновременном загрузении полос автомобильного движения (совместно с тротуарами) и рельсовых путей (железных дорог, метрополитена или трамвая) временную вертикальную нагрузку, которая оказывает меньшее воздействие (как вертикальное, так и горизонтальное), следует вводить в расчет с дополнительным коэффициентом  $s_2$ , определяемым по формулам:

при одновременном загрузении железнодорожных путей и полос автомобильного движения

$$s_2 = 1 - 0,010 \lambda, \text{ но не менее } 0,75; \quad (2.5)$$

то же, путей метрополитена или трамвая и полос автомобильного движения

$$s_2 = 1 - 0,002 \lambda, \text{ но не менее } 0,75; \quad (2.6)$$

где  $\lambda$  - длина загрузки пролетного строения нагрузкой, оказывающей меньшее воздействие, м.

**2.16** Нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на устои мостов (и промежуточные опоры, если они расположены внутри конусов) от подвижного состава, находящегося на призме обрушения, следует принимать с учетом распространения нагрузки в грунте ниже подошвы рельса или верха дорожного покрытия под углом к вертикали  $arctg 1/2$  и определять согласно приложению L.

*Примечание.* Совместно с сейсмическим воздействием горизонтальное (боковое) давление грунта на устои от подвижного состава, находящегося на призме обрушения, не учитывается.

**\*2.17** Нормативное давление грунта от подвижного состава на звенья (секции) труб, кПа (тс/м<sup>2</sup>), на соответствующую проекцию внешнего контура трубы следует определять с учетом распределения давления нагрузки в грунте по формулам:

а) вертикальное давление:

от подвижного состава железных дорог

$$p_v = \frac{v}{2,7 + h} ; \quad (2.7)$$

от транспортных средств автомобильных и городских дорог (кроме нагрузки АК, на которую расчет не производится), а также дорог промышленных предприятий с обращением автомобилей АБ

$$p_v = \frac{\psi}{a_0 + h} ; \quad (2.8)$$

б) горизонтальное давление

$$p_h = p_v \tau_n ; \quad (2.9)$$

где  $v$  - интенсивность временной вертикальной нагрузки от подвижного состава железных дорог, принимаемая по таблице I.1 приложения I для длины загрузки  $\lambda = d + h$  и положения вершины линии влияния  $\alpha = 0,5$ , но не более 19,6К кН/м (2К тс/м);

$d$  - диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

$h$  - расстояние от подошвы рельса или верха дорожного покрытия до верха звена при определении вертикального давления или до рассматриваемого горизонта при определении горизонтального (бокового) давления, м;

$\tau_n$  - коэффициент, определяемый по формуле (2.4);

$\psi$  - линейная нагрузка, кН/м (тс/м), определяемая по таблице 2.8;

$a_0$  - длина участка распределения, м, определяемая по таблице 2.8.

Таблица 2.8

| Параметр | Для нагрузок                         |           |             |           |             |           |           |         |
|----------|--------------------------------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|-----------|---------|
|          | НК-100                               | НК-80     | АБ-51       |           | АБ-74       |           | АБ-151    |         |
|          | При высоте засыпки <sup>1)</sup> , м |           |             |           |             |           |           |         |
|          | 1 и более                            | 1 и более | 1,3 и более | менее 1,3 | 1,9 и более | менее 1,9 | 3 и более | менее 3 |

|            |          |          |          |          |          |          |          |          |
|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $\psi$     | 233 (24) | 186 (19) | 186 (19) | 42 (4,3) | 186 (19) | 66 (6,7) | 186 (19) | 93 (9,5) |
| $\alpha_0$ | 3        | 3        | 3        | -0,3     | 3        | -0,15    | 3        | 0        |

<sup>1)</sup>В случаях, когда высота засыпки  $h$  менее 1 м при нагрузке НК-100 и НК-80 или менее 1,5 м при нагрузке НГ-60, величину давления на рассматриваемую часть трубы следует определять с учетом распределения давления в грунте под углом к вертикали  $\arctg 1/2$ .

**\*2.18** Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от центробежной силы для мостов, расположенных на кривых, следует принимать с каждого пути или полосы движения в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $v_h$ , или сосредоточенной одиночной силы  $F_h$ . Значения  $v_h$  и  $F_h$  необходимо принимать:

а) от подвижного состава на мостах железных дорог общей сети, проектируемых:

под нагрузку С14 -  $v_h = \frac{180}{r} v$ , но не более  $0,15 v$  ;

под нагрузку С10 -  $v_h = \frac{60}{r} v$ , но не более  $0,15 v$ ,

где  $r$  - радиус кривой, м;

$v$  - вес нагрузки от подвижного состава, кН/м (тс/м) пути, принимаемый в соответствии с п. 2.11.

б) от подвижного состава на мостах железных дорог промышленных предприятий - по формуле:

$$v_h = 0,008 \frac{v_t}{r} v; \quad (2.10)$$

где  $v_t$  - наибольшая скорость, установленная для движения поездов на кривых данного радиуса, км/ч;

в) от поездов метрополитена и трамвая - по формуле

$$v_h = u \frac{v_t^2}{r}; \quad (2.11)$$

где  $u$  - величина, равная:

для поездов метрополитена -  $0,241$  кН (ч/км<sup>2</sup>) [ $0,0246$  тс (ч/км<sup>2</sup>)];

для поездов трамвая -  $0,143$  кН (ч/км<sup>2</sup>) [ $0,0146$  тс (ч/км<sup>2</sup>)];

г) от автомобильной нагрузки АК для всех мостов при радиусах кривых: 250 м и менее - по формуле:

$$v_h = \frac{P}{\lambda} K; \quad (2.12)$$

больше 250 до 600 м - по формуле

$$v_h = \frac{M}{r\lambda} K; \quad (2.13)$$

но во всех случаях величина  $v_h$  должна быть не менее  $\frac{12,7}{r} K$  кН/м ( $\frac{1,3}{r} K$  тс/м) и не более  $0,49K$  кН/м ( $0,50 K$  тс/м);

где  $P$  - сила, равная 4,4 кН (0,45 тс);

$M$  - момент, равный 1079 кН м (110 тс м).

При радиусах более 600 м нагрузку от центробежной силы в расчетах не учитывают.

д) от нагрузки АБ для мостов на дорогах промышленных предприятий при радиусах кривых 400 м и менее (при расположении мостов на кривых большего радиуса нагрузку от центробежной силы в расчетах не учитывают) - по формуле:

$$F_h = \frac{20 G}{r}; \quad (2.14)$$

где  $G$  - вес одного автомобиля (сумма нагрузок на переднюю и заднюю оси), определяемый по таблице 2.6.

При многопутном (многополосном) движении нагрузки  $v_h$  и  $F_h$  учитывают с коэффициентами  $s_l$  в соответствии с п. 2.14, при этом нагрузки  $v_h$  со всех полос движения (кроме одной), загружаемых автомобильной нагрузкой АК, принимают с коэффициентом  $s_l = 0,6$ .

Высоту приложения нагрузок  $v_h$  и  $F_h$  (от головки рельса или верха покрытия проезжей части) следует принимать, м:

2,2 - для подвижного состава железных дорог;

2,0 - для вагонов метрополитена и трамвая;

1,5 - для транспортных средств нагрузки АК;

2,2; 2,5 и 3,1 - для нагрузок соответственно АБ-51, АБ-74 и АБ-151.

*Примечание. Центробежные силы от нагрузки НК-100, НК-80 и НГ-60 при расчете мостов учитывать не следует.*

**\*2.19** Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава независимо от числа путей или полос движения на мосту следует принимать:

а) от подвижного состава рельсовых дорог - в виде равномерно распределенной нагрузки, приложенной в уровне верха головки рельса и равной:

для поездов железных дорог - 0,59К кН/м (0,06К тс/м);

для поездов метрополитена - 1,96 кН/м (0,2 тс/м);

для поездов трамвая - 1,47 кН/м (0,15 тс/м),

где  $K$  - класс нагрузки СК.

б) от автомобильной нагрузки АК - в виде равномерно распределенной нагрузки, равной 0,39К кН/м (0,04К тс/м), или сосредоточенной силы, равной 5,9К кН (0,6К тс), приложенных в уровне верха покрытия проезжей части, где  $K$  - класс нагрузки АК;

в) от нагрузки АБ - в виде сосредоточенной силы, приложенной к пролетному строению в уровне верха проезжей части или к ограждению проезжей части и равной 0,2  $G$ , где  $G$  - вес одного автомобиля (сумма нагрузок на переднюю и заднюю оси), определяемый по таблице 2.6.

При расчете элементов ограждений проезжей части, а также их креплений горизонтальные нагрузки следует принимать:

а) в автодорожных и городских мостах:

для сплошных жестких железобетонных парапетных ограждений - в виде поперечной нагрузки  $11,8K$  кН ( $1,2K$  тс), распределенной по длине 1 м и приложенной к ограждению на уровне  $2/3$  высоты ограждения (от поверхности проезда);

для бордюров - в виде поперечной нагрузки  $5,9K$  кН ( $0,6K$  тс), распределенной по длине 0,5 м и приложенной в уровне верха бордюра;

для консольных стоек полужестких металлических барьерных ограждений (при расстоянии между стойками от 2,5 до 3,0 м) - в виде сосредоточенных сил, действующих одновременно в уровне направляющих планок и равных:

поперек проезда -  $4,41K$  кН ( $0,45K$  тс);

вдоль проезда -  $2,45K$  кН ( $0,25K$  тс),

где  $K$  - класс нагрузки АК.

Для металлических барьерных ограждений при непрерывных направляющих планках нагрузку, действующую вдоль моста, допускается распределять на четыре расположенные рядом стойки.

Элементы металлических ограждений барьерного типа, выполняемые в соответствии с ГОСТ 26804-86 (группы 11 МО и 11 МД), на воздействие горизонтальных нагрузок не рассчитываются.

Крепление узла анкеровки болтов стоек барьерного ограждения должно быть отдельно проверено на действие:

горизонтального усилия, отвечающего срезу четырех болтов крепления;

момента, возникающего от усилия, соответствующего разрыву двух рядом расположенных болтов относительно противоположного ребра.

Поперечные нагрузки от ударов машин НК-100, НК-80 и НГ-60 не учитывают.

б) в мостах на дорогах промышленных предприятий (под нагрузки АБ) - в виде равномерного давления (от указанной в подпункте "в" сосредоточенной силы  $0,2G$ ), приложенного к верхней части ограждения (парапета или бордюра) на площадках, имеющих размеры по высоте и длине соответственно, см, для нагрузок:

|        |       |
|--------|-------|
| АБ-51  | 20x45 |
| АБ-74  | 25x50 |
| АБ-151 | 30x60 |

*Примечание. Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава для мостов на железных дорогах промышленных предприятий в случаях, когда максимальная скорость движения ограничена до 40 км/ч допускается принимать равной  $0,3K$  кН/м ( $0,03K$  тс/м), а при скоростях движения 80 км/ч и больших - в размерах, предусмотренных для железных дорог общей сети (см. подпункт «а»).*

**\*2.20** Нормативную горизонтальную продольную нагрузку от торможения или сил тяги подвижного состава следует принимать равной:

а) при расчете элементов пролетных строений и опор мостов, в (%) к весу нормативной временной вертикальной подвижной нагрузки:

от железнодорожной нагрузки СК, поездов метрополитена и трамвая - 10;

от равномерно распределенной части нагрузки АК (вес тележек в нагрузках не учитывается) - 50, но не менее 7,8К кН (0,8К тс) и не более 24,5К кН (2,5К тс);

от нагрузок АБ-51 и АБ-74 (к весу одного автомобиля) - от 45 (при  $\lambda \leq 20$  м) до 60 (при  $\lambda \geq 60$  м);

от нагрузки АБ-151 (к весу одного автомобиля) - от 30 (при  $\lambda \leq 25$  м) до 40 (при  $\lambda \geq 60$  м);

для промежуточных значений  $\lambda$  величина нагрузки устанавливается по интерполяции;

б) при расчете деформационных швов автодорожных мостов на дорогах: I-III, I-в, I-к, II-к, II-в, III-в, III-к, IV-в, IV-к категорий и городских мостов - 6,86К кН (0,7К тс);

IV и V категорий, а также внутрихозяйственных - 4,9К кН (0,5К тс);

промышленных предприятий под нагрузку АБ - 50% к весу расчетного автомобиля.

При расчетах в случае "а" высоту приложения горизонтальных продольных нагрузок следует принимать в соответствии с п. 2.18.

Горизонтальную продольную нагрузку при расчете деформационных швов следует прикладывать в уровне проезда и принимать в виде двух равных сил, удаленных одна от другой на 1,9 м - для нагрузки АК и на ширину колеи задних колес - для нагрузки АБ по таблице 2.6.

Продольную нагрузку следует принимать.

при двух железнодорожных путях - с одного пути, а при трех путях и более - с двух путей;

при любом числе полос автомобильного движения на мосту - со всех полос одного направления, а если в перспективе предусматривается перевод движения на одностороннее - со всех полос движения.

Во всех случаях необходимо учитывать коэффициент  $s_1$  согласно требованиям п. 2.14.

От транспортных средств, находящихся на призме обрушения грунта у устоев, продольная нагрузка не учитывается.

В мостах с балочными пролетными строениями продольную нагрузку допускается прикладывать в уровне:

проезжей части - при расчете устоев;

центров опорных частей - при расчете промежуточных опор, при этом разрешается не учитывать влияние моментов от переноса нагрузки.

Продольное усилие от торможения или силы тяги, передаваемое на неподвижные опорные части, следует принимать в размере 100% полного продольного усилия, действующего на пролетное строение. При этом не



следует учитывать продольное усилие от установленных на той же опоре подвижных опорных частей соседнего пролета, кроме случая расположения в разрезных пролетных строениях неподвижных опорных частей со стороны меньшего из примыкающих к опоре пролета. Усилие на опору в указанном случае надлежит принимать равным сумме продольных усилий, передаваемых через опорные части обоих пролетов, но не более усилия, передаваемого со стороны большего пролета при неподвижном его опирании.

Усилие, передающееся на опору с неподвижных опорных частей неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строений, в обоснованных расчетом случаях, допускается принимать равным полной продольной нагрузке с пролетного строения за вычетом сил трения в подвижных опорных частях при минимальных коэффициентах трения, но не менее величины, приходящейся на опору при распределении полного продольного усилия между всеми промежуточными опорами пропорционально их жесткости.

Для железнодорожных мостов при определении продольной горизонтальной нагрузки от торможения или сил тяги в случаях применения гибких (из отдельных стоек) стальных и железобетонных опор интенсивность временной подвижной вертикальной нагрузки  $v$  допускается принимать равной 9,81К кН/м (1К тс/м).

*Примечание. При проектировании в железнодорожных мостах устройств, предназначенных для восприятия продольных нагрузок, следует учитывать полную силу тяги в виде распределенной нагрузки, составляющей, % к весу нагрузки:*

|  |                    |
|--|--------------------|
| <i>при длине загрузки 40 м и менее</i> | - 25;              |
| <i>то же, 100 м и более</i>            | - 10;              |
| <i>при промежуточных значениях</i>     | - по интерполяции. |

**\*2.21** Нормативную временную нагрузку для пешеходных мостов и тротуаров (служебных проходов) следует принимать в виде:

1) вертикальной равномерно распределенной нагрузки:

а) на пешеходные мосты-3,92 кПа (0,4тс/м<sup>2</sup>);

б) на тротуары мостов (при учете совместно с другими действующими нагрузками) - по формуле

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 3,92 - 0,0196\lambda, \text{ е} \ddot{\text{а}} \\ (\delta &= 0,4 - 2\lambda, \text{ о} \ddot{\text{н}}) \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

но не менее 1,96 кПа (0,2 тс/м<sup>2</sup>),

где  $\lambda$  - длина загрузки (сумма длин при загрузении двух участков и более), м;

2) равномерно распределенной нагрузки, учитываемой при отсутствии других нагрузок:

а) вертикальной - при расчете только элементов тротуаров железнодорожных мостов и мостов метрополитена с устройством пути на

балласте - 9,81 кПа (1 тс/м<sup>2</sup>), при расчете элементов тротуаров на прочих мостах - 3,92 кПа (0,4 тс/м<sup>2</sup>);

б) вертикальной и горизонтальной - при расчете перил городских мостов - 0,98 кН/м (0,1 тс/м);

3) сосредоточенных давлений, учитываемых при отсутствии других нагрузок:

а) вертикального - при расчете элементов тротуаров городских мостов - 9,8 кН (1 тс) с площадкой распределения от колеса автомобиля 0,015 м<sup>2</sup> (0,15х0,10 м), прочих мостов - 3,4 кН (0,35 тс);

б) вертикального или горизонтального при расчете перил мостов - 1,27 кН (0,13 тс).

При расчете элементов тротуаров мостов на внутрихозяйственных дорогах, а также служебных проходов на мостах автомобильных дорог всех категорий равномерно распределенная нагрузка принимается равной 1,96 кПа (0,2 тс/м<sup>2</sup>).

При расчете основных несущих конструкций мостов указанная нагрузка на тротуары не учитывается.

При расчете элементов тротуаров необходимо учитывать также нагрузки от приспособлений, предназначенных для осмотра конструкций моста.

**\*2.22** Динамические коэффициенты  $1+\mu$  к нагрузкам от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог следует принимать равными:

1) к вертикальным нагрузкам СК,  $\varepsilon$  СК и АК (включая давление одиночной оси), а также к нагрузкам от поездов метрополитена и трамвая:

а) для элементов стальных и сталежелезобетонных пролетных строений, а также элементов стальных опор:

железнодорожных мостов и обособленных мостов под пути метрополитена и трамвая всех систем (кроме основных элементов главных ферм неразрезных пролетных строений) независимо от рода езды (на балласте или поперечинах)

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda}; \quad (2.16)$$

но не менее 1,15;

основных элементов главных ферм железнодорожных мостов с неразрезными пролетными строениями и совмещенных мостов всех систем под железнодорожную (включая поезда метрополитена) и автомобильную нагрузки

$$1 + \mu = 1 + \frac{14}{30 + \lambda}; \quad (2.17)$$

но не менее 1,15 для железнодорожных и 1,10 для совмещенных мостов;

элементов автодорожных и городских мостов всех систем, кроме главных ферм (балок) и пилонов висячих и вантовых мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda}; \quad (2.18)$$

элементов главных ферм и пилонов висячих и вантовых мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + \lambda}; \quad (2.19)$$

б) для железобетонных балочных пролетных строений, рамных конструкций (в том числе для сквозных над арочных строений), а также для железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор:

железнодорожных и других мостов под рельсовые пути

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + \lambda}; \quad (2.20)$$

но не менее 1,15;

совмещенных мостов - по формуле (2.20), но не менее 1,10;

автодорожных и городских мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135}; \quad (2.21)$$

но не менее 1,0;

в) для железобетонных звеньев труб и подземных пешеходных переходов; на железных дорогах и путях метрополитена при общей толщине балласта с засыпкой (считая от подошвы рельса);

0,40 м и менее - по формуле (2.20);

1,00 м и более -  $1 + \mu = 1,00$ ; для промежуточных значений толщины - по интерполяции;

на автомобильных дорогах -  $1 + \mu = 1,00$ ;

г) для железобетонных и бетонных арок со сплошным надсводным строением, для бетонных опор и звеньев труб, грунтовых оснований и всех фундаментов

$$1 + \mu = 1,00;$$

д) для арок и сводов арочных железобетонных пролетных строений со сквозной надарочной конструкцией:

железнодорожных мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{12}{100 + \lambda} \left( 1 + \frac{0,4l}{f} \right) \quad (2.22)$$

где  $f$  - стрела арки;  $l$  - пролет арки;

автодорожных и городских мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{70 - \lambda}{250} \quad (2.23)$$

но не менее 1,00;

е) для элементов деформационных швов, расположенных в уровне проезжей части автодорожных и городских мостов, и их анкеровки (к возможным вертикальным и горизонтальным усилиям)

$$1 + \mu = 2,00;$$

ж) для деревянных конструкций:

железнодорожных мостов:

для элементов  $1 + \mu = 1,10$ ;

для сопряжений  $1 + \mu = 1,20$ ;

автодорожных и городских мостов

$$1 + \mu = 1,00;$$

2) к временной вертикальной нагрузке АБ:

а) для элементов стальных и сталежелезобетонных пролетных строений, а также элементов стальных опор

$$1 + \mu = 1 + \frac{81-\lambda}{115}, \quad (2.24)$$

но не менее 1,00;

б) для железобетонных балочных пролетных строений, железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор, а также звеньев труб при отсутствии засыпки под дорожной одеждой

$$1 + \mu = 1 + \frac{81-\lambda}{135}, \quad (2.25)$$

но не менее 1,00;

в) для бетонных опор и звеньев труб, грунтовых оснований и всех фундаментов, а при общей толщине засыпки (включая толщину дорожной одежды) не менее 1,0 м - для железобетонных звеньев труб и не менее 0,5 м - для других элементов, перечисленных выше в подпункте "б",

$$1 + \mu = 1,00;$$

при толщине засыпки (включая толщину дорожной одежды) менее указанной в подпункте "в" значения динамических коэффициентов, перечисленных в подпункте "б", принимаются по интерполяции между значениями, принимаемыми по подпунктам "б" и "в";

г) для деревянных конструкций:

$$\text{для элементов } 1 + \mu = 1,10;$$

$$\text{для сопряжений } 1 + \mu = 1,20;$$

Для колонны автомобилей нагрузки АБ - при расчетах на случай "б" п. 2.13

$$1 + \mu = 1,00;$$

3) к одиночным транспортным единицам для пролетных строений, сквозных, тонкостенных и стоечных опор автодорожных и городских мостов:

*к нагрузке НК-100 и НК-80:*

$$1 + \mu = 1,30 \text{ при } \lambda \leq 1,0 \text{ м};$$

$$1 + \mu = 1,10 \text{ при } \lambda \geq 5,0 \text{ м};$$

для промежуточных значений  $\lambda$  - по интерполяции;

*к нагрузке НГ-60;*

$$1 + \mu = 1,10;$$

4) к вертикальным подвижным нагрузкам для пешеходных мостов и к нагрузкам на тротуарах

$$1 + \mu = 1,00;$$

5) к временным горизонтальным нагрузкам и давлению грунта на опоры от транспортных средств железных и автомобильных дорог

$$1 + \mu = 1,00;$$

б) при расчете мостов на выносливость (см. таблицу 2.2) динамическую добавку  $\mu$ , получаемую по формулам (2.16) - (2.25) (включая ограничения), следует умножать на 2/3.

Величину  $\lambda$  (пролета или длины загрузки) в формулах следует принимать.

а) для основных элементов главных ферм (разрезных балок, арок, рам), а также для продольных и поперечных балок при загрузении той части линии влияния, которая определяет их участие в работе главных ферм, - равной длине пролета или длине загрузки линии влияния, если эта длина больше величины пролета;

б) для основных элементов главных ферм неразрезных систем - равной сумме длин загружаемых участков линий влияния (вместе с разделяющими их участками);

в) при расчете на местную нагрузку (при загрузении той части линии влияния, которая учитывает воздействие местной нагрузки);

продольных балок и продольных ребер ортотропных плит - равной длине их пролета;

поперечных балок и поперечных ребер ортотропных плит - равной суммарной длине продольных балок и продольных ребер ортотропных плит в примыкающих панелях;

подвесок, стоек и других элементов, работающих только на местную нагрузку, - равной длине загрузки линии влияния;

плит балластного корыта (поперек пути) - условно равной нулю;

железобетонных плит железнодорожного проезда, укладываемых по металлическим балкам, при расчете плиты поперек пути - равной ширине плиты, при расчете вдоль пути - равной длине панели продольной балки;

железобетонных плит автодорожного проезда, укладываемых по металлическим балкам, при расчете плит поперек моста - равной расстоянию между балками, на которые опирается плита;

г) при загрузении линий влияния, учитывающих одновременно основную и местные нагрузки, - отдельно для каждой из этих нагрузок;

д) для элементов опор всех типов - равной длине загрузки линии влияния опорной реакции, определяемой как сумма длин загружаемых участков (вместе с разделяющими их участками);

е) для звеньев труб и подземных пешеходных переходов - равной ширине звена.

*Примечание. В случаях, когда на железных дорогах промышленных предприятий установленная максимальная скорость движения по мосту ограничена ( $v_t < 80$  км/ч), расчетную величину динамического коэффициента допускается уменьшать, умножая соответствующую динамическую добавку  $\mu$  на отношение  $v_t / 80$ , при этом динамический коэффициент следует принимать не менее 1,10.*

**\*2.23** Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  к временным нагрузкам и воздействиям, приведенным в п.п. 2.11 - 2.21, следует принимать равными:

а) для железнодорожных нагрузок СК и  $\varepsilon$  СК - по таблице 2.9;

Таблица 2.9

| Воздействие   | Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$ при расчете          |      |             |
|---|--|------|-------------|
|   | конструкций мостов в зависимости от длины загрузки $\lambda^1$ , м |      |             |
|   | 0  | 50   | 150 и более |
| Вертикальное  | 1,30   | 1,15 | 1,10        |
| Горизонтальное  | 1,20   | 1,10 | 1,10        |
| Давление грунта от подвижного состава на призме обрушения | 1,20 независимо от длины загрузки                                  |      |             |
|   |  |      | -           |

<sup>1)</sup> Здесь  $\lambda$  - длина загрузки линии влияния за вычетом длины участков, загруженных порожним составом (при  $\gamma_f = 1$ ); для промежуточных значений  $\lambda$  следует принимать по интерполяции.

б) для нагрузки от автотранспортных средств АК - по таблице 2.10;

в) к колесной (НК-100 и НК-80) и гусеничной (НГ-60) нагрузкам и их воздействиям - 1,0;

г) к нагрузкам от подвижного состава метрополитена и трамвая - по формуле;

$$\gamma_f = 1,3 \left( 1 - \frac{\lambda}{10^3} \right); \quad (2.26)$$

но не менее 1,10, где  $\lambda$  - длина загрузки, м, принимаемая по таблице 2.9;

д) к распределенным нагрузкам для пешеходных мостов и тротуаров при расчете:

элементов пешеходных мостов и тротуаров (кроме тротуаров на мостах внутрихозяйственных дорог и служебных проходов), а также перил городских мостов - 1,40;

пролетного строения и опор при учете совместно с другими нагрузками - 1,20;

тротуаров на мостах внутрихозяйственных дорог и служебных проходов на мостах дорог всех категорий - 1,10;

е) к распределенным и сосредоточенным горизонтальным нагрузкам на ограждения проезжей части, а также к сосредоточенным давлениям на тротуары и перила - 1,00;

ж) к автомобильным нагрузкам АБ и их воздействиям - в зависимости от удельного веса породы  $\gamma_{vb}$ , для перевозки которой строится дорога:

при  $\gamma_{vb} \leq 17,7 \text{ кН/м}^3$  ( $1,8 \text{ тс/м}^3$ ) - 1,1 ;

при  $\gamma_{vb} = 39,2 \text{ кН/м}^3$  ( $4,0 \text{ тс/м}^3$ ) - 1,4 ;

при промежуточных значениях - по интерполяции.

Таблица 2.10

| Вид нагрузки | Случай применения | Коэффициент                          |
|--------------|-------------------|--------------------------------------|
|              |                   | надежности по нагрузке<br>$\gamma_f$ |
|              |                   |                                      |

|                                 |   |   |
|---------------------------------|---|---|
| Тележка от АК                   | При расчетах элементов проезжей части мостов  | 1,50  |
|                                 | При расчетах всех других элементов мостов   | 1,50 при $\lambda^1) = 0$<br>1,20 при $\lambda \geq 30$ м |
|                                 | При определении веса в расчетах на сейсмические воздействия                                 | 1,20  |
| Равномерно распределенная от АК | При расчетах конструкций мостов и звеньев труб на вертикальные и горизонтальные воздействия | 1,20  |
| Одиночная ось от НК             | При проверке элементов проезжей части мостов, проектируемых под нагрузку А11 (А8)           | 1,10 (1,20)   |

1) Здесь  $\lambda$  - длина участка линии влияния одного знака; для промежуточных значений  $\lambda$  следует принимать по интерполяции.

## ПРОЧИЕ ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

**\*2.24** Нормативную величину ветровой нагрузки  $W_n$  следует определять как сумму нормативных значений средней  $W_m$  и пульсационной  $W_p$ , составляющих:

$$W_n = W_m + W_p \quad (2.27)$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $W_m$  на высоте  $z$  над поверхностью воды или земли определяется по формуле

$$W_m = W_0 k C_w, \quad (2.28)$$

где  $W_0$  - нормативное значение ветрового давления, принимаемое по КМК 2.01.07-97 в зависимости от ветрового района территории республики Узбекистан, в котором возводится сооружение;

$k$  - коэффициент, учитывающий для открытой местности (типа А) изменение ветрового давления по высоте  $z$ , принимаемый по КМК 2.01.07-97;

$C_w$  - аэродинамический коэффициент лобового сопротивления конструкций мостов и подвижного состава железных дорог и метрополитена, приведенный в приложении М.

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки  $W_p$  на высоте  $z$  следует определять по указаниям, содержащимся в КМК 2.01.07-97:

$$W_p = W_m \xi L_\nu, \quad (2.29)$$

где  $\xi$  - коэффициент динамичности;

$L$  - коэффициент пульсации давления ветра на уровне  $z$ ;

$\nu$  - коэффициент пространственной корреляции пульсации давления для расчетной поверхности сооружения.

При определении пульсационной составляющей ветровой нагрузки применительно к конструкциям мостов допускается руководствоваться следующим:

а) произведение коэффициентов  $L_v$  принимать равным:

$$0,55 - 0,15 \frac{\lambda}{100}, \quad (2.30)$$

но не менее 0,30,

где  $\lambda$  - длина пролета или высота опоры, м;

б) коэффициент динамичности  $\xi$  для балочных разрезных конструкций находят в предположении, что рассматриваемая конструкция в горизонтальной плоскости является динамической системой с одной степенью свободы (с низшей частотой собственных колебаний  $f_1$ , Гц), и его величину следует определять по графику, приведенному в п. 6.7 КМК 2.01.07-97 в зависимости от указанного там параметра  $\varepsilon$  и логарифмического декремента затухания  $\delta = 0,3$  - для железобетонных и сталежелезобетонных конструкций и  $\delta = 0,15$  - для стальных конструкций.

Коэффициент динамичности принимается равным 1,2, если:

балочное пролетное строение является неразрезным;

для балочного разрезного пролетного строения имеет место условие  $f_1 > f_i$ ,

где  $f_i$  - Гц, предельные значения частот собственных колебаний, приведенных в п. 6.8 КМК 2.01.07-97, при которых в разных ветровых районах допускается не учитывать силы инерции, возникающие при колебаниях по собственной форме.

При расчете конструкций автодорожных и городских мостов воздействие ветра на безрельсовые транспортные средства и трамвай, находящиеся на этих мостах, не учитывается.

Типовые конструкции пролетных строений следует, как правило, проектировать на возможность их применения в V ветровом районе (при расчетной высоте до низа пролетных строений: 20 м - при езде понизу и 15 м - при езде поверху) и предусматривать возможность их усиления при применении в VI и VII ветровых районах.

Нормативную интенсивность полной ветровой поперечной горизонтальной нагрузки при проектировании индивидуальных (нетиповых) конструкций пролетных строений и опор следует принимать не менее 0,59 кПа (60 кгс/м<sup>2</sup>) - при загрузке конструкций временной вертикальной нагрузкой и 0,98 кПа (100 кгс/м<sup>2</sup>) - при отсутствии загрузки этой нагрузкой.

Горизонтальную поперечную ветровую нагрузку, действующую на отдельные конструкции моста, а также на поезд, находящийся на железнодорожном мосту (мосту метро), следует принимать равной произведению интенсивности ветровой нагрузки на рабочую ветровую поверхность конструкции моста и подвижного состава.

Рабочую ветровую поверхность конструкции моста и подвижного состава следует принимать равной:

для главных ферм сквозных пролетных строений и сквозных опор - площади проекции всех элементов наветренной фермы на плоскость,



перпендикулярную направлению ветра, при этом для стальных ферм с треугольной или раскосой решеткой ее допускается принимать в размере 20% площади, ограниченной контурами фермы;

для проезжей части сквозных пролетных строений - боковой поверхности ее балочной клетки, не закрытой поясом главной фермы;

для пролетных строений со сплошными балками и прогонов деревянных мостов - боковой поверхности наветренной главной балки или коробки и наветренного прогона;

для сплошных опор - площади проекции тела опоры от уровня грунта или воды на плоскость, перпендикулярную направлению ветра;

для железнодорожного подвижного состава (в том числе поездов метрополитена) - площади сплошной полосы высотой 3,0 м с центром давления на высоте 2,0 м от головки рельса.

Распределение ветровой нагрузки по длине пролета допускается принимать равномерным.

Нормативную интенсивность ветровой нагрузки, учитываемой при строительстве и монтаже, следует определять исходя из возможного в намеченный период значения средней составляющей ветровой нагрузки в данном районе. В зависимости от характера производимых работ при наличии специального обоснования, предусматривающего соответствующее ограничение времени и продолжительности выполнения отдельных этапов работ, нормативная величина средней составляющей ветровой нагрузки для проверки напряжений (но не устойчивости) может быть уменьшена, но должна быть не ниже 0,226 кПа (23 кгс/м<sup>2</sup>). Для проверки типовых конструкций на стадии строительства и монтажа величину нормативной интенсивности ветровой нагрузки следует принимать по нормам для III ветрового района.

Нормативную горизонтальную продольную ветровую нагрузку для сквозных пролетных строений следует принимать в размере 60%, для пролетных строений со сплошными балками - 20%, соответствующей полной нормативной поперечной ветровой нагрузке. Нормативную горизонтальную продольную нагрузку на опоры мостов выше уровня грунта или межени следует принимать равной поперечной ветровой нагрузке.

Продольная ветровая нагрузка на транспортные средства, находящиеся на мосту, не учитывается.

Усилия от ветровых нагрузок в элементах продольных и поперечных связей между фермами пролетных строений следует, как правило, определять посредством пространственных расчетов.

В случаях устройства в сквозных пролетных строениях двух систем продольных связей допускается поперечное давление ветра на фермы распределять на каждую из них, а давление ветра на проезжую часть и подвижной состав передавать полностью на те связи, в плоскости которых расположена езда.

Горизонтальное усилие от продольной ветровой нагрузки, действующей на пролетное строение, следует принимать передающимся на опоры в уровне центра опорных частей - для мостов с балочными пролетными строениями и в

уровне оси ригеля рамы - для мостов рамной конструкции. Распределение усилий между опорами следует принимать таким же как и горизонтального усилия от торможения в соответствии с п. 2.20.

Для вантовых и висячих мостов следует проводить проверку на аэродинамическую устойчивость и на резонанс колебаний в направлении, перпендикулярном ветровому потоку. При проверке аэродинамической устойчивости должна определяться критическая скорость ветра, при которой вследствие взаимодействия воздушного потока с сооружением возможно появление флаттера (возникновение опасных изгибно-крутильных колебаний балки жесткости). Критическая скорость, отвечающая возникновению флаттера, найденная по результатам аэродинамических испытаний моделей или определенная расчетом, должна быть больше максимальной скорости ветра, возможного в районе расположения моста, не менее чем в 1,5 раза.

**\*2.25** Нормативную ледовую нагрузку от давления льда на опоры мостов следует принимать в виде сил, определяемых согласно приложению N.

**\*2.26** Нормативную нагрузку от навала судов на опоры мостов следует принимать в виде сосредоточенной продольной или поперечной силы и ограничивать в зависимости от класса внутреннего водного пути значениями, указанными в таблице 2.11.

Таблица 2.11

| Класс<br>внутренних<br>водных путей | Нагрузка от навала судов, кН (тс)  |               |                                 |   |
|-------------------------------------|------------------------------------|---------------|---------------------------------|---|
|                                     | вдоль оси моста со стороны пролета |               | поперек оси моста<br>со стороны |   |
|                                     | судоходного                        | несудоходного | верховой                        | низовой<br>при отсутствии<br>течения -<br>и верхней |
| I                                   | 1570 (160)                         | 780 (80)      | 1960 (200)                      | 1570 (160)  |
| II                                  | 1130 (115)                         | 640 (65)      | 1420 (145)                      | 1130 (115)  |
| III                                 | 1030 (105)                         | 540 (55)      | 1275 (130)                      | 1030 (105)  |
| IV                                  | 880 (90)                           | 490 (50)      | 1130 (115)                      | 880 (90)  |
| V                                   | 390 (40)                           | 245 (25)      | 490 (50)                        | 390 (40)  |
| VI                                  | 245 (25)                           | 147 (15)      | 295 (30)                        | 245 (25)  |
| VII                                 | 147 (15)                           | 98 (10)       | 245 (25)                        | 147 (15)  |

Нагрузка от навала судов должна прикладываться к опоре на высоте 2 м от расчетного судоходного уровня, за исключением случаев, когда опора имеет выступы, фиксирующие уровень действия этой нагрузки, и когда при менее высоком уровне нагрузка вызывает более значительные воздействия.

Для опор, защищенных от навала судов, а также для деревянных опор автодорожных мостов на внутренних водных путях VI и VII классов нагрузку от навала судов допускается не учитывать.

Для однорядных железобетонных свайных опор автодорожных мостов через внутренние водные пути VI и VII классов нагрузку вдоль оси моста допускается учитывать в размере 50%.

**\*2.27** Нормативное температурное климатическое воздействие следует учитывать при расчете перемещений в мостах всех систем, при определении усилий во внешне статически неопределимых системах, а также при расчете элементов сталежелезобетонных пролетных строений.

Среднюю по сечению нормативную температуру элементов или их частей допускается принимать равной:

для бетонных и железобетонных элементов в холодное время года, а также для металлических конструкций в любое время года - нормативной температуре наружного воздуха;

для бетонных и железобетонных элементов в теплое время года - нормативной температуре наружного воздуха за вычетом величины, численно равной  $0,2a$ , но не более  $10^{\circ}\text{C}$ , где  $a$  - толщина элемента или его части, см, включая одежду ездового полотна автодорожных мостов.

Температуру элементов со сложным поперечным сечением следует определять как средневзвешенную по температуре отдельных элементов (стенок, полок и др.).

Нормативные температуры воздуха в теплое  $t_{n,T}$  и холодное,  $t_{n,X}$  время года следует принимать равными.

а) при разработке типовых проектов, а также проектов для повторного применения на территории страны:

для конструкций, предназначенных для районов с расчетной минимальной температурой воздуха минус  $40^{\circ}\text{C}$

$$t_{n,T} = +40^{\circ}\text{C}; \quad t_{n,X} = -40^{\circ}\text{C};$$

также для конструкций, предназначенных для остальных районов

$$t_{n,T} = +40^{\circ}\text{C}; \quad t_{n,X} = -40^{\circ}\text{C};$$

б) в других случаях

$$t_{n,T} = t_{VII} + T; \quad (2.31)$$

где  $t_{VII}$  - средняя температура воздуха самого жаркого месяца, принимаемая по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*);

$T$  - постоянная величина для определения температуры воздуха наиболее жарких суток, принимаемая по карте изолиний МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*).

Нормативная температура  $t_{n,X}$ , принимается равной расчетной минимальной температуре воздуха в районе строительства в соответствии с п. 1.39.

Влияние солнечной радиации на температуру элементов следует учитывать в виде дополнительного нагрева на  $10^{\circ}\text{C}$  освещенного солнцем поверхностного слоя толщиной 15 см (включая одежду ездового полотна).

Температуры замыкания конструкций, если они в проекте не оговорены, следует принимать равными,  $\text{C}$ :

$$t_{3,T} = t_{n,T} - 15; \quad t_{3,X} = t_{n,X} + 15.$$

Температуру конструкции в момент замыкания  $t_3$  допускается определять по формуле.

$$t_3 = 0,4 t_1 + 0,6 t_2; \quad (2.32)$$

где  $t_1$  - средняя температура воздуха за предшествующий замыканию период, равный  $T_0$ ;

$t_2$  - средняя температура воздуха за предшествующий замыканию период, равный  $0,25T_0$ ;

$T_0$  – период,  $ч$ , численно равный приведенной толщине элементов конструкции,  $см$ , которую следует определять делением удвоенной площади поперечного сечения элемента (с учетом дорожной одежды) на его периметр, граничащий с наружным воздухом.

При расчете сталежелезобетонных пролетных строений следует учитывать влияние неравномерного распределения температуры по сечению элементов, вызываемого изменением температуры воздуха и солнечной радиацией.

При расчете перемещений коэффициент линейного расширения следует принимать для стальных и сталежелезобетонных конструкций равным  $1,2 \cdot 10^{-5}$  и для железобетонных конструкций -  $1,0 \cdot 10^{-5}$ .

**\*2.28** Нормативное сопротивление от трения в подвижных опорных частях следует принимать в виде горизонтального продольного реактивного усилия  $S_f$  и определять по формуле

$$S_f = \mu_n F_v, \quad (2.33)$$

где  $\mu_n$  - нормативная величина коэффициента трения в опорных частях при их перемещении, принимаемая равной средней величине из возможных экстремальных значений:

$$\mu_n = \frac{\mu_{max} + \mu_{min}}{2}, \quad (2.34)$$

$F_v$  - вертикальная составляющая при действии рассматриваемых нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ .

Величины возможных максимальных и минимальных коэффициентов трения следует принимать соответственно равными:

- а) при катковых, секторных или валковых опорных частях - 0,040 и 0,010;
- б) при качающихся стойках или подвесках - 0,020 и 0 (условно);
- в) при тангенциальных и плоских металлических опорных частях - 0,40 и 0,10;
- г) при подвижных опорных частях с прокладками из фторопласта совместно с полированными листами из нержавеющей стали - по таблице 2.12 или по данным сертификационных испытаний.

Таблица 2.12

| Среднее давление в опорных частях по фторопласту, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) | Коэффициент трения при температуре наиболее холодной пятидневки по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99*) с обеспеченностью 0,92 |             |             |             |
|--|---|-------------|-------------|-------------|
|  | минус 10 °С и выше  |             | минус 40 °С |             |
|  | $\mu_{max}$   | $\mu_{min}$ | $\mu_{max}$ | $\mu_{min}$ |
| 9,81 (100)   | 0,085   | 0,030       | 0,096       | 0,036       |
| 19,6 (200)   | 0,050   | 0,015       | 0,060       | 0,024       |
| 29,4 (300)   | 0,035   | 0,010       | 0,048       | 0,016       |

*Примечание. Коэффициенты трения при промежуточных значениях отрицательных температур и средних давлениях определяются по интерполяции.*

Расчетные усилия от сил трения в подвижных опорных частях балочных пролетных строений в зависимости от вида и характера проводимых расчетов следует принимать в размерах:

$$S_{f \max} = \mu_{\max} F_v,$$

когда при рассматриваемом сочетании нагрузок силы трения увеличивают общее воздействие на рассчитываемый элемент конструкции;

$$S_{f \min} = \mu_{\min} F_v,$$

когда при рассматриваемом сочетании силы трения уменьшают общее воздействие нагрузок на рассчитываемый элемент конструкции.

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  к усилиям  $S_{\max}$  и  $S_{\min}$  не вводятся.

Определение воздействия на конструкции пролетных строений сил трения, возникающих в подвижных опорных частях каткового, секторного и валкового типов при числе опорных частей в поперечном направлении более двух, следует определять с коэффициентом условия работы, равным 1,1.

Опоры (включая фундаменты) и пролетные строения мостов должны быть проверены на воздействие расчетных сил трения, возникающих от температурных деформаций при действии постоянных нагрузок.

Опорные части и элементы их креплений, а также части опор и пролетных строений, примыкающие к опорным частям, должны быть проверены на расчетные силы трения, возникающие от постоянных и временных (без учета динамики) нагрузок.

При расположении на опоре двух рядов подвижных опорных частей пролетных строений, а также при установке в неразрезном и температурно-неразрезном пролетных строениях неподвижных опорных частей на промежуточной опоре продольное усилие следует принимать не более разницы сил трения при максимальных и минимальных коэффициентах трения в опорных частях.

Максимальные и минимальные коэффициенты трения в подвижных опорных частях для группы опор, воспринимающих в неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строениях продольные усилия одного знака (соответственно  $\mu_{\max,z}$  и  $\mu_{\min,z}$ ), допускается определять по формуле

$$\mu_{\max,z} = 0,5 \left[ (\mu_{\max} + \mu_{\min}) \pm \frac{1}{\sqrt{z}} (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \right], \quad (2.35)$$

где  $\mu_{\max}$  и  $\mu_{\min}$  – максимальные и минимальные значения коэффициентов трения для устанавливаемого вида опорных частей;  $z$  – число опор в в группе.

Правая часть формулы (2.35) рассчитывается со знаком «плюс» при определении  $\mu_{\max,z}$ , со знаком «минус» - при определении  $\mu_{\min,z}$ .

Величина реактивного продольного усилия  $S_h$ , кН (тс), возникающего в резиновых опорных частях вследствие сопротивления их сдвигу, вычисляют по формуле

$$S_h = \frac{\delta}{\alpha} AG; \quad (2.36)$$

где  $\delta$  - перемещения в опорных частях, см;

$\alpha$  - суммарная толщина слоев резины, см;

$A$  - площадь резиновой опорной части или нескольких опорных частей в случае расположения их рядом под одним концом балки, м<sup>2</sup> (см<sup>2</sup>);

$G$  - модуль сдвига, значения которого при определении расчетных величин продольных усилий зависят от нормативной температуры воздуха окружающей среды и принимаются для употребляемых марок резины по таблице 2.13.

Таблица 2.13

| Марка резины | Модуль сдвига резины, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при нормативной температуре окружающего воздуха, °С |            |             |             |
|--------------|---|------------|-------------|-------------|
|              | +20   | -20        | -30         | -40         |
| НО-69-1      | 0,88 (9,0)  | 0,96 (9,8) | 1,12 (11,4) | 1,43 (14,6) |
| ИРП-1347     | 0,55 (5,6)  | 0,58 (5,9) | 0,59 (6,0)  | 0,63 (6,4)  |

В случаях, когда максимальные силы сопротивления от трения в подвижных опорных частях, установленных на гибких опорах, не преодолеваются вследствие упругих деформаций самой опоры, на опоре вместо подвижных опорных частей следует устанавливать неподвижные.

Под опорными узлами балок или плит пролетных строений вдоль оси моста необходимо, как правило, устанавливать только одну резиновую опорную часть, а поперек оси моста допускается несколько одинаковых опорных частей, изготовленных из резины одной марки. Применение двух рядом расположенных вдоль оси моста резиновых опорных частей может допускаться, если оно обосновано в проекте соответствующими расчетами.

**\*2.29** Воздействие морозного пучения грунта в пределах слоя сезонного промерзания (оттаивания) для сооружений на мерзлых грунтах, а также на пучинистых грунтах, сезонно промерзающих на глубину больше 2 м, следует принимать в виде приложенных по периметру фундамента (или свай) вертикальных касательных сил. Величины сил морозного пучения следует принимать в соответствии с требованиями к основаниям и фундаментам на мерзлых грунтах.

**\*2.30** Строительные нагрузки, действующие на конструкцию при монтаже или строительстве (собственный вес, вес подмостей, кранов, работающих людей, инструментов, мелкого оборудования, односторонний распор и др.), а также при изготовлении и транспортировании элементов следует принимать по

проектным данным с учетом предусматриваемых условий производства работ и требований КМК 3.01.02-00.

При определении нагрузки от крана вес поднимаемых грузов и вес подвижной стрелы следует принимать с динамическими коэффициентами, равными соответственно 1,20 (0,85) - при весе до 196 кН (20 тс) и 1,10 (0,95) - при большем весе. При этом, если отсутствие груза на кране может оказать неблагоприятное влияние на работу рассчитываемой конструкции, кран в расчетах учитывается без груза.

При расчете элементов железобетонных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их транспортировании, нагрузку от собственного веса элементов следует вводить в расчет с динамическими коэффициентами, равными при перевозке транспортом:

1,6 - автомобильным;

1,3 - железнодорожным.

Динамические коэффициенты, учитывающие условия транспортирования, допускается принимать в меньших размерах, если это подтверждено опытом, но не ниже 1,3 - при перевозке автотранспортом и не ниже 1,15 - железнодорожным транспортом.

**\*2.31** Сейсмические нагрузки следует принимать согласно КМК 2.01.03-96, с требованиями разд.4 СНИП II-7-81.

**2.32** Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  к прочим временным нагрузкам и воздействиям, приведенным в п.п. 2.24 - 2.30, следует принимать по таблице 2.14.

При проверке прочности тела опор в случаях использования их для навесной уравновешенной сборки пролетных строений, а также при проверке прочности анкеров, прикрепляющих в этих случаях пролетное строение к опорам, необходимо к собственному весу собираемых консольных частей пролетного строения, создающих на опоре изгибающие моменты разного знака, вводить коэффициенты надежности по нагрузке с учетом конкретных условий изготовления и монтажа собираемых частей (блоков). При заводской технологии изготовления железобетонных блоков пролетных строений коэффициенты надежности по нагрузке от собственного веса допускается при проверке прочности тела опоры и прикрепляющих анкеров определять по формулам:

$$\text{для одной консоли} \quad 1 + \frac{0,1}{\sqrt{z}} \geq 1,038; \quad (2.37)$$

$$\text{для другой консоли} \quad 1 - \frac{0,1}{\sqrt{z}} \leq 0,962; \quad (2.38)$$

где  $z$  - число блоков, устанавливаемых с каждой стороны.

| Прочие временные нагрузки и воздействия  | Коэффициент надежности по нагрузке<br>$\gamma_f$ |
|--|--|
| Ветровые нагрузки при:   |  |
| эксплуатации моста   | 1,4  |
| строительстве и монтаже  | 1,0  |
| Ледовая нагрузка   | 1,2  |
| Нагрузка от навала судов   | 1,2  |
| Температурные климатические деформации и воздействия   | 1,2  |
| Воздействие морозного пучения грунта   | 1,3  |
| Воздействие сопротивления от трения в подвижных опорных частях   | по п. 2.28                                       |
| Строительные нагрузки:   |  |
| собственный вес вспомогательных обустройств  | 1,1 (0,9)  |
| вес складываемых строительных материалов и воздействие искусственного регулирования во вспомогательных сооружениях | 1,3 (0,8)  |
| вес работающих людей, инструментов, мелкого оборудования   | 1,3 (0,7)  |
| вес кранов, копров и транспортных средств  | 1,1 (1,0)  |
| усилия от гидравлических домкратов и электрических лебедок при подъеме и передвижке                                | 1,3 (1,0)  |
| усилия от трения при перемещении пролетных строений и других грузов:   |  |
| на салазках и по фторопласту   | 1,3 (1,0)  |
| на катках  | 1,1 (1,0)  |
| на тележках  | 1,2 (1,0)  |

*Примечание. 1. Значения  $\gamma_f$ , указанные в скобках, принимают в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции.*

*2 Снеговая нагрузка для пешеходных мостов закрытого типа принимается согласно КМК 2.01.07-97.*



### \*3 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

#### ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**\*3.1** При проектировании бетонных и железобетонных мостов и труб необходимо соблюдать указания об обеспечении требуемой надежности конструкций от возникновения предельных состояний двух групп, предусмотренных ГОСТ 27751-88\*.

Для этого наряду с назначением соответствующих материалов и выполнением предусмотренных конструктивных требований необходимо проведение указанных в настоящих нормах расчетов.

В расчетах конструкции в целом и отдельных её элементов необходимо учитывать самые неблагоприятные сочетания нагрузок и воздействий, возможные на различных стадиях их работы приведенные в п.п.1.35-1.41.

Рассматриваемые расчетные схемы, общие требования для которых указаны в п. 1.37, должны соответствовать принятым конструктивно-технологическим решениям, учитывать условия изготовления, транспортирования и возведения сооружений, особенности их загрузки постоянными и временными нагрузками, порядок предварительного напряжения и регулирования усилий в конструкции.

**\*3.2** Для недопущения предельных состояний первой группы элементы конструкций мостов и труб должны быть рассчитаны в соответствии с указаниями настоящего раздела по прочности, устойчивости (формы и положения) и на выносливость, при этом в расчетах на выносливость должны рассматриваться нагрузки и воздействия, возможные на стадии нормальной эксплуатации сооружений.

Для недопущения предельных состояний второй группы производятся расчеты, указанные в таблице 3.1.

Таблица 3.1

| Расчет  | Рабочая арматура  | Стадии работы конструкции  |
|---|---|--|
| По образованию продольных трещин  | Ненапрягаемая   | Нормальная эксплуатация  |
|   | Напрягаемая   | Все стадии (нормальная эксплуатация, возведение сооружения, предварительное напряжение, хранение, транспортирование) |
| По образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента | Напрягаемая   | Все стадии   |
| По раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси            | Ненапрягаемая и напрягаемая (кроме элементов с напрягаемой арматурой, | Все стадии   |

|  |   |                         |
|--|---|-------------------------|
|  | проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, см. таблицу 3.24) |                         |
| По закрытию (зажатию) трещин, нормальных к продольной оси элемента   | Напрягаемая   | Нормальная эксплуатация |
| По ограничению касательных напряжений  | Ненапрягаемая и напрягаемая   | Все стадии              |
| По деформациям (прогибам) пролетных строений в мостах всех назначений и углам перелома профиля проезда в автодорожных и городских мостах | Ненапрягаемая и напрягаемая   | Нормальная эксплуатация |

**3.3** Расчеты по трещиностойкости совместно с конструктивными и другими требованиями (к водоотводу и гидроизоляции конструкций, морозостойкости и водонепроницаемости бетона) должны обеспечивать коррозионную стойкость железобетонных мостов и труб, а также препятствовать возникновению повреждений в них при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Элементы железобетонных конструкций в зависимости от назначения, условий работы и применяемой арматуры должны удовлетворять соответствующим категориям требований по трещиностойкости, которые предусматривают различную вероятность образования (появления) трещин и предельные расчетные значения ширины их раскрытия (см. п. 3.95).

**3.4** Усилия в сечениях элементов статически неопределимых конструкций от нагрузок и воздействий при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп следует, как правило, определять с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин.

В конструкциях, методика расчета которых с учетом неупругих свойств бетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета с учетом неупругих свойств бетона усилия в сечениях элементов допускается определить в предположении их линейной упругости.

**3.5** Если в процессе изготовления или монтажа конструкции изменяются расчетные схемы или геометрические характеристики сечений, то усилия, напряжения и деформации в конструкции необходимо определять суммированием их для всех предшествующих стадий работы. При этом, как правило, следует учитывать изменение усилий во времени из-за усадки и ползучести бетона и релаксации напряжений в напрягаемой арматуре.

**3.6** В конструкциях с ненапрягаемой арматурой напряжения в бетоне и арматуре следует определять по правилам расчета упругих материалов без учета работы бетона растянутой зоны (см. п.п. 3.48, 3.94 и 3.100).

**3.7** В предварительно напряженных конструкциях напряжения в бетоне и арматуре в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по правилам расчета упругих материалов, рассматривая сечение как сплошное.

Если бетон омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, не имеет сцепления (см. п. 3.170) с бетоном основной конструкции, то следует считать, что ненапрягаемая арматура, расположенная в канале, не имеет сцепления с бетоном конструкции.

При определении ширины раскрытия трещин в элементах предварительно напряженных конструкций (в том числе и со смешанным армированием) напряжения в арматуре следует определять без учета работы растянутой зоны бетона. Допускается усилия растянутой зоны бетона полностью передавать на арматуру.

Характеристики приведенного сечения во всех случаях необходимо определять с учетом имеющейся в сечении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры с учетом п. 3.48.

Если элементы конструкции выполнены из бетона разных классов, то общую рабочую площадь сечения следует определять с учетом соответствующих им модулей упругости.

В конструкциях, напрягаемых на бетон, на стадии его обжатия в рабочей площади бетона не учитывают площадь закрытых и открытых каналов. При расчете этих конструкций на стадии эксплуатации допускается в расчетной площади сечения бетона учитывать площадь сечения заинъецированных закрытых каналов. Бетон омоноличивания открытых каналов допускается учитывать при условии выполнения требований по п. 3.104 специальных технологических мероприятий в соответствии с п. 3.170 и установки в бетоне омоноличивания ненапрягаемой арматуры. При этом ширина раскрытия трещин в бетоне омоноличивания не должна превышать размеров, принятых для элементов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 3в.

**\*3.8** В составных (по длине и высоте) конструкциях следует производить проверки прочности и трещиностойкости в сечениях, совпадающих со стыками или пересекающих зону стыков.

Стыки должны обеспечивать передачу расчетных усилий без появления повреждений в бетоне омоноличивания и на торцах стыкуемых элементов. Клей в стыках предназначается для герметизации стыков и равномерной передачи сжимающих усилий.

**3.9** Стенки тавровых балок железнодорожных пролетных строений необходимо рассчитывать с учетом возможного на мосту поперечного смещения пути, принимаемого в размере не менее 10 см.

Расчет стенок балок пролетных строений мостов по образованию трещин рекомендуется производить с учетом кручения и изгиба стенок (из их плоскости).

**\*3.10** Предварительное напряжение арматуры характеризует значения начального (контролируемого) усилия с учетом п. 3.86, прикладываемого к концам напрягаемой арматуры через натяжные устройства, и установившегося усилия, равного контролируемому за вычетом потерь, произошедших к

рассматриваемому моменту времени. При этом напряжения в арматуре, соответствующие контролируемому усилию, не должны превышать расчетных сопротивлений, указанных в таблице 3.16, с учетом коэффициентов условий работы в соответствии с п. 3.43.

Для напрягаемых арматурных элементов в проектной документации должны указываться значения контролируемых усилий и соответствующих им удлинений (вытяжек) арматуры с учетом поз. 4 таблицы О.1 приложения О.

Значения удлинений арматуры  $\Delta_p$  в общем случае определяются по формуле

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \int_0^l \frac{dx}{e^{\alpha x + \delta \theta}} ; \quad (3.1)$$

где  $\sigma_p$  - напряжения, отвечающие контролируемому усилию и назначаемые с учетом требований п. 3.14;

$E_p$  - модуль упругости напрягаемой арматуры;

$l$  - расчетная длина арматурного элемента (расстояние от натяжного анкера до точки арматурного элемента с нулевым перемещением).

Остальные обозначения приведены в таблицах О.1 и О.2 приложения О.

Значение вычисленной вытяжки допускается корректировать при контроле работ по натяжению напрягаемой арматуры по фактическим значениям модуля упругости арматуры и измеренным коэффициентам трения, а также с учетом конструктивных особенностей натяжного оборудования.

При определении расчетного воздействия, создаваемого усилием напрягаемой аппаратуры, коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  следует принимать равными:

а) при наличии сцепления арматуры с бетоном:

для целых по длине элементов – 1,0;

для составных по длине элементов - по п. 3.86;

б) при отсутствии сцепления арматуры с бетоном (см. п. 3.65) -  $(1,0 \pm 0,1)$ .

**\*3.11** При расчете предварительно напряженных элементов место передачи на бетон сосредоточенных усилий с напрягаемой арматуры следует принимать в конструкциях:

с внешними (концевыми) и внутренними (каркасно-стержневыми) анкерами - в месте опирания или закрепления анкеров;

с арматурой, не имеющей анкеров (с заанкериванием посредством сцепления арматуры с бетоном), - на расстоянии, равном  $2/3$  длины зоны передачи напряжений.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемой стержневой арматуры периодического профиля следует принимать при передаче усилия:

плавной -  $20d$  ( $d$  - диаметр стержня);

мгновенной посредством обрезки стержней (допускаемой при диаметрах стержней не более 18 мм) –  $25d$ .

Для элементов конструкций, предназначенных для эксплуатации в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки минус  $40^{\circ}\text{C}$ , длину зоны передачи усилий на бетон следует увеличивать на  $5d$ .

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемых арматурных канатов класса К-7 при отсутствии анкеров следует принимать в размерах, указанных в таблице 3.2; для элементов конструкций, предназначенных для эксплуатации в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки минус  $40^{\circ}\text{C}$ , при арматурных канатах класса К-7 длину зоны следует принимать более значений, указанных в таблице 3.2:

- на 27 см - при диаметре канатов 9 мм;
- на 30 см - при диаметре канатов 12 мм;
- на 38 см - при диаметре канатов 15 мм.

Для пучков из четырех канатов К-7 длину зоны передачи усилий следует принимать с коэффициентом 1,4.

**3.12** Армирование зоны передачи на бетон сосредоточенных усилий, в том числе с напрягаемых арматурных элементов, должно выполняться с учетом напряженно-деформированного состояния этой зоны, определяемого методами теории упругости или другими обоснованными способами расчета на местные напряжения.

Таблица 3.2

| Диаметр арматурных канатов класса К-7, мм | Длина зоны передачи на бетон усилий $l_{rp}$ , см, при передаточной прочности бетона, отвечающей бетону классов по прочности на сжатие |     |       |     |     |     |     |             |
|---|--|-----|-------|-----|-----|-----|-----|-------------|
|   | В22,5  | В25 | В27,5 | В30 | В35 | В40 | В45 | В50 и более |
| 9   | 88   | 85  | 83    | 80  | 75  | 70  | 65  | 60          |
| 12  | 98   | 95  | 93    | 90  | 87  | 85  | 75  | 70          |
| 15  | 115  | 110 | 105   | 100 | 95  | 90  | 85  | 80          |

*Примечание.* При мгновенной передаче на бетон усилия обжатия (посредством обрезки канатов) начало зоны передачи усилий следует принимать на расстоянии, равном  $0,25 l_{rp}$  от торца элемента.

**3.13** Влияние усадки и ползучести бетона следует учитывать при определении:

потерь предварительных напряжений в арматуре;

снижения обжатия бетона в предварительно напряженных конструкциях;

изменений усилий в конструкциях с искусственным регулированием напряжений;

перемещений (деформаций) конструкций от постоянных нагрузок и воздействий:

усилий в статически неопределимых конструкциях;

усилий в сборно-монолитных конструкциях.

Перемещения (деформации) конструкций от временных нагрузок допускается определять без учета усадки и ползучести бетона.

При расчете двухосно- и трехосно-обжатых элементов потери напряжений в напрягаемой арматуре и снижение обжатия бетона вследствие его усадки ползучести допускается определять отдельно по каждому направлению действия усилий.

**\*3.14** Напряжения в элементах предварительно напряженных конструкций следует определять по контролируемому усилию за вычетом:

- первых потерь - на стадии обжатия бетона;
- первых и вторых потерь - на стадии эксплуатации.

К первым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры - потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных), температурного перепада, быстроснатекающей ползучести, а также от деформации форм (при натяжении арматуры на формы);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон - потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры о стенки закрытых и открытых каналов, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных).

Ко вторым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры - потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон - потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных), смятия под витками спиральной или кольцевой арматуры, навиваемой на бетон, деформации стыков между блоками в составных по длине конструкциях.

Значения отдельных из перечисленных потерь следует определять по приложению О с учетом п. 3.15.

Допускается принимать, что вторые потери от релаксации напряжений в арматуре (в размере 50% полных) происходят равномерно и полностью завершаются в течении одного месяца после обжатия бетона.

Суммарное значение первых и вторых потерь не должно приниматься менее 98 МПа (1000 кгс/см<sup>2</sup>).

**\*3.15** При определении потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона необходимо руководствоваться следующими указаниями:

а) изменение во времени потерь  $\Delta\sigma_p(t)$  от усадки и ползучести бетона допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p(t) = \left(1 - e^{-0,1\sqrt{t}}\right) \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty); \quad (3.2)$$

где  $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$  - конечные (предельные) значения потерь в арматуре от усадки и ползучести бетона, определяемые по приложениям О или Q;

$t$  - время, отсчитываемое при определении потерь от ползучести - со дня обжаривания бетона, от усадки - со дня окончания бетонирования, сут;

$e = 2,718$  - основание натуральных логарифмов;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40% , потери от усадки и ползучести бетона следует увеличивать на 25%, за исключением конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA приведенной в МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) и не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50%;

в) допускается использовать более точные методы для определения потерь и перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона с учетом предельных удельных значений деформаций ползучести и усадки бетона, влияния арматуры, возраста и передаточной прочности бетона, поэтапного приложения нагрузки и длительности ее воздействия на каждой стадии, скорости развития деформаций во времени, приведенных размеров поперечных сечений, относительно влажности среды и других факторов. Эти методы должны быть обоснованы в установленном порядке (в технологических регламентах). При этом нормативные деформации ползучести  $s_n$  и усадки бетона  $\varepsilon_n$  для классов бетона, соответствующих его передаточной прочности, следует принимать по таблице О.3 приложения О.

**\*3.16** Расчетную длину  $l_0$  сжатых элементов железобетонных решетчатых ферм следует принимать по указаниям, относящимся к определению расчетной длины сжатых элементов стальных решетчатых ферм (см. разд. 4).

Расчетную длину стоек отдельно стоящих рам при жестком соединении стоек с ригелем допускается принимать по таблице 3.3 в зависимости от соотношения жесткости ригеля  $B_1 = E_b I_1$  и стоек  $B_2 = E_b I_2$ .

Расчетную длину свай (свай-оболочек, свай-столбов), в том числе в элементах опор эстакадного типа, следует принимать с учетом деформативности грунта и сопротивляемости перемещениям фундамента и верха опоры.

При расчете частей или элементов опор на продольный изгиб с использованием методов строительной механики, касающихся определения расчетной (свободной) длины сжатых стержней, допускается учитывать упругое защемление (упругую податливость) концов рассматриваемых элементов вследствие деформативности грунта и наличия в подвижных опорных частях сил трения. Если такие расчеты не производятся, то при применении подвижных опорных частей каткового и секторного типа, а также на фторопластовых прокладках, взаимную связанность верха опор учитывать не следует.

В сжатых железобетонных элементах минимальная площадь поперечного сечения продольной арматуры, % к полной площади расчетного сечения бетона, должна быть не менее

0,20 - в элементах с гибкостью  $\frac{l_0}{i} \leq 17$ ;

0,60 - в элементах с гибкостью  $\frac{l_0}{i} \geq 104$ ;

Таблица 3.3

| Отношение пролета ригеля $L$ к высоте стойки $H$ | Расчетная длина стойки $l_0$ при отношении жесткости $\frac{B_1}{B_2}$ |          |         |
|--|--|----------|---------|
|  | 0,5  | 1        | 5       |
| 0,2  | 1,1 $H$  | $H$      | $H$     |
| 1  | 1,3 $H$  | 1,15 $H$ | $H$     |
| 3  | 1,5 $H$  | 1,4 $H$  | 1,1 $H$ |

*Примечание.* При промежуточных значениях отношений  $\frac{L}{H}$  и  $\frac{B_1}{B_2}$  расчетную длину  $l_0$  допускается определять по интерполяции.

для промежуточных значений гибкости - по интерполяции, ( $l_0$  - расчетная длина элемента);

$$i = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} - \text{радиус инерции поперечного сечения элемента; где } I_b - \text{момент}$$

инерции бетонного сечения;  $A_b$  - площадь бетонного сечения. Если требования по величине минимального армирования не удовлетворяются, то элементы конструкции следует рассчитывать как бетонные.

Гибкость сжатых железобетонных элементов в любом направлении в стадии эксплуатации сооружения не должна быть больше 120, а на стадии монтажа - 150.

Гибкость  $\frac{l_0}{i_{ef}}$  элементов с косвенным армированием не должна превышать при сетках - 55, при спирали - 35, где  $i_{ef}$  - радиус инерции части бетонного сечения (ограниченной осями крайних стержней сетки или спирали).

**\*3.17** Звенья прямоугольных железобетонных труб следует рассчитывать как рамы замкнутого контура с дополнительной проверкой их стенок по схеме с жестко заделанными стойками.

Звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать только на изгибающие моменты (без учета продольных и поперечных сил), определяемые по приложению Р.



## МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### Бетон ОБЩИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

**\*3.18** В конструкциях мостов и труб следует предусматривать применение конструкционного тяжелого бетона со средней плотностью от 2200 до 2500 кг/м<sup>3</sup> включительно<sup>1)</sup>, соответствующего ГОСТ 26633-91.

Применение бетона с другими признаками и плотностью допускается в опытных конструкциях в установленном порядке.

Бетон конструкций по прочности на сжатие характеризуется проектным классом, передаточной и отпускной прочностями. Класс бетона по прочности на сжатие «В» определяется значением гарантированной, с обеспеченностью 0,95, прочностью на сжатие, контролируемой на кубах 150x150x150 мм в установленные сроки.

Проектный класс бетона «В» - это прочность бетона конструкции, назначаемая в проекте. Передаточная прочность бетона  $R_{bp}$  - прочность (соответствующему классу) бетона в момент передачи на него усилия в процессе изготовления и монтажа (см. п. 3.31).

<sup>1)</sup>Изложенные в разделе нормы и требования относятся к бетону с указанной плотностью, который далее (без указания плотности) именуется «тяжелый бетон».

Отпускная прочность бетона  $R_{b0}$  - прочность (соответствующая классу) бетона в момент отгрузки (замораживание) его со склада завода-изготовителя.

**\*3.19** Для конструкций мостов и труб следует применять тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В20, В22,5, В25, В27,5, В30, В35, В40, В45, В50, В55 и В60. Бетон класса по прочности выше В60 (в том числе получаемый с помощью добавок, повышающих прочность) следует применять по специальным техническим условиям. Бетон классов В22,5 и В27,5 следует предусматривать при условии, что это приводит к экономии цемента и не снижает других технико-экономических показателей конструкции.

В зависимости от вида конструкций, их армирования и условий работы применяемый бетон должен соответствовать требованиям, приведенным в таблице 3.4.

Таблица 3.4

| Вид конструкций, армирование и условия работы   | Бетон класса по прочности на сжатие, не ниже |
|---|--|
| 1. Бетонные   | В20  |
| 2. Железобетонные с ненапрягаемой арматурой при расположении <sup>1)</sup> :            |  |
| а) в зоне переменного уровня воды   | В25  |
| б) в надземных частях сооружения  | В22,5  |
| в) в подземных частях сооружения, а также во внутренних полостях сборно-монолитных опор | В20  |
| 3. Предварительно напряженные железобетонные:   |  |
| а) без анкеров:   |  |

|   |                          |
|---|--------------------------|
| при стержневой арматуре классов:<br>A600 (A-IV), Ат600 (Ат-IV)<br>A800 (A-V), Ат800 (Ат-V)<br>Ат1000 (Ат-VI)  | B25<br>B30<br>B35        |
| при проволочной арматуре:<br>из одиночных проволок класса Вр<br>из одиночных арматурных канатов класса К-7  | B35<br>B35               |
| б) с анкерами:<br>при проволочной арматуре:<br>класса В (при наружных или внутренних анкерах)<br>из одиночных арматурных канатов класса К-7<br>из пучков канатов класса К-7<br>при стальных канатах (со свивкой спиральной, двойной и закрытых) | B25<br>B25<br>B35<br>B35 |
| 4. Блоки облицовки опор на реках с ледоходом при расположении мостов в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С:<br>минус 40 и выше   | B35                      |

<sup>1)</sup> Характеристика зон указана в сноске<sup>1)</sup> и в примечаниях к таблице 3.5

Для омоноличивания напрягаемой арматуры, располагаемой в открытых каналах, следует предусматривать бетон класса по прочности на сжатие не ниже В30.

Инъецирование арматурных каналов в предварительно напряженных конструкциях должно производиться раствором прочностью на 28-й день не ниже 29,4 МПа (300 кгс/см<sup>2</sup>).

Для омоноличивания стыков сборных конструкций следует применять бетон класса по прочности на сжатие не ниже принятого для стыкуемых элементов.

Для омоноличивания напрягаемой арматуры, располагаемой в открытых каналах, следует применять бетон не ниже класса В35.

Бетон классов по прочности выше В60 (в том числе получаемый с использованием добавок, повышающих прочность) допускается применять по специальным Техническим условиям.

**\*3.20** Марки бетона и раствора по морозостойкости  $F$  в зависимости от климатических условий зоны строительства, расположения и вида конструкций следует принимать по таблице 3.5.

**3.21** Марки по морозостойкости бетона тела опор блоков облицовки для мостов, расположенных вблизи плотин гидростанций и водохранилищ, должны устанавливаться в каждом отдельном случае на основе анализа конкретных условий эксплуатации и требований, предъявляемых в этих случаях к бетону речных гидротехнических сооружений.

Морозостойкость при температуре замораживания минус  $20 \pm 3$  °С при водоцементном отношении не менее 0,4 - не ниже нормированного по специальному регламенту; при отношении менее 0,4 морозостойкость не нормируется.

**\*3.22** В подводных и надземных конструкциях, не подвергающихся электрической и химической коррозии, следует в соответствии со КМК 2.03.11-97 применять бетон с маркой по водопроницаемости W6.

Остальные элементы и части конструкций, в том числе бетонируемые стыки железобетонных мостов и труб и защитный слой одежды ездового полотна, должны проектироваться из бетона, имеющего марку по водонепроницаемости не ниже W8.

В районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки (минус 40° С) в железобетонных опорах в зоне переменного уровня воды, в блоках облицовки опор, а также во всех случаях в выравнивающем слое бетона одно- и двухслойной одежды ездового полотна, выполняющем гидроизолирующие функции, должен применяться бетон с маркой по водопроницаемости не ниже W8.

**\*3.23** В элементах конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивных средах, должны приниматься бетон и защитные покрытия, обладающие стойкостью к такому воздействию, в соответствии с требованиями КМК 2.03.11-97 и ГОСТ 10060.0-95.

Таблица 3.5

| Климатические условия<br>(характеризуемые среднемесячной температурой наиболее холодного месяца согласно МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99*), °С, и условия эксплуатации) | Расположение конструкций и их частей                                 |                    |  |  |  |                    |
|---|--|--------------------|--|--|--|--------------------|
|   | В надводной, подземной и надземной незатопляемой зонах <sup>1)</sup> |                    | В зоне переменного уровня воды <sup>2,3)</sup> |  |  |                    |
|   | Вид конструкций  |                    |  |  |  |                    |
|   | железобетонные и тонкостенные бетонные (толщиной менее 0,5 м)        | бетонные массивные | железобетонные и тонкостенные бетонные         | Бетонные массивные                     |  | блоки облицовки    |
|   |  |                    |  | кладка тела опор (бетон наружной зоны) | кладка заполнения при блоках облицовки (бетон внутренней зоны) |                    |
| Марка бетона по морозостойкости   |  |                    |  |  |  |                    |
| Умеренные: минус 10 и выше  | F200   | F100               | F200   | F100                                   | F100   | -                  |
| Суровые: ниже минус 10 до минус 20 включительно   | F200   | F100               | F300   | F200                                   | F100   | F300               |
| Особо суровые: ниже минус 20  | F300   | F200               | F300 <sup>4)</sup>                             | F300                                   | F200   | F400 <sup>5)</sup> |
| Применение антигололедных солей   | F300   |                    |  |  |  |                    |

<sup>1)</sup> К надземным незатопляемым зонам в опорах следует относить части, расположенные на 1 м выше поверхности грунта. Для бетона участков опор, расположенных ниже и

достигающих половины глубины промерзания грунта, следует предусматривать требования, указанные для конструкций, находящихся в зоне переменного уровня воды.

2) За верхнюю границу зоны переменного уровня воды следует принимать условный уровень, который на 1 м выше наивысшего уровня ледостава, за нижнюю уровень на 0,5 м ниже нижней поверхности слоя льда наинизшего ледостава.

3) Марка бетона по морозостойкости для конструкций, находящихся в зоне действия приливов, по отношению к марке, приведенной в таблице, повышается на 100 циклов

4) Железобетонные элементы промежуточных опор железнодорожных и совмещенных мостов на постоянных водотоках в районах с суровыми климатическими условиями должны иметь марку бетона по морозостойкости F400.

5) Бетон блоков облицовки опор больших железнодорожных и совмещенных мостов через реки с ледоходом при толщине льда больше 1,5 м и расположении моста в районе с особо суровыми климатическими условиями должен иметь марку по морозостойкости F500.

#### *Примечания*

1 К бетону частей конструкций подводных (на 0,5 м ниже поверхности слоя льда наинизшего ледостава), подземных (ниже половины глубины промерзания), а также находящихся в мерзлых грунтах требования по морозостойкости не нормируются. В обсыпных устоях к подземным частям конструкции относятся части тела устоя, расположенные ниже половины глубины промерзания грунта конуса насыпи.

2 Бетон всех элементов водопропускных труб, укрепления русел рек и конусов насыпей, берегоукрепительных и регуляционных сооружений (бетон, находящийся в сезоннооттаивающем слое мерзлых грунтов), всех элементов мостового полотна, включая плиты проезжей части автодорожных мостов без гидроизоляции, а также бетон выравнивающего слоя одежды ездового полотна, выполняющий гидроизолирующие функции, и плиты мостового полотна в железнодорожных пролетных строениях при безбалластной езде должен отвечать требованиям по морозостойкости, предъявляемым к бетону, находящемуся в зоне переменного уровня воды.

3 При назначении требований по морозостойкости участков буронабивных свай в зоне переменного уровня воды за нижний уровень этой зоны принимается отметка на 0,5 м ниже нижней поверхности льда.

Для повышения стойкости бетона к агрессивным воздействиям допускается применять специальные добавки (микрокремнезем, а также другие виды), регламентированные в утвержденных нормативных документах.

Цементно-водный раствор (как правило, с добавками по специальному регламенту) для инъектирования арматурных каналов в предварительно напряженных конструкциях должен иметь следующие физико-механические свойства, указываемые в проектах:

текучесть после приготовления - не более 45 с, через 1 ч после приготовления - не более 85 с;

оседание - не более 2% от объема;

прочность: в возрасте 7 суток - не менее 20 МПа ( $203,87 \text{ кгс/см}^2$ ), в возрасте 28 суток - не менее 30 МПа ( $305,81 \text{ кгс/см}^2$ ).

## **РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ**

**\*3.24** Основными нормативными прочностными характеристиками бетона являются значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная



|   |             |             |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |  |
|---|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--|
| ность)<br>для<br>рас-<br>четов<br>по<br>пред-<br>отвра-<br>щению<br>образо-<br>вания в<br>конст-<br>рукци-<br>ях про-<br>доль-<br>ных<br>тре-<br>щин: |             |             |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |  |
| при<br>пред-<br>вари-<br>тель-<br>ном<br>напря-<br>жении<br>и мон-<br>таже  | $R_{b,mc1}$ | -           | -             | 13,7<br>(140) | 15,2<br>(155) | 16,7<br>(170) | 19,6<br>(200) | 23,0<br>(235) | 26,0<br>(265) | 29,9<br>(305) | 32,8<br>(335) | 36,2<br>(370) |  |
| на<br>стадии<br>эксплу-<br>атации   | $R_{b,mc2}$ | 8,8<br>(90) | 10,3<br>(105) | 11,8<br>(120) | 13,2<br>(135) | 14,6<br>(150) | 16,7<br>(170) | 19,6<br>(200) | 22,0<br>(225) | 25,0<br>(255) | 27,5<br>(280) | 30,0<br>(305) |  |

*Примечание. Значения  $R_{b,ser}$  и  $R_{bt,ser}$  равны нормативным сопротивлениям бетона соответственно  $R_{bn}$  и  $R_{bm}$ .*

Расчетные сопротивления бетона на непосредственный срез  $R_{b,cut}$  при расчетах конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать:

для сечений, расположенных в монолитном армированном бетоне, когда не учитывается работа арматуры -  $R_{b,cut} = 0,1 R_b$ ;

для тех же сечений, когда учитывается работа арматуры на срез - по указаниям п. 3.78;

в местах сопряжения бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов при соблюдении п. 3.170 -  $R_{b,cut} = 0,05 R_b$ ;

для бетонных конструкций расчетные сопротивления по сжатию  $R_b$  и  $R_{b,mc2}$  необходимо принимать на 10 % ниже значений, указанных в таблице 3.6, а для непосредственного среза  $R_{b,cut} = 0,05 R_b$ .

Расчетные сопротивления монолитного бетона класса В20 во внутренних полостях (в ядре) круглых оболочек опор допускается в расчетах повышать на 25%.

**\*3.25** Расчетные сопротивления бетона, приведенные в п. 3.24 и в таблице 3.6, в соответствующих случаях следует принимать с коэффициентами условий работы согласно таблице 3.7

Таблица 3.7

| Фактор, обуславливающий введение коэффициента условий работы   | Коэффициент условий работы          | Расчетное сопротивление бетона, к которому вводится коэффициент | Значение коэффициента условий работы                     |
|--|-------------------------------------|---|--|
| 1. Многократно повторяющаяся нагрузка  | $m_{b1}$                            | $R_b$   | по п. 3.26   |
| 2. Бетонирование в вертикальном положении сжатых элементов с площадью поперечного сечения $0,3 \text{ м}^2$ и менее  | $m_{b4}$                            | $R_b$   | 0,85   |
| 3. Влияние двухосного напряженного состояния при поперечном обжатии бетона   | $m_{b6}$                            | $R_b, R_{b,sh}$   | по п. 3.27   |
| 4. Работа конструкции в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки (минус $40^\circ\text{C}$ ) при отсутствии водонасыщения бетона   | $m_{b7}$                            | $R_b$   | 0,9  |
| 5. Попеременное замораживание и оттаивание бетона, находящегося в водонасыщенном состоянии в конструкциях, эксплуатируемых в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, $^\circ\text{C}$ минус 40 | $m_{b8}$                            | $R_b$   | 0,9  |
| 6. Работа конструкций, не защищенных от солнечной радиации, в климатическом подрайоне IVA согласно МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99*)   | $m_{b9}$                            | $R_b, R_{b,sh}$   | 0,85   |
| 7. Наличие в составных конструкциях:<br>бетонируемых стыков<br>клеевых стыков<br>швов на растворе в неармированной кладке  | $m_{b10}$<br>$m_{b10}$<br>$m_{b10}$ | $R_b$<br>$R_b$<br>$R_b$   | по п. 3.28 и<br>таблице 3.10<br>по п. 3.29<br>по п. 3.30 |
| 8. Расчет элементов в стадии эксплуатации по предельным состояниям второй группы:<br>а) на косоу изгиб и косоу внецентренное сжатие  | $m_{b13}$                           | $R_b, R_{b,mc2}$  | 1,1  |

|  |           |            |      |
|--|-----------|------------|------|
| б) на кручение   | $m_{b14}$ | $R_{b,sh}$ | 1,15 |
| в) на скалывание по плоскости сопряжения бетона омоноличивания с бетоном конструкции | $m_{b15}$ | $R_{b,sh}$ | 0,5  |

**\*3.26** При многократно повторяющихся нагрузках, действующих на элементы, подлежащие расчету на выносливость, расчетные сопротивления бетона сжатию в расчетах на выносливость  $R_{bf}$  следует определять по формуле

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0,6 \beta_b \varepsilon_b R_b; \quad (3.3)$$

где  $m_{b1}$  - коэффициент условий работы;

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при расчетах по предельным состояниям первой группы (см. таблицу 3.6);

$\beta_b$  - коэффициент, учитывающий рост прочности бетона во времени и принимаемый по таблице 3.8;

$\varepsilon_b$  - коэффициент, зависящий от асимметрии цикла повторяющихся напряжений  $p_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}}$  и принимаемый по таблице 3.9.

Таблица 3.8

| Класс бетона по прочности на сжатие | V27,5 и ниже | V30  | V35  | V40  | V45  | V50  | V55  | V60  |
|-------------------------------------|--------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\beta_b$                           | 1,34         | 1,31 | 1,28 | 1,26 | 1,24 | 1,22 | 1,21 | 1,20 |

Таблица 3.9

| Коэффициент цикла повторяющихся напряжений $p_b$ | 0,1 и менее | 0,2  | 0,3  | 0,4  | 0,5  | 0,6 и более |
|--|-------------|------|------|------|------|-------------|
| $\varepsilon_b$                                  | 1,00        | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,24        |

*Примечание. При промежуточных значениях  $p_b$  коэффициент  $\varepsilon_b$  следует определять по интерполяции.*

**3.27** В расчетах предварительно напряженных конструкций при поперечном их обжатии напряжением  $\sigma_{by}$  к расчетным сопротивлениям бетона осевому сжатию  $R_b$ , скалыванию при изгибе  $R_{b,sh}$  и непосредственному срезу  $R_{b,cut}$  следует вводить коэффициенты условий работы  $m_{b6}$ , равные:

а) для  $R_b$  :

$$m_{b6} = 1,1 - \text{если } 0,1 R_b \leq \sigma_{by} \leq 0,2 R_b ;$$

$$m_{b6} = 1,2 - \text{при напряжениях } \sigma_{by} \leq 0,6 R_b ;$$

которые, представляют собой максимальную величину, учитываемую в расчетах;

б) для  $R_{b,sh}$  и  $R_{b,cut}$  :



$$m_{b6} = 1 + 1,5 \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}} - \text{при } \sigma_{by} \leq 0,98 \text{ МПа (10 кгс/см}^2\text{)};$$

$$m_{b6} = 1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}} - \text{при } \sigma_{by} = 2,94 \text{ МПа (30 кгс/см}^2\text{)};$$

для промежуточных значений  $\sigma_{by}$  коэффициенты условий работы бетона принимают по интерполяции.

**\*3.28** При расчете составных по длине конструкций с бетонируемыми стыками значения коэффициента условий работы  $m_{b10}$ , учитывающего разницу в прочности бетона конструкции и материала заполнения стыкового шва на каждой стадии работы стыка, следует принимать в зависимости от толщины шва  $b$  и отношения прочности бетона (раствора) в стыке (шве)  $R_{bj}$  к прочности бетона в блоках конструкции  $R_{b,con}$  по таблице 3.10.

При толщине частей блока менее 120 мм, а также при наличии в теле блока отверстий для пропуска напрягаемой арматуры значения  $m_{b10}$  для стыка с толщиной шва от 20 до 40 мм следует принимать как для шва толщиной 70 мм, для шва толщиной 70 мм – как для шва толщиной 200 мм.

Таблица 3.10

| Толщина шва, мм | Коэффициенты условий работы $m_{b10}$ при отношениях $R_{bj}/R_{b,con}$ |      |      |      |      |      |      |      |     |
|-----------------|---|------|------|------|------|------|------|------|-----|
|                 | 0,2 и менее   | 0,3  | 0,4  | 0,5  | 0,6  | 0,7  | 0,8  | 0,9  | 1,0 |
| от 20 до 40     | 0,70  | 0,76 | 0,82 | 0,88 | 0,94 | 1,0  | 1,0  | 1,0  | 1,0 |
| 70              | 0,50  | 0,58 | 0,65 | 0,72 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,0 |
| 200 и более     | 0,20  | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,0 |

**3.29** Составные конструкции по длине пролетных строений с клееными стыками следует проектировать такими, чтобы они были способны нести монтажные нагрузки при неотвержденном клее.

В расчетах составных конструкций по длине с клееными стыками коэффициент условий работы  $m_{b10}$ , вводимый к расчетным сопротивлениям бетона блоков и учитывающий снижение прочности конструкции до отверждения клея, следует принимать в зависимости от вида поверхности бетона торцов блоков: при рифленой – 0,90, при гладкой – 0,85.

Для клееных стыков, расстояния между которыми менее наибольшего размера сечения, а также для стыков вставных диафрагм указанные значения  $m_{b10}$  следует уменьшить на 0,05.

Для клееных стыков с отвержденным клеем следует принимать  $m_{b10} = 1$ .

**\*3.30** При расчете неармированной кладки из бетонных блоков на растворе к расчетным сопротивлениям бетона, принимаемым для бетонных конструкций в соответствии с п. 3.24, следует вводить коэффициенты условий работы  $m_{b10}$ , равные:

0,85 - при классах бетона блоков В20 и В22,5;

0,75 - при классах бетона блоков В25 - В35;

0,70 - при классах бетона блоков В40 и выше.

Толщина швов кладки при этом не должна быть больше 1,5 см, а раствор в швах должен иметь прочность в 28 -дневном возрасте не ниже 19,6 МПа (200 кгс/см<sup>2</sup>).

**\*3.31** При изготовлении предварительно напряженных конструкций обжатие бетона допускается при его прочности не ниже установленной для проектного класса.

Расчетные сопротивления бетона для назначения передаточной прочности следует определять по таблице 3.6 путем интерполяции значений, относящихся к близким классам бетона.

Прочность бетона к моменту передачи на него полного усилия с напрягаемой арматуры и при монтаже следует назначать, как правило, не менее прочности, соответствующей классу бетона по прочности В25.

### ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ

**\*3.32** К основным деформационным характеристикам бетона относятся нормативные значения:

предельных деформаций бетона при: осевом сжатии  $\varepsilon_{bo}$ , сжатии при изгибе

$\varepsilon_{bu}$ , осевом растяжении  $\varepsilon_{bto}$  и растяжении при изгибе  $\varepsilon_{btu}$ ;

модуля упругости бетона при сжатии и растяжении  $E_b$ ;

модулей деформации бетона  $E$ ;

модуля сдвига бетона  $G_b$ ;

коэффициента поперечных деформаций  $\nu$ ;

предельных удельных деформаций ползучести бетона  $c_n$ ;

предельных относительных деформаций усадки  $\varepsilon_{sn}$ .

Значение модулей упругости бетона при сжатии и растяжении  $E_b$  при твердении бетона конструкций в естественных условиях следует принимать при отсутствии опытных данных по таблице 3.11.

Таблица 3.11

| Класс бетона по прочности на сжатие                 | В20           | В22,5         | В25           | В27,5         | В30           | В35           | В40           | В45           | В50           | В55           | В60           |
|---|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| $E_b \cdot 10^3$ ,<br>МПа<br>(кгс/см <sup>2</sup> ) | 27,0<br>(275) | 28,5<br>(290) | 30,0<br>(306) | 31,5<br>(321) | 32,5<br>(332) | 34,5<br>(352) | 36,0<br>(367) | 37,5<br>(382) | 39,0<br>(398) | 39,5<br>(403) | 40,0<br>(408) |

Значения модулей упругости  $E_b$ , приведенные в таблице 3.11, следует уменьшать:

на 10% - для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, а также для бетона, работающего в условиях попеременного замораживания и оттаивания;

на 15% - для бетона конструкций, не защищенных от солнечной радиации, в климатическом подрайоне IVA в соответствии с требованиями МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*).

Для кладки из бетонных блоков значения модулей деформации  $E$  следует принимать для бетона классов:

В20 - В35 – 0,5  $E_b$ ;

В40 и выше -  $0,6 E_b$ .

Приведенный модуль деформации бетона сборно-монолитной опоры в целом определяется как средневзвешенный по значениям модуля деформации бетона кладки из блоков и модуля упругости бетона ядра сечения с учетом пропорциональности их площадей сечения, по отношению ко всей площади сечения опоры.

Нормативные значения предельных удельных деформаций ползучести  $c_n$  и относительных деформаций усадки  $\varepsilon_{sn}$  следует принимать по таблице О.3 приложения О.

Модуль сдвига бетона  $G_b$  следует принимать равным  $0,4E_b$ , коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) -  $\nu = 0,2$ .

Минимальное значение модуля упругости клеев, используемых в стыках составных конструкций, не должно быть меньше 1500 МПа (15 000 кгс/см<sup>2</sup>), а значение коэффициента поперечной деформации  $\nu$  - не более 0,25.

## Арматура

**\*3.33** При проектировании мостовых сооружений и труб в соответствии с требованиями, предъявляемыми к железобетонным конструкциям, должны быть установлены вид арматуры, ее нормируемые и контролируемые показатели качества. К основным прочностным показателем арматуры относятся класс арматуры по прочности на растяжение. Классу арматуры соответствует гарантированное значение физического (или условного) предела текучести, устанавливаемому согласно требованиям государственных стандартов или технических условий на арматуру.

Кроме того, каждому классу арматуры (кроме характеристики по пределу текучести), соответствуют свои значения временного сопротивления разрыву и относительного равномерного удлинения после разрыва. Значения этих характеристик принимают по действующим стандартам или техническим условиям на соответствующую арматуру и проверяются сертификационными испытаниями.

Вид арматурной стали следует принимать в зависимости от назначения конструкции, конструктивного решения, характера нагрузок и воздействий окружающей среды. К арматуре предъявляются следующие требования по дополнительным показателям качества, определяемым по соответствующим стандартам:

свариваемость, оцениваемая испытаниями по прочности сварных соединений в зависимости от вида сварки и соединения;

пластичность, оцениваемая испытаниями на изгиб (стержни) или перегиб (провода) до разрушения;

релаксационная стойкость, оцениваемая испытаниями по величине потерь под напряжением за определенный промежуток времени;

усталостная прочность, оцениваемая пределом выносливости при нормированном количестве циклов нагружения;

хладостойкость, оцениваемая испытаниями на ударную вязкость или испытаниями на прочность образцов, в том числе и сварных, при воздействии низких отрицательных температур (минус 40 °С).

коррозионная стойкость, оцениваемая испытаниями по продолжительности пребывания арматуры в напряженном состоянии в агрессивной среде до разрушения;

Дополнительные показатели качества арматуры при проектировании железобетонных конструкций мостов и труб устанавливаются в соответствии с требованиями расчетов, условий эксплуатации и различных воздействий окружающей среды.

Марки стали для арматуры железобетонных мостов и труб, устанавливаемой по расчету, в зависимости от условий работы элементов конструкций и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства следует принимать по таблице 3.12 с учетом п.п. 1.39, 3.91 и 3.133, при этом знак «плюс» означает возможность применения указанной марки стали в данных условиях.

В случае применения растянутой рабочей арматуры разных классов при расчетах на прочность следует:

для ненапрягаемой арматуры - принимать расчетное сопротивление, соответствующее арматурной стали наименьшей прочности;

для напрягаемой арматуры - учитывать только арматуру одной марки.

Арматурную сталь класса А300 (А-II) марки Ст5пс допускается применять в пролетных строениях (исключая хомуты) и в опорах мостов, если диаметры ее стержней, мм, не более:

20 - для элементов с арматурой, не рассчитываемой на выносливость;

18 - то же, рассчитываемой на выносливость.

Указанную арматурную сталь при диаметрах 22 мм и более следует применять только в фундаментах и частях опор, расположенных ниже половины глубины промерзания грунта.

Сварные соединения стержневой термически упроченной арматурной стали, высокопрочной арматурной проволоки, арматурных канатов класса К-7 и стальных канатов со свивкой спиральной, двойной и закрытых не допускаются.

К стержневой напрягаемой арматуре, находящейся в пределах тела бетона конструкции, запрещается приварка каких-либо деталей или арматуры.

Применение в качестве рабочей (рассчитываемой) арматуры новых, в том числе импортных, арматурных сталей допускается в установленном порядке.

Таблица 3.12

| Вид арматурной стали | Класс арматурной стали | Документ регламентирующий качество арматурной стали | Ограничение по пределу текучести $\sigma_t$ , условному пределу текучести $\sigma_{0,2}$ , пределу прочности $\sigma_b$ , МПа | Марка стали | Диаметр, мм | Элементы с арматурой, не рассчитываемой на выносливость | Элементы с арматурой, рассчитываемой на выносливость |
|----------------------|------------------------|---|---|-------------|-------------|---|--|
|----------------------|------------------------|---|---|-------------|-------------|---|--|

|  |   |                              |   |         |   | При применении конструкций в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С |                 |                  |                  |                 |
|--|---|------------------------------|---|---------|---|---|-----------------|------------------|------------------|-----------------|
| Стержневая горячекатанная гладкая                        | А240 (А-I)  | ГОСТ 5781-82*<br>ГОСТ 380-05 | $235 < \sigma_T < 310$<br>$380 < \sigma_B < 500$  | Ст3сп   | 6-10                                      | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | Ст3сп   | 12-40                                     | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | Ст3пс   | 6-10                                      | +   | +               | +                | + <sup>1)</sup>  |                 |
|  |   |                              |   | Ст3пс   | 12-16                                     | +   | + <sup>1)</sup> | +                | + <sup>1)</sup>  |                 |
|  |   |                              |   | Ст3пс   | 18-40                                     | +   | + <sup>1)</sup> | + <sup>1)</sup>  | -                |                 |
|  |   |                              |   | Ст3кп   | 6-10                                      | +   | -               | -                | -                |                 |
| Стержневая горячекатанная периодического профиля         | А300 (А-II)<br>Ас300 (Ас-II)<br>А400 (А-III)<br>А600 (А-IV)<br>А-800 (А-V)                | ГОСТ 5781-82*<br>ГОСТ 380-05 | $295 < \sigma_T < 370$<br>$500 < \sigma_B < 570$<br>$300 < \sigma_T < 470$<br>$600 < \sigma_B < 700$                    | Ст5сп   | 10-40                                     | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | Ст5пс   | 10-16                                     | +   | + <sup>1)</sup> | +                | + <sup>1)</sup>  |                 |
|  |   |                              |   | Ст5пс2  | 18-40                                     | +   | -               | + <sup>1)</sup>  | -                |                 |
|  |   |                              |   |         | 10ГТ                                      | 10-32   | +               | +                | +                | +               |
|  |   |                              |   |         | 25Г2С                                     | 6-40  | +               | +                | +                | + <sup>1)</sup> |
|  |   |                              |   |         | 35ГС                                      | 6-40  | +               | + <sup>4)</sup>  | -                | -               |
| Стержневая термически упрочненная периодического профиля | Ат600 <sup>6)</sup> (Ат-IV)<br>Ат800 <sup>6)</sup> (Ат-V)<br>Ат1000 <sup>6)</sup> (Ат-VI) | ГОСТ 10884-94                | Фактические значения $\sigma_T$ , $\sigma_{0,2}$ , $\sigma_B$ не должны превышать нормируемые значения более чем на 100 | 20ХГ2Ц  | 10-22                                     | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | 23Х2Г2Т | 10-32                                     | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | 28С     | 10-28                                     | + <sup>5)</sup>   | + <sup>5)</sup> | -                | -                |                 |
|  |   |                              |   | 10ГС2   | 10-18                                     | + <sup>5)</sup>   | + <sup>5)</sup> | -                | -                |                 |
|  |   |                              |   | 25С2Р   | 10-18                                     | + <sup>5)</sup>   | + <sup>5)</sup> | -                | -                |                 |
|  |   |                              |   | 25С2Р   | 10-28                                     | + <sup>5)</sup>   | + <sup>5)</sup> | -                | -                |                 |
| Высокопрочная гладкая проволока                          | В1500-В1000 (В-II)  | ГОСТ 7348-81*                | Фактические значения $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_B$ не должны превышать нормируемые значения более чем на 300              | -       | 3-8                                       | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | -       | 3-8                                       | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | -       | 9-15                                      | +   | +               | +                | +                |                 |
| Высокопрочная периодического профиля                     | Вр1500-Вр1100 (Вр-II)   | ГОСТ 7348-81*                | Фактические значения $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_B$ не должны превышать нормируемые значения более чем на 300              | -       | 3-8                                       | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | -       | 9-15                                      | +   | +               | +                | +                |                 |
| Канаты арматурные  | К7-1500-К7-1410 (К-7)   | ГОСТ 13840-68*               | -   | -       | 9-15                                      | +   | +               | +                | +                |                 |
|  |   |                              |   | -       | 9-15                                      | +   | +               | +                | +                |                 |
| Канаты стальные  | Спиральные  | -                            | -   | -       | По ГОСТ у диаметра проволоки 3 мм и более | +   | +               | + <sup>10)</sup> | + <sup>10)</sup> |                 |
|  | Двойной свивки  | ГОСТ 3067-88*                | -   | -       | -   | +   | +               | + <sup>10)</sup> | + <sup>10)</sup> |                 |

|  |          |   |  |  |                 |   |   |                  |                  |
|--|----------|---|--|--|-----------------|---|---|------------------|------------------|
|  | Вакрытыс | ГОСТ 3090<br>-73*<br>ГОСТ 7675<br>-73*<br>ГОСТ 7676<br>-73* |  |  | По<br>ГОСТ<br>У | + | + | + <sup>10)</sup> | + <sup>10)</sup> |
|--|----------|---|--|--|-----------------|---|---|------------------|------------------|

- 1) – допускается к применению в вязаных каркасах и сетках.  
2) – не допускается к применению для хомутов пролетных строений.  
3) – не допускается к применению, если динамический коэффициент больше 1,1.  
4) – если динамический коэффициент больше 1,1, допускается к применению только в вязаных каркасах и сетках.  
5) – только в виде целых стержней мерной длины.  
6) – допускается к применению термически упрочненная арматурная сталь только марок С (свариваемая) и К (стойкая к коррозионному растрескиванию).  
7) – допускается к применению при гарантируемой величине равномерного удлинения не менее 2.  
8) – допускается к применению при диаметрах проволок 5-8 мм.  
9) – допускается к применению при диаметре проволок 5 мм.  
10) – допускается к применению только в пролетных строениях совмещенных мостов.

**\*3.34** Для монтажных (подъемных) петель следует предусматривать применение арматурной стали класса А240 (А-I) марки СтЗсп.

Если проектом предусмотрен монтаж конструкции при среднесуточных температурах наружного воздуха не ниже минус 40 °С, то для монтажных петель допускается применение арматурной стали класса А240 (А-I) из стали марки СтЗпс.

**\*3.35** В качестве конструктивной арматуры при всех условиях допускается применение арматурной стали классов А240 (А-I) и А300 (А-II) марок, указанных в таблице. 3.12, а также арматурной проволоки периодического профиля класса Вр.

### **СТАЛЬНЫЕ ИЗДЕЛИЯ**

**\*3.36** Для закладных изделий, деформационных швов и прочих расчетных элементов следует применять стальной прокат и другие изделия согласно требований разд. 4.

Возможно также применение проката из марок сталей перечисленных в ГОСТ 19281-89\* и ГОСТ 19292-73 (кроме марок 17ГС и 17Г1С), без дополнительной термообработки и не ниже шестой категории поставки.

При средней температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства не ниже минус 30<sup>0</sup> С и динамическом коэффициенте не более 1,1 допускается также применение проката толщиной 4-24 мм из стали марки СтЗпс по ГОСТ 535-05.

Для закладных изделий, не рассчитываемых на силовые воздействия, допускается использовать предусмотренный в ГОСТ 535-05 прокат из стали марки СтЗкп с толщиной проката 4-30 мм.

## Расчетные характеристики арматуры

**\*3.37** Основные прочностные характеристики арматуры определяют по действующим стандартам на арматурные стали.

Для стержневой арматуры при растяжении (сжатии) в качестве нормативного значения сопротивления  $R_{s,n}$  принимаются напряжения, равные значениям физического предела текучести или условного, соответствующего остаточному удлинению, равному 0,2 %; для гладкой проволочной арматуры класса В по ГОСТ 7348-81 и арматурных канатов К-7 по ГОСТ 13840-68\* – напряжения, соответствующие 0,95 условного предела текучести; для проволоки периодического профиля класса Вр по ГОСТ 7348 – 0,9 условного предела текучести.

Расчетные значения сопротивления арматуры определяют делением нормативных значений сопротивления арматуры на коэффициент надежности по арматуре. Значения коэффициента надежности следует принимать в зависимости от класса арматуры и рассматриваемого предельного состояния, но не менее:

при расчете по предельным состояниям первой группы - 1,1;

при расчете по предельным состояниям второй группы - 1,0.

Расчетные значения модуля упругости арматуры  $E$  принимают равными их нормативным значениям.

В качестве обобщенной характеристики механических свойств арматуры следует принимать нормативную диаграмму состояния (деформирования) арматуры, устанавливающую связь между напряжениями и относительными деформациями арматуры при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки (согласно стандартным испытаниям) вплоть до достижения их установленных нормативных значений.

Нормативные и расчетные сопротивления растяжению арматурных сталей, применение которых допускается в железобетонных конструкциях мостов и труб, следует принимать по таблице 3.13.

Таблица 3.13

| Класс арматурной стали        | Диаметр, мм | Нормативные сопротивления растяжению $R_{sn}$ и $R_{pn}$ | Расчетные сопротивления растяжению $R_s$ и $R_p$ при расчетах по предельным состояниям первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), для мостов и труб |                          |
|-------------------------------|-------------|--|---|--------------------------|
|                               |             |  | железнодорожных   | автодорожных и городских |
| <b>Ненапрягаемая арматура</b> |             |  |   |                          |
| 1. Стержневая:                |             |  |   |                          |
| а) гладкая А240 (А-I)         | 6-40        | 235 (2400)   | 200 (2050)  | 210 (2150)               |
| б) периодического профиля:    |             |  |   |                          |
| А300 (А-II), Ас300 (Ас-II)    | 10-40       | 295 (3000)   | 250 (2550)  | 265 (2700)               |
| А400 (А-III)                  | 6 и 8       | 390 (4000)   | 320 (3250)  | 340 (3450)               |

|   | 10-40                         | 390 (4000)   | 330 (3350)     | 350 (3550)     |
|---|-------------------------------|--|----------------|----------------|
|   |                               | <b>Напрягаемая арматура</b>  |                |                |
| 2. Стержневая:  |                               |  |                |                |
| а) горячекатаная  |                               |  |                |                |
| А600 <sup>1)</sup> (А-IV)                                       | 10-32                         | 590 (6000)   | 435 (4500)     | 465 (4750)     |
| А800 (А-V)  | 10-32                         | 785 (8000)   | 565 (5750)     |                |
| б) термически упрочненная:                                      |                               |  |                |                |
| Ат600 (Ат-IV)   | 10-28                         | 590 (6000)   | -              | 465 (4750)     |
| Ат800(Ат-V)   | 10-14                         | 785 (8000)   | -              | 645 (6600)     |
|   | 16-28                         | 785 (8000)   | -              | 600 (6100)     |
| Ат1000 (Ат-VI)  | 10-14                         | 980 (10 000)   | -              | 775 (7900)     |
|   | 16                            | 980 (10 000)   | -              | 745 (7600)     |
| 3. Высокопрочная проволока:                                     |                               |  |                |                |
| а) гладкая В-II   |                               |  |                |                |
| В1500   | 3                             | 1490 (15 200)  | 1120 (11 400)  | 1180 (12 050)  |
| В1400   | 4                             | 1410 (14 400)  | 1060 (10 800)  | 1120 (11 400)  |
| В1400   | 5                             | 1335 (13 600)  | 1000 (10 200)  | 1055 (10 750)  |
| В1300   | 6                             | 1255 (12 800)  | 940 (9600)     | 995 (10 150)   |
| В1200   | 7                             | 1175 (12 000)  | 885 (9000)     | 930 (9500)     |
| б) периодического профиля Вр-II                                 |                               |  |                |                |
| В1500   | 3                             | 1460 (14 900)  | 1100 (11 200)  | 1155 (11 800)  |
| В1400   | 4                             | 1375 (14 000)  | 1030 (10 500)  | 1090 (11 100)  |
| В1400   | 5                             | 1255 (12 800)  | 940 (9600)     | 995 (10 150)   |
| В1200   | 6                             | 1175 (12 000)  | 885 (9000)     | 930 (9500)     |
| 4. Арматурные канаты  |                               |  |                |                |
| К7-1500   | 9                             | 1375 (14 000)  | 1030 (10 500)  | 1090 (11 100)  |
| К7-1500   | 12                            | 1335 (13 600)  | 1000 (10 200)  | 1055 (10 750)  |
| К7-1400   | 15                            | 1295 (13 200)  | 970 (9900)     | 1025 (10 450)  |
| 5. Стальные канаты со спиральной или двойной свивкой и закрытые | По соответствующим стандартам | 0,75 $R_{рпн}$ ( $R_{рпн}$ - нормативное сопротивление разрыву каната в целом) | 0,54 $R_{рпн}$ | 0,57 $R_{рпн}$ |

<sup>1)</sup> При смешанном армировании стержневую горячекатаную арматуру класса А600 (А-IV) допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры.

*Примечания: 1. В соответствии с ГОСТ 7348-81\* проволока диаметром 3-8 мм имеет класс прочности: гладкая от 1500 до 1100, периодического профиля от 1500 до 1000.*

*2. В соответствии с ГОСТ 13840-68\* арматурные канаты К-7 диаметром 9-15 мм имеют класс прочности от 1500 до 1400.*

**\*3.38** Расчетные сопротивления сжатию  $R_{sc}$  ненапрягаемой арматурной стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) следует принимать равными расчетным сопротивлениям этой арматуры растяжению  $R_s$ . Используемые при расчетах конструкций по предельным состояниям первой группы наибольшие расчетные сжимающие напряжения  $R_{pc}$  в напрягаемой арматуре,





окончание таблицы 3.14

| Класс (виды или особенности)<br>применяемой арматурной<br>стали                                   | Значения коэффициентов $\epsilon_{ps}$ и $\epsilon_{pp}$ при $\rho$ |      |      |      |      |      |      |      |    |
|---|---|------|------|------|------|------|------|------|----|
|   | 0,4   | 0,5  | 0,6  | 0,7  | 0,75 | 0,8  | 0,85 | 0,9  | 1  |
| 1   | 11  | 12   | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   | 19 |
| <b>Коэффициент <math>\epsilon_{ps}</math></b>   |   |      |      |      |      |      |      |      |    |
| A240 (A-I)  | 1   | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1  |
| A300 (A-II)   | 0,87  | 0,94 | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1  |
| Ac300 (Ac-II)   | 0,90  | 0,92 | 0,94 | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1  |
| A400 (A-III)  | 0,70  | 0,75 | 0,81 | 0,90 | 0,95 | 1    | 1    | 1    | 1  |
| <b>Коэффициент <math>\epsilon_{pp}</math></b>   |   |      |      |      |      |      |      |      |    |
| A600 (A-IV) (без стыков или со стыками, выполненными контактной сваркой с механической зачисткой) | 0,38  | 0,49 | 0,70 | 0,78 | 0,85 | 0,91 | 0,94 | 0,96 | 1  |
| В или пучки из нее  | -   | -    | -    | -    | 0,85 | 0,97 | 1    | 1    | 1  |
| Вр или пучки из нее   | -   | -    | -    | -    | 0,78 | 0,82 | 0,87 | 0,91 | 1  |
| К-7   | -   | -    | -    | -    | 0,78 | 0,84 | 0,95 | 1    | 1  |

*Примечания: 1. Для стальных канатов со спиральной или двойной свивкой и закрытых при  $\rho \geq 0,85$  коэффициент  $\epsilon_{pp}$  допускается принимать равными единице, а при  $\rho < 0,85$  - устанавливать в соответствии с п. 4.58, относящимся к расчету на выносливость канатов висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений.*

*2. Для промежуточных значений  $\rho$  коэффициенты  $\epsilon_{ps}$  и  $\epsilon_{pp}$  следует определять по интерполяции.*

Таблица 3.15

| Тип сварного соединения                              | Коэффициент асимметрии цикла $\rho$ | Коэффициент $\beta_{pw}$ для стержней диаметром 32 мм и менее при арматурной стали классов |                               |              |             |
|--|-------------------------------------|--|-------------------------------|--------------|-------------|
|  |                                     | A240 (A-I)   | A300 (A-II),<br>Ac300 (Ac-II) | A400 (A-III) | A600 (A-IV) |
| Сварка контактным способом (без продольной зачистки) | 0                                   | 0,75   | 0,65                          | 0,60         | -           |
|  | 0,2                                 | 0,85   | 0,70                          | 0,65         | -           |
|  | 0,4                                 | 1  | 0,80                          | 0,75         | 0,75        |
|  | 0,7                                 | 1  | 0,90                          | 0,75         | 0,75        |
|  | 0,8                                 | 1  | 1                             | 0,75         | 0,80        |
|  | 0,9                                 | 1  | 1                             | 0,85         | 0,90        |

|   |     |      |      |      |   |
|---|-----|------|------|------|---|
| Сварка ванным способом на удлиненных накладках-подкладках   | 0   | 0,75 | 0,65 | 0,60 | - |
|   | 0,2 | 0,80 | 0,70 | 0,65 | - |
|   | 0,4 | 0,90 | 0,80 | 0,75 | - |
|   | 0,7 | 0,90 | 0,90 | 0,75 | - |
|   | 0,8 | 1    | 1    | 0,75 | - |
|   | 0,9 | 1    | 1    | 0,85 | - |
| Контактная точечная сварка перекрещивающихся стержней арматуры и приварка других стержней, сварка на парных смещенных накладках | 0   | 0,65 | 0,65 | 0,60 | - |
|   | 0,2 | 0,70 | 0,70 | 0,65 | - |
|   | 0,4 | 0,75 | 0,75 | 0,65 | - |
|   | 0,7 | 0,90 | 0,90 | 0,70 | - |
|   | 0,8 | 1    | 1    | 0,75 | - |
|   | 0,9 | 1    | 1    | 0,85 | - |

*Примечания:* 1. Если диаметры стержней растянутой арматуры больше 32 мм, то значения  $\beta_{pw}$  следует уменьшать на 5 %.

2. Если значения  $\rho < 0$ , то значения  $\beta_{pw}$  следует принимать такими же, как при  $\rho = 0$ .

3. Для растянутой арматурной стали класса А-IV, стержни которой имеют сварные стыки, выполненные контактной сваркой с последующей продольной зачисткой, следует принимать  $\beta_{pw} = 1$ .

4. При промежуточных значениях  $\rho$  коэффициенты  $\beta_{pw}$  следует определять по интерполяции.

**\*3.40** При расчете растянутой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) в наклонных сечениях на действие поперечной силы к расчетным сопротивлениям растяжению арматурной стали, указанным в таблице 3.13, вводятся коэффициенты условий работы арматуры:

$m_{a4} = 0,8$  - для стержневой арматуры;

$m_{a4} = 0,7$  - для арматуры из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7 и стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

Если в сварных каркасах диаметр хомутов из арматурной стали класса А-III менее 1/3 диаметра продольных стержней, то учитываемые в расчете на поперечную силу напряжения в хомутах не должны превышать, МПа (кгс/см<sup>2</sup>):

245(2500) - при диаметре хомутов 6 и 8 мм;

255(2600) - то же, 10 мм и более.

**\*3.41** Для арматурной стали классов А600 (А-IV) и А800 (А-V) при применении стыков, выполненных контактной сваркой без продольной механической зачистки, и стыков на парных смещенных накладках к расчетным сопротивлениям растяжению, указанным в таблице 3.13, вводится коэффициент условий работы арматуры  $m_{a5} = 0,9$ .

Для арматурной стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) при наличии стыков, выполненных контактной сваркой, ванным способом на удлиненных или коротких подкладках, на парных смещенных

накладках, расчетные сопротивления растяжению следует принимать такими же, как для арматурной стали, не имеющей стыков.

**\*3.42** При расчете по прочности растянутой арматуры в изгибаемых конструкциях для арматурных элементов (отдельных стержней, пучков, канатов), расположенных от растянутой грани изгибаемого элемента на расстоянии более чем  $1/5$  высоты растянутой зоны сечения, к расчетным сопротивлениям арматурной стали растяжению по таблице 3.13 следует вводить коэффициенты условий работы арматуры

$$m_{a6} = 1,1 - 0,5 \frac{a}{h-x} \leq 1; \quad (3.6)$$

где  $h - x$  - высота растянутой зоны сечения;

$a \geq \frac{1}{5} (h - x)$  - расстояние оси растянутого арматурного элемента от растянутой грани сечения.

**3.43** При расчетах на стадии создания в конструкции предварительного напряжения, а также на стадии монтажа расчетные сопротивления арматурной стали следует принимать с коэффициентом условий работы, равными:

1,10 - для стержневой арматурной стали, а также арматурных элементов из высокопрочной проволоки;

1,05 - для арматурных канатов класса К-7, а также стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

**3.44** При перегибе стальных канатов со спиральной или двойной свивкой вокруг анкерных полукруглых блоков диаметром  $D$  менее  $24d$  ( $d$  - диаметр каната) к расчетным сопротивлениям канатов растяжению при расчетах на прочность должны вводиться коэффициенты условий работы канатов  $m_{a10}$ , которые при отношениях  $D/d$  от 8 до 24 допускается определять по формуле

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125 \frac{D}{d} \leq 1 \quad (3.7)$$

При перегибах вокруг блоков диаметром  $D$  менее  $8d$  коэффициенты условий работы канатов следует назначать по результатам опытных исследований.

**\*3.45** При расчетах по прочности оцинкованной высокопрочной гладкой проволоки класса В-II диаметром 5 мм к расчетным сопротивлениям проволоки растяжению по таблице 3.13 следует вводить коэффициенты условий работы арматуры  $m_{a11}$ , равные:

0,94 - при оцинковке проволоки по группе С, отвечающей среднеагрессивным условиям среды;

0,88 - то же, по группе Ж, отвечающей жесткоагрессивным условиям среды.

## РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ

**3.46** Для стальных изделий железобетонных мостов и труб, представляющих отдельные их конструктивные детали (опорные части, элементы шарниров и деформационных швов, упорные устройства и т.д.), и для

стальных закладных изделий из листового и фасонного проката расчетные сопротивления следует принимать таким же, как для элементов стальных конструкций мостов (см. разд. 4).

Расчетные сопротивления для арматурных стержней, анкеруемых в бетоне, следует принимать в соответствии с указаниями, относящимися к арматуре.

## ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ АРМАТУРЫ И ОТНОШЕНИЕ МОДУЛЕЙ УПРУГОСТИ

**\*3.47** Основными деформационными характеристиками арматуры являются нормативные значения:

относительных деформаций удлинения арматуры при достижении напряжениями нормативных значений;

модуля упругости арматуры .

Для арматуры с физическим пределом текучести нормативные значения относительной деформации удлинения арматуры определяют как упругие относительные деформации при нормативных значениях сопротивления арматуры и ее модуля упругости.

Для арматуры с условным пределом текучести нормативные значения относительной деформации удлинения арматуры определяют как сумму остаточного удлинения арматуры, равного 0,2%, и упругих относительных деформаций при напряжении, равном условному пределу текучести.

Для сжатой арматуры нормативные значения относительной деформации укорочения принимают такими же, как при растяжении, за исключением специально оговоренных случаев, но не более предельных относительных деформаций укорочения бетона.

Нормативные значения модуля упругости арматуры при сжатии и растяжении принимают одинаковыми и устанавливают для соответствующих видов и классов арматуры. Значения модуля упругости арматуры следует принимать по таблице 3.16.

При необходимости значения модулей упругости допускается принимать по результатам контрольных испытаний.

**\*3.48** Во всех расчетах элементов мостов, производимых по формулам упругого тела, кроме расчетов мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и на трещиностойкость, следует использовать отношения модулей упругости  $n_1 \left( \frac{E_s}{E_b} \text{ или } \frac{E_p}{E_b} \right)$ , определяемые по значениям модулей, приведенным для арматуры в таблице 3.16 и для бетона в таблице 3.11.

При расчетах элементов мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и на трещиностойкость, при определении напряжений и геометрических характеристик приведенных сечений, площадь арматуры учитывается с коэффициентом отношения модулей упругости  $n'$ , при котором учитывается виброползучесть бетона. Значения  $n'$  следует принимать при бетоне классов:

B20 ..... 22,5;

В22,5 и В25 ..... 20;  
 В27,5 ..... 17;  
 В30 и В35 ..... 15;  
 В40 и выше ..... 10.

Таблица 3.16

| Класс (вид)<br>Арматурной стали                 | Модуль упругости, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ),<br>арматуры |  |
|---|---|--|
|   | ненапрягаемой $E_s$                                       | напрягаемой $E_p$                      |
| А240 (А-I), А300 (А-II),<br>Ас300 (Ас-II)       | $2,06 \cdot 10^5$ ( $2,1 \cdot 10^6$ )                    | -                                      |
| А400 (А-III)                                    | $1,96 \cdot 10^5$ ( $2,0 \cdot 10^6$ )                    | -                                      |
| А600 (А-IV), Ат600 (Ат-IV),<br>А800 (А-V)       | -   | $1,86 \cdot 10^5$ ( $1,9 \cdot 10^6$ ) |
| Ат1000 (Ат-V), Ат1000 (Ат-<br>VI)               | -   | $1,86 \cdot 10^5$ ( $1,9 \cdot 10^6$ ) |
| Проволока классов В, Вр                         | -   | $1,96 \cdot 10^5$ ( $2,0 \cdot 10^6$ ) |
| Пучки из параллельных<br>проволок классов В, Вр | -   | $1,77 \cdot 10^5$ ( $1,8 \cdot 10^6$ ) |
| Арматурные канаты класса К-<br>7                |   | $1,77 \cdot 10^5$ ( $1,8 \cdot 10^6$ ) |
| Пучки из арматурных                             | -   |  |
| канатов К-7                                     | -   | $1,67 \cdot 10^5$ ( $1,7 \cdot 10^6$ ) |
| Стальные канаты:                                |   |  |
| спиральные и двойной<br>свивки                  | -   | $1,67 \cdot 10^5$ ( $1,7 \cdot 10^6$ ) |
| закрытие  | -   | $1,57 \cdot 10^5$ ( $1,6 \cdot 10^6$ ) |

### РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

#### Расчет по прочности и устойчивости

#### ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

**\*3.49** Расчет бетонных и железобетонных элементов мостов и труб следует производить, сопоставляя расчетные усилия от внешних нагрузок с предельными усилиями.

Применение изгибаемых, центрально- и внецентренно растянутых бетонных элементов в конструкциях не допускается.

**\*3.50** Расчетные усилия в статически неопределимых конструкциях должны учитывать перераспределение усилий от усадки и ползучести бетона, искусственного регулирования, трещинообразования и предварительного напряжения. К общему усилию, найденному от нормативных значений

перечисленных нагрузок и воздействий, вводятся коэффициенты надежности 1,1 (или 0,9).

**3.51** Предельные усилия в элементах конструкций следует определять в сечениях, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

**3.52** При расчете бетонных и железобетонных элементов на воздействие сжимающей продольной силы  $N$  за расчетное значение усилия необходимо принимать меньшее, полученное из расчетов по прочности и устойчивости. При расчете по прочности следует учитывать случайный эксцентриситет  $e_{c,сн} = \frac{1}{400} l_0$  ( $l_0$  - геометрическая длина элемента или её часть между точками закрепления элемента, принимаемая с учетом требований п. 3.16).

При расчете по трещиностойкости и деформациям случайный эксцентриситет учитывать не следует.

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет  $e_c$  (относительно центра тяжести приведенного сечения) находится как сумма эксцентриситетов - определяемого из статического расчета конструкции и случайного  $e_{c,сн}$ .

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения  $e_c$  принимается равным эксцентриситету, полученному из статического расчета, но не менее  $e_{c,сн}$ .

**\*3.53** Расчет по прочности и устойчивости сжатых, внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений в зависимости от величины эксцентриситета  $e_c = \frac{M}{N}$  производится в соответствии с таблицей 3.17.

Таблица 3.17

| Вид расчета     | Конструкции  |           |                |           |
|-----------------|--|-----------|----------------|-----------|
|                 | Бетонные   |           | железобетонные |           |
|                 | Номера пунктов, в соответствии с которыми следует выполнять расчеты при эксцентриситетах |           |                |           |
|                 | $e_c \leq r$   | $e_c > r$ | $e_c \leq r$   | $e_c > r$ |
| По прочности    | 3.68   | 3.68      | 3.69,б         | 3.70      |
|                 | 3.54   | 3.54      | -              | 3.54      |
| По устойчивости | 3.66   | -         | 3.69,а         | -         |
|                 | 3.55   | -         | 3.55           | -         |

*Примечание.*  $r$  – ядровое расстояние

Сжатые элементы с расчетным начальным эксцентриситетом  $e_c > r$  следует рассчитывать на внецентренное сжатие.

Влияние прогиба на увеличение расчетного усилия внецентренно сжатого элемента при расчете по недеформируемой схеме следует учитывать путем умножения эксцентриситета  $e_c$  на коэффициент  $\eta$ , определяемый по п. 3.54.

При расчете на устойчивость при  $e_c \leq r$  коэффициент продольного изгиба ( $\varphi$ ) следует принимать в соответствии с п. 3.55.

**\*3.54** Коэффициент  $\eta$ , учитывающий влияние прогиба по прочности, определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad (3.8)$$

где  $N_{cr}$  - условная критическая сила, определяемая по формулам:

для бетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right); \quad (3.9)$$

для железобетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + n_1 I_s \right]; \quad (3.10)$$

где  $I_b$  - момент инерции площади сечения бетона, определяется без учета трещин в бетоне;

$I_s$  - момент инерции площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

Моменты инерции определяются относительно осей, проходящих через центр тяжести приведенного сечения.

В формулах (3.9) и (3.10) коэффициентами  $\varphi_l$  и  $\varphi_p$  учитывается соответственно влияние на прогиб длительного действия нагрузки, предварительного напряжения арматуры и относительной величины эксцентриситета.

Значение коэффициента  $\varphi_l$  следует принимать равным:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M}; \quad (3.11)$$

где  $M_l$  - момент от постоянной нагрузки;

$M$  - момент, равный произведению нормальной силы  $N$ , от постоянной и временной нагрузок - на расстояние от места расположения силы  $N$  до наиболее растянутого стержня (для бетонных элементов - до наиболее растянутой грани сечения) или до наименее сжатого стержня или грани (при целиком сжатом сечении).

Значение коэффициента  $\delta$  следует принимать равным  $e_c / h$ , но не менее определяемого по формуле.

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b; \quad (3.12)$$

где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона, МПа;

$l_0$  - расчетная длина элемента, м.



Если моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от постоянной имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки  $e_c \geq 0,1 h$ , следует принимать  $\varphi_l = 1,0$ , а при  $e_c < 0,1 h$  -  $\varphi_l = 1,05$ .

Значение коэффициента  $\varphi_p$ , учитывающего влияние предварительного натяжения арматуры на жесткость элемента, следует определять по формуле

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \frac{e_c}{h}, \quad (3.13)$$

где  $\sigma_{bp}$  - предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести продольной арматуры с учетом всех потерь согласно обязательному приложению О; для кольцевых и круглых сечений  $h = D$ .

В формуле (3.13) расчетные сопротивления  $R_b$  принимаются без учета коэффициентов условий работы бетона, а значения  $e_c/h$  не должны превышать 1,5.

Сжатые железобетонные элементы должны иметь характеристики, при которых обеспечивается условие.

$$\frac{N}{N_{cr}} \leq 0,7. \quad (3.14)$$

При расчете элементов на внецентренное сжатие из плоскости изгиба, созданного внецентренным приложением нагрузки, необходимо учитывать значение случайного эксцентриситета (см. п. 3.52).

Для железобетонных элементов, имеющих несмещаемые опоры или опоры, одинаково перемещающиеся при вынужденных деформациях (например, при температурных удлинениях), значения коэффициента  $\eta$  следует принимать: для сечений в средней трети длины элемента - по формуле (3.8);

то же, в пределах крайних третей длины элемента - по интерполяции между значениями, вычисленными для средней трети, и единицей, принимаемой для опорных сечений.

**\*3.55** Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  при расчетах сжатых ( $e_c = 0$ ) и внецентренно сжатых элементов, имеющих относительный эксцентриситет  $\frac{e_c}{r} \leq 1$ , следует определять по формуле

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l \cdot \varphi_m}{N} + \frac{N_m}{N}}; \quad (3.15)$$

где  $\varphi_m$  - коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие временной нагрузки;

$\varphi_l$  - то же, постоянных нагрузок;

$N_l$  - расчетное продольное усилие от постоянной нагрузки с учетом усилия в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном;

$N_m$  - расчетное продольное усилие от временной нагрузки;

$N = N_l + N_m$  - полное расчетное продольное усилие.

Значение коэффициентов  $\varphi_m$  и  $\varphi_l$ , при вычислении которых учтены также значения случайных эксцентриситетов по п. 3.52, следует принимать для железобетонных элементов - по таблице 3.18, для бетонных элементов - по таблице 3.19.

Таблица 3.18

| Характеристики гибкости элемента |           |           | Коэффициенты продольного изгиба                          |             |             |             | $\varphi_l$ |
|----------------------------------|-----------|-----------|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                                  |           |           | $\varphi_m$ при относительных эксцентриситетах $e_c / r$ |             |             |             |             |
| $l_0 / b$                        | $l_0 / d$ | $l_0 / i$ | 0  | 0,25        | 0,50        | 1,00        |             |
| 4                                | 3,5       | 14        | <u>1</u>   | <u>0,90</u> | <u>0,81</u> | <u>0,69</u> | 1           |
|                                  |           |           | 1  | 0,90        | 0,81        | 0,69        |             |
| 10                               | 3,6       | 35        | <u>1</u>   | <u>0,86</u> | <u>0,77</u> | <u>0,65</u> | 0,84        |
|                                  |           |           | 1  | 0,86        | 0,77        | 0,65        |             |
| 12                               | 10,4      | 40        | <u>0,95</u>  | <u>0,83</u> | <u>0,74</u> | <u>0,62</u> | 0,79        |
|                                  |           |           | 0,95   | 0,83        | 0,74        | 0,62        |             |
| 14                               | 12,1      | 48,5      | <u>0,90</u>  | <u>0,79</u> | <u>0,70</u> | <u>0,58</u> | 0,70        |
|                                  |           |           | 0,85   | 0,74        | 0,65        | 0,53        |             |
| 16                               | 13,8      | 55        | <u>0,86</u>  | <u>0,75</u> | <u>0,66</u> | <u>0,55</u> | 0,65        |
|                                  |           |           | 0,78   | 0,67        | 0,58        | 0,47        |             |
| 18                               | 15,6      | 62,5      | <u>0,82</u>  | <u>0,71</u> | <u>0,62</u> | <u>0,51</u> | 0,56        |
|                                  |           |           | 0,75   | 0,64        | 0,55        | 0,44        |             |
| 20                               | 17,3      | 70        | <u>0,78</u>  | <u>0,67</u> | <u>0,57</u> | <u>0,48</u> | 0,47        |
|                                  |           |           | 0,70   | 0,59        | 0,47        | 0,40        |             |
| 22                               | 19,1      | 75        | <u>0,72</u>  | <u>0,60</u> | <u>0,52</u> | <u>0,43</u> | 0,41        |
|                                  |           |           | 0,64   | 0,52        | 0,44        | 0,35        |             |
| 24                               | 20,8      | 83        | <u>0,67</u>  | <u>0,55</u> | <u>0,47</u> | <u>0,38</u> | 0,32        |
|                                  |           |           | 0,59   | 0,47        | 0,39        | 0,30        |             |
| 26                               | 22,5      | 90        | <u>0,62</u>  | <u>0,51</u> | <u>0,44</u> | <u>0,35</u> | 0,25        |
|                                  |           |           | 0,53   | 0,42        | 0,35        | 0,26        |             |
| 28                               | 24,3      | 97        | <u>0,58</u>  | <u>0,49</u> | <u>0,43</u> | <u>0,34</u> | 0,20        |
|                                  |           |           | 0,50   | 0,41        | 0,35        | 0,26        |             |
| 30                               | 26        | 105       | <u>0,53</u>  | <u>0,45</u> | <u>0,39</u> | <u>0,32</u> | 0,16        |
|                                  |           |           | 0,46   | 0,38        | 0,32        | 0,25        |             |
| 32                               | 27,7      | 110       | <u>0,48</u>  | <u>0,41</u> | <u>0,36</u> | <u>0,31</u> | 0,14        |
|                                  |           |           | 0,42   | 0,35        | 0,30        | 0,25        |             |
| 34                               | 29        | 120       | <u>0,43</u>  | <u>0,36</u> | <u>0,31</u> | <u>0,25</u> | 0,10        |
|                                  |           |           | 0,39   | 0,32        | 0,27        | 0,21        |             |
| 38                               | 33        | 130       | <u>0,38</u>  | <u>0,32</u> | <u>0,28</u> | <u>0,24</u> | 0,08        |
|                                  |           |           | 0,33   | 0,28        | 0,24        | 0,20        |             |
| 40                               | 34,6      | 140       | <u>0,35</u>  | <u>0,29</u> | <u>0,25</u> | <u>0,21</u> | 0,07        |
|                                  |           |           | 0,32   | 0,26        | 0,22        | 0,18        |             |
| 43                               | 37,5      | 150       | <u>0,33</u>  | <u>0,28</u> | <u>0,24</u> | <u>0,21</u> | 0,06        |
|                                  |           |           | 0,30   | 0,25        | 0,21        | 0,18        |             |

Примечание – Над чертой приведены значения для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных элементов при отсутствии на данной стадии их работы сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, под чертой – для предварительно напряженных элементов при наличии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.

Таблица 3.19

| Характеристики гибкости элемента |           | Коэффициенты продольного изгиба                          |      |      |      | $\varphi_l$ |
|----------------------------------|-----------|--|------|------|------|-------------|
|                                  |           | $\varphi_m$ при относительных эксцентриситетах $e_c / r$ |      |      |      |             |
| $l_0 / b$                        | $l_0 / i$ | 0  | 0,25 | 0,50 | 1,00 |             |
| 4                                | 14        | 1  | 0,86 | 0,77 | 0,65 | 1           |

|    |    |      |      |      |      |      |
|----|----|------|------|------|------|------|
| 6  | 21 | 0,98 | 0,84 | 0,75 | 0,63 | 0,94 |
| 8  | 28 | 0,95 | 0,81 | 0,72 | 0,60 | 0,88 |
| 10 | 35 | 0,92 | 0,78 | 0,69 | 0,57 | 0,80 |
| 12 | 42 | 0,88 | 0,76 | 0,67 | 0,55 | 0,72 |
| 14 | 49 | 0,85 | 0,74 | 0,65 | 0,53 | 0,62 |
| 16 | 56 | 0,79 | 0,68 | 0,59 | 0,48 | 0,58 |
| 18 | 63 | 0,74 | 0,63 | 0,54 | 0,43 | 0,43 |
| 20 | 70 | 0,67 | 0,56 | 0,46 | 0,37 | 0,32 |
| 22 | 77 | 0,63 | 0,51 | 0,43 | 0,34 | 0,26 |
| 24 | 84 | 0,58 | 0,46 | 0,38 | 0,29 | 0,20 |
| 26 | 91 | 0,49 | 0,38 | 0,31 | 0,22 | 0,16 |

В таблицах 3.18 и 3.19 обозначено:

$b$  – сторона прямоугольного сечения, нормальная к направлению перемещения элемента;

$d$  – диаметр круглого сечения элемента;

$l_0 / i$  – гибкость элемента ( $i$  – наименьший радиус инерции поперечного сечения);

$e_c / r$  – относительный эксцентриситет силы  $N$ ;

$e_c$  – эксцентриситет силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения;

$r = W_{red} / A_{red}$  – ядровое расстояние ( $W_{red}$  и  $A_{red}$  – момент сопротивления и площадь приведенного сечения).

### Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

**\*3.56** Предельные усилия в сечениях согласно п.п. 3.62 – 3.71 и 3.75 следует определять исходя из следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сопротивление бетона сжатию ограничивается напряжениями, равными  $R_b$  и равномерно распределенными в пределах условной сжатой зоны бетона;

растягивающие напряжения в арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями растяжению в ненапрягаемой  $R_s$  и напрягаемой  $R_p$  арматуре;

сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями сжатию  $R_{sc}$ , а в напрягаемой – наибольшими сжимающими напряжениями  $\sigma_{ps}$  согласно п. 3.60;

при расчете сечения на общий случай по КМК 2.03.01-97 деформации (напряжения) в арматуре определяются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона с учетом деформаций (напряжений) от предварительного напряжения.

Допускается производить указанные расчеты по предельным деформациям с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры.

*Примечание.* Для случаев, когда расчетные сопротивления и напряжения в бетоне и арматуре должны вводиться в формулы только в МПа, в тексте даются специальные указания.

**3.57** Если в сжатой зоне расчетного сечения имеются бетоны разных классов, то их площади приводятся пропорционально расчетным сопротивлениям к бетону одного расчетного сопротивления.

**3.58** При расчете балок с плитой в сжатой зоне длина свесов плиты, вводимая в расчет, не должна превышать шести её толщин  $h'_f$ , считая от начала свеса, и должна быть не более половины расстояния в свету между балками.

Начало свеса принимается от ребра балки или от конца вута, если он имеет уклон 1: 3 и более.

При переменной толщине плиты, а также при вутах с уклоном менее 1:3 длина свесов определяется по приведенной толщине плиты, которая находится с учетом площади плиты и вутов.

Площадь свесов растянутых поясов двутавровых сечений при расчете не учитывается.

**3.59** Если количество растянутой арматуры по конструктивным соображениям или по расчету по трещиностойкости превышает требуемое по расчету по прочности, то в расчете допускается учитывать не всю арматуру, а только требуемую по этому расчету.

**3.60** Напрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне и имеющую сцепление с бетоном, следует вводить в расчет с напряжением

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}; \quad (3.16)$$

где  $R_{pc}$  - учитываемое расчетом наибольшее сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре согласно п. 3.38;

$\sigma_{pc1}$  - расчетное напряжение в напрягаемой арматуре (за вычетом всех потерь) при коэффициенте надежности по нагрузке, равном  $\gamma_g = 1,1$ ; при  $\sigma_{pc1} \leq R_{pc}$  принимается  $\sigma_{pc} = 0$ .

Площадь поперечного сечения сжатой арматуры  $A'_s$  вводится в расчет в зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона  $x$  и расстояния  $a'_s$  этой арматуры до сжатой грани сечения.

При расчете изгибаемых элементов площадь  $A'_s$  учитывается полностью, если  $x_2 \geq 2 a'_s$ , где  $x_2$  - высота сжатой зоны, определяемая с учетом сжатой арматуры  $A'_s$ .

Если без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны сечения отвечает условию  $x_1 \geq 2 a'_s$ , а при учете сжатой арматуры  $x_2 < 2 a'_s$ , то расчет на прочность допускается производить, используя условие

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s)(h_a - a'_s); \quad (3.17)$$

При  $x_1 < 2 a'_s$   $A'_s$  не учитывается.

**\*3.61** Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны  $\xi = \frac{x}{h_0}$  определяемой из соответствующих условий равновесия.

Значение  $\xi$  при расчете конструкций, как правило, не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_y$ , при которой предельное состояние

бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_s$  или  $R_p$  с учетом соответствующих коэффициентов условий работы для арматуры. Значение  $\xi_y$  определяется по формуле.

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.18)$$

где  $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$  - для элементов с обычным армированием;

$\omega = 0,85 - 0,008 R_b + \delta \leq 0,9$  - для элементов с косвенным армированием;

при этом расчетное сопротивление бетона  $R_b$  следует принимать в МПа, а значение  $\delta$  - равным  $10 \mu$ , но не более 0,15 (где  $\mu$  - коэффициент армирования, принимаемый согласно п. 3.72);

напряжения в арматуре  $\sigma_1$ , МПа, следует принимать равными:

$R_s$  - для ненапрягаемой арматуры;

$R_p + 500 - \sigma_p$  - для напрягаемой арматуры;

расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению  $R_p$  следует принимать с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, а величину предварительного напряжения в арматуре  $\sigma_p$  - с учетом первых и вторых потерь по приложению О;

при наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры напряжение  $\sigma_1$  принимается по напрягаемой арматуре;

напряжение  $\sigma_2$  является предельным напряжением в арматуре сжатой зоны и должно приниматься равным 500 МПа.

Если при расчете по прочности окажется необходимым и обоснованным сохранение полученного по расчету значения  $\xi = x/h_0$  по величине большего граничного значения  $\xi$ , то при расчете рекомендуется руководствоваться указаниями КМК 2.03.01-97.

Указаниями КМК 2.03.01-97 рекомендуется руководствоваться при расчетах:

железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие и кривой изгиб;

элементов прямоугольной и непрямоугольной формы, с арматурой произвольно распределенной по сечению; коротких консолей;

конструкций на продавливание и отрыв;

закладных изделий, строповочных петель и элементов, работающих на изгиб с кручением.

Применение других методов для расчета треугольных, ромбовидных и других непрямоугольных сечений с арматурой равномерно расположенной и сосредоточенной, допускается производить при их обосновании в установленном порядке.

Расчет прочности круглых сечений железобетонных элементов на внецентренное сжатие приведен в приложении Л.

Во всех перечисленных расчетах следует для бетона и арматуры принимать расчетные сопротивления, установленные в настоящих нормах.

Определение нормальных напряжений в сечениях железобетонных предварительно напряженных криволинейных балок в расчетах по трещиностойкости рекомендуется производить по приложению Q.

### Расчет изгибаемых железобетонных элементов

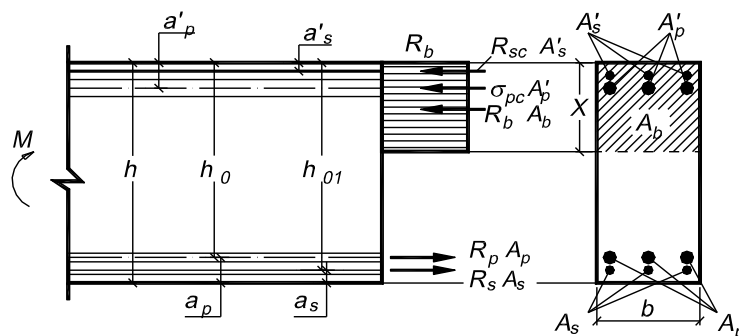
**\*3.62** Расчет прямоугольных сечений (рис.3.1) при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$  следует производить из условия

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p); \quad (3.19)$$

при этом высоту сжатой зоны  $x$  следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x. \quad (3.20)$$

Здесь и в других формулах допускается высоту  $h_0$  принимать от равнодействующих усилий в арматуре  $A_p$  и  $A_s$ . При отсутствии напрягаемой арматуры  $h_0 = h_{01}$ .



**Рис. 3.1.** Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Расчет продольного стыка плиты проезжей части ребристых пролетных строений автодорожных и городских мостов на прочность производится с введением к правой части условий (3.19) и (3.20) коэффициентов условий работы, равных 0,8 - для без диафрагменных и 0,9 - для диафрагменных пролетных строений.

**\*3.63** Расчет тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с плитой в сжатой зоне при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$  следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в плите (рис. 3.2, а), т.е. соблюдается условие

$$R_p A_p + R_s A_s \leq R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p \quad (3.21)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной  $b'_f$  в соответствии с п. 3.62;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 3.2 б), т.е. условие (3.21) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (3.22)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона  $x$  следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (3.23)$$

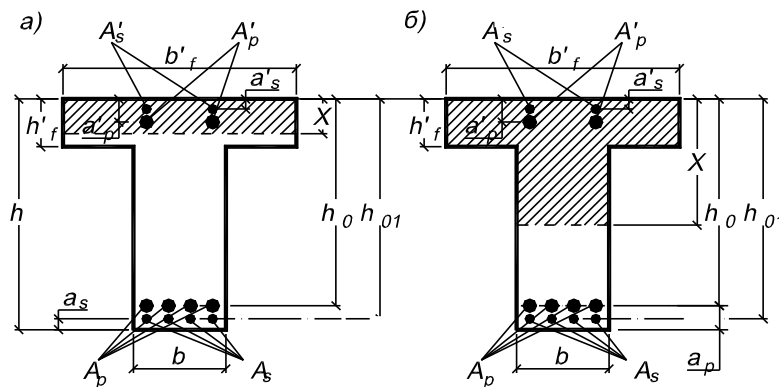


Рис. 3.2. Форма сжатой зоны в сечениях железобетонных элементов с плитой в сжатой зоне

а - при расположении границы сжатой зоны в плите;

б - то же, в ребре

**\*3.64** Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов  $r_1/r_2 \geq 0,5$  с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее шести), должен производиться как для внецентренно сжатых элементов в соответствии с п. 3.71, принимая значение продольной силы  $N = 0$  и подставляя вместо  $Ne_c$  значение изгибающего момента  $M$ .

**3.65** Если рабочая напрягаемая арматура в изгибаемых железобетонных элементах автодорожных мостов не имеет сцепления с бетоном, то расчет сечений по прочности производится согласно п.п. 3.62 и 3.63, при этом в соответствующие формулы вместо расчетного сопротивления растяжению напрягаемой арматуры  $R_p$  вводится значение  $\sigma_{pl}$  установившегося (за вычетом всех потерь) предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Кроме этого, в составных по длине конструкциях следует дополнительно производить расчет по формулам сопротивления упругих материалов на расчетные нагрузки (с коэффициентом надежности по нагрузке), включая усилие от предварительного напряжения. На всех стадиях работы в стыках, не армированных ненапрягаемой арматурой, не допускаются растягивающие напряжения в зонах, где эти напряжения возникают от внешней нагрузки.

### Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов

**\*3.66** Внецентренно сжатые бетонные элементы с начальным эксцентриситетом  $e_c \leq r$  (п. 3.55) следует рассчитывать по устойчивости, выполняя условие

$$N \leq \varphi R_b A_b; \quad (3.24)$$

где  $\varphi$  - коэффициент, принимаемый по п. 3.55;

$A_b$  - площадь сжатого сечения элемента.

**\*3.67** Расчет по прочности внецентренно сжатых бетонных элементов при  $e_c > r$  ( $r$  - ядровое расстояние по п. 3.55) производится в зависимости от положения нейтральной оси и значения  $a$ , принимаемого по формуле

$$a = a_c - e_c \eta; \quad (3.25)$$

где  $a$  - расстояние от точки приложения продольной силы  $N$  до наиболее сжатой грани сечения с учетом коэффициента  $\eta$ , определяемое согласно п. 3.54;

$a_c$  - расстояние от оси, проходящей через центр тяжести всего сечения, до наиболее сжатой грани;

$e_c$  - начальный эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести всего сечения.

При этом равнодействующая внешних сил должна находиться в пределах поперечного сечения элемента при соблюдении условия

$$e_c \eta \leq 0,8 a_c ; \quad (3.26)$$

**\*3.68** При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений с плитой в сжатой зоне (рис.3.3) прочность сечения обеспечивается при соблюдении условия

$$N \leq R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (3.27)$$

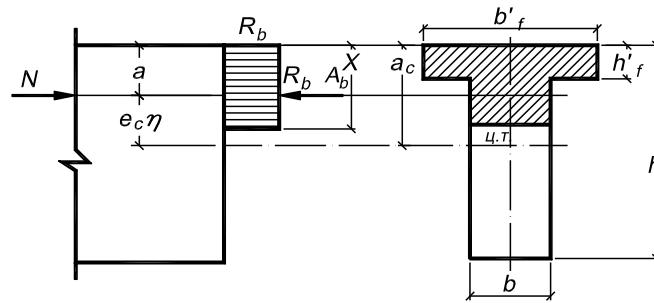
при этом высота сжатой зоны определяется:

при  $a > 0,5 h'_f$  (нейтральная ось проходит в пределах ребра)

$$x = a + \sqrt{a^2 + (b'_f - b)(2a - h'_f) \frac{h'_f}{b}} ; \quad (3.28)$$

при  $a \leq 0,5 h'_f$  (нейтральная ось проходит в пределах сжатой плиты) для расчета используются формулы (3.27) и (3.28) с заменой  $b$  на  $b'_f$ .





**Рис.3.3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента**

При расчете внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения прочность обеспечивается при соблюдении условия

$$N \leq R_b b x; \quad (3.29)$$

при этом высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h - 2e_c \eta. \quad (3.30)$$

Кроме расчета по прочности в плоскости действия изгибающего момента элемент должен быть проверен расчетом по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента (п. 3.55).

### Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов

**\*3.69** Внецентренно сжатые железобетонные элементы с расчетным эксцентриситетом  $e_s \leq r$  (п. 3.55) следует рассчитывать по устойчивости и прочности исходя из следующих условий:

а) расчет по устойчивости:

при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{pc} A'_p); \quad (3.31)$$

при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s) - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A_p^1}{1 + n_1 \mu_{sc}}; \quad (3.32)$$

б) расчет по прочности:

при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p; \quad (3.33)$$

при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A_p^1}{1 + n_1 \mu_{sc}}; \quad (3.34)$$

В формулах (3.31) - (3.34):

$N$  - продольное сжимающее усилие от расчетных нагрузок (без учета усилия предварительного напряжения);

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по п. 3.55;

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона сжатию при расчете по прочности, принимаемое по таблице 3.6;

$A_b$  - полная площадь сечения элемента (если площадь сечения арматуры превышает 3%, то  $A_b$  заменяют на  $A_b - A'_s - A'_p$ );

$R_{sc}, R_{pc}$  - расчетные сопротивления арматуры сжатию, принимаемые по п. 3.38;

$\sigma_{pc}$  - учитываемое в расчете, согласно п. 3.60, напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне;

$\sigma_{pc1}$  - установившееся предварительное напряжение в напрягаемой арматуре  $A'_p$ , согласно п. 3.60, после проявления всех потерь;

$$\mu_{sc} = \frac{A'_s}{A_b};$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A_b};$$

$A'_s, A'_p$  - площади сечения соответственно всей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

$n_l$  - отношение модулей упругости, принимаемое по п. 3.48.

**\*3.70** Расчет по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого поперечного сечений с плитой в сжатой зоне с эксцентриситетом  $e_c > r$  при  $x > h'_f$  и  $\xi \leq \xi_y$  (рис. 3.2 и 3.4) следует производить, используя условие

$$Ne_0 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (3.35)$$

и определять величину  $e_0$  по формуле

$$e_0 = e + e_c (\eta - 1); \quad (3.36)$$

где  $N$  - продольная сила;

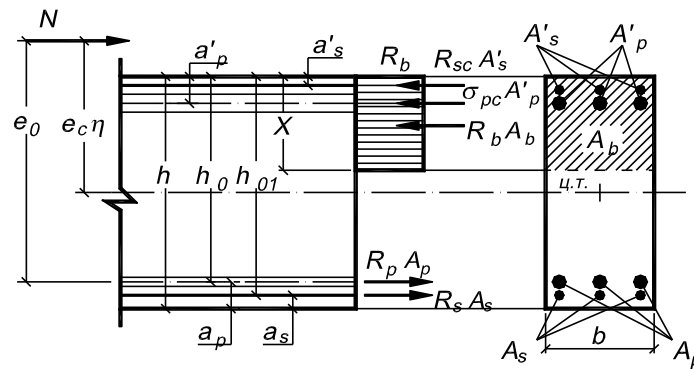
$\eta$  - коэффициент, определяемый по п. 3.54;

$e$  - расстояние от точки приложения силы  $N$  до равнодействующей усилий в растянутой арматуре;

$e_c$  - начальный эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести всего сечения (с учетом случайного эксцентриситета согласно п. 3.52);

$\sigma_{pc}$  - сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в зоне, сжатой от внешней нагрузки, согласно п. 3.60.

Для прямоугольных сечений в формуле (3.35) принимается  $b'_f = b$ .



**Рис.3.4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности**

Высоту сжатой зоны бетона  $x$  необходимо определять по формуле

$$N + R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f; \quad (3.37)$$

Знаки при усилиях в формуле (3.37) соответствуют расположению силы  $N$  вне сечения.

При расчете двутавровых сечений с плитой в растянутой зоне свесы плиты не учитываются. Кроме расчета по прочности в плоскости действия изгибающего момента следует проводить расчет по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента.

Учет работы сжатой ненапрягаемой арматуры следует производить по п. 3.60.

Однако если без учета этой арматуры  $x > 2 a'_s$ , а с ее учетом  $x < 2 a'_s$ , то расчет по прочности допускается производить, используя условие

$$N e_0 \leq (R_p A_p + R_s A_s + N)(h_0 - a'_s). \quad (3.38)$$

Расчет на прочность внецентренно сжатых предварительно напряженных элементов при предварительном напряжении заменяется расчетом по образованию продольных трещин под нормативной нагрузкой (п. 3.100) с ограничением сжимающих напряжений в бетоне значениями  $R_{bmc1}$ , соответствующими классу передаточной прочности бетона.

Для учета крутящих моментов в расчетах сечений железобетонных элементов допускается использовать метод, приведенный в приложении Q.

**\*3.71** Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего ( $r_1$ ) и наружного ( $r_2$ ) радиусов  $\frac{r_1}{r_2} \geq 0,5$  с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее шести), производится в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона равной:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2,7 R_s A_{s,tot}}. \quad (3.39)$$

В зависимости от значений  $\xi_{cir}$  в расчетах используются приведенные ниже условия:

а) при  $0,15 < \xi_{cir} < 0,60$  – из условия

$$N_{e_0} \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s (1 - 1,7 \xi_{cir})(0,2 - 1,3 \xi_{cir}); \quad (3.40)$$

б) при  $\xi_{cir} = 0,15$  – из условия

$$N_{e_0} \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + 0,295 R_s A_{s,tot} r_s, \quad (3.41)$$

$$\text{где } \xi_{cir1} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + A_{s,tot}}; \quad (3.42)$$

в) при  $\xi_{cir} > 0,60$  – из условия

$$N_{e_0} \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (3.43)$$

$$\text{где } \xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}. \quad (3.44)$$

В формулах (3.39) - (3.44):

$A_b$  - площадь бетона кольцевого сечения;

$A_{s,tot}$  - площадь сечения всей продольной арматуры;

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}, \quad (3.45)$$

$r_s$  - радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней рассматриваемой арматуры.

Эксцентриситет продольной силы  $e_0$ , определяется с учетом случайного эксцентриситета по п. 3.52 и прогиба элемента согласно п.п. 3.54 и 3.70.

При расчете элементов кольцевого сечения на совместное воздействие внецентренного сжатия и изгиба при соблюдении указанных выше требований к сечению при ненапрягаемой арматуре допускается использовать формулы (3.39 - 3.44), рекомендованные для расчета кольцевых сечений на внецентренное сжатие, но с учетом измененного значения эксцентриситета  $e_0$ , вызванного дополнительным влиянием суммарного изгибающего момента  $M$ , принимаемого по результирующей эпюре моментов с учетом принятого расположения сил, вызывающих изгиб элемента. При этом суммарное значение эксцентриситета  $e_0$ , входящего в формулы (3.40), (3.41) и (3.43), для конкретных сечений определяется с учетом суммарных значений моментов и нормальных сил для этих сечений. При определении значения критической силы  $N_{cr}$ , входящей в формулу (3.8) для определения коэффициента  $\eta$ , учитывающего влияние прогиба на прочность сечения, необходимо учитывать значение коэффициента  $\varphi_i$  по формуле (3.11).

**\*3.72** Расчет элементов сплошного сечения с косвенным армированием и с ненапрягаемой продольной арматурой следует производить согласно

требованиям п.п. 3.69 и 3.70. В расчет следует вводить часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток поперечной арматуры или спиралью (считая по её оси), и подставлять в расчетные формулы вместо  $R_b$  приведенную призмennую прочность  $R_{b,red}$ . Гибкость  $\frac{l_0}{i_{ef}}$  элементов с косвенным армированием не должна превышать при армировании: сетками - 55, спиралью - 35 (где  $i_{ef}$  - радиус инерции вводимой в расчет части сечения).

Значения  $R_{b,red}$  следует определять по формулам:

а) при армировании сварными поперечными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \quad (3.46)$$

где  $R_s$  - расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток;

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + A_{sy} l_y}{A_{ef} s}. \quad (3.47)$$

В формулах (3.46) и (3.47):

$n_x, A_{sx}, l_x$  - соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержней сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней);

$n_y, A_{sy}, l_y$  - то же, в другом направлении;

$A_{ef}$  - площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая по осям крайних стержней);

$s$  - расстояние между сетками (считая по осям стержней); если устанавливается одна сетка, то величина « $s$ » принимается равной 7 см;

$\varphi$  - коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} \quad (3.48)$$

$$\text{при } \psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10}. \quad (3.49)$$

В формуле (3.49)  $R_s$  и  $R_b$  принимаются в МПа,  $\mu = \mu_{s,xy}$ .

Площади поперечного сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях должны различаться не более чем в 1,5 раза;

б) при армировании спиральной или кольцевой арматурой

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \left(1 - \frac{7,5e_c}{d_{ef}}\right), \quad (3.50)$$

где  $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры спирали;

$e_c$  - эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба);

$\mu$  - коэффициент армирования, равный:

$$\mu = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef} s}; \quad (3.51)$$

$A_{s,cir}$  - площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

$d_{ef}$  - диаметр части сечения внутри спирали;  
 $s$  - шаг спирали.

При учете влияния прогиба на несущую способность элементов с косвенным армированием следует пользоваться указаниями п. 3.54, определяя момент инерции для части их сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или заключенной внутри спирали. Значение  $N_{cr}$ , полученное по формуле (3.9), должно быть умножено на коэффициент  $\varphi_1 = 0,25 + 0,05 \frac{l_0}{c_{ef}} \leq 1$  (где  $c_{ef}$  равно высоте или диаметру учитываемой части бетонного сечения), а при определении  $\delta$  второй член правой части формулы (3.12) заменяется на  $0,01 \frac{l_0}{c_{ef}} \varphi_2$  (где  $\varphi_2 = 0,1 \frac{l_0}{c_{ef}} - 1 \leq 1$ ).

Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность элемента, определенная с учетом  $A_{ef}$  и  $R_{b,red}$ , превышает его несущую способность, определенную по полному сечению  $A_b$  и с учетом  $R_b$  (но без учета косвенной арматуры). Кроме этого, косвенное армирование должно соответствовать конструктивным требованиям п. 3.153.

**3.73** При расчете элементов с косвенным армированием наряду с расчетом по прочности следует производить расчет, обеспечивающий трещиностойкость защитного слоя бетона. Этот расчет следует производить согласно указаниям п.п. 3.69б и 3.70 под эксплуатационной нагрузкой (при  $\gamma_f = 1$ ), учитывая всю площадь сечения бетона и принимая вместо  $R_b$  и  $R_s$  расчетные сопротивления  $R_{bn}$  и  $R_{sn}$  для предельных состояний второй группы, а также принимая расчетное сопротивление арматуры сжатию равным  $R_{sc,ser}$ , но не более 400 МПа.

### Расчет центрально-растянутых элементов

**3.74** При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов все расчетное усилие должно полностью восприниматься арматурой, при этом требуется соблюдение условия

$$N \leq R_s A_s + R_p A_p; \quad (3.52)$$

где  $N$  - продольное растягивающее усилие, приложенное центрально.

### Расчет внецентренно растянутых элементов

**\*3.75** Расчет сечений внецентренно растянутых железобетонных элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы  $N$  исходя из следующих условий:

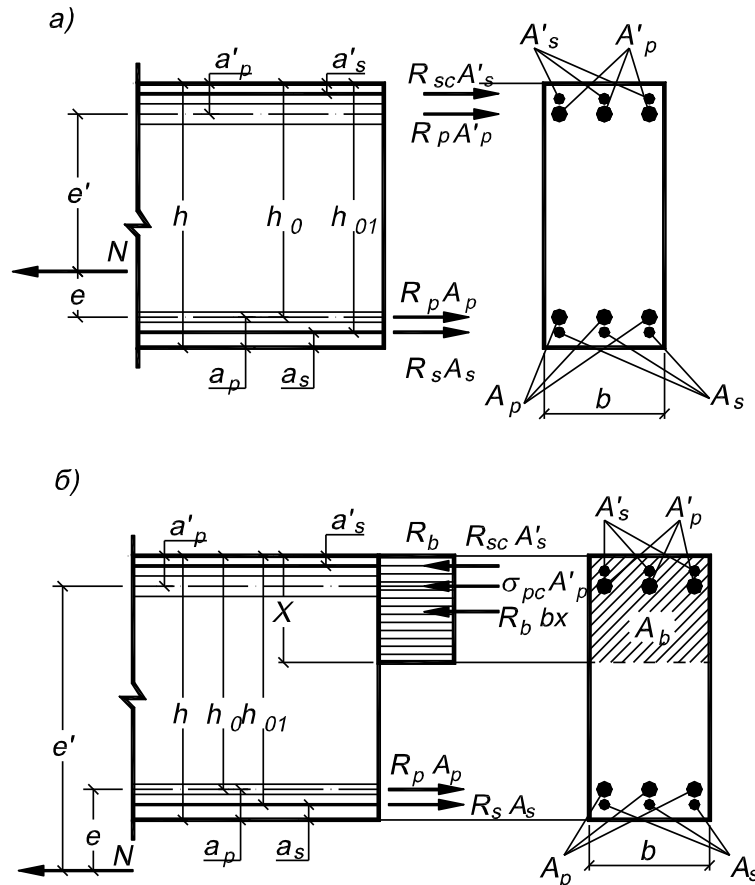
а) если продольная сила  $N$  приложена между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (рис.3.5, а), причем все сечение растянуто, то в этом случае вся расчетная сила должна быть полностью воспринята арматурой и расчет следует производить, используя условия:

$$Ne \leq R_s A'_s (h_{01} - a'_s) + R_p A'_p (h_0 - a'_p); \quad (3.53)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h - a_s - a'_s) + R_p A_p (h - a_p - a'_p); \quad (3.54)$$

б) если продольная сила  $N$  приложена за пределами расстояний между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (рис.3.5, б) с расположением нейтральной оси в пределах ребра, то прочность сечения следует устанавливать из условия

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p); \quad (3.55)$$



**Рис. 3.5. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности**  
 а – продольная сила  $N$  приложена между равнодействующими усилий в арматуре;  
 б – то же, за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре

Высоту сжатой зоны бетона  $x$  следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (3.56)$$

Если полученное из расчета по формуле (3.56) значение  $x > \xi_y h_0$ , то в условие (3.55) подставляется  $x = \xi_y h_0$ , где  $\xi_y$  определяется согласно указаниям п. 3.61.

Учет работы сжатой арматуры следует производить согласно п. 3.60. Однако если без учета этой арматуры величина  $x > 2a'_s$ , а с учетом ее  $x < 2a'_s$ , то расчет по прочности следует производить из условия

$$Ne \leq (R_p A_p + R_s A_s - N)(h_0 - a'_s); \quad (3.57)$$

### Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

**3.76** Расчет по прочности наклонных сечений должен производиться с учетом переменности сечения:

на действие поперечной силы между наклонными трещинами (п. 3.77) и по наклонной трещине (п. 3.78);

на действие изгибающего момента по наклонной трещине для элементов с поперечной арматурой (п. 3.83).

### Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

**\*3.77** Для железобетонных элементов с поперечной арматурой должно быть соблюдено условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{wl} \varphi_{bl} R_b b h_0. \quad (3.58)$$

В формуле (3.58):

$Q$  - поперечная сила на расстоянии не ближе  $h_0$  от оси опоры;

$\varphi_{wl} = 1 + \eta n_l \mu_w$ , при расположении хомутов нормально к продольной оси

$$\varphi_{wl} \leq 1,3;$$

где  $\eta = 5$  - при хомутах, нормальных к продольной оси элемента;

$\eta = 10$  - то же, наклонных под углом  $45^\circ$ ;

$n_l$  - отношение модулей упругости арматуры и бетона, определяемое согласно п. 3.48;

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w}; \quad (3.59)$$

$A_{sw}$  - площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости;

$S_w$  - расстояние между хомутами по нормали к ним;

$b$  - толщина стенки (ребра);

$h_0$  - рабочая высота сечения.

Коэффициент  $\varphi_{bl}$  определяется по формуле

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01 R_b, \quad (3.60)$$

в которой расчетное сопротивление  $R_b$  принимается в МПа.

**\*3.78** Расчет наклонных сечений элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы (рис. 3.6) следует производить из условий: для элементов с ненапрягаемой арматурой



$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r; \quad (3.61)$$

для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

$$Q \leq \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{pw} A_{pw} + Q_b + Q_w^r. \quad (3.62)$$

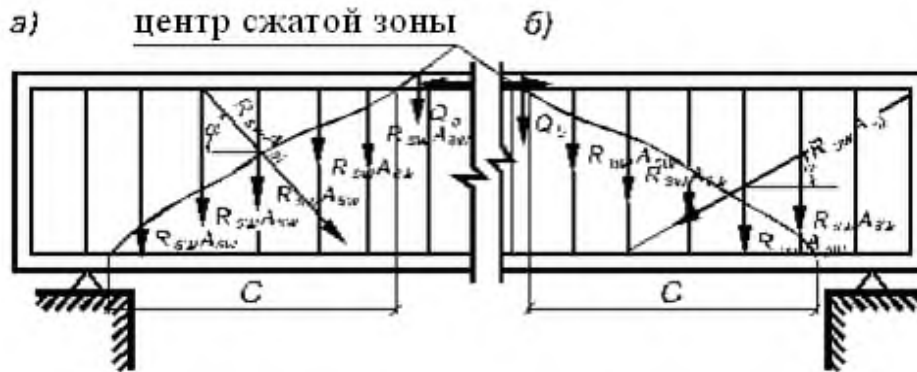


Рис. 3.6. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы  
а – с ненапрягаемой арматурой; б – с напрягаемой арматурой

В формулах (3.61) и (3.62);

$Q$  - максимальное значение поперечной силы от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha$  - суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой

$\sum R_{sw} A_{sw}$  - (наклонной и нормальной к продольной оси элемента) арматуры при длине проекции сечения  $c$  (не превышающей  $2 h_0$ );

$\sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha$  - то же, в напрягаемой арматуре, имеющей сцепление с бетоном

$\sum R_{pw} A_{pw}$  - (если напрягаемая арматура не имеет сцепления с бетоном, то значение расчетного сопротивления  $R_{pw}$  следует принять равным установившемуся предварительному напряжению  $\sigma_{pw1}$  в напрягаемой арматуре);

$R_{sw}$ ,  $R_{pw}$  - расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры с учетом коэффициентов  $m_{a4}$  или  $m_{p4}$  определяемых по п. 3.40;

$\alpha$  - угол наклона стержней (пучков) к продольной оси элемента в месте пересечения наклонного сечения;

$Q_b$  - поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения и определяемое по формуле

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0, \quad (3.63)$$

где  $b$  и  $b_0$  - толщина стенки (ребра) или ширина сплошной плиты и расчетная высота сечения, пересекающего центр сжатой зоны наклонного сечения;

$c$  - длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента, определяемая сравнительными расчетами согласно требованиям п. 3.79;

$m$  - коэффициент условий работы, равный

$$m = 1,3 + 0,4 \left( \frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \quad (3.64)$$

но не менее 1,3 и не более 2,5,

где  $R_{b,sh}$  - расчетное сопротивление на скалывание при изгибе (таблица 3.6);

$\tau_q$  - наибольшее скалывающее напряжение от нормативной нагрузки;

при  $\tau_q \leq 0,25 R_{b,sh}$  - проверку на прочность по наклонным сечениям допускается не производить, а при  $\tau_q > 0,25 R_{b,sh}$  - сечение должно быть перепроектировано;

$Q_w^r$  - усилие, воспринимаемое горизонтальной арматурой, кгс,

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r k, \quad (3.65)$$

где  $A_w^r$  - площадь горизонтальной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры,  $см^2$ , пересекаемой наклонным сечением под углом  $\beta$ , град. Значение коэффициента  $k$  определяется условием

$$0 \leq k = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \leq 1. \quad (3.66)$$

В сечениях, расположенных между хомутами, при  $\beta = 90^\circ$

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r. \quad (3.67)$$

**3.79** Невыгоднейшее наклонное сечение и соответствующую ему проекцию на продольную ось элемента следует определять посредством сравнительных расчетов из условия минимума поперечной силы, воспринимаемой бетоном и арматурой. При этом на участках длиной  $2h_0$  от опорного сечения следует выполнять проверку наклонных сечений с углом наклона к опорному (вертикальному) сечению  $45^\circ$  для конструкций с ненапрягаемой арматурой и  $60^\circ$  - с напрягаемой. При сосредоточенном действии нагрузки вблизи опоры наиболее опасное наклонное сечение имеет направление от нагрузки к опоре.

**3.80** При наличии напрягаемых хомутов угол к продольной оси элемента при дополнительной проверке по наклонным сечениям следует определять по формуле

$$\alpha = \arctg \frac{\sigma_{mt}}{\tau_b} \quad (3.68)$$

где  $\sigma_{mt}$  - значение главного растягивающего напряжения;

$\tau_b$  - значение касательного напряжения.

**\*3.81** Для железобетонных элементов без поперечной арматуры должно соблюдаться условие ограничивающее развитие наклонных трещин.

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (3.69)$$

**3.82** При расчете растянутых и внецентренно растянутых элементов при отсутствии в них сжатой зоны, вся поперечная сила  $Q$  должна восприниматься поперечной арматурой.

При расчете внецентренно растянутых элементов при наличии сжатой зоны значение  $Q_b$ , вычисленное по формуле (3.63), следует умножить на коэффициент  $k_t$  равный:

$$k_t = 1 - 0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_0}, \quad (3.70)$$

но не менее 0,2 ( $N$  - продольная растягивающая сила).

### Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего моментов

**\*3.83** Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рис. 3.7) следует производить, используя условия:

для элементов с ненапрягаемой арматурой

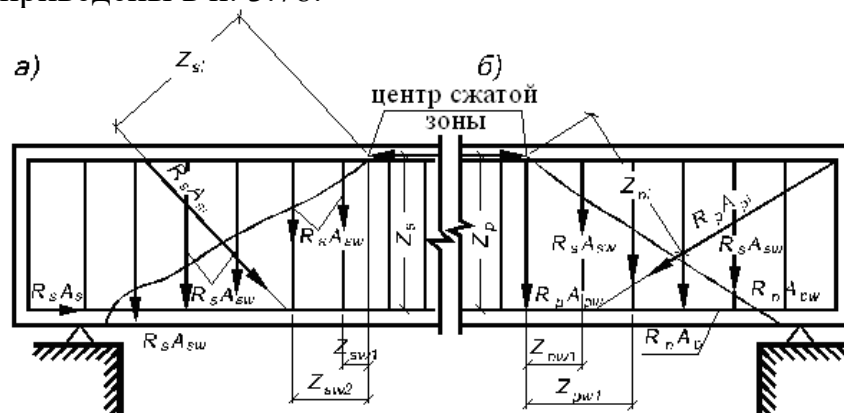
$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si}; \quad (3.71)$$

для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

$$M \leq R_p A_p z_p + \sum R_p A_{pw} z_{pw} + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_n A_{pi} z_{pi}; \quad (3.72)$$

где  $M$  – момент относительно оси, проходящей через центр сжатой зоны наклонного сечения, от расчетных нагрузок, расположенных по одну сторону от сжатого конца сечения;

$z_{sw}$ ,  $z_s$ ,  $z_{si}$ ,  $z_{pw}$ ,  $z_p$ ,  $z_{pi}$  – расстояния от усилий в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент; остальные обозначения приведены в п. 3.78.



**Рис.3.7.** Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента  
а – с ненапрягаемой арматурой; б – с напрягаемой

## арматурой

Продольная арматура стенок в расчете не учитывается. Положение невыгоднейшего наклонного сечения следует определять путем сравнительных расчетов, проводимых, как правило, в местах обрыва или отгибов арматуры и в местах резкого изменения сечения.

**3.84** Для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных трещин от нормативной нагрузки (при  $\sigma_{bt} < R_{bt}$ ) расчет на действие момента допускается не производить.

**\*3.85** При расчете по прочности на действие момента напрягаемую поперечную арматуру, не имеющую сцепления с бетоном, следует учитывать так же, как при расчете на поперечную силу по п. 3.78.

### Расчет стыков на сдвиг

**\*3.86** Клееные или бетонируемые стыки (плоские или с уступом) в изгибаемых составных по длине конструкциях следует рассчитывать на прочность по сдвигу по формуле

$$Q \leq 0,45 m_{sh} N_{\alpha}, \quad (3.73)$$

где 0,45 - расчетное значение коэффициента трения бетона по бетону;

$Q$  - максимальное сдвигающее усилие от внешних нагрузок и предварительного напряжения в наклонной арматуре, взятых с коэффициентами надежности, соответствующими расчетами по первой группе предельных состояний;

$m_{sh}$  - коэффициент условий работы стыкового шва при сдвиге, определяемый для разных видов стыков по п. 3.87;

$N_{\alpha}$  - усилие, воспринимаемое площадью рабочего сечения стыка, соответствующей сжатой части эпюры нормальных напряжений.

При этом коэффициенты надежности к усилиям, возникающим в напрягаемой арматуре (вместо указанных в п. 2.5 и таблице 2.4), принимаются равными:

$$\gamma_f = 1 \pm 0,1 - \text{при числе напрягаемых пучков (стержней) } n \leq 10$$

$$\gamma_f = 1 \pm \frac{0,1}{\sqrt{n-9}} - \text{при } n > 10.$$

В рабочее сечение стыка входит сечение стенки (ребра) и продолжение её в верхней и нижней плитах.

При условии пересечения стыка в пределах стенки наклонными пучками, расположенными в закрытых заинъецированных каналах, в рабочее сечение стыка могут включаться также прилегающие к стенке участки вутов и плиты протяженностью с каждой стороны не более двух толщин плиты (без вутов) или стенки, если она тоньше плиты.

При учете совместной работы на сдвиг клееного стыка и жестких элементов (уступов, шпонок и т.п.), воспринимающих поперечную силу, несущую способность жестких элементов следует принимать с коэффициентом сочетания,

равным 0,7. При этом усилие, воспринимаемое жестким элементом, не должно превышать половины величины поперечной силы, действующей на стык.

**3.87** Коэффициенты условий работы  $m_{sh}$  в формуле (3.73) следует принимать равными:

для клееного плотного тонкого стыка с отвержденным клеем - 1,2;

для бетонируемого стыка без выпусков арматуры - 1,0;

для клееного стыка с неотвержденным клеем с гладкой поверхностью торцов блоков - 0,25;

то же с рифленой поверхностью торцов блоков - 0,45.

**3.88** В стыках составных по длине пролетных строений не допускаются растягивающие напряжения от расчетных постоянных нагрузок, учитываемых при выполнении расчетов по первой группе предельных состояний.

### Расчет на местное сжатие (смятие)

**\*3.89** При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без косвенного армирования должно удовлетворяться условие

$$N \leq \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \quad (3.74)$$

где  $N$  - продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

$\varphi_{loc}$  - коэффициент, принимаемый равным: при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия - 1,00, при неравномерном распределении - 0,75;

$A_{loc}$  - площадь смятия;

$R_{b,loc}$  - расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формулам:

$$R_{b,loc} = 13,5 \varphi_{loc1} R_{bt}; \quad (3.75)$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 2. \quad (3.76)$$

В формулах (3.75) и (3.76):

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона растяжению для бетонных конструкций;

$A_d$  - расчетная площадь, симметричная по отношению к площади смятия в соответствии со схемами, приведенными на рис. 3.8.

**3.90** При расчете на местное сжатие (смятие) элементов с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетворяться условие

$$N \leq R_{b,red} A_{loc}, \quad (3.77)$$

где  $A_{loc}$  - площадь смятия;

$R_{b,red}$  - приведенная прочность бетона осевому сжатию, определяемая по формуле

$$R_{b,red} \leq R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}, \quad (3.78)$$

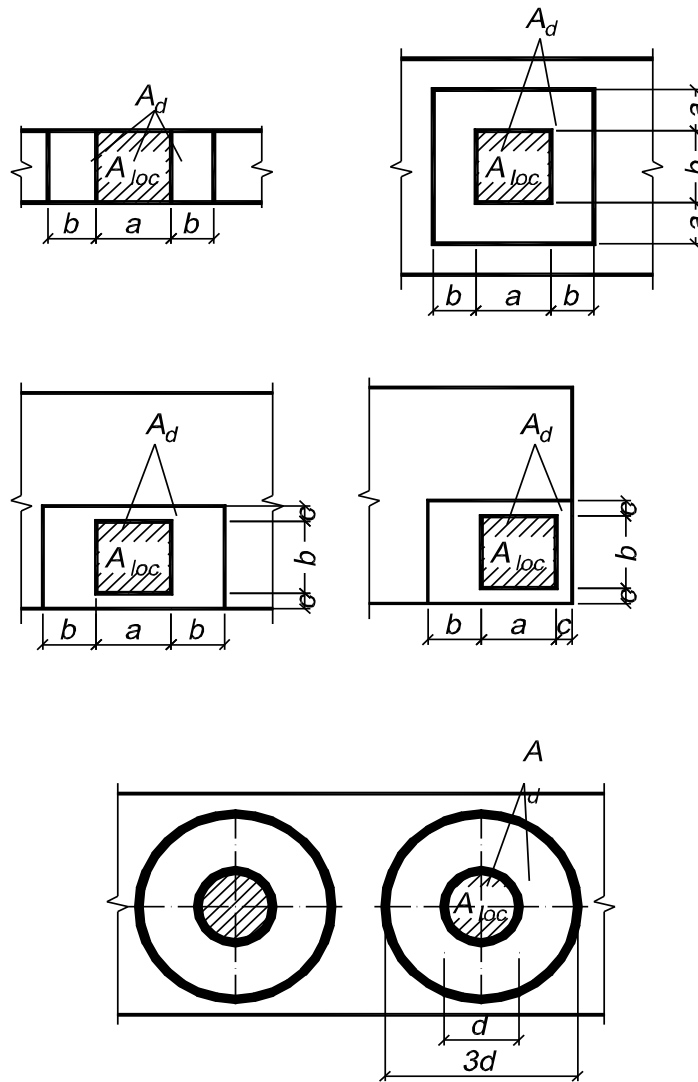


Рис. 3.8. Схемы расположения расчетных площадей  $A_d$  в зависимости от положения площадей смятия  $A_{loc}$

В формуле (3.78):  $R_b, R_s$  - в МПа;

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 3; \tag{3.79}$$

$\varphi, \mu$  – соответственно коэффициент эффективности косвенного армирования и коэффициент армирования сечения сетками или спиралями согласно п. 3.72 [формулы (3.47), (3.48) и (3.51)];

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{A_{ef}};$$

$A_{ef}$  – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, при этом должно удовлетворяться условие

$$A_{loc} < A_{ef} \leq A_d;$$

$A_d$  - расчетная площадь, симметричная по отношению к площади смятия  $A_{loc}$  и принимаемая не более указанной на рис. 3.8.

Остальные обозначения следует принимать согласно требованиям п. 3.89.

Бетон конструкции в зоне передачи на него сосредоточенных усилий (рис.3.8) должен быть рассчитан на местное сжатие (смятие), а также по трещиностойкости с учетом местных растягивающих напряжений согласно указаниям п. 3.111.

### Расчет на выносливость

**3.91** Расчету на выносливость подлежат элементы железнодорожных мостов, мостов под пути метрополитена, совмещенных мостов и плиты проезжей части автодорожных и городских мостов; при толщине засыпки менее 1,0 м - ригели рам и перекрытия прямоугольных железобетонных труб, включая места их сопряжения со стенками.

На выносливость не рассчитывают:

бетонные опоры;

фундаменты всех видов;

звенья круглых труб;

прямоугольные трубы и их перекрытия при толщине засыпки 1 м и более;

стенки балок пролетных строений;

бетон растянутой зоны;

арматуру, работающую только на сжатие;

железобетонные опоры, в которых коэффициенты асимметрии цикла напряжений превышают в бетоне 0,6, в арматуре - 0,7.

Если при расчете на выносливость железобетонных опор и перекрытий труб напряжения в арматуре не превышают 75% установленных расчетных сопротивлений (с учетом коэффициентов условий работы по п.п. 3.26 и 3.39), то дополнительные ограничения по классам арматуры и маркам стали, указанные в п. 3.33 для арматуры, рассчитываемой на выносливость при средней температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки (минус 40 °С), могут не выполняться.

**\*3.92** Расчет на выносливость элементов (или их частей) предварительно напряженных железобетонных конструкций, отнесенных к категориям требований по трещиностойкости 2а или 2б (п. 3.95), по сечениям, нормальным к продольной оси, следует производить по приведенным ниже формулам, подставляя абсолютные значения напряжений и принимая сечения элементов без трещин:

$$\sigma_{p,max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1}R_p; \quad (3.80)$$

$$\sigma_{p,min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg}; \quad (3.81)$$

б) при расчете бетона сжатой зоны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов:

$$\sigma_{bc,max} = \sigma_{pc1} + \sigma_{pcg} + \sigma_{pcv} \leq m_{b1}R_b; \quad (3.82)$$

$$\sigma_{pc,min} = \sigma_{pc1} + \sigma_{pcg} \quad (3.83)$$

(знак напряжений при расчете статически неопределимых конструкций может изменяться на противоположный).

В формулах (3.80) – (3.83):

$\sigma_{p,max}$ ,  $\sigma_{p,min}$  – напряжения в напрягаемой арматуре соответственно максимальные и минимальные;

$\sigma_{p1}$  – установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны;

$\sigma_{el,c}$  – снижение напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны от упругого обжатия бетона согласно п. 3.93;

$\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{btg}$  – напряжения в арматуре от постоянной нагрузки;

$\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{btv}$  – напряжения в арматуре от временной нагрузки;

где  $n_1$  – отношение модулей упругости согласно п. 3.48;

$m_{ap1}$  – коэффициент условий работы арматуры, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно п. 3.39;

$R_p$  – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры согласно п. 3.37;

$\sigma_{pc,max}$ ,  $\sigma_{pc,min}$  – сжимающие напряжения в бетоне соответственно максимальные и минимальные;

$\sigma_{bc1}$  – установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в бетоне сжатой зоны;

$\sigma_{btg}$ ,  $\sigma_{bcv}$  – напряжения в бетоне от постоянной нагрузки соответственно растянутой и сжатой зон;

$\sigma_{btv}$ ,  $\sigma_{bcg}$  – напряжения в бетоне от временной нагрузки соответственно растянутой и сжатой зон;

$m_{b1}$  – коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно п. 3.26;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию согласно п. 3.24.

*Примечание. При расчете как на выносливость, так и на трещиностойкость, при определении напряжений в бетоне с учетом приведенного сечения, в формулах напряжения в арматуре, напрягаемой на упоры, принимают без их снижения от упругого обжатия бетона (при условии, если при расчете всю арматуру, имеющую сцепление с бетоном, включают в приведенные характеристики сечения).*

**3.93** Напряжения в напрягаемой арматуре следует вычислять с учетом снижения от упругого обжатия бетона  $\sigma_{el,c}$ , которое при одновременном обжатии бетона всей напрягаемой на упоры арматурой необходимо определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1 \sigma_{bp}. \quad (3.84)$$

При натяжении арматуры на бетон в несколько этапов снижение предварительного напряжения в арматуре, натянутой ранее, следует определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1 \Delta \sigma_b m_1. \quad (3.85)$$

В формулах (3.84) и (3.85):

$n_1$  – отношение модулей упругости согласно п. 3.48;



$\sigma_{bp}$  – предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызываемое обжатием сечения всей арматуры;

$\Delta\sigma_b$  – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, вызываемое натяжением одного пучка или стержня с учетом потерь, соответствующих данной стадии работы;

$m_1$  – число одинаковых пучков (стержней), натянутых после того пучка (стержня), для которого определяют потери напряжения.

**\*3.94** Расчет на выносливость элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой производится по формулам сопротивления материалов без учета работы бетона растянутой зоны. Этот расчет допускается производить по формулам, указанным в таблице 3.20.

Таблица 3.20

| Характер работы элемента                                   | Расчетные формулы   |
|--|---|
| Изгиб в одной из главных плоскостей:<br>проверка по бетону | $\frac{M}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R_b \quad (3.86)$                 |
| проверка по арматуре                                       | $n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s \quad (3.87)$ |
| Осевое сжатие в бетоне                                     | $\frac{N}{A_{red}} \leq m_{b1} R_b \quad (3.88)$                    |
| Внецентренное сжатие:<br>проверка по бетону                | $\sigma_b \leq m_{b1} R_b \quad (3.89)$                             |
| проверка по арматуре                                       | $\sigma_s \leq m_{as1} R_s \quad (3.90)$                            |

Формулы таблицы 3.20 могут использоваться для определения по их левым частям значений  $\sigma_{min}$  и  $\sigma_{max}$  при вычислении коэффициентов  $\rho$ , приведенных в таблицах 3.9, 3.17 и 3.18.

При расчете по формуле (3.90) следует учитывать также указания п. 3.91 по расчету на выносливость преимущественно сжатой арматуры при знакопеременных напряжениях.

Аналогичным образом следует выполнять расчет внецентренно растянутых элементов. При расчете центрально-растянутых элементов все растягивающее усилие передается на арматуру.

Кроме расчета на выносливость, сечения должны быть рассчитаны по прочности.

В формулах (3.86) – (3.90):

$M, N$  – момент и нормальная сила;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения  $n'$  к площади всей арматуры согласно п. 3.48;

$x'$  – высота сжатой зоны бетона, определяемая по формулам расчета упругого тела;

$m_{b1}, m_{as1}$  – коэффициенты, учитывающие асимметрию цикла напряжений в бетоне и в ненапрягаемой арматуре (с учетом сварных соединений) согласно п. 3.26 и п. 3.39, вводимые к расчетным сопротивлениям соответственно бетона  $R_b$  и арматуры  $R_s$ ;

$a_u, a'_u$  – расстояние от наружной соответственно растянутой и сжатой (или менее растянутой) граней до оси ближайшего ряда арматуры;

$A_{red}$  – площадь приведенного поперечного сечения элемента с введением отношения  $n'$ , согласно п. 3.48 к площади поперечного сечения всей арматуры.

## РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

### Расчет по трещиностойкости

### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**\*3.95** Железобетонные конструкции мостов и труб в зависимости от их вида и назначения, применяемой арматуры и условий работы должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости, приведенным в таблице 3.21.

Трещиностойкость характеризуется значениями растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне и расчетной шириной раскрытия трещин.

Расчеты по определению напряжений в бетоне, образованию трещин и определению ширины их раскрытия должны производиться с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре согласно приложению О.

Требования по категории трещиностойкости должны назначаться одинаковыми как на стадии эксплуатации, так и на стадии изготовления, транспортирования и монтажа. В составных предварительно напряженных конструкциях мостов всех назначений возникновение растягивающих напряжений в обжимаемых стыках, а также в элементах сквозных пролетных строений железнодорожных мостов не допускается.

В составных по длине конструкциях пролетных строений мостов минимальные сжимающие напряжения в бетоне при воздействии создаваемой нормативной постоянной нагрузкой должны соответствовать категории требований по трещиностойкости 2б.

В неразрезных пролетных строениях, составленных из разрезных преднапряженных балок с надпорными необжатыми бетонируемыми стыками, армированными ненапрягаемой арматурой, ширина трещин в бетоне под нормативной нагрузкой должна отвечать категории требований разд.3.

Наряду с требованиями, указанными в таблице 3.21, должны выполняться требования по минимальному армированию сечений железобетонных конструкций, которое характеризуется коэффициентом армирования  $\mu$ . Для конструкций, арматура которых имеет сцепление с бетоном, в том числе за счет омоноличивания (инъектирования) каналов напрягаемой арматуры значение  $\mu = 0.002$ .

Арматуру, устанавливаемую для обеспечения требований по минимальному армированию, следует рассматривать как рабочую, для которой необходимо обеспечивать все конструктивные требования по расположению, стыковке и защите.

Эту арматуру следует учитывать при выполнении всех проверок несущей способности. Она должна иметь гарантированное сцепление с бетоном и должна быть установлена в растянутой от внешних нагрузок зоне по ее внешнему контуру, а также вдоль плоскостей хомутов, заходящих в растянутую зону. Площадь арматуры вычисляют как произведение требуемого коэффициента минимального армирования на площадь растянутой зоны. Для изгибаемых конструкций пролетных строений границей растянутой зоны следует считать большее из двух значений: половины высоты сечения и расстояния от растянутой арматуры до центра тяжести бетонного сечения.

В стыках монолитных и сборно-монолитных конструкций минимальный процент армирования должен быть обеспечен по всей площади стыка.

Минимальный процент армирования следует обеспечивать при назначении минимальной площади хомутов для тех случаев, когда их установка обязательна.

При ширине ребра, превосходящей высоту сечения, плоскости хомутов следует располагать с шагом, не превышающем значение высоты сечения. В плитных и балочных (ребристых) пролетных строениях, если ширина ребра больше его высоты, поперечную горизонтальную арматуру также назначают исходя из обеспечения минимального процента армирования.

Таблица 3.21

| Вид и назначение конструкций, особенности армирования  | Категория требований по трещиностойкости | Предельные значения               |  |  |
|--|--|-----------------------------------|--|--|
|  |  | растягивающих напряжений в бетоне | расчетной ширины раскрытия трещин $\Delta\sigma$ | минимальных сжимающих напряжений при отсутствии временной нагрузки |
| Элементы железнодорожных мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой проволочной арматурой всех видов.<br>Элементы автодорожных и городских мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 3 мм, арматурными канатами класса К-7 диаметром 9 мм, а также напрягаемыми стальными канатами (со спиральной и двойной свивкой и закрытыми) | 2а                                       | 0,4 R <sub>bt,ser</sub>           | -  | -  |
| Элементы железнодорожных мостов (кроме стенок балок пролетных  | 2б                                       | 1,4 R <sup>1)</sup><br>bt,ser     | 0,015 <sup>2)</sup>                              | Не менее 0,1R <sub>b</sub> при                                     |

|   |    |                 |                     |   |
|---|----|-----------------|---------------------|---|
| строений), армированные напрягаемой стержневой арматурой. Элементы автодорожных и городских мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, напрягаемыми арматурными канатами класса К-7 диаметром 12 и 15 мм. Сваи мостов всех назначений, армированные напрягаемой стержневой арматурой и напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, а также напрягаемыми арматурными канатами класса К-7 |    |                 |                     | бетонах кл. В30 и ниже и не менее 1,6 МПа (16,3 кгс/см <sup>2</sup> ) - при бетонах класса В35 и выше |
| Стенки (ребра) балок предварительно напряженных пролетных строений мостов при расчете на главные напряжения   | 3а | по таблице 3.22 | 0,015               | -   |
| Элементы автодорожных и городских мостов, армированные напрягаемой стержневой арматурой. Участки элементов (в мостах всех назначений), рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой проволочной арматуры  | 3б | -               | 0,020               | -   |
| Элементы мостов и труб всех назначений с ненапрягаемой арматурой, в том числе необжатые бетонизируемые стыки, армированные ненапрягаемой арматурой, неразрезных напрягаемых пролетных строений<br>Железобетонные элементы мостов всех назначений с напрягаемой арматурой, расположенной вне тела элемента.<br>Участки элементов (в мостах всех назначений), рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой стержневой арматуры                                    | 3в | -               | 0,030 <sup>3)</sup> | -   |

<sup>1)</sup> При смешанном армировании допускается повышать предельные растягивающие напряжения в бетоне согласно указаниям п. 3.96. В конструкциях автодорожных и городских мостов с проволочной напрягаемой арматурой при расположении ее в плите проезжей части предельные значения растягивающих напряжений в бетоне в направлении его обжатия не должны быть более  $0,8 R_{bt,ser}$ .

<sup>2)</sup> При оцинкованной проволоке допускается принимать  $\Delta s_r = 0,02$  см.

3) Ширина раскрытия трещин не должна превышать, см: 0,020 - в элементах пролетных строений железнодорожных мостов, в верхних плитах проезжей части автодорожных и городских мостов при устройстве на них гидроизоляции, в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;

0,015 - в элементах промежуточных опор железнодорожных мостов в зонах, расположенных выше и ниже переменного уровня воды;

0,010 - на уровне верхней грани в продольных стыках верхних плит проезжей части автодорожных и городских мостов.

При расположении мостов и труб вблизи плотин гидростанций и водохранилищ в зоне попеременного замораживания и оттаивания (в режиме по ГОСТ 10060-95) ширина раскрытия трещин в зависимости от числа циклов попеременного замораживания в год должна составлять, см, не более

0,015 - при числе циклов менее 50;

0,010 - то же 50 и более.

**\*3.96** В автодорожных и городских мостах при применении смешанного армирования предельные растягивающие напряжения в бетоне допускается повышать до  $2R_{bt,ser}$  при условии, что все усилие от части эпюры растягивающих напряжений, возникающее на той части площади сечения, на которой растягивающие напряжения превышают  $1,4R_{bt,ser}$ , воспринимается только ненапрягаемой арматурой. Кроме этого, при расчете ширины поперечных трещин следует руководствоваться указаниями п. 3.108 и п. 3.109.

**3.97** В обжатом бетоне конструкций, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, при проверке возможности прохода по монтируемой части моста монтажного крана с грузом допускается принимать:

предельные значения нормальных растягивающих напряжений в бетоне –  $1,15R_{bt,ser}$ ;

предельные значения расчетной ширины раскрытия трещин – 0,01 см.

При расчете следует учитывать снижение предварительных напряжений в напрягаемой арматуре, соответствующее потерям за год.

**3.98** В элементах конструкций, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, в зонах бетона, сжатых на стадии эксплуатации под постоянной и временной нагрузками конструкций, не следует допускать при других стадиях работы возникновения растягивающих напряжений, превышающих величину  $0,8R_{bt,ser}$ .

## РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

**3.99** Трещиностойкость железобетонных конструкций мостов и труб обеспечивается ограничениями возникающих в элементах растягивающих и сжимающих напряжений, а в бетонных конструкциях – сжимающих напряжений.

Предельные значения указанных напряжений принимаются в зависимости от условий, которые необходимо обеспечить:

а) появление (образование) трещин в элементах конструкции недопустимо;

б) появление трещин с ограниченным раскрытием их по ширине допустимо (возможно).

**\*3.100** Образование продольных трещин от нормальных сжимающих напряжений, во всех конструкциях и на всех стадиях их работы недопустимо.

Возникающие от действующих нормативных нагрузок и воздействий нормальные сжимающие напряжения  $\sigma_{bx}$  в сечениях элементов не должно превышать:

в бетонных и железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой - расчетных сопротивлений  $R_{b,mc2}$  (с учетом п.п. 3.48 и 3.97);

в обжимаемой зоне бетона предварительно напряженных конструкций - расчетных сопротивлений  $R_{b,mc1}$  (на стадии изготовления и монтажа) и  $R_{b,mc2}$  (на стадии постоянной эксплуатации).

Возникающие в бетоне стенок предварительно напряженных балок главные сжимающие напряжения не должны во всех случаях превышать расчетное сопротивление бетона  $R_{b,mc2}$ .

**\*3.101** Образование трещин, нормальных к продольной оси элемента (перпендикулярных направлению действия нормальных растягивающих напряжений), не допускается в конструкциях мостов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, за исключением случая проверки на пропуск по мосту монтажного крана. При этом не исключается вероятность образования случайных поперечных трещин.

Для выполнения этих условий нормальные растягивающие напряжения в обжимаемом бетоне не должны превышать значений, указанных в таблице 3.21 и п. 3.97.

**\*3.102** В конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, допускается образование поперечных трещин. При этом возможность образования поперечных трещин в конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б и 3а, ограничивается двумя показателями, указанными в таблице 3.21, - предельно допустимыми растягивающими напряжениями и расчетной шириной возможного раскрытия поперечных трещин.

Кроме этого, в предварительно напряженных конструкциях, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2б, следует обеспечивать "зажатие" поперечных трещин: предельные значения минимальных сжимающих напряжений в обжимаемом бетоне при отсутствии на мосту временной нагрузки должны быть не менее значений, приведенных в таблице 3.21.

**\*3.103** Главные растягивающие напряжения в бетоне стенок предварительно напряженных балок должны ограничиваться с учетом отношения главных сжимающих напряжений  $\sigma_{mc}$  к расчетному сопротивлению бетона сжатию  $R_{b,mc2}$ , рассматривая сечение как сплошное.

Предельные значения главных растягивающих напряжений в зависимости от отношения указанных величин должны приниматься не более приведенных в таблице 3.22.

Таблица 3.22

| $\sigma_{mc} / R_{b,mc2}$ | Предельные значения главных растягивающих напряжений $\max \sigma_{mt}$ , принимаемых в мостах |  |
|---------------------------|--|--|
|                           | Железнодорожных  | автодорожных и городских                   |
| $\leq 0,52$               | $0,68R_{bt,ser}$ ,<br>но не более 1,75 МПа   | $0,85R_{bt,ser}$ ,<br>но не более 2,15 МПа |
| $\geq 0,80$               | $0,42R_{bt,ser}$   | $0,53R_{bt,ser}$                           |

**Примечания**

1 Для промежуточных значений отношений  $\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$  предельные значения  $\max \sigma_{mt}$  следует определять по интерполяции.

2 Предельные значения главных растягивающих напряжений в бетоне зон, примыкающих к клееным стыкам в составных конструкциях пролетных строений, следует уменьшить на 10 %. Длина указанной зоны принимается равной высоте стыка в каждую сторону от стыка.

**\*3.104** Главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, указанные в п.п. 3.100 и 3.103, следует определять по формуле

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{mt} \\ \sigma_{mc} \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2}, \quad (3.91)$$

где  $\sigma_{bx}$  - нормальное напряжение в бетоне вдоль продольной оси от внешней нагрузки и от усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь;

$\sigma_{by}$  - нормальное напряжение в бетоне в направлении, нормальном к продольной оси элемента, от напрягаемых хомутов, наклонной арматуры и напряжений от опорной реакции, при этом распределение сжимающих усилий от опорной реакции следует принять под углом  $45^\circ$ ;

$\tau_b$  - касательное напряжение в бетоне стенки (ребра), определяемое по формуле

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{b6} R_{b,sh}; \quad (3.92)$$

В формуле (3.92):

$\tau_q$  - касательные напряжения от поперечной силы, определяемой от внешней нагрузки предварительного напряжения;

$\tau_t$  - то же, от кручения;

$m_{b6}$  - коэффициент, учитывающий воздействие поперечного обжатия бетона по п. 3.27;

$R_{b,sh}$  - расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе, принимаемое по таблице 3.6.

При расчете стенок (ребер) составных по длине балок с бетонными стыками на главные напряжения по формуле (3.91) входящие в формулу касательные напряжения по контакту между поперечно обжатым бетоном стыка и блоками следует ограничивать значениями, приведенными в формуле (3.92), в правую часть которой, наряду с коэффициентом  $m_{b6}$ , необходимо вводить также и коэффициент  $m_{b15}$ . При необжатых стыках вместо коэффициента  $m_{b6}$  следует вводить коэффициент  $m_{b15}$ .

Сечение бетона омоноличивания допускается учитывать при расчете по предельным состояниям второй группы, если расчетом обоснована, а конструктивно обеспечена передача сдвигающего усилия по контакту бетона омоноличивания с бетоном блоков и если скалывающие напряжения в бетоне по контакту не превышают  $0,5 R_{b,sh}$  по таблице 3.6. Сечение инъецированного раствора в закрытых каналах допускается учитывать в расчете полностью.

Определение нормальных и касательных напряжений в элементах высотой, изменяющейся по длине пролета, следует выполнять с учетом переменности сечения.

## РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

**\*3.105** Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин  $a_{cr}$ , см, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, необходимо определять по формуле

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (3.93)$$

где  $\sigma$  - растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению  $\sigma_s$  в наиболее растянутых (крайних) стержнях, для напрягаемой - приращению напряжений  $\Delta\sigma_p$  после погашения обжата бетона;

$E$  - модуль упругости соответственно для ненапрягаемой  $E_s$  и напрягаемой  $E_p$  арматуры, принимаемой по таблице 3.16;

$\psi$  - коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования (учитывает влияние бетона растянутой зоны, деформации арматуры, ее профиль и условия работы элемента) и принимаемый по п. 3.109;

$\Delta_{cr}$  - предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, см, принимаемое по таблице 3.21.

**3.106** При определении ширины трещины по формуле (3.93) при смешанном армировании значение  $\sigma / E$  с учетом растягивающих напряжений в ненапрягаемой арматуре ( $\sigma_s$ ) и приращения напряжений в напрягаемой арматуре ( $\Delta\sigma_p$ ) после погашения предварительного обжата бетона до нуля определяется по формуле

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s} \psi_1 + \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \psi_2}{\psi_1 + \psi_2}; \quad (3.94)$$

где  $\psi_1$  - коэффициент раскрытия трещин для ненапрягаемой арматуры, принимаемой по п. 3.109;

$\psi_2$  - то же, для напрягаемой арматуры по п. 3.109.

Коэффициент раскрытия трещин при смешанном армировании определяется по формуле:



$$\psi = \frac{\psi_1 A_s + \psi_2 A_p}{A_s + A_p},$$

где  $A_s, A_p$  – площади ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

**\*3.107** Растягивающие напряжения  $\sigma_s$  в поперечной и продольной арматуре стенок (ребер) балок допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \delta \frac{\sigma_{bt}}{\mu}, \quad (3.95)$$

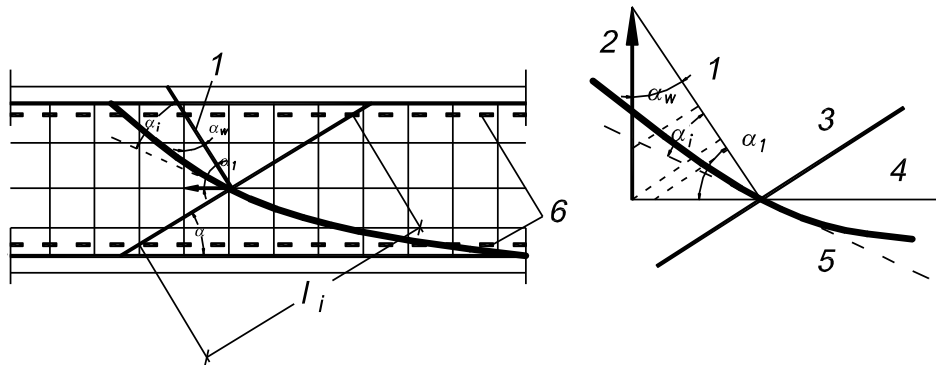
где  $\sigma_{bt}$  – напряжение в предварительно напряженных балках, не имеющих напрягаемых хомутов, принимаемое равной главному растягивающему напряжению  $\sigma_{mt}$  на уровне центра тяжести сечения, в балках с ненапрягаемой арматурой – равным касательному напряжению  $\tau$  на том же уровне;

$\mu$  – коэффициент армирования стенки стержнями, пересекающими наклонное сечение (между вутами поясов), определяемый как отношение проекции площадей сечения этих стержней на нормаль к наклонному сечению – к площади бетона наклонного сечения;

$\delta$  – коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в зоне образования наклонных трещин и определяемый по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5/l_i \mu} \geq 0,75, \quad (3.96)$$

где  $l_i$  – длина, см, предполагаемой наклонной трещины на участке между вутами поясов (в тавровых балках начало наклонного сечения принимается от крайнего, в сторону нейтральной оси, ряда растянутой арматуры, согласно рис. 3.9); наклон трещин следует принимать по п. 3.79.



**Рис. 3.9** Проекция усилий в поперечной арматуре на нормаль к наклонному сечению

1 – нормаль; 2 – хомут; 3 – наклонное сечение;  
4 – продольная арматура; 5 – касательная к пучку; 6 – вут

**3.108** При определении ширины нормальных трещин в растянутой зоне предварительно напряженных элементов следует учитывать всю растянутую арматуру.

При определении ширины трещин в предварительно напряженных сваях допускается учитывать всю арматуру растянутой зоны.

Приращение растягивающего напряжения  $\Delta\sigma_p$  в напрягаемой арматуре согласно п. 3.105, возникающее после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля, допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \quad (3.97)$$

где  $\sigma_{bt}$  - растягивающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона;

$\mu_p$  - коэффициент армирования, определяемый как отношение учитываемой в расчете площади поперечного сечения продольной арматуры к площади всей растянутой зоны бетона (арматура, не имеющая сцепления с бетоном, при вычислении  $\mu_p$  не учитывается).

При смешанном армировании напряжение в бетоне  $\sigma_{bt}$  определяется на уровне центра тяжести той части площади растянутой зоны бетона, в пределах которой растягивающие напряжения не превышают  $1,4 R_{bt,ser}$ .

Напряжения в ненапрягаемой арматуре при смешанном армировании допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s}, \quad (3.98)$$

где  $\sigma_{bts}$  - напряжение в бетоне на уровне центра тяжести части площади  $A_{bts}$  растянутой зоны бетона, в пределах которой напряжения в бетоне превышают  $1,4 R_{bt,ser}$ ;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}; \quad (3.99)$$

**3.109** Коэффициенты раскрытия трещин  $\psi$  следует принимать в зависимости от радиуса армирования  $R_r$  (см) равными:

$0,35 R_r$  - для гладкой стержневой арматуры, арматурных пучков из гладкой проволоки и для стальных закрытых канатов;

$1,5\sqrt{R_r}$  - для стержневой арматуры периодического профиля, проволок периодического профиля, пучков из этой проволоки, канатов класса К-7 и пучков из них, стальных канатов со спиральной и двойкой свивкой, а также для любой арматуры в стенках.

**\*3.110** При расчете ширины нормальных трещин радиус армирования должен определяться по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma\beta nd} \quad (3.100)$$

где  $A_r$  - площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия  $r = bd$ ;

$\beta$  - коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном согласно таблице 3.23;

$n$  - число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром  $d$ ;

$d$  - диаметр одного стержня (включая случаи расположения стержней в группах).

Для непрямоугольных сечений с арматурой, равномерно распределенной по контуру, радиус взаимодействия принимается  $r = 3d$ .

Для пучков и канатов  $d$  соответствует наружному контуру арматурного элемента, а  $r = 5d$ .

Таблица 3.23

| Вид армирования конструкции  | Коэффициент<br>$\beta$ |
|--|------------------------|
| 1. Одиночные стержни (гладкие и периодического профиля), одиночные проволоки периодического профиля или арматурные канаты класса К-7                       | 1,0                    |
| 2. Вертикальные ряды из двух стержней (без просветов), группами из сдвоенных стержней (с просветами между группами стержней)                               | 0,85                   |
| 3. То же, из трех стержней (с просветами между группами стержней), стальные канаты со спиральной и двойной свивкой, пучки из арматурных канатов класса К-7 | 0,75                   |
| 4. Пучки с числом проволок до 24 включительно  | 0,65                   |
| 5. Пучки с числом проволок больше 24 или стальные закрытые канаты  | 0,5                    |

Радиус взаимодействия  $r$  следует откладывать от крайнего, ближайшего к нейтральной оси ряда стержня. Если в крайнем ряду установлено менее половины площади поперечного сечения стержней по отношению к площади арматуры в каждом из остальных рядов, то  $r$  следует откладывать от предпоследнего ряда с полным числом стержней; в круглых сечениях  $r$  следует откладывать от оси наиболее напряженного стержня в сторону нейтральной оси, а при пучках стержней - от оси внутреннего стержня наиболее напряженного пучка.

Зона взаимодействия не должна выходить за нейтральную ось, и ее высота не должна превышать высоты сечения, а в центрально-растянутых элементах принимается равной всей площади сечения. В круглых сечениях площадь зоны взаимодействия и радиус армирования следует определять для наиболее напряженного стержня или пучка.

При расчете ширины наклонных трещин радиус армирования следует определять по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta_i n_i d_i \cos \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos \alpha_w + \sum \beta_1 n_1 d_1 \cos \alpha_1}, \quad (3.101)$$

где  $A_r$  - площадь зоны взаимодействия для наклонного сечения, определяемая по формуле

$$A_r = l_i b; \quad (3.102)$$

$l_i$  - длина наклонного сечения стенки по п. 3.107;

$b$  - толщина стенки;

$n_i, n_w, n_l$  - число наклонных стержней, ветвей хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения;

$d_i, d_w, d_l$  - диаметры соответственно наклонных стержней (или пучков), хомутов и продольных стержней, пересекающих наклонное сечение в пределах стенки;

$\alpha_i, \alpha_w, \alpha_l$  - углы между наклонными стержнями (или пучками), хомутами, продольными стержнями и нормалью к наклонному сечению согласно рис. 3.9

**\*3.111** Трещиностойкость элементов от местных напряжений, вызываемых сосредоточенно приложенными силами предварительного напряжения, и изгиб стенок (балок) от местной нагрузки допускается обеспечивать постановкой дополнительной арматуры, воспринимающей передающееся на нее с бетона все растягивающее усилие от местных воздействий в предположении образования трещин на рассматриваемом участке. При этом вычисленная ширина трещин не должна превышать нормированную для категорий требований по трещиностойкости 3б или 3в, (таблица 3.21). Для участков, где указанные напряжения не превышают  $0,4 R_{bt,ser}$  армирование разрешается осуществлять конструктивно.

При расчете бетона на местное сжатие под анкером усилие, передаваемое последним, следует принимать равным: при натяжении арматуры на бетон - 100% ,при натяжении на упоры пучка с внутренним анкером - 30% от усилия в арматуре.

### Определение прогибов и углов поворота

**3.112** Прогибы, углы поворота и продольные перемещения вычисляются по формулам строительной механики в зависимости от кривизны элементов  $1/p$ , а также относительных продольных перемещений, которые определяются исходя из гипотезы плоских сечений для полных (упругих и неупругих) деформаций.

Прогиб  $f$  или угол поворота  $\alpha$ , обусловленные деформациями изгиба элемента, следует определять по формуле

$$f(\alpha) = \sum \int_0^1 \bar{M}(x) \frac{1}{p}(x) dx, \quad (3.103)$$

где  $\bar{M}(x)$  - при определении прогиба  $f$  – функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной по направлению искомого прогиба  $f$  , при определении угла поворота  $\alpha$  - функция изгибающего момента от единичного момента, приложенного по направлению искомого угла поворота;

$\frac{1}{p}(x)$  - кривизна элемента в том же сечении от нагрузки, под которой определяется прогиб или угол поворота (знак принимается в

соответствии со знаком изгибающего момента в указанном сечении).

В формуле (3.103) суммирование производится по всем участкам (по длине пролета), различающимся законами изменения величин  $\bar{M}(x)$  и  $\frac{1}{p}(x)$ .

Вычисление прогибов (углов поворота) допускается производить численными приемами, используя выражение

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{p}(x) \Delta x, \quad (3.104)$$

в котором  $\bar{M}(x)$  и  $\frac{1}{p}(x)$  - средние величины момента и кривизны на отдельных участках длиной  $\Delta x$ , где изменение указанных параметров имеет плавный характер.

**\*3.113** Кривизну предварительно напряженных элементов, в которых пояса отнесены к категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, допускается определять как для сплошного сечения по формуле

$$\frac{1}{p} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (3.105)$$

где  $M_p, M_g, M_v$  - моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые соответственно усилием в напрягаемой арматуре, постоянной и временной нагрузками;

$B_p^*, B_g^*$  - жесткости сечения при длительном воздействии соответственно усилия в напрягаемой арматуре и постоянной нагрузки;

$B$  - жесткость сплошного сечения при кратковременном действии нагрузок.

Значения перечисленных жесткостей допускается определять по приложению Q. Допускается правую часть формулы (3.105) определять другими методами, обоснованными в установленном порядке.

Моменты от предварительного напряжения следует вычислять исходя из напряжений в арматуре, соответствующих стадиям работы конструкции: на стадии обжатия за вычетом первых потерь; на последующих стадиях, в том числе и на стадии эксплуатации, за вычетом также и вторых потерь согласно приложению O.

Значения изгибающих моментов  $M_g$  при навесном монтаже следует определять с учетом веса монтируемых блоков и других возможных строительных нагрузок. При определении жесткостей  $B_p^*$  и  $B_g^*$  учитывается влияние усилия предварительного напряжения и длительности действия нагрузки.

**\*3.114** Кривизну элементов с ненапрягаемой арматурой, в которых пояса отнесены к категории требований по трещиностойкости 3в, следует определять по формуле

$$\frac{1}{p} = \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (3.106)$$

где  $\overline{B}_g^*$  - жесткость сечения при действии постоянной нагрузки с учетом образования трещин и ползучести бетона;

$\overline{B}$  - жесткость сплошного сечения при кратковременном действии временной нагрузки с учетом образования трещин.

При вычислении кривизны элементов допускается принимать, что вся постоянная нагрузка действует в бетоне одного возраста, отвечающего приложению наибольшей части этой нагрузки.

Определение кривизны железобетонных элементов с напрягаемой арматурой на участках с трещинами (шириной, превышающей 0,015 см) в растянутой зоне допускается производить по указаниям КМК 2.03.01-97.

**3.115** При вычислении прогибов балок с ненапрягаемой арматурой (если ширина трещин в бетоне не превышает 0,015 см) по формулам сопротивления упругих материалов, а также для расчета перемещений опор, столбов, свай-оболочек (в том числе заполненных бетоном), независимо от определяемой ширины трещин сечения допускается жесткость определять по формуле

$$B = 0,8 E_b I_b; \quad (3.107)$$

где  $I_b$  - момент инерции бетонного сечения.

Расчет перемещений массивных бетонных и железобетонных элементов (опор) от временной и постоянной нагрузок допускается производить с учетом жесткостей, определенных по полным сечениям элементов без учета ползучести и усадки бетона.

## КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**3.116** При проектировании бетонных и железобетонных конструкций для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона необходимо выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

Таблица 3.24

| Элементы и их части                        |  | Наименьшая толщина, см,<br>для конструкций мостов и труб |               |
|--|--|--|---------------|
|  |  | железнодорожных  | автомобильных |
| 1  | Вертикальные или наклонные стенки балок:   |  |               |
|  | а) ребристых:                              |  |               |
|  | при отсутствии в стенках арматурных пучков | 12 <sup>1)</sup>   | 10            |
|  | при наличии в стенках арматурных пучков    | 15   | 18            |
| б) коробчатых:                             |  |  |               |
| при отсутствии в стенках арматурных пучков | 15   | 12   |               |
| при наличии в стенках арматурных пучков    | 18   | 18   |               |

|   |  |  |  |
|---|--|--|--|
| 2 | Плиты:<br>а) балластного корыта:<br>между стенками (ребрами)<br>на концах консолей<br>б) проезжей части:<br>между стенками (ребрами)<br>при отсутствии в плите арматурных пучков<br>при наличии в плите арматурных пучков<br>на концах консолей<br>в) нижние в коробчатых балках:<br>при отсутствии в стенках арматурных пучков<br>при наличии в стенках арматурных пучков<br>г) тротуаров:<br>монолитные (несъемные)<br>сборные (съемные) | 15<br>10<br>–<br>–<br>–<br>–<br>15<br>18<br>8<br>6 | –<br>–<br>–<br>18<br>20<br>12<br>15<br>15<br>12<br>8 |
| 3 | Пустотелые блоки плитных пролетных строений:<br>а) с арматурой из стержней, одиночных арматурных канатов класса К-7 и пучков из параллельных высокопрочных проволок:<br>стенки и верхние плиты<br>нижние плиты<br>б) струнобетонные:<br>стенки и верхние плиты<br>нижние плиты   | 10<br>12<br>–<br>–                                 | 12<br>12<br>12<br>12                                 |
| 4 | Диафрагмы и ребра жесткости пролетных строений   | 10   | 15   |
| 5 | Стенки звеньев труб под насыпями   | 10   | 10 <sup>2)</sup>                                     |
| 6 | Стенки блоков коробчатого и круглого сечений пустотелых и сборно-монолитных опор:<br>в зоне переменного уровня воды<br>вне зоны переменного уровня воды  | 30<br>15   | 25<br>15   |
| 7 | Стенки железобетонных полых свай и свай-оболочек при наружном диаметре, м:<br>0,4<br>от 0,6 до 0,8<br>от 1,0 до 3,0  | 8<br>10<br>12                                      | 8<br>10<br>12  |

<sup>1)</sup> При применении двух арматурных сеток наименьшая толщина стенок принимается равной 15 см.

<sup>2)</sup> Для труб диаметром 0,5 и 0,75 м допускается принимать толщину стенок равной 8 см.

### Минимальные размеры сечения элементов

**\*3.117** Толщина стенок, плит, диафрагм и ребер в железобетонных элементах должна приниматься не менее указанной в таблице 3.24.

## Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры

**\*3.118** Наименьшие диаметры арматуры следует принимать по таблице 3.25.

Таблица 3.25

| Вид арматуры  | Наименьший диаметр арматуры, мм |
|---|---------------------------------|
| 1. Расчетная продольная в элементах мостов (кроме элементов, указанных ниже) и прямоугольных труб   | 12                              |
| 2. Расчетная проезжей части (включая тротуары) автодорожных мостов  | 10                              |
| 3. Расчетная и конструктивная звеньев круглых труб; конструктивная продольная и поперечная в элементах мостов (кроме плит); хомуты стенок балок и уширений поясов по всей длине | 8                               |
| 4. Проволочная класса Вр для плит укрепления откосов и хомутов арматуры свай (п. 3.35)  | 5                               |
| 5. Конструктивная (распределительная) плит; хомуты свай и свай-оболочек; хомуты в пустотелых плитах   | 6                               |

Распределительная арматура в плитах и хомуты в сваях при продольной арматуре диаметром 28 мм и более должны иметь диаметр не менее четверти диаметра продольных стержней.

В монолитных и сборно-монолитных неразрезных балках и ригелях многопролетных рамных конструкций рабочую арматуру следует, как правило, предусматривать непрерывной. При этом часть верхней и нижней рабочей арматуры должна быть непрерывной соответственно поверху и понизу на всей длине конструкции или иметь стыки, перекрывающие разрывы армирования.

Количество непрерывных верхних и нижних арматурных элементов должно составлять:

а) в конструкциях с ненапрягаемой арматурой - не менее 20% нижней и 15% верхней рабочей арматуры;

б) в конструкциях с напрягаемой арматурой - не менее 10% нижней и 5% верхней рабочей арматуры. При этом в конструкциях с напрягаемой арматурой непрерывность верхних и нижних арматурных элементов допускается обеспечивать напрягаемой, ненапрягаемой или комбинацией напрягаемой и ненапрягаемой рабочей арматуры, причем в последнем случае суммарную площадь рабочей арматуры определяют как сумму приведенных по расчетным сопротивлениям площадей арматурных элементов.

Криволинейные железобетонные плитные и коробчатые пролетные строения следует армировать с учетом разного напряженного состояния по наружной и внутренней граням или наружной и внутренней стенкам конструкции.



В криволинейных коробчатых пролетных строениях отгибы напрягаемой арматуры по внутренней стенке коробки допускается не устраивать. При этом возникающий постоянный крутящий момент рекомендуется учитывать в расчетах пролетного строения на кручение.

В местах точечного опирания криволинейных плитных пролетных строений на столбы растянутую зону плиты допускается армировать сетками с ортогональным или радиальным расположением поперечных стержней.

### Защитный слой бетона

**\*3.119** Толщина защитного слоя бетона от его наружной поверхности до поверхности арматурного элемента или канала должна быть не менее указанной в таблице 3.26

Таблица 3.26

| Вид арматуры и её расположение   | Наименьшая толщина защитного слоя бетона, см                 |
|--|--|
| 1. Ненапрягаемая рабочая арматура:<br>верхняя в плите проезжей части автодорожных и городских мостов<br>в ребристых и плитных пролетных строениях, а также в плитах высотой 30 см и более<br>в плитах высотой менее 30 см<br>в звеньях труб и полых сваях-оболочках<br>в наружных блоках опор<br>у наружных поверхностей монолитных опор:<br>а) в ледовой части опоры<br>б) на остальных участках опоры<br>в) в сваях, колодцах и блоках сборных фундаментов<br>в опорных плитах фундаментов из монолитного железобетона:<br>а) при наличии бетонной подготовки<br>б) при отсутствии бетонной подготовки | 5<br>3<br>2<br>2 <sup>1)</sup><br>4<br>7<br>5<br>3<br>4<br>7 |
| 2. Ненапрягаемые хомуты:<br>в стенках (ребрах) балок<br>в стойках опор:<br>а) вне зоны переменного уровня воды<br>б) в зоне переменного уровня воды  | 2<br>2<br>3  |
| 3. Конструктивная (нерасчетная) продольная в стенках (ребрах) балок и в плитах   | 1,5  |
| 4. Ненапрягаемая, устанавливаемая в бетоне омоноличивания напрягаемой арматуры   | 3  |
| 5. Напрягаемая в растянутой зоне сечения:<br>а) в виде пучков из высокопрочной проволоки и пучков из канатов   | 4 <sup>2)</sup>  |

|  |                 |
|--|-----------------|
| класса К-7<br>б) из арматурной стали классов:<br>А600 (А-IV), Ат600 (Ат-IV)  | 4               |
| А800 (А-V), Ат800 (Ат-V), Ат1000 (Ат-VI)<br>в) из стальных канатов (спиральных, двойной свивки и закрытых)<br>диаметров $d > 40$ мм с анкерами на концах | 5<br>$d$        |
| 6. Напрягаемая всех видов в плите проезжей части, защищенной гидроизоляцией  | 3               |
| 7. Напрягаемые хомуты в стенках (ребрах)   | 3               |
| 8. Напрягаемая в струнобетонных конструкциях со стороны:<br>растянутой грани   | 3 <sup>3)</sup> |
| боковых граней   | 2               |

<sup>1)</sup> Для труб диаметром 3 м и более защитный слой с внутренней стороны 3 см.

<sup>2)</sup> Для напрягаемой арматуры, размещаемой в закрытых каналах, защитный слой бетона принимается относительно поверхности канала. Для каналов диаметром 11 см защитный слой следует назначать равным 5 см. При диаметрах каналов больше 11 см принимаемую толщину защитного слоя следует проверять расчетом на силовые воздействия и давление раствора при инъецировании.

<sup>3)</sup> Для элементов толщиной менее 20 см допускается защитный слой уменьшать до 2 см.

*Примечание. 1 Минимальные толщины защитного слоя сборных железобетонных элементов, изготавливаемых в существующих на предприятиях ЖБК опалубочных формах, можно принимать менее указанных в таблице при соответствующем обосновании.*

*2. Рабочая арматура из зарубежных (включая страны СНГ) арматурных сталей по (ТУ и ГОСТам) или нормативным документам стран-импортеров допускается к применению в установленном порядке.*

**\*3.120** Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи усилий (согласно п. 3.11) должно составлять не менее двух диаметров арматуры.

При применении стержневой напрягаемой арматурной стали классов А800 (А-V), Ат800 (Ат-V) и Ат1000 (Ат-VI) следует дополнительно на длине зоны передачи усилий (п. 3.11) устанавливать сетки, спирали диаметром, на 4 см превышающим диаметр стержня, или замкнутые хомуты с шагом не более 5 см.

### Минимальные расстояния между арматурными элементами

**3.121** Расстояние в свету между отдельными арматурными элементами, а также стенками каналов должны обеспечивать требуемое заполнение бетонной смесью всего объема конструкции. Дополнительно в предварительно напряженных конструкциях эти расстояния должны назначаться с учетом особенности передачи усилий с напрягаемой арматуры на бетон, размещения анкеров, габаритов применяемого натяжного оборудования.

**\*3.122** Расстояние в свету между отдельными продольными рабочими стержнями ненапрягаемой арматуры и пучками арматуры, напрягаемой на упоры, должны приниматься:

а) если стержни занимают при бетонировании горизонтальное или наклонное положение, см, не менее, при расположении арматуры:

4 - в один ряд;

5 - в два ряда;

6 - в три ряда или более;

б) если стержни занимают при бетонировании вертикальное положение - 5 см;

При стесненных условиях для размещения арматуры допускается располагать стержни ненапрягаемой арматуры группами (без зазора между стержнями) по два или по три стержня. Расстояние по ширине в свету между группами следует принимать, см, не менее:

5 - при двух стержнях в группе;

6 - при трех стержнях в группе.

**\*3.123** При назначении расстояний в свету между арматурными элементами в предварительно напряженных конструкциях следует соблюдать требования, указанные в таблице. 3.27.

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и арматурным пучком или стенкой закрытого канала следует принимать не менее 3 см.

Таблица 3.27

| Назначаемые расстояния в свету   | Наименьшие размеры расстояний |  |
|--|-------------------------------|--|
|  | по абсолютному значению, см   | в зависимости от диаметра $d$ арматурного элемента или диаметра $d_c$ канала |
| <b>В конструкциях с арматурой, напрягаемой на упоры</b>                      |                               |  |
| 1. Между арматурными пучками из параллельных высокопрочных проволок          | 6                             | $d$  |
| 2. Между арматурными пучками и наружными поверхностями их внутренних анкеров | 4                             | -  |
| 3. Между наружными поверхностями внутренних анкеров арматурных пучков        | 3                             | -  |
| 4. Между отдельными арматурными канатами класса К-7 при расположении их:     | в один ряд                    | 4  |
|  | в два ряда и более            | 5  |

|  |            |           |
|--|------------|-----------|
| 5. Расстояние от торца внутреннего анкера до торца бетона  | 5          |           |
| <b>В конструкциях с арматурой, напрягаемой на бетон</b>  |            |           |
| 6. Между стенками круглых закрытых каналов при диаметрах каналов, см:  |            |           |
| 9 и менее  | 6          | $d_c - 1$ |
| больше 9 до 11   | 8          | -         |
| больше 11  | По расчету |           |
| 7. Между пучками из параллельных высоко-прочных проволок, пучками из арматурных канатов класса К-7, а также стальными канатами (спиральными, двойной свивки и закрытыми) при расположении их в открытых каналах: |            |           |
| в один ряд   | 3          | -         |
| в два ряда   | 4          | -         |
| 8. Между стенками каналов с одиночными стержнями, напрягаемыми электротермическим способом, при каналах:   |            |           |
| закрытых   | 10         | -         |
| открытых   | 13         | -         |

### Анкеровка ненапрягаемой арматуры

**3.124** Арматурные стержни периодического профиля, а также стержни гладкого профиля в сварных сетках и каркасах допускается применять без крюков на концах.

Растянутые рабочие стержни арматуры гладкого профиля, а также гладкие рабочие стержни в вязаных сетках и каркасах должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметра стержня и длиной прямолинейного участка после отгиба не менее трех диаметров стержня.

**3.125** В изгибаемых разрезных балках и в плитных конструкциях толщиной более 30 см концы растянутых стержней при обрыве их по эпюре моментов следует, как правило, анкеровать в сжатой зоне бетона, определяемой в расчетах на трещиностойкость. Концы огибаемых стержней должны иметь в сжатой зоне прямые участки, параллельные продольной арматуре, длиной не менее 10 диаметров арматуры. В высоких балках, когда длина наклонного участка отгибаемого стержня, находящегося в пределах сжатой зоны балки, составляет не менее указанной величины, устройство на конце стержня прямого участка, параллельного продольной арматуре, не требуется.

Гладкие стержни, заводимые посредством отгибов в сжатую зону, следует заканчивать прямыми крюками, имеющими после загиба прямые участки длиной не менее трех диаметров арматуры.

Для арматуры периодического профиля и при сварных соединениях допускается для автодорожных и городских мостов заделка стержней в

растянутой зоне бетона изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на длину не менее 30 диаметров стержней за местом их теоретического обрыва. Кроме этого, в пролетных строениях концы заанкериваемых стержней должны быть приварены к смежным стержням на длине не менее  $4d$  швом толщиной не менее 4 мм.

**\*3.126** Начало отгибов продольных растянутых стержней арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах или обрыв таких стержней во внецентренно сжатых элементах следует располагать за сечением, в котором стержни учитываются с полным расчетным сопротивлением. Длина заводки стержня за сечения (длина заделки  $l_s$ ) для арматурных сталей классов А300 (А-II) и Ас300 (Ас-II) должна составлять не менее:

22  $d$  – при классе бетона В30 и выше;

25  $d$  – при классе бетона В20 – В27,5 ( $d$  – диаметр стержня).

Для арматурных сталей класса А-III длину заделки  $l_s$  следует соответственно увеличивать на 5  $d$ . При пучке стержней  $d$  определяется как диаметр условного стержня с площадью, равной суммарной площади стержней, образующих пучок.

В целях уменьшения длины заделки разрешается применение анкеров, обеспечивающих передачу усилия с арматурного стержня на бетон. При этом должна быть обеспечена прочность бетона в зоне конструкции, примыкающей к анкеру.

**3.127** В разрезных балках и на концевых участках неразрезных балок заводимые за ось опорной части растянутые стержни продольной арматуры должны иметь прямые участки длиной не менее 8 диаметров стержня. Кроме того, крайние стержни, примыкающие к боковым поверхностям балки, должны быть отогнуты у торца под углом  $90^\circ$  и продолжены вверх до половины высоты балки.

Необходимо обеспечить расстояние от торца балки до оси опирания не менее 30 см и до края опорной плиты – не менее 15 см.

**3.128** Перегибы растянутых стержней продольной арматуры по очертанию входящих углов, образующихся при переломе поверхности элемента, не допускаются. Стержни продольной арматуры, расположенные вдоль плоскостей, образующих угол перелома, должны быть продолжены за точку их пересечения на длину не менее 20 диаметров арматуры.

### **Анкеровка напрягаемой арматуры**

**3.129** При применении в конструкциях арматуры из стержней периодического профиля диаметром до 36 мм, напрягаемой на упоры, устройство анкеров на стержнях не требуется.

В элементах с арматурой, рассчитываемой на выносливость, вся арматура (за исключением указанной выше) должна иметь внутренние или наружные (концевые) анкера.

В элементах, напрягаемых на упоры, с арматурой, не рассчитываемой на выносливость, допускается применять без устройства анкеров (внутренних и

наружных) отдельные арматурные канаты класса К-7 и отдельные высокопрочные проволоки периодического профиля.

Прочность анкеровки, применяемых в конструкциях с натяжением на бетон, не должна быть менее прочности арматурных элементов, закрепляемых анкерами.

**3.130** В изгибаемых элементах следует избегать расположения анкеров арматуры в зонах бетона, где главные растягивающие и сжимающие напряжения составляют больше 90 % предельных значений, установленных для этих напряжений.

**\*3.131** Наружные (концевые) анкера на торцевой поверхности балок следует располагать равномерно. При этом необходимо предусматривать постановку на торце сплошных стальных листов, перекрывающих бетон зоны расположения анкеров. Краевые участки листов следует заанкеровать в бетоне.

Толщину торцевых листов следует назначать по расчету в зависимости от усилий натяжения напрягаемых арматурных элементов и принимать, не менее:

при усилии натяжения 590 кН (60 тс) – 10 мм;

при усилии натяжения 1180 кН (120 тс) – 20 мм;

при усилии натяжения 2750 кН (280 тс) – 40 мм.

При усилиях, отличающихся от указанных, следует принимать толщину листов, соответствующую ближайшему большему значению.

**\*3.132** В элементах с натяжением арматуры на бетон зону обетонирования наружных анкеров следует армировать поперечными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм с ячейками не более 10x10 см.

Необходимо принимать меры по обеспечению связи бетона омоноличивания и бетона основной конструкции. Расстояние между сетками должно быть не более 10 см.

### Продольное армирование элементов

**\*3.133** В сварных арматурных каркасах арматура располагается группами, не более трех стержней в каждой. Стержни в группе объединяются между собой сварными односторонними связующими швами. Длина связующих швов между стержнями должна быть не менее четырех диаметров, и их толщина – не более 4 мм.

Зазоры между группами стержней образуются постановкой продольных коротышей диаметром не менее 25 мм. Коротыши устанавливаются перед отгибами, не более чем через 2,5 м по длине, в разбежку по отношению друг к другу. Они привариваются к рабочей арматуре односторонними связующими швами толщиной не более 4 мм и длиной не менее двух диаметров рабочей арматуры.

Связующие сварные швы между стержнями в группе располагаются вразбежку по отношению к коротышам и смежным связующим швам так, чтобы расстояние в свету между швами было не менее 40 см в случае, если смежные швы наложены на общий продольный стержень, и 10 см, если связующие швы

относятся к разным продольным стержням каркаса. Кроме того, необходимо, чтобы любое поперечное сечение группы стержней пересекало не более одного сварного шва.

Допускается при соответствующем обосновании вертикальные стержни сварных сеток в стенках приваривать контактной точечной сваркой к арматуре и к продольным коротышам, расположенным между группами стержней. Приварка дуговой электросваркой хомутов к основной арматуре не допускается.

Для основной рабочей арматуры каркасов рекомендуется применение арматуры согласно ГОСТ 380-05.

Указания по швам, прикрепляющим к рабочей арматуре, приведены в п. 3.160.

**3.134** В разрезных балках и плитах следует доводить до опоры не менее трети рабочей арматуры, устанавливаемой в середине пролета. При этом в балках необходимо доводить до опоры не менее двух стержней, в плитах – не менее трех стержней на 1 м ширины плиты.

Распределительную арматуру плит следует устанавливать с шагом, не превышающим 25 см.

При смешанном армировании стержни ненапрягаемой арматуры допускается устанавливать попарно, при этом толщина защитного слоя этой арматуры должна соответствовать п. 3.119, а расстояния между стержнями и пучками – по п.п. 3.122 и 3.123.

**3.135** В неразрезных балках и ригелях многопролетных рамных конструкций часть верхней и нижней рабочей арматуры должна быть непрерывной по длине или иметь стыки, перекрывающие разрывы армирования.

Количество непрерывных арматурных элементов должно составлять:

а) в конструкциях с ненапрягаемой арматурой – не менее 20 % нижней и 15 % верхней рабочей арматуры;

б) в конструкциях с напрягаемой арматурой – не менее 10 % нижней и 5 % верхней рабочей арматуры, но не менее двух нижних и двух верхних арматурных элементов.

**\*3.136** Шаг (расстояние между осями) рабочей арматуры плиты в середине пролета и над её опорами не должен превышать:

а) 15 см – в плитах балластного корыта железнодорожных мостов;

20 см – в плитах проезжей части автодорожных мостов.

б) максимальное расстояние между осями отдельных продольных стержней или групп должно приниматься по расчету, но не более:

15 см при армировании плит толщиной 15 см;

17,5 см при армировании железобетонного элемента толщиной 30 см;

20 см при армировании железобетонного элемента толщиной 50 см;

25 см при армировании железобетонного элемента толщиной 100 см;

30 см при армировании железобетонного элемента толщиной 150 см и более.

При промежуточных размерах высоты элемента – принимать по экстраполяции.

## Поперечное армирование элементов

**3.137** Армирование стенок ненапрягаемых балок на восприятие поперечных сил следует осуществлять наклонными и вертикальными стержнями (хомутами) и объединять последние с продольной арматурой стенок в каркасы и сетки.

**3.138** В ненапрягаемых балках устанавливаемые по расчету наклонные стержни следует располагать симметрично относительно продольной оси изгибаемого элемента. Стержни, как правило, должны иметь по отношению к продольной оси элемента угол наклона, близкий к  $45^{\circ}$  (не более  $60^{\circ}$  и не менее  $30^{\circ}$ ). При этом на участке балки, где по расчету требуется установка наклонных стержней, любое сечение перпендикулярное продольной оси балки, должно пересекать не менее одного стержня наклонной арматуры.

**\*3.139** Требуемые по расчету балок дополнительные наклонные стержни должны быть прикреплены к основной продольной рабочей арматуре. Если стержни арматуры изготовлены из стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III), то прикрепление дополнительных наклонных стержней можно выполнять посредством сварных швов.

**3.140** Наклонные стержни арматуры в балках следует отгибать по дуге круга радиусом не менее 10 диаметров арматуры.

Отгибы продольной арматуры у торцов балки (за осью опорной части) допускается выполнять по дуге круга радиусом не менее трех диаметров арматуры.

**3.141** Продольную арматуру в стенках ненапрягаемых балок следует устанавливать:

в пределах трети высоты стенки, считая от растянутой грани балки - с шагом не более 12 диаметров применяемой арматуры ( $d = 8 - 12$  мм);

в пределах остальной части высоты стенки - с шагом не более 20 диаметров арматуры ( $d = 8 - 12$  мм).

**3.142** Напрягаемые арматурные элементы, имеющие участки, направление которых не совпадает с направлением продольной оси балки, как правило, следует располагать симметрично относительно продольной оси балки.

**\*3.143** Хомуты в балках и других элементах, воспринимающих поперечную силу, устанавливаются по расчету, включая расчет по сечению между хомутами. В стенках толщиной до 50 см, в пределах приопорных участков длиной равной  $1/4$  пролета, считая от оси опоры, шаг хомутов принимают не более 15 см.

На среднем участке балки длиной, равной  $1/2$  пролета, шаг хомутов принимается не более 20 см. При толщине стенок более 50 см максимальный шаг хомутов в середине пролета допускается увеличивать на 5 см.

Допускается применение сдвоенных хомутов из арматуры одного класса и диаметра.

**\*3.144** Хомуты в разрезных плитах пролетных строениях следует устанавливать с шагом, не превышающем:

15 см – на участках, примыкающих к опорным частям и имеющим длину, равную  $1/4$  пролета;

25 см – на среднем участке, имеющим длину, равную  $1/2$  пролета.



В сплошных плитах балластного корыта железнодорожных мостов и проезжей части автодорожных мостов, имеющих высоту 30 см и менее, хомуты при отсутствии сжатой расчетной арматуры допускается не устанавливать.

*Примечание. В плитных пролетных строениях автодорожных и городских мостов допускается не ставить поперечную арматуру в плиты толщиной до 40 см, если касательные напряжения в бетоне не превышают  $0,25 R_{b,sh}$  ( $R_{b,sh}$  – расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе по таблице 3.6).*

**3.145** Хомуты в поясах ненапрягаемых балок и других железобетонных элементах должны охватывать ширину пояса не более 50 см и объединять не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней продольной арматуры, расположенной в крайних горизонтальных рядах.

**3.146** Уширение поясов балок должно быть армировано замкнутыми хомутами из арматурных стержней периодического профиля; ветви хомутов должны охватывать весь наружный контур поясов.

**3.147** Наибольший шаг замкнутых хомутов или поперечных стержней в сварных сетках обжимаемых поясов напрягаемых балок следует принимать не более 15 см в железнодорожных и 20 см в автодорожных мостах. Шаг хомутов в обжимаемых поясах не должен быть более шага хомутов в стенках балок.

**3.148** Хомуты в элементах, рассчитываемых на кручение, а также на кручение совместно с изгибом, сжатием и растяжением, должны быть замкнутыми с перепуском концов:

при хомутах из гладкой арматурной стали – на 30 диаметров;

то же, из арматурной стали периодического профиля - на 20 диаметров.

**3.149** В зоне расположения анкеров напрягаемых арматурных элементов под опорными плитами (см. п. 3.131) следует устанавливать дополнительную поперечную (косвенную) арматуру по расчету на местные напряжения.

Дополнительную арматуру выполняют из стержней периодического профиля с шагом между ними, см, не более:

10 – в сетках;

6 – в спиралях.

**3.150** Продольную рабочую арматуру и хомуты в сжатых элементах конструкций следует объединять в каркасы. Шаг хомутов в зависимости от диаметра  $d$  стержней продольной арматуры следует принимать не более:

15  $d$  - при сварных каркасах;

12  $d$  - при вязаных каркасах.

Во всех случаях шаг хомутов следует назначать, см, не более:

при насыщении сечения продольной арматурой менее 3 % - 40 см;

то же, в размере 3 % и более – 30 см.

При значительном насыщении сечения продольной арматурой вместо отдельных хомутов рекомендуется принимать непрерывное поперечное армирование витками, повторяющими очертание поперечного сечения элемента.

**3.151** Конструкция хомутов сжатых элементов с квадратной или прямоугольной формой поперечных сечений должна быть такой, чтобы

продольные стержни располагались в местах перегиба хомутов, а ветви хомутов, устанавливаемые вдоль граней элементов, удерживали не более четырех стержней продольной арматуры и имели длину не более 40 см.

Приведенные выше указания относятся к опорам с размерами граней не более 80 см. При больших размерах граней опор рабочие продольные стержни опор, расположенные на противоположных гранях, допускается не объединять между собой хомутами, пересекающими сечение опоры, а заменять такие хомуты расположенными по периметру цепочками конструктивных хомутов П-образной формы, каждый длиной по 40 см с боковыми анкерующими ветвями длиной не менее 20 см, располагаемыми перпендикулярно к основной продольной ветви хомута по направлению внутрь сечения бетона. Концы коротких ветвей, заканчиваемые полукруглыми крюками, прикрепляются к вертикальным монтажным стержням, устанавливаемым на всю высоту опоры. Хомуты между собой перехлестываются в местах перегиба. Цепочки хомутов, охватывающие опоры по периметру, располагаются по высоте через 40 см.

Для хомутов и монтажных вертикальных стержней следует применять арматуру диаметром не менее 10 мм. Для повышения устойчивости сжатых рабочих стержней опоры, кроме цепочек хомутов, следует предусматривать постановку монтажных связей, соединяющих продольные вертикальные стержни на поперечных гранях опоры. Связи должны состоять из трех стержней диаметром не менее 16 мм и устанавливаться в плане и по высоте не реже чем через 1,6 м.

Во избежание затруднений, возникающих при бетонировании, из-за наличия стержней, пересекающих сечение, связи на каждом уровне допускается устанавливать и закреплять поочередно непосредственно перед укладкой каждого следующего слоя бетона.

**3.152** На концевых участках сжатых элементов, передающих нагрузку через торцы без выпусков стержней продольной арматуры, следует устанавливать поперечные сварные сетки в количестве не менее четырех (в сваях – пять). Длину концевых участков, армированных сетками, следует принимать не менее 20 диаметров стержней продольной арматуры, а расстояние между сетками назначать не более 10 см.

**\*3.153** При косвенном армировании сжатых элементов ненапрягаемой арматурой (п. 3.72) применяемые сварные поперечные сетки и спирали должны выполняться из арматурной стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) (диаметром не более 14 мм).

Стержни поперечных сеток и витки спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру элемента.

Размеры ячеек поперечных сеток устанавливаемых в голове свай принимать не менее 5,5 см и не более 1/4 меньшей стороны сечения элемента или 10 см. Шаг поперечных сеток по длине элемента следует назначать не менее 6 см и не более 1/3 меньшей стороны сечения элемента или 10 см.

При размерах поперечного сечения сжатого элемента более 80 см в обеих плоскостях симметрии (подферменные площадки и тумбы под балками и колонны) армирование производить в соответствии с п.п. 3.89 и 3.90 с учетом передачи

усилий на основание (ригель, фундамент, грунт), а также в соответствии с п.п. 3.66 ÷ 3.69 при высоте элемента более 100 см.

Спираль должны иметь диаметр навивки не менее 20 см. Шаг витков спирали следует назначать не менее 4 см и не более  $1/5$  диаметра сечения элемента или 10 см.

**3.154** В звеньях круглых труб и цилиндрических оболочек при их армировании двойными сетками стержни рабочей арматуры должны быть связаны в радиальном направлении соединительными стержнями-фиксаторами или объединены в каркасы.

### Сварные соединения арматуры

**\*3.155** Сварные соединения арматуры должны отвечать требованиям РСТ Уз 865-98 и ГОСТ 10922-90. При проектировании должна указываться категория ответственности применяемых стыков и соответствующая им категория требований к контролю качества сварных соединений.

Сварные соединения, несущая способность которых определяется из расчета по первому предельному состоянию, - относят к I категории, по второму предельному состоянию, - относят к II категории, а в остальных случаях соединения относят к III категории ответственности и соответственно к III категории качества стыка.

Объем контроля для каждой категории ответственности определяется в соответствии с указаниями КМК 3.03.02-98.

**\*3.156** Горячекатанная стержневая арматурная сталь классов и марок, указанных в таблице 3.12, как правило, должна соединяться посредством контактной стыковой сварки. Выполнение последней для стержней диаметром 10 мм и менее допускается только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

Стыкование арматуры контактной сваркой допускается при отношении площадей стыкуемых стержней не более 1,15. В арматурных элементах, рассчитываемых на выносливость, как правило, необходимо устранять в зоне стыков возникшие в результате сварки концентраторы напряжений путем соответствующей механической продольной зачистки, производимой до или после сварки стержней.

Допускается применять другие эффективные конструктивные решения сварных стыков при условии, что ограниченный предел выносливости этих стыков будет не менее нормативного предела выносливости свариваемых арматурных стержней.

**3.157** Сварные сетки, в том числе и по РСТ Уз 866-98, а также каркасы следует, как правило, проектировать с применением в пересечениях стержней контактной точечной сварки.

**\*3.158** При изготовлении из арматурной стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) сеток и каркасов, которые в соответствии с указаниями таблице 3.12 должны выполняться в вязаном варианте, применение сварных соединений для основной арматуры может быть допущено только в

местах, где напряжения в стержнях арматуры не превышают 50 % установленных расчетных сопротивлений.

**3.159** Число стыков в одном расчетном сечении элемента (в пределах участка длиной, равной 15 диаметрам стыкуемых стержней) не должно превышать в элементах, арматура которых рассчитывается на выносливость, 25 %, в элементах, арматура которых не рассчитывается на выносливость, - 40 % общего количества рабочей арматуры в растянутой зоне сечения.

Сварные стыки арматуры допускается располагать без разбежки в монтажных стыках сборных элементов (без снижения расчетного сопротивления арматуры), а также на участках конструкции, где арматура используется не более чем на 50 %.

**\*3.160** Для стыков стержневой горячекатаной арматуры из стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) при монтаже конструкций допускается применение ванной сварки на удлиненных стальных накладках (подкладках) длиной не менее 5 диаметров стержней, а также применение стыков с парными смещенными накладками, приваренными односторонними или двухсторонними швами суммарной длиной не менее 10 диаметров стыкуемых стержней. Ванную сварку следует применять при диаметре стержней не менее 20 мм. Для не рассчитываемых на выносливость стыков сжатых стержней допускается также применение ванной сварки на коротких стальных накладках (подкладках) в соответствии с РСТ Уз 865-98.

Длина односторонних сварных швов, прикрепляющих наклонные стержни арматуры, должна быть не менее 12 диаметров при толщине швов не менее  $0,25 d$  и не менее 4 мм; длину двухсторонних швов допускается принимать вдвое меньшей.

**3.161** Монтажные выпуски арматуры в стыках должны обеспечивать условия для качественного выполнения на монтаже ванно-шовной сварки на удлиненных накладках с плавным выводом продольных сварных швов на стыкуемые стержни.

В вязанных арматурных каркасах конструкций автодорожных и городских мостов для закрепления арматуры в проектном положении при монтаже, транспортировке и бетонировании, допускается в пересечениях стержней рабочей арматуры со стержнями конструктивной арматуры устройство вспомогательных сварных соединений при соблюдении следующих условий: сварка может производиться в местах, где прочность рабочей арматуры используется не более чем на 50 %, а также, где арматура работает только на сжатие.

### **Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)**

**3.162** Во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах стержни арматурной стали периодического профиля диаметром до 36 мм и гладкие с полукруглыми крюками допускается стыковать внахлестку. В изгибаемых и центрально-растянутых элементах стыкование растянутых арматурных стержней внахлестку не допускается.

**\*3.163** В стыках арматуры внахлестку длину  $l_s$  нахлестки (перепуска) стержней из арматурной стали классов А300 (А-II) и АС300 (Ас-II) следует принимать не менее:

30  $d$  – при классах бетона В20 – В27,5;

25  $d$  – при классах бетона В30 и выше,

где  $d$  - диаметр стыкуемых стержней.

Для арматуры из стали класса А400 (А-III) длина нахлестки  $l_s$  должна быть соответственно увеличена на 4  $d$ . Для арматуры из стали класса А240 (А-I) длина нахлестки  $l_s$  (между внутренними поверхностями полукруглых крюков) следует принимать такой же, как для арматуры из стали класса А400 (А-III).

Для стыков, расположенных в сжатой зоне сечения, длину нахлестки  $l_s$  допускается принимать на 5  $d$  менее установленной выше.

Отдельные сварные и вязанные сетки следует стыковать внахлестку на длину не менее 30 диаметров продольных стержней сетки и не менее 25 см.

**3.164** При расположении стыков стержней рабочей арматуры внахлестку в растянутой зоне сечения, где напряжения в стержнях превышают 75 % расчетного сопротивления, в зоне стыка требуется устанавливать спиральную арматуру. Если установка спиральной арматуры не требуется (напряжение в стержнях составляет менее 75 % расчетного сопротивления), то расстояние между хомутами в местах стыкования рабочей растянутой арматуры внахлестку следует назначать не более 6 см, а буронабивных столбов – 12 см.

Стыки арматуры внахлестку, как правило, следует располагать вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых по длине требуемой нахлестки, должна составлять при стержнях периодического профиля не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры, при гладких стержнях – не более 25 %.

Стыкование без разбежки допускается в монтажных стыках, а также на участках конструкции, где арматура используется не более чем на 50 %.

### Стыки элементов сборных конструкций

**3.165** В сборных конструкциях, как правило, следует применять стыки:

бетонируемые широкие (необжимаемые) с расстоянием между торцами объединяемых элементов 10 см и более, с выпуском из элементов стержней рабочей арматуры или стальных закладных деталей;

бетонируемые узкие (обжимаемые) шириной не более 3 см, без выпусков из элементов арматуры, с заполнением стыкового зазора цементным или полимерцементным раствором;

клееные плотные (обжимаемые) с клеевой прослойкой толщиной не более 0,3 см на основе эпоксидных смол или других долговечных (проверенных опытом) полимерных композиций.

В обоснованных случаях в предварительно напряженных пролетных строениях автодорожных мостов допускается применение бетонируемых широких, без выпуска арматуры обжимаемых стыков со швами до 10 см, но не более половины толщины каждой из соединенных частей.

Применение сухих стыков (без заполнения швов между блоками клеевым составом, цементным или полимерным раствором) в пролетных строениях не допускается.

**3.166** Торцы блоков составных по длине пролетных строений при применении стыков без выпусков арматуры следует армировать дополнительными поперечными сетками из стержней диаметром не менее 6 мм.

При устройстве зубчатого стыка или стыка с уступами расчетная арматура зуба и уступа должна иметь диаметр не менее 10 мм.

**3.167** В составных по длине (высоте) конструкциях с клееными плотными стыками для обеспечения точного совмещения стыкуемых поверхностей блоков следует, как правило, устраивать фиксаторы.

**\*3.168** В верхних плитах балок автодорожных, городских и совмещенных мостов, не подвергающихся непосредственному воздействию подвижной железнодорожной нагрузки, допускается применение бетонируемых стыков с выпусками из плит арматуры периодического профиля с прямыми крюками на всю толщину плиты и с взаимным перепуском арматуры внахлестку на длину не менее 15 диаметров стержней и не менее 25 см, а также применение полукруглых петель внахлестку с указанной длиной перепуска петель друг за другом. Кроме этого допускается применение полукруглых петель с той же длиной их заделки, но с прямой вставкой арматуры между петлями длиной, равной не менее диаметра петли.

Диаметр полукруглых петель следует принимать не менее 10 диаметров арматуры.

Обетонирование стыков должно производиться бетоном, как правило, класс которого не ниже класса бетона стыкуемых плит.

### **Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов**

**\*3.169** Для новых и реконструируемых (с заменой пролетного строения) мостов располагать напрягаемую арматуру в открытых каналах запрещается.

Для предварительно напряженных монолитных пролетных строений следует, как правило, применять пучки из одного, четырех, семи, двенадцати и девятнадцати арматурных канатов К-7 диаметром 15,2 и 15,7 мм. При соответствующем обосновании могут применяться пучки из большего числа канатов. При этом к расчетному сопротивлению арматуры следует вводить коэффициент условий работы 0,95.

Элементы систем преднапряжения: концевые и внутренние анкеры, стыковые устройства, закладные детали, узлы передачи усилий с анкера бетон, включая арматуру местного армирования, защитные кожухи, неизвлекаемые каналобразователи и др. следует применять в соответствии с разработанными в установленном порядке техническими условиями после всестороннего исследования работы конструкций и сертификационных испытаний.

Предварительно напрягаемые арматурные элементы монолитных пролетных строений (с натяжением на бетон) необходимо располагать в

закрытых каналах, размещаемых, как правило, в пределах бетонной части поперечного сечения.

После натяжения арматуры каналы следует инъецировать цементно-водным раствором, обеспечивающим защиту арматуры от коррозии и сцепление ее с основной конструкцией. Параметры каналобразователей рекомендуется назначать в соответствии со значениями, указанными в таблице 3.28. При устройстве каналов с неизвлекаемыми каналобразователями рекомендуется применять неоцинкованные гибкие стальные рукава и гофрированные трубы. При этом материал заполнения каналов должен исключать увеличение его объема при замораживании, а величина защитного слоя бетона должна быть на 1 см больше указанной в таблице 3.26.

Неизвлекаемые каналобразователи из гладких стальных труб допускается применять только на коротких участках в стыках между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов малого радиуса или больших углов перегиба и анкеровки напрягаемой арматуры. Сопряжения неизвлекаемых каналобразователей допускается изготавливать из полимерных материалов.

Таблица 3.28

| Число канатов в пучке по ГОСТ 13840 - 68* | Максимальное контролируемое усилие в пучке, кН (тс) | Минимальный радиус перегиба <sup>1,3,4</sup> , м | Минимальное расстояние от анкера до начала перегиба <sup>1</sup> , м | Внутренний диаметр каналобразователя <sup>2</sup> , мм |
|---|---|--|--|--|
| 1   | 151 (15)  | 2,5  | 0,80   | 25-30  |
| 4   | 603 (61)  | 2,5  | 0,80   | 50-60  |
| 7   | 1 055 (108)   | 3,0  | 0,80   | 60-70  |
| 12  | 1 808 (184)   | 4,0  | 1,00   | 80-90  |
| 19  | 2 863 (292)   | 5,5  | 1,20   | 95-110   |

<sup>1</sup> при другом контролируемом усилии принимать по интерполяции

<sup>2</sup> при другой площади пучка принимать по интерполяции

<sup>3</sup> при углах перегиба в пределах одной кривой больше 90° следует увеличивать в 3 раза, больше 180° в 6 раз, промежуточные значения по интерполяции

<sup>4</sup> для каналобразователей из металлических труб или иных стальных огибающих приспособлений допускается уменьшать в 2 раза (с учетом <sup>3</sup>)

**3.170** Для обеспечения сцепления бетона омоноличивания в открытых каналах с бетоном предварительно напряженного элемента рекомендуется предусматривать:

выпуски из тела бетона предварительно напряженных элементов арматурных стержней или концов хомутов с шагом не более 10 см;

покрытие очищенной поверхности бетона, примыкающей к бетону омоноличивания и напрягаемой арматуры цементным коллоидным или полимерцементным клеем;

применение для омоноличивания бетона, имеющего водоцементное отношение не более 0,4;

покрытие наружной поверхности бетона омоноличивания противосадочным пароизолирующим составом.

### Закладные изделия

**\*3.171** Закладные изделия из отдельных листов или фасонных профилей с приваренными к ним в тавр и внахлестку анкерными стержнями из арматурных сталей классов А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) и А400 (А-III) диаметром не более 25 мм должны проектироваться в соответствии с требованиями ГОСТ 19292-85. Сварные соединения должны выполняться в соответствии с требованиями РСТ Уз 865-98 и ГОСТ 10922-90.

**\*3.172** Закладные изделия не должны разрезать бетон. Длину растянутых анкеруемых стержней, заделываемых в бетон, следует принимать в зависимости от напряженного состояния бетона в направлении, перпендикулярном анкеруемым стержням.

Если от постоянно действующих нагрузок (при коэффициенте по нагрузке, равном единице) в зоне анкерных стержней имеют место сжимающие напряжения  $\sigma_{bc}$ , наибольшие значения которых отвечают условию

$$0,75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0,25, \quad (3.108)$$

то длина заделки стержней должна оставлять не менее:

при стержнях из арматуры периодического профиля –  $12 d$ , где  $d$  – диаметр стержня;

при стержнях из гладкой арматуры –  $20 d$ , но не менее 25 см.

Если напряжения в бетоне  $\sigma_{bc}$  в зоне заделки не отвечают приведенному выше условию или характер напряжений не установлен, то длина заделки растянутых арматурных стержней должна приниматься не менее:

при классах арматурной стали А300 (А-II) и Ас300 (Ас-II) -  $25 d$ ;

при классе арматурной стали А400 (А-III) -  $30 d$ .

Длина заделки растянутых анкерных стержней может быть уменьшена посредством приварки на концах стержней плоских металлических элементов или устройством на концах стержней головок, высаженных горячим способом. При этом диаметр головок должен быть не менее:

при арматуре из классов сталей А300 (А-II) и Ас300 (Ас-II) -  $2 d$ ;

при арматуре из класса стали А400 (А-III) -  $3 d$ .

В этих случаях длина заделки анкеруемого стержня определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимается не менее  $10 d$ .

**\*3.173** Отношение толщины  $\delta$  плоского стального элемента закладной детали к диаметру  $d$  анкерного стержня этой детали  $\left(\frac{\delta}{d}\right)$  следует принимать равным:

а) при автоматической сварке в тавр под флюсом – не менее:

$0,55 \div 0,65$  – для арматуры класса А300 (А-II);

$0,65 \div 0,75$  – для арматуры класса А400 (А-III);



- б) при ручной сварке в тавр под флюсом – не менее 0,75 для всех классов арматуры;
- в) при ручной сварке в раззенкованное отверстие – не менее:
  - 0,65 – для арматуры класса А300 (А-II);
  - 0,75 – для арматуры класса А400 (А-III);
- г) при дуговой сварке внахлестку фланговыми швами – не менее 0,3 для арматуры всех классов.

### Конструирование опор

**3.174** Элементы опор железнодорожных мостов, находящихся в зонах возможного замерзания воды (свободной или имеющейся в грунте), должны иметь сплошное сечение.

В опорах автодорожных и городских мостов допускается в указанных зонах применение железобетонных элементов в виде полых свай-оболочек при условии обеспечения мер (например, дренажных отверстий) против образования в стенках оболочек трещин от силового воздействия замерзающей воды и льда во внутренних полостях оболочек.

**3.175** В пределах уровня ледохода телу опоры следует придавать форму с учетом направления воздействия ледохода.

Сопряжение граней опоры следует делать по цилиндрической поверхности радиусом 0,75 м. При надлежащем обосновании этот радиус может быть уменьшен до 0,3 м.

**\*3.176** На реках, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца минус 20<sup>0</sup>С и выше, промежуточные опоры мостов, включая и железобетонные, допускается выполнять из бетона без специальной защиты поверхности.

При проектировании русловых опор мостов на реках с интенсивным перемещением речных наносов (количество взвешенных наносов больше 1 кгс в 1м<sup>3</sup> потока и скорость течения больше 2,5 м/с) опоры со стойками из свай-оболочек или свай-столбов следует применять со специальной защитой (металлические оболочки-бандажи, изготовленные из износостойкого бетона и др.) в зонах движения наносов. Массивные опоры могут применяться без дополнительной защиты их поверхностей.

Поверхности промежуточных бетонных и железобетонных опор мостов, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца ниже минус 20<sup>0</sup>С, а также, как правило, опоры на реках, вскрывающихся при отрицательных среднесуточных температурах наружного воздуха, должны быть облицованы в пределах зоны переменного уровня ледохода.

При этом толщина, а также высота облицовочных блоков должны быть не менее 40 см. Армирование облицовочных блоков следует применять в том случае, если это требуется по условиям их транспортирования и заанкеривания на отрывающее воздействие льда.

Ширина заполненных раствором вертикальных швов должна быть в пределах  $2,5 \pm 0,5$  см, а горизонтальных –  $1 \pm 0,5$  см.

**3.177** При отсутствии бетонных облицовочных блоков должного качества допускается при технико-экономическом обосновании применение для опор облицовки из естественного морозостойкого камня с прочностью на сжатие не ниже 59 МПа ( $600 \text{ кгс/см}^2$ ), при мощном ледоходе - не ниже 98 МПа ( $1000 \text{ кгс/см}^2$ ).

Конструкция облицовки из естественного камня должна обеспечивать возможность её изготовления индустриальными методами.

**\*3.178** Соединение сборных железобетонных стоек и элементов опор с ригелем (насадкой) допускается осуществлять омоноличиванием арматурных выпусков в нишах или отверстиях. При этом стенки башмаков стаканного типа должны быть армированы из расчета на воздействие продольных и поперечных сил.

Длина арматурных выпусков, заводимых в нишу или отверстие, должна быть не менее 20 диаметров стержней, а бетон стойки или сваи не должен заходить в ростверки или ригели более чем на 5 см.

**3.179** При проектировании массивных опор и устоев следует предусматривать устройство железобетонных оголовков толщиной не менее 0,4 м.

Участки элементов (ригелей, насадок и т.п.) в местах передачи на них давления от пролетных строений должны быть армированы дополнительной косвенной арматурой, требуемой по расчету на местное сжатие (смятие) (п. 3.153).

На этих участках, а также под монолитными стыками пролетных строений и на оголовках опор не должно быть мест, где возможен застой попадающей воды.

В местах расположения деформационных швов верхнему слою бетона на опорах следует придавать уклоны (не менее 1:10), обеспечивающие сток воды.

Уклон верха оголовков и ригелей опор должен выполняться одновременно с их бетонированием.

**\*3.180** Нагрузку от опорных частей пролетных строений при наличии уклонов на верхней поверхности массивных опор, а для железнодорожных мостов – во всех случаях следует передавать на железобетонные подферменные площадки. Высота этих площадок должна обеспечивать возвышение их верхней грани над опорой не менее чем на 15 см.

Расстояние от нижних плит опорных частей до боковых граней подферменных площадок или до боковых граней железобетонных элементов (ригелей, насадок и т.п.) должно быть не менее 15 см.

Расстояние от граней подферменных площадок до граней оголовка следует назначать с учетом возможности установки домкратов для подъема концов пролетных строений и принимать, не менее:

а) вдоль моста:

при пролетах от 15 до 30 м – 15 см;

при пролетах от 30 до 100 м – 25 см;

при пролетах больше 100 м – 35 см.

б) поперек моста:

при закругленной форме оголовка от угла подферменной площадки до ближайшей грани оголовка – не менее указанных в подпункте «а»;

при прямоугольной форме оголовка, не менее:

для плитных пролетных строений – 20 см:

для всех пролетных строений, кроме плитных, при опорных частях:

резиностальных – 20 см;

плоских и тангенциальных – 30 см;

катковых и секторных – 50 см.

**3.181** Применение железобетонных конструкций в опорах допускается для мостов, расположенных на суходолах, для путепроводов, виадуков и эстакад, на водотоках – при условии армирования стержневой арматурой и защиты поверхности от возможных механических повреждений. В опорах на водотоках применение напрягаемой проволоочной арматуры не допускается.

Железобетонные элементы опор в пределах водотоков подлежат защите от истирания льдом и перемещающимися донными отложениями от повреждений при навале судов или плотов, а также от механических повреждений, возможных в случае заторов бревен при молевом способе сплава. В качестве защитных мероприятий рекомендуется применять бетон с повышенной износостойкостью, увеличивать толщину защитного слоя бетона железобетонных элементов до 5 – 7 см, а при особо тяжелых условиях (мощном ледоходе и карчеходе) допускается применять покрытие железобетонных элементов стальными листами.

Необходимость защиты или их способа в каждом отдельном случае в зависимости от конкретных условий водотока решается проектной организацией.

### **Гидроизоляция конструкций**

**3.182** Все внутренние поверхности балластных корыт пролетных строений железнодорожных мостов и устоев, в автодорожных мостах – вся ширина пролетного строения (включая тротуары), переходные плиты, а также засыпаемые грунтом поверхности устоев, водопропускных труб (лотков) должны быть защищены изоляцией, препятствующей проникновению воды к защищаемым поверхностям бетона.

**3.183** Гидроизоляция должна быть: водонепроницаемой по всей изолируемой поверхности; водо-, био-, тепло-, морозо- и химически стойкой; сплошной и не повреждаемой при возможном образовании на изолируемой поверхности бетона трещин с раскрытием, принятым в нормах проектирования; прочной при длительных воздействиях постоянной и временной нагрузок и возможных деформациях бетона, а для труб – при наличии давления грунта насыпи и гидростатического давления воды; герметичной в местах перекрытия строповочных отверстий и в сопряжениях с бортиками балластных корыт, а также с водоотводными и ограждающими устройствами, конструкциями

деформационных швов, тротуарными блоками, карнизами, перилами, столбами и т.п.

**\*3.184** Конструкцию гидроизоляции и применяемые для её устройства материалы следует принимать исходя из требований обеспечения эксплуатационной надежности гидрозащиты в интервале температур наружного воздуха в районе строительства по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*) от абсолютной максимальной до средней наиболее холодных суток.

При назначении гидроизоляции балластных корыт и проезжей части пролетных строений мостов, устоев, водопропускных труб должны учитываться также другие особенности климатических условий в районе строительства.

**\*3.185** Выравнивающий и защитный слой следует выполнять из бетона с мелким заполнителем. Класс бетона по прочности на сжатие следует принимать для мостов не ниже В25 и для труб – не ниже В20. Если в составе дорожной одежды ездового полотна предусматривается выполнение бетонного защитного слоя, то его следует армировать. Применение плетеных сеток для армирования защитного слоя не допускается.

**3.186** Допускается в установленном порядке применение других типов гидроизоляции пролетных строений, устоев мостов и водопропускных труб, отвечающих требованиям п.п. 3.183 и п. 3.184.

## **\*4. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**\*4.1** Тип исполнения стальных пролетных строений, опор и труб в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки до минус 40°С включительно (с обеспеченностью 0,98 по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*)) следует принимать - обычной.

**\*4.2** При проектировании стальных конструкций мостов необходимо:

выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемы, системы и конструкции пролетных строений и опор, рациональные и эффективные сечения элементов, профили проката и марки сталей;

обеспечивать технологичность конструкций при заводском изготовлении и монтаже;

предусматривать унификацию деталей, узлов, соединений, профилей проката с минимальной номенклатурой и минимальными отходами при раскрое;

применять укрупненные монтажные блоки максимальной заводской готовности с минимальными объемами работ по образованию соединений на монтаже;

назначать допуски на линейные размеры и геометрическую форму отправочных марок, исходя в первую очередь из обеспечения беспрепятственной и нетрудоемкой собираемости конструкций на монтаже;

предусматривать применение наиболее надежных экономичных и нетрудоемких заводских и монтажных соединений – сварных, фрикционных, болтовых, шарнирных и комбинированных (фрикционно-сварных и болто-сварных). В соединениях на цилиндрических высокопрочных болтах контактные поверхности стыкуемых элементов и стыковых накладок следует, как правило, покрывать фрикционными грунтовками при заводском изготовлении конструкций;

обеспечивать возможность осмотра, очистки, окраски и ремонта конструкций; исключать в элементах, узлах и соединениях зоны, в которых возможно скопление воды и других загрязнений;

предусматривать дренажные отверстия в местах скопления воды, проветривание внутренних зон и герметизацию полностью замкнутых профилей, элементов и блоков;

указывать в документации «Конструкции металлические» (КМ): марки сталей и требования к ним в соответствии с действующими нормативными документами; типы и размеры заводских и монтажных сварных соединений, участки сварных швов с полным проплавлением толщины детали; угловые швы с роспусками; способы защиты от коррозии. Документация КМ должна содержать все данные для заказа металлопроката, метизов, деформационных швов, опорных частей, защитных и гидроизоляционных материалов.

При разработке документации «Конструкции металлические деталировочные» (КМД) завод-изготовитель обязан соблюдать проектно-

технологические требования чертежей КМ. Отступления от чертежей КМ должны быть согласованы с проектной организацией, разработавшей их. В состав документации КМД, кроме детализированных чертежей конструкций, должны входить монтажно-маркировочные схемы, схемы общих сборок с индивидуальной заводской маркировкой стыков, листы готовых элементов, ведомости метизов и карты размещения заводских сварных стыков. Положение сварных стыков следует назначать из условия рационального и экономичного раскроя металлопроката, с соблюдением конструктивных требований настоящих норм.

**\*4.3** Элементы стальных мостовых конструкций должны иметь минимальные сечения (сечения элементов конструкций должны быть оптимальными из условий расчета их на прочность, устойчивость, выносливость и деформативность), удовлетворяющие требованиям настоящих норм с учетом действующего сортамента на прокат.

Перенапряжение при расчете конструкций не допускается. При расчете составных сечений элементов решетчатых ферм по прочности и устойчивости недонапряжение не должно превышать 5 %.

**\*4.4** В стальных конструкциях мостов и труб обычного исполнения следует применять:

а) для элементов из прокатного металла - сталь в соответствии с таблицей 4.1;

Таблица 4.1

| Тип исполнения | Сталь несущих элементов сварных пролетных строений, опор и эксплуатационных обустройств при применении в заводских и монтажных соединениях |                  |                          |  |
|----------------|--|------------------|--------------------------|--|
|                | Толщина проката, мм  | Марка стали      | Государственный стандарт |  |
|                |  |                  | Номер                    | Дополнительные требования                                  |
| 1              | 2  | 3                | 4                        | 5  |
| Обычное        | 8-50   | 15ХСНД-2         | ГОСТ 6713-91             | По примеч. 3 к таблице 1 <sup>1)</sup> ; п.п. 2.2.7, 2.2.9 |
|                | 8-40   | 10ХСНД-2         | ГОСТ 6713-91             | То же  |
|                | 4-50   | 390-14Г2АФД-14   | ГОСТ 19281-89*           | По п. 1.4 <sup>1)</sup>                                    |
|                | 4-32   | 390-15Г2АФДпс-14 | ГОСТ 19281-89*           | То же  |

Окончание таблицы 4.1

| Тип исполнения | Сталь несущих элементов сварных пролетных строений, опор и эксплуатационных обустройств при применении в заводских и монтажных соединениях |             |                          |   |                     |
|----------------|--|-------------|--------------------------|---|---------------------|
|                | Вид проката  | Марка Стали | государственный стандарт |   | Толщина проката, мм |
|                |  |             | номер                    | Дополнительные требования                               |                     |
| 1              | 6  | 7           | 8                        | 9   | 10                  |
| Обычное        | Любой  | 16Д         | ГОСТ 6713-91             | -   | До 20 включ.        |
|                | Листовой   | 15ХСНД      | ГОСТ 6713-91             | По примеч. 3 к табл. 1 <sup>1)</sup> ; пп. 2.2.7, 2.2.9 | 8-15                |
|                |  | 15ХСНД-2    | ГОСТ 6713-91             | То же   | 16-50               |
|                |  | 10ХСНД      | ГОСТ 6713-91             | То же   | 8-15                |
|                |  | 10ХСНД-2    | ГОСТ 6713-91             | То же   | 16-40               |

|  |          |                  |                           |   |                   |             |
|--|----------|------------------|---------------------------|---|-------------------|-------------|
|  |          | 390-14Г2АФД-14   | ГОСТ 19281-89*            | По п. 1.4 <sup>1)</sup>   | 4-50              |             |
|  |          | 390-15Г2АФДпс-14 | ГОСТ 19281-89*            | То же   | 4-32              |             |
|  | Фасонный | 15ХСНД           | ГОСТ 6713-91              | По примеч. 3 к табл. 1 <sup>1)</sup> ; п.п. 2.2.7, 2.2.9  | 8-32              |             |
|  |          | 10ХСНД           | ГОСТ 6713-91              | То же   | 8-15              |             |
|  |          | 09Г2С-12         | ГОСТ 19281-89*            | п.п. 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3, 2.2.6, 2.2.9, 2.2.11, 2.3 Класс сплошности (цельности) 1,2 По ГОСТ 22727-88 | 8-25              |             |
|  |          | 09Г2СД-12        | ГОСТ 19281-89*            |   | 8-25              |             |
|  | Листовой | 15ХСНД-12        | ГОСТ 19281-89*            | п.п. 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3, 2.2.6, 2.2.9, 2.2.11, 2.3 Класс сплошности (цельности) 1,2 По ГОСТ 22727-88 | До 32 вкл.        |             |
|  | Фасонный | 15ХСНД-12        | ГОСТ 19281-89*            |   | До 10 вкл         |             |
|  | Листовой | 10ХСНД-12        | ГОСТ 19281-89*            |   | До 40 вкл         |             |
|  | Фасонный | 10ХСНД-12        | ГОСТ 19281-89*            | То же, а также п.п. 2.2.4 и 2.2.8   | До 15 вкл         |             |
|  |          |                  | 14ХГНДЦ-2 <sup>2,3)</sup> | ТУ 14-1-5355-98   | Изменения №№ 1, 2 | 8 До 50 вкл |

<sup>1)</sup> Стали марок 14Г2АФД и 15Г2АФДпс по ГОСТ 19281-89\* допускается применять только в автодорожных, городских и пешеходных мостах. В плите балластного корыта железнодорожных мостов с монтажными соединениями на высокопрочных болтах обычного исполнения допускается использовать листовой прокат толщиной не менее 12 мм из двухслойной коррозионно-стойкой стали с основным слоем из низколегированной стали и плакирующим слоем из коррозионно-стойкой стали по ГОСТ 10885-85\*.

<sup>2)</sup> В заводских и монтажных соединениях листового проката из сталей марок 16Д, и 14ХГНДЦ применение сварных стыковых швов, выполняемых в вертикальном положении, не допускается.

<sup>3)</sup> Применение монтажных соединений на сварке элементов из стали марки 14ХГНДЦ не допускается.

б) для растянутых (предварительно напряженных) высокопрочных элементов висячих и вантовых мостов, шпренгелей следует применять:

стальные витые канаты с металлическим сердечником, подвергнутые предварительной вытяжке усилием, равным половине установленного государственных стандартами или техническими условиями разрывного усилия каната в целом (или половине агрегатной прочности), а также стальные витые защищенные канаты по техническим условиям поставщиков;

пучки и канаты из параллельных оцинкованных проволок по ТУ 14-4-13-83-86;

листовой, широкополосный универсальный и полосовой прокат из свариваемых сталей классов прочности от 390 до 590 – для цепных висячих и вантовых мостов;

сплав марки ЦАМ9-1,5Л по ГОСТ 21437-95 – для заливки концов стальных канатов в анкерах;

стали 09Г2С-14 по ГОСТ 19281-89\*; 20-б-Т и 45-б-Т по ГОСТ 1050 в нормализованном состоянии – для деталей анкеров стальных канатов;

листы по ГОСТ 21631-76\* или ленты по ГОСТ 13726-97 толщиной не менее 1 мм из алюминия марок АД и АД1 по ГОСТ 4784-97 – для прокладок между стальными канатами, а также между канатами и деталями анкеров, отклоняющих устройств, сжимов, хомутов подвесок. Для исключения электрохимической коррозии контактирующие с алюминием стальные канаты и стальные детали указанных выше устройств должны быть защищены покрытиями из цинка или кадмия толщиной не менее 20 мкм.

в) для металлических гофрированных труб - листовые волнистые профили из стали марки 15сп по ТУ 14-2-207-76;

г) для литых частей - отливки группы III из стали марок 25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ по ГОСТ 977-88 и марки 35ХН2МЛ по ТУ 24-1-12-181-75;

д) для шарниров, катков, болтов-шарниров и прокладных листов под катки - поковки: Гр. IV-КП 275 ГОСТ 8479-70\* из стали марки Ст5сп2-III по ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89; Гр. IV-КП 315 ГОСТ 8479-70\* из стали марки 35-а-Т по ГОСТ 1050-88; Гр. IV-КП 315 ГОСТ 8479-70\* из стали марки 30Г-2-Т по ГОСТ 4543-71\*; Гр. IV-КП 345 ГОСТ 8479-70\* из стали марки 35Г-2-Т по ГОСТ 4543-71\*; Гр. IV-КП 785 ГОСТ 8479-70\* из стали марки 40ХН2МА-2-2-Т по ГОСТ 4543-71\*; Гр. IV-КП 1200 из стали марки 40Х13 по ГОСТ 5632-72\*; Гр. IV-КП 245 ГОСТ 8479-70\* из стали марки 265-III-09Г2С по ГОСТ 19281-89\* с наплавкой, удовлетворяющей требованиям, предъявляемым к стали марки 40Х13 по ГОСТ 5632-72\*;

е) высокопрочные болты по ГОСТ 22353-77, высокопрочные гайки по ГОСТ 22354-77, шайбы к высокопрочным болтам по ГОСТ 22355-77 с общими техническими требованиями к ним по ГОСТ 22356-77;

ж) для сварки конструкций - сварочные материалы, предусмотренные «Инструкцией по технологии механизированной и ручной сварки при заводском изготовлении стальных конструкций мостов»;

з) для соединений элементов мостового полотна, перил и смотровых приспособлений - стальные болты по ГОСТ 7798-70\* класса прочности 4,6 по ГОСТ 1759.4-87 (с испытаниями по пп. 6.2 и 6.6) и гайки по ГОСТ 5915-70\* классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5-87 (болты и гайки - только из спокойной стали), а также болты и гайки из стали марки Ст3сп4 по ГОСТ 535-05 со специальными техническими условиями;

и) для крепления опорных частей к пролетным строениям и стальным опорам - стальные болты по ГОСТ 7798-70 и гайки по ГОСТ 5915-70\* из сталей марок 09Г2 по ТУ 14-1-287-72, 295-III 09Г2-4 и 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281-89\*, 40Х по ГОСТ 4543-71\* со специальными техническими условиями;

к) для крепления опорных частей к бетонным опорам и фундаментам - фундаментные (анкерные) болты по ГОСТ 24379.0-80 и ГОСТ 24379.1-80 из сталей марок 20-г-Т по ГОСТ 1050-88\* и 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281-89\*, а также из стали марки 40Х по ГОСТ 4543-71\* со специальными техническими



условиями; гайки по ГОСТ 5915-70\* при диаметре болтов менее 48 мм и по ГОСТ 10605-94 при диаметре болтов больше 48 мм; классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5-87 (только из спокойной стали), а также из стали марки 20-г-Т, класса прочности 6 по ГОСТ 1759.5-87 (только из спокойной стали) - для болтов из стали марки 295-III 09Г2С-4, классов прочности 10 и 12 по ГОСТ 1759.5-87 - для болтов из стали марки 40Х;

*Примечания: 1. Для несущих сварных элементов тротуаров и смотровых приспособлений (консолей и балок тротуаров, стоек и поручней перил, балок лестниц, пешеходных площадок, смотровых тележек и подъемных люлек), а также элементов мостового полотна допускается применение стали марки Ст3сп5, а для указанных элементов без сварных соединений - стали марки Ст3сп4 по ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89*

*При этом применение круглых труб допускается без ограничений, а прямоугольных сварных - с соблюдением требований КМК 3.03.02-98 к радиусу гибких для конструкций, воспринимающих динамическую нагрузку.*

*Механические свойства металла труб должны быть указаны в проекте и обеспечены заводом-изготовителем конструкций.*

*2. В перилах и смотровых приспособлениях уголки с полкой 70 мм и менее допускается применять из стали марки Ст3сп2 по ГОСТ 535-05.*

*3. Для футляров (кожухов) опорных частей допускается применение стали марки Ст0 по ГОСТ 14637-89.*

*4. Для нерабочих прокладок и элементов заполнения перил допускается применение стали марки Ст3сп2 по ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89, для настилов смотровых ходов и приспособлений - сталь марки Ст3сп2 по ГОСТ 14637-89.*

*5. Для сварных стыковых швов, выполняемых в вертикальном положении, толщину листового проката следует принимать в пределах 12 – 32 мм. При этом листовой прокат следует принимать не ниже 2 категории.*

*6. В заводских и монтажных соединениях листового проката из сталей марок 16Д применение сварных стыковых швов, выполняемых в вертикальном положении, не допускается.*

*7. При применении для мостовых конструкций высокопрочных болтов, изготовленных по ГОСТ 22353-77, ГОСТ 22356-77 на заводах, или при использовании высокопрочных болтов с антикоррозионными покрытиями (кадмированием, цинкованием, омеднением и т.д.), коэффициент закручивания необходимо определять в каждом конкретном случае по указаниям ГОСТ 22356 -77. При этом значения его должны быть в пределах 0,14 - 0,2 в соответствии с требованиями п. 1.9 ГОСТ 22356-77.*

## **РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ**

**\*4.5** Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний необходимо определять по формулам, приведенным в таблице 4.2.

**\*4.6** Нормативные и расчетные сопротивления проката из сталей, приведенных в таблице 4.1, следует принимать по таблице 4.4.

**\*4.7** Значения коэффициентов надежности по материалу  $\gamma_m$  при вычислении расчетных сопротивлений следует принимать по таблице 4.3. Расчетные сопротивления проката по ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89 следует принимать равными пределу текучести, указанных в этих стандартах, поделенному на коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m$  по таблице 4.3.

**\*4.8** Расчетные сопротивления отливок из углеродистой и легированной сталей следует принимать по таблице 4.5.

**\*4.9** Расчетные сопротивления поковок из сталей, приведенных в п. 4.4, следует принимать по таблице 4.6.

**\*4.10** Расчетные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений и напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 4.7.

Расчетные сопротивления стыковых сварных соединений элементов из сталей с разными расчетными сопротивлениями следует принимать как для стыковых соединений из стали с меньшим значением расчетного сопротивления.

Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами следует принимать по КМК 2.03.05-97.

**\*4.11** Расчетные сопротивления одноболтовых соединений следует определять по формулам, приведенным в таблице 4.8.

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов следует принимать по таблице 4.9.

Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять по КМК 2.03.05-97.

**\*4.12** Расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов  $R_{ba}$  следует определять по формуле (и принимать по таблице 4.10):

$$R_{ba} = 0,4R_{un}, \quad (4.1)$$

**4.13** Расчетное сопротивление срезу для сплава ЦАМ 9–1,5Л следует принимать равным 50 МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>).

**\*4.14** Расчетное сопротивление высокопрочных болтов по ГОСТ 22353-77\* и ГОСТ 22356-77\* растяжению  $R_{bh}$  следует определять по формуле

$$R_{bh} = 0,7R_{bun}, \quad (4.2)$$

где  $R_{bun}$  – наименьшее временное сопротивление высокопрочных болтов разрыву по ГОСТ 22356-77\*.

**\*4.15** Значения коэффициента трения  $\mu$  по контактным поверхностям элементов во фрикционных соединениях следует принимать по таблице 4.11. Вид обработки контактных поверхностей фрикционных соединений должен быть указан в чертежах КМ.

**4.16** Расчетное сопротивление растяжению  $R_{dh}$  высокопрочной стальной проволоки, применяемой в пучках и канатах из параллельно уложенных проволок, следует определять по формуле

$$R_{dh} = 0,63R_{un} \quad (4.3)$$

где  $R_{un}$  – наименьшее временное сопротивление проволоки разрыву по государственным стандартам или техническим условиям.

Таблица 4.2

| Напряженное состояние  | Расчетные сопротивления проката                    |
|--|--|
| Растяжение, сжатие и изгиб:<br>по пределу текучести<br>по временному сопротивлению | $R_y = R_{ym}/\gamma_m$<br>$R_u = R_{um}/\gamma_m$ |
| Сдвиг (срез)   | $R_s = 0,58 R_{ym}/\gamma_m$                       |

|  |  |
|--|--|
| Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)   | $R_p = R_{un}/\gamma_m$  |
| Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании  | $R_{tp} = 0,5 R_{un}/\gamma_m$   |
| Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью):<br>при $R_{un} \leq 600$ МПа (5886 кгс/см <sup>2</sup> )<br>при $R_{un} > 600$ МПа (5886 кгс/см <sup>2</sup> ) | $R_{cd} = 0,025 R_{un}/\gamma_m$<br>$R_{cd} = [0,042 \cdot 10^{-6}(R_{un} - 600)^2 + 0,025] R_{un}/\gamma_m$ |
| Растяжение в направлении толщины проката $t$ при $t$ до 60 мм  | $R_{th} = 0,5 R_{un}/\gamma_m$   |

Таблица 4.3

| Государственный стандарт (марка стали или значение предела текучести)                                       | Коэффициент надежности по материалу $\gamma_m$ |
|---|--|
| ГОСТ 535-05 и ГОСТ 14637-89* (СтЗсп, СтЗпс, СтЗкп)<br>ГОСТ 19281-89* (до 380 МПа (39 кгс/мм <sup>2</sup> )) | 1,05   |
| ГОСТ 19281-89* (больше 380 МПа (39 кгс/мм <sup>2</sup> ))   | 1,10   |
| ГОСТ 6713-91(16Д)   | 1,09   |
| ГОСТ 6713-91 (15ХСНД)<br>ГОСТ 19281-89* (09Г2С; 09Г2СД)<br>ТУ 14-1-5355-98* (14ХГНДЦ)                       | 1,165  |
| ГОСТ 6713-91 (10ХСНД)   | 1,125  |

Таблица 4.4

| Марка Стали   | Государственный стандарт | Прокат   | Толщина проката <sup>1)</sup> , мм | Нормативное сопротивление <sup>2)</sup> , МПа (кгс/мм <sup>2</sup> ) |                                      | Расчетное сопротивление <sup>3)</sup> , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) |                                   |
|---------------|--------------------------|----------|------------------------------------|--|--------------------------------------|--|-----------------------------------|
|               |                          |          |                                    | по пределу текучести $R_{yn}$  | по временному сопротивлению $R_{un}$ | по пределу текучести $R_y$   | по временному сопротивлению $R_u$ |
| 16Д           | ГОСТ 6713-91             | Любой    | До 20                              | 235 (24)   | 370 (38)                             | 215 (2200)   | 340 (3450)                        |
| 16Д           | ГОСТ 6713-91             | То же    | 21-40                              | 225 (23)   | 370 (38)                             | 205 (2100)   | 340 (3450)                        |
| 16Д           | ГОСТ 6713-91             | То же    | 41-60                              | 215 (22)   | 370 (38)                             | 195 (2000)   | 340 (3450)                        |
| 15ХСНД        | ГОСТ 6713-91             | То же    | 8-32                               | 340 (35)   | 490 (50)                             | 295 (3000)   | 415 (4250)                        |
| 15ХСНД        | ГОСТ 6713-91             | Листовой | 33-50                              | 330 (34)   | 470 (48)                             | 285 (2900)   | 400 (4100)                        |
| 10ХСНД        | ГОСТ 6713-91             | Любой    | 8-15                               | 390 (40)   | 530 (54)                             | 350 (3550)   | 470 (4800)                        |
| 10ХСНД        | ГОСТ 6713-91             | Листовой | 16-32                              | 390 (40)   | 530 (54)                             | 350 (3550)   | 470 (4800)                        |
| 10ХСНД        | ГОСТ 6713-91             | То же    | 33-40                              | 390 (40)   | 510 (52)                             | 350 (3550)   | 450 (4600)                        |
| 390-15Г2АФДпс | ГОСТ 19281-89*           | То же    | 4-32                               | 390 (40)   | 540 (55)                             | 355 (3600)   | 490 (5000)                        |
| 390-14Г2АФД   | ГОСТ 19281-89*           | То же    | 4-50                               | 390 (40)   | 540 (55)                             | 355 (3600)   | 490 (5000)                        |
| 09Г2С         | ГОСТ 19281-89*           | Фасонный | 8-25                               | 345 (35)   | 490 (50)                             | 295 (3000)   | 415 (4250)                        |
| 09Г2СД        | ГОСТ 19281-89*           | Фасонный | 8-25                               | 345 (35)   | 490 (50)                             | 295(3000)  | 415 (4250)                        |

|         |                  |          |           |            |            |              |              |
|---------|------------------|----------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|
| 40X13   | ГОСТ 5632-72     | Круглый  | До<br>250 | 1200 (122) | 1540 (157) | 1050 (10700) | 1365 (13900) |
| 14XГНДЦ | ТУ 14-1-5355-98* | Листовой | 8-50      | 345 (35)   | 490 (50)   | 295 (3000)   | 415 (4250)   |

1) За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

2) За нормативные сопротивления приняты минимальные значения предела текучести и временного сопротивления, приведенные в ГОСТ 6713-91 ГОСТ 19281-89\* и ТУ 14-1-5355-98\* в кгс/мм<sup>2</sup>.

3) Здесь указаны расчетные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу  $R_y$  и  $R_{и}$ .  
Остальные расчетные сопротивления определяются по формулам таблицы 4.2.

*Примечания.1. Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу, определяемым по таблице 4.3.*

*2. Расчетные сопротивления двухслойной коррозионно-стойкой стали по ГОСТ 10885-85\* следует принимать по основному слою.*

Таблица 4.5

| Напряженное состояние  | Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), отливок |                |               |               |               |               |               |               |
|--|--|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|  | обозначение  | из стали марки |               |               |               |               |               |               |
|  |  | 25Л            | 30Л           | 35Л           | 20ГЛ          | 20ФЛ          | 35ХН2МЛ       | 35ГЛ          |
| Растяжение, сжатие и изгиб   | $R_y$  | 175<br>(1800)  | 190<br>(1950) | 205<br>(2100) | 205<br>(2100) | 220<br>(2250) | 400<br>(4100) | 220<br>(2250) |
| Сдвиг  | $R_s$  | 105<br>(1100)  | 115<br>(1200) | 125<br>(1300) | 125<br>(1300) | 130<br>(1350) | 240<br>(2450) | 130<br>(1350) |
| Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)   | $R_p$  | 265<br>(2700)  | 300<br>(3050) | 315<br>(3200) | 345<br>(3500) | 315<br>(3200) | 440<br>(4500) | 345<br>(3500) |
| Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании                          | $R_{рп}$   | 125<br>(1300)  | 145<br>(1500) | 155<br>(1600) | 170<br>(1750) | 155<br>(1600) | 222<br>(2250) | 170<br>(1750) |
| Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) | $R_{cd}$   | 7 (70)         | 7,5 (75)      | 8 (80)        | 9 (90)        | 8 (80)        | 11<br>(110)   | 9<br>(90)     |

Таблица 4.6

| Напряженное состояние                              | Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), поковок группы IV при категории прочности (марке стали) |                   |                   |                   |                   |
|--|--|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|  | Обозначение  | КП275<br>(Ст5сп2) | КП245<br>(20-а-Т) | КП315<br>(35-а-Т) | КП345<br>(45-а-Т) |
|  |  | 3                 | 4                 | 5                 | 6                 |
| 1  | 2  | 3                 | 4                 | 5                 | 6                 |
| Растяжение, сжатие и изгиб                         | $R_y$  | 215 (2200)        | 205 (2100)        | 260 (2650)        | 290 (2950)        |
| Сдвиг  | $R_s$  | 120 (1250)        | 115 (1200)        | 145 (1500)        | 165 (1700)        |
| Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) | $R_p$  | 325 (3300)        | 310 (3150)        | 395 (4000)        | 435 (4400)        |

|  |          |            |            |            |            |
|--|----------|------------|------------|------------|------------|
| Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании                          | $R_{lp}$ | 160 (1650) | 150 (1550) | 195 (2000) | 215 (2200) |
| Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) | $R_{cd}$ | 8 (80)     | 7,5 (75)   | 11 (110)   | 10 (100)   |

окончание таблицы 4.6

| Напряженное состояние   | Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), поковок группы IV |                                       |                 |                       |                |
|---|--|---------------------------------------|-----------------|-----------------------|----------------|
|   | Обозначение  | при категории прочности (марке стали) |                 |                       |                |
|   |  | КП315 (30Г-2-Т)                       | КП345 (35Г-2-Т) | КП785 (40ХН2МА-2-2-Т) | КП1200 (40Х13) |
| 1   | 2  | 7                                     | 8               | 9                     | 10             |
| Растяжение, сжатие и изгиб<br>Сдвиг   | $R_y$  | 260 (2650)                            | 280 (2850)      | 605 (6150)            | 1050 (10700)   |
|   | $R_s$  | 145 (1500)                            | 160 (1650)      | 350 (3550)            | 610 (6200)     |
| Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)<br>Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании | $R_p$  | 395 (4000)                            | 420 (4250)      | 905 (9200)            | 1365 (13900)   |
|   | $R_{lp}$   | 195 (2000)                            | 205 (2100)      | 450 (4600)            | 685 (6950)     |
| Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)                              | $R_{cd}$   | 10 (100)                              | 10 (100)        | 23 (230)              | 85 (860)       |

Таблица 4.7

| Тип сварного соединения | Напряженное состояние  | Расчетные сопротивления   |
|-------------------------|--|---|
| Стыковые                | Сжатие.<br>Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов: по пределу текучести по временному сопротивлению<br>Сдвиг | $R_{wy} = R_y$<br>$R_{wu} = R_u$<br><br>$R_{ws} = R_s$            |
| С угловыми швами        | Срез (условный):<br>по металлу шва<br>по металлу границы сплавления  | $R_{wf} = 0,55 (R_{wun} / \gamma_{wm})$<br>$R_{wz} = 0,45 R_{un}$ |

*Примечания. 1. Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения  $R_{wun}$  следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва, указанным в ГОСТ 9467-75\*.*

*2. Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения  $R_{wun}$  следует принимать по разд. 3 КМК 2.03.05-97. 3. Значение коэффициента надежности по материалу шва  $\gamma_{wm}$  следует принимать равным 1,25.*

Таблица 4.8

| Напряженное состояние           | Расчетные сопротивления одноболтовых соединений                      |  |   |
|---------------------------------|--|--|---|
|                                 | срез и растяжению при классе прочности или их марке стали            |  | смятию соединяемых элементов из стали с нормативным пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ) |
|                                 | 4.6; Ст3сп4; 09Г2; 295-09Г2-4; 295-09Г2С-6; 325-09Г2С-4; 325-09Г2С-6 | 40Х  |   |
| Срез<br>Растяжение<br>Смятие:   | $R_{bs} = 0,38 R_{bun}$<br>$R_{bt} = 0,42 R_{bun}$                   | $R_{bs} = 0,4 R_{bun}$<br>$R_{bt} = 0,5 R_{bun}$ | -<br>-  |
| а) болты класса точности А      | -  | -  | $R_{bp} = \left(0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$   |
| б) болты классов точности В и С | -  | -  | $R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$   |

Таблица 4.9

| Напряженное состояние | Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), болтов при классе прочности или их марке стали |            |            |                                    |                             |            |
|-----------------------|---|------------|------------|------------------------------------|-----------------------------|------------|
|                       | обозначение   | 4.6        | Ст3сп4     | 09Г2;<br>295-09Г2-4;<br>295-09Г2-6 | 325-09Г2С-4;<br>325-09Г2С-6 | 40Х        |
| Срез                  | $R_{bs}$  | 145 (1500) | 140 (1450) | 154 (1700)                         | 175 (1800)                  | 395 (4000) |
| Растяжение            | $R_{bt}$  | 160 (1650) | 155 (1600) | 185 (1900)                         | 195 (2000)                  | 495 (5000) |

Таблица 4.10

| Диаметр болтов $d$ , мм | Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), фундаментных (анкерных) болтов из стали марок |                  |             |            |
|-------------------------|--|------------------|-------------|------------|
|                         | 20   | 09Г2; 295-09Г2-6 | 325-09Г2С-6 | 40Х        |
| 12-20                   | 160 (1650)   | 175 (1800)       | 185 (1900)  | -          |
| 16-27                   | -  | -                | -           | 430 (4400) |
| 21-32                   | 160 (1650)   | 175 (1800)       | 180 (1850)  | -          |
| 30                      | -  | -                | -           | 370 (3800) |
| 36                      | -  | -                | -           | 295 (3000) |
| 33-60                   | 160 (1650)   | -                | 180 (1850)  | -          |
| 42                      | -  | -                | -           | 255 (2600) |
| 48                      | -  | -                | -           | 235 (2400) |
| 61-80                   | 160 (1650)   | -                | 175 (1800)  | -          |
| 81-100                  | 160 (1650)   | -                | 170 (1750)  | -          |
| 101-160                 | 160 (1650)   | -                | 170 (1750)  | -          |
| 161-250                 | 160 (1650)   | -                | -           | -          |

Таблица 4.11

| Способ обработки контактных поверхностей во фрикционных соединениях  | Коэффициент трения $\mu$ |
|--|--------------------------|
| 1. Пескоструйный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью - без последующей консервации | 0,58                     |

|   |      |
|---|------|
| 2. Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации - другой поверхности                              | 0,50 |
| 3. Газопламенный двух поверхностей без консервации  | 0,42 |
| 4. Стальными щетками двух поверхностей без консервации  | 0,35 |
| 5. Дробеметный двух поверхностей дробью без последующей консервации   | 0,38 |
| 6. Дробеметный двух поверхностей дробью с последующим их газопламенным нагревом (до температуры 250-300 °С) на кольцевых зонах вблизи отверстий площадью не менее площади шайбы (для заводских условий) | 0,61 |

*Примечание. Фрикционным называются соединения, в которых передача усилия осуществляется только силами трения по контактным плоскостям соединяемых элементов, возникающего вследствие натяжения высокопрочных болтов.*

**4.17** При определении расчетного сопротивления стального витого каната с металлическим сердечником учитывается значение разрывного усилия каната в целом, установленное государственным стандартом или техническими условиями на канаты (а при его отсутствии в нормах – значение агрегатной прочности витого каната) и коэффициент надежности  $\gamma_m = 1,6$ .

**\*4.18** Модуль упругости или модуль сдвига прокатной стали, стального литья, пучков и канатов из параллельно уложенных проволок следует принимать по таблице. 4.12.

Модуль упругости стальных витых канатов с металлическим сердечником, подвергнутые предварительной вытяжке усилием, равным половине установленного государственным стандартами (или техническими условиями) разрывного усилия каната в целом, следует принимать по таблице 4.13, а при его отсутствии принимать половине агрегатной прочности витого каната.

Таблица 4.12

| Полуфабрикаты   | Модуль упругости $E$ или модуль сдвига $G$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) |
|---|---|
| Прокатная сталь и стальное литье  | $E = 2,06 \cdot 10^5 (2,1 \cdot 10^6)$                                  |
| То же   | $G = 0,78 \cdot 10^5 (0,81 \cdot 10^6)$                                 |
| Пучки и канаты из параллельно уложенных оцинкованных проволок по ГОСТ 3617-71 | $E = 2,01 \cdot 10^6 (2,5 \cdot 10^6)$                                  |

Таблица 4.13

| Канаты  | Кратность свивки | Модуль упругости $E$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) |
|---|------------------|---|
| Одинарной свивки<br>По ГОСТ 3064-80<br>и закрытые несущие<br>По ГОСТ 18899-73<br>По ТУ 14-4-1216-82 | 6                | $1,18 \cdot 10^5 (1,20 \cdot 10^6)$               |
|   | 8                | $1,45 \cdot 10^5 (1,47 \cdot 10^6)$               |
|   | 10               | $1,61 \cdot 10^5 (1,63 \cdot 10^6)$               |
|   | 11               | $1,65 \cdot 10^5 (1,67 \cdot 10^6)$               |
|   | 12               | $1,70 \cdot 10^5 (1,73 \cdot 10^6)$               |
|   | 14               | $1,75 \cdot 10^5 (1,78 \cdot 10^6)$               |
|   | 16               | $1,77 \cdot 10^5 (1,80 \cdot 10^6)$               |

## УЧЕТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ И НАЗНАЧЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

**\*4.19** При расчете стальных конструкций и соединений мостов надлежит учитывать:

коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$ , принимаемый равным  $\gamma_n = 1,0$ ;

коэффициент надежности  $\gamma_u = 1,3$  для элементов конструкций, рассчитываемых по прочности с использованием расчетных сопротивлений  $R_u$ ;

коэффициент условий работы  $m$ , принимаемый по таблице 4.14 и 4.35 и подразделам настоящих норм, а для канатов в зоне отгибов на отклоняющих устройствах, хомутов, стяжек, сжимов и анкеров – по приложению Р.

Таблица 4.14

| Область применения   | Коэффициент условий работы $m$ |
|--|--------------------------------|
| 1 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах железнодорожных и пешеходных мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки   | 0,9                            |
| 2 То же, при расчете на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже  | 1,0                            |
| 3 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах автодорожных и городских мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки, а также на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже | 1,0                            |
| 4 Канаты гибких несущих элементов в вантовых и висячих мостах  | 0,8                            |
| 5 Канаты напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций  | 0,9                            |
| 6 Растянутые и сжатые элементы из одиночных профилей, прикрепленных одной полкой (или стенкой):  |                                |
| - неравнополочный уголок, прикрепленный меньшей полкой   | 0,7                            |
| - неравнополочный уголок, прикрепленный большей полкой   | 0,8                            |
| - равнополочный уголок   | 0,75                           |
| - прокатный или составной швеллер, прикрепленный стенкой, или тавр, прикрепленный полкой   | 0,9                            |
| 7 В случаях, не оговоренных в поз. 1 – 6   | 1,0                            |

*Примечание 1.* В случае использования в расчетах коэффициента надежности по ответственности не менее 1,1 коэффициент условий работы по позиции 1 следует принимать равным 1,0.

2. Значение коэффициента условий работы по позициям 1, 2 и 3 в соответствующих случаях применяют совместно с коэффициентами по позициям “4 – 7”. Коэффициент условий работы по позиции 7 в соответствующих случаях применяют совместно с коэффициентами по позициям “4 – 6”

## РАСЧЕТЫ

### Общие положения

**4.20** Расчетную схему конструкции следует принимать в соответствии с ее проектной геометрической схемой, при этом строительный подъем и деформации под нагрузкой, как правило, не учитываются.



Усилия в элементах и перемещения стальных мостовых конструкций определяются из условия их работы с сечениями брутто.

Геометрическую нелинейность, вызванную перемещением элементов конструкций, следует учитывать при расчете систем, в которых ее учет вызывает изменение усилий и перемещений более чем на 5 %.

При выполнении расчетов с учетом геометрической нелинейности следует определять изменения в направлении действия сил, связанные с общими деформациями системы (следящий эффект).

При определении усилий в элементах конструкций соединения сварные и фрикционные на высокопрочных болтах следует рассматривать как неподатливые.

При расчете вантовых и висячих мостов с гибкими несущими элементами из витых канатов с металлическим сердечником – одинарной свивки и закрытых несущих, подвергнутых предварительной вытяжке согласно п. 4.4, – надлежит учитывать их продольную и поперечную ползучесть в соответствии с указаниями п. 4.34 и п. 4.35.

**4.21** Жесткие соединения элементов в узлах решетчатых ферм допускается принимать при расчете шарнирными, если при таком допущении конструкция сохраняет свою неизменяемость, при этом для главных ферм отношение высоты сечения к длине элементов не должно, как правило, превышать 1:15.

Дополнительные напряжения в поясах ферм от деформации подвесок следует учитывать независимо от отношения высоты сечения к длине элемента пояса.

Учет жесткости узлов в решетчатых фермах допускается осуществлять приближенными методами, при этом допускается определение осевых усилий выполнять по шарнирной расчетной схеме.

**4.22** За ось элемента пролетных строений принимается линия, соединяющая центры тяжести его сечений. При определении положения центра тяжести сечения его ослабление отверстиями болтовых соединений не учитывается, а ослабление перфораций учитывается и принимается постоянным по всей длине элемента. При смещении оси элемента сквозных ферм относительно линии, соединяющей центры узлов, эксцентриситет следует учитывать в расчете, если он превосходит:

для П-образных, коробчатых, двухшвеллерных и двутавровых элементов – 1,5 % высоты сечения;

для тавровых и Н-образных элементов – 0,7 % высоты сечения.

Изгибающие моменты от смещения осей элементов распределяются между всеми сходящимися в узле элементами пропорционально их жесткости и обратно пропорционально длине. При этом каждый изгибающий момент следует принимать равным произведению эксцентриситета на максимальное значение усилия в данном элементе в основной расчетной схеме.

В элементах связей из уголков с болтовыми соединениями, центрированных по рискам, ближайшим к обушке, допускается возникающий при этом эксцентриситет не учитывать.

**4.23** Распределение временной нагрузки в элементах многобалочных пролетных строений со сплошными главными балками, объединенными жесткими поперечными связями, при отношении длины пролета к ширине больше 4 допускается определять по теории тонкостенных стержней, принимая при этом гипотезу о недеформируемости контура поперечного сечения. В остальных случаях необходимо учитывать деформации контура поперечного сечения.

**4.24** При проектировании необходимо обеспечивать пространственную неизменяемость, прочность, общую и местную устойчивость пролетных строений и опор в целом, блоков, отдельных элементов, их частей, деталей и соединений под воздействием нагрузок, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже, под воздействием эксплуатационных нагрузок – и выносливость.

Для элементов, ослабленных отверстиями под обычные болты, при расчетах на прочность и выносливость следует принимать сечения нетто, на устойчивость и жесткость – сечения брутто.

При расчетах элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах на выносливость, устойчивость и жесткость следует принимать сечения брутто, при расчетах по прочности – сечения нетто с учетом того, что половина усилия, приходящегося на данный болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

Геометрические характеристики сечения нетто элементов конструкций следует находить, определяя наиболее невыгодное ослабление.

### **Расчеты по прочности ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯЖУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

**\*4.25** Расчет по прочности элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой  $N$ , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y m. \quad (4.4)$$

Здесь и в п.п. 4.26 – 4.32,  $m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14.

### **ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

**4.26** Расчет по прочности элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (4.5)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении и определяемый по формулам (4.6) и (4.7) при условии выполнения требований п. 4.32;

$W_n$  – здесь и далее в расчетах по прочности минимальный момент сопротивления сечения нетто, определяемый с учетом эффективной ширины пояса  $b_{ef}$ .

При одновременном действии в сечении момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  коэффициент  $\alpha$  следует определять по формулам:

$$\text{при } \tau_m \leq 0,25R_s \quad \alpha = \alpha_1 \quad (4.6)$$

$$\text{при } 0,25 R_s < \tau_m \leq R_s \quad \alpha = \alpha_1$$

$$\frac{\sqrt{1-\alpha^2} + 2ab}{1+2a} \text{ при } 0 \leq \alpha \leq \alpha_1, \quad (4.7)$$

где  $\alpha_1$  – коэффициент, принимаемый у двутавровых, коробчатых и тавровых сечений – по таблице 4.15, для кольцевых сечений – 1,15, для прямоугольных сплошных и Н-образных – 1,25;

$$\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w} \text{ – среднее касательное напряжение в стенке балки,}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q_u}; a = \frac{\Sigma A_f}{\Sigma A_w}; b = \sqrt{1-0,25\alpha^2} \text{ – для коробчатых сечений;}$$

$$b = \sqrt{1-0,0625\alpha^2} \text{ – для двутавровых сечений;}$$

здесь  $Q_u$  – предельная поперечная сила, определяемая по формуле

$$Q_u = \alpha_2 \frac{R_s m l t}{S}, \quad (4.8)$$

причем  $\alpha_2$  принимается по формуле (4.27).

Таблица 4.15

| $\frac{A_{f,min}}{A_w}$ | Значения коэффициента $\alpha_1$ , при отношении площадей $(A_{f,min} + A_w)/A$ , равном |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                         | 0,01   | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4   | 0,5   | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   | 1,0   |
| 0                       | 1,243  | 1,248 | 1,253 | 1,258 | 1,264 | 1,269 | 1,274 | 1,279 | 1,283 | 1,267 | 1,243 |
| 0,1                     | 1,187  | 1,191 | 1,195 | 1,199 | 1,202 | 1,206 | 1,209 | 1,212 | 1,214 | 1,160 | -     |
| 0,2                     | 1,152  | 1,155 | 1,158 | 1,162 | 1,165 | 1,168 | 1,170 | 1,172 | 1,150 | -     | -     |
| 0,3                     | 1,128  | 1,131 | 1,133 | 1,136 | 1,139 | 1,142 | 1,144 | 1,145 | 1,097 | -     | -     |
| 0,4                     | 1,110  | 1,113 | 1,115 | 1,118 | 1,120 | 1,123 | 1,125 | 1,126 | 1,069 | -     | -     |
| 0,5                     | 1,097  | 1,099 | 1,102 | 1,104 | 1,106 | 1,109 | 1,110 | 1,106 | 1,061 | -     | -     |
| 0,6                     | 1,087  | 1,089 | 1,091 | 1,093 | 1,095 | 1,097 | 1,099 | 1,079 | -     | -     | -     |
| 0,7                     | 1,078  | 1,080 | 1,082 | 1,084 | 1,086 | 1,088 | 1,090 | 1,055 | -     | -     | -     |
| 0,8                     | 1,071  | 1,073 | 1,075 | 1,077 | 1,079 | 1,081 | 1,082 | 1,044 | -     | ~     | -     |
| 0,9                     | 1,065  | 1,067 | 1,069 | 1,071 | 1,073 | 1,074 | 1,076 | 1,036 | -     | -     | -     |
| 1,0                     | 1,060  | 1,062 | 1,064 | 1,066 | 1,067 | 1,069 | 1,071 | 1,031 | -     | -     | -     |
| 2,0                     | 1,035  | 1,036 | 1,037 | 1,038 | 1,039 | 1,040 | 1,019 | -     | -     | -     | -     |
| 3,0                     | 1,024  | 1,025 | 1,026 | 1,027 | 1,028 | 1,029 | 1,017 | -     | -     | -     | -     |
| 4,0                     | 1,019  | 1,019 | 1,020 | 1,021 | 1,021 | 1,022 | 1,015 | -     | -     | -     | -     |
| 5,0                     | 1,015  | 1,015 | 1,016 | 1,017 | 1,018 | 1,018 | -     | -     | -     | -     | -     |

*Примечания.* 1 Для коробчатых сечений площадь  $A_w$  следует принимать равной сумме площадей стенок.

2 Для таврового сечения площадь  $A_{f,min} = 0$ .

Эффективную ширину пояса  $b_{ef}$  при вычислении  $W_n$  следует определять по формуле

$$b_{ef} = \sum v b_i, \quad (4.9)$$

где  $v$  – коэффициент приведения неравномерно распределенных напряжений на ширине участков пояса  $b_i$  к условным равномерно распределенным напряжениям по всей эффективной ширине пояса  $b_{ef}$ , принимаемый по таблице 4.16;

$b_i$  – ширина участка пояса, заключенная в рассматриваемом сечении между двумя точками с максимальными напряжениями  $b_{max}$  (тогда  $b_i = b$ ) или между такой точкой и краем пояса  $b_i = b_k$ ), при этом должны выполняться условия  $b \geq 0,04l$  и  $b_k \geq 0,02l$  (в противном случае  $v = 1$ );

$l$  – длина пролета разрезной балки или расстояние между точками нулевых моментов в неразрезной балке.

Таблица 4.16

| $\sigma_{min} / \sigma_{max}$ | Коэффициент $v$ | $\sigma_{min} / \sigma_{max}$ | Коэффициент $v$ |
|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|
| 1,0                           | 1               | 0,25                          | 0,65            |
| 0,7                           | 1               | 0,20                          | 0,60            |
| 0,5                           | 0,85            | 0,10                          | 0,52            |
| 0,33                          | 0,72            | 0                             | 0,43            |

Обозначения принятые в таблице 4.16:

$\sigma_{max}, \sigma_{min}$  – максимальное и минимальное напряжения на данном участке пояса шириной  $b_i$ , определяемые расчетом пространственной конструкции в упругой стадии.

*П р и м е ч а н и е.* При наличии вырезов в ортотропных плитах для пропуска тела пилона, обрывов плиты в отсеках многосекционного коробчатого сечения, при других нарушениях регулярности конструкции, а также в сечениях, где приложены сосредоточенные силы, значения коэффициента  $v$  следует определять по специальной методике.

**\*4.27** Расчет по прочности элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях, следует выполнять:

с двутавровыми и коробчатыми сечениями с двумя осями симметрии – по формуле

$$\frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \psi_x + \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn}} \psi_y \leq R_y m; \quad (4.10)$$

с сечениями других типов – по формуле

$$\frac{M_x y}{\alpha_x I_{xn}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_y I_{yn}} \leq R_y m, \quad (4.11)$$

где  $\alpha_x, \alpha_y$  – коэффициенты, определяемые по формулам (4.6) и (4.7) как независимые величины для случаев изгиба относительно осей  $x$  и  $y$ ;

$\psi_x, \psi_y$  – коэффициенты, определяемые:

для двутавровых сечений с двумя осями симметрии – по формулам:

$$\psi_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}; \quad \psi_y = 1; \quad (4.12, 4.13)$$

для коробчатых сечений с двумя осями симметрии – по формулам:

$$\psi_x = \frac{(\omega_x + 0,7)^2}{3,38\omega_x}; \quad \psi_y = \frac{(\omega_y + 0,7)^2}{3,38\omega_y}; \quad (4.14, 4.15)$$

где

$$\omega_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_{ym}}; \quad \omega_y = \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_{ym}}. \quad (4.16, 4.17)$$

## ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ С ИЗГИБОМ

**\*4.28** Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в одной из главных плоскостей следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M|}{\alpha W_n} \leq R_{ym}, \quad (4.18)$$

где  $M$  – приведенный изгибающий момент;

$\psi$  – коэффициент, определяемый по формулам (4.20) и (4.21);

$\alpha$  – коэффициент, определяемый по формулам (4.6) и (4.7).

Приведенный изгибающий момент  $M$  при гибкости элементов  $\lambda > 60$  для сечений, находящихся в пределах двух средних четвертей длины шарнирно-опертого стержня и всей длины стержня, защемленного по концам, следует определять по формуле

$$M = \frac{M_1}{1 + \frac{N}{N_e}}, \quad (4.19)$$

где  $M_1$  – момент, действующий в проверяемом сечении;

$N$  – продольная сила, действующая в проверяемом сечении со своим знаком ("плюс" – растяжение);

$N_e$  – эйлерова критическая сила в плоскости действия момента, вычисленная для соответствующих закреплений стержня;

при  $\lambda \leq 60$  допускается принимать  $M = M_1$ .

Коэффициент  $\psi$  следует определять:

для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии по таблице 4.17 – в случае, если напряжения в меньшем поясе (с площадью  $A_{f,min}$ ) от момента и продольной силы одинаковых знаков, и по таблице 4.18 – в случае, если напряжения в меньшем поясе от момента и продольной силы разных знаков;

для элементов сплошного прямоугольного и H-образного сечений – по формуле

$$\psi = \frac{|N|}{A_n R_{ym}} \quad (4.20)$$

для элементов кольцевого сечения – по формуле

$$\psi = \frac{1}{\omega} \left( 1 - \cos \omega \frac{\pi}{2} \right), \quad (4.21)$$

где 
$$\omega = \frac{|N|}{A_n R_y m}.$$

Для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_y}{\alpha I_{xn}} \leq R_y m, \quad (4.22)$$

В формулах (4.20) – (4.22) обозначения те же, что и в формуле (4.18).

**4.29** Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях следует выполнять:

для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии, а также для элементов сплошного прямоугольного и кольцевого сечений – по формуле

$$\frac{1}{\delta} \left( \frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \right) \leq R_y m, \quad (4.23)$$

где 
$$\delta = 1 - \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}, \quad (4.24)$$

$M_x, M_y$  – приведенные изгибающие моменты по п. 4.28;

$\psi, \alpha_x, \alpha_y$  – коэффициенты, принимаемые по п. 4.28 и п. 4.26, причем

$$\omega = \frac{N}{\delta A_n R_y m};$$

для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\alpha_x I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{\alpha_y I_{yn}} x \leq R_y m, \quad (4.25)$$

В остальных случаях, когда приведенных данных для определения  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$  недостаточно, расчет на прочность производят по формуле (4.25), принимая  $\alpha_x = \alpha_y = 1$ .

**4.30** Значения касательных напряжений  $\tau$  в сечениях стенки изгибаемых элементов при  $M = M_x = M_y = 0$  должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{QS}{\alpha_2 I t} \leq R_s m, \quad (4.26)$$

где  $\alpha_2 = 1,25 - 0,25 \tau_{min,ef} / \tau_{max,ef}$  (4.27)

$\tau_{min,ef}, \tau_{max,ef}$  – значения минимального и максимального касательных напряжений в сечении стенки, вычисленные в предположении упругой работы.

При наличии ослабления стенки отверстиями болтовых соединений вместо  $t$  в формулу (4.26) следует подставлять значение

$$t_{ef} = t \frac{a-d}{a}, \quad (4.28)$$

здесь  $a$  – шаг болтов;  $d$  – диаметр отверстий.

**\*4.31** Для стенок балок, рассчитываемых в пп. 4.26 – 4.29, должно выполняться условие:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma R_y m; \quad \tau_{xy} \leq R_s m, \quad (4.29)$$

где  $\sigma_x$  – нормальные (положительные при сжатии) напряжения в проверяемой точке  $(x, y)$  срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

$\sigma_y$  – такие же напряжения, перпендикулярные оси балки, определяемые согласно приложению Т;

$\gamma'$  – коэффициент, равный 1,15 при  $\sigma_x = 0$  и 1,10 при  $\sigma_y \neq 0$ ;

$\tau_{xy}$  – касательное напряжение в проверяемой точке стенки балки.

**4.32** Элементы, воспринимающие усилия разных знаков, после проверки прочности с учетом допущения развития ограниченных пластических формаций ( $\alpha > 1$ ) должны быть проверены также по формуле

$$\sqrt{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})^2 + 3(\tau_1 - \tau_2)^2} \leq 1,8 R_y m, \quad (4.30)$$

где  $\sigma_{\min}$ ,  $\sigma_{\max}$  – соответственно расчетные максимальные и минимальные (со своими знаками) нормальные напряжения в проверяемой точке, вычисленные в предположении упругой работы материала;

$\tau_1$ ,  $\tau_2$  – касательные напряжения в проверяемой точке (с учетом их знаков), вычисленные соответственно от тех же нагрузок, что  $\sigma_{\min}$  и  $\sigma_{\max}$ .

При невыполнении указанного условия расчет по прочности следует выполнить на наибольшие усилия для упругой стадии работы.

Таблица 4.17

| $A_{f,\min}$ | Значения коэффициента $\psi$ при $\omega$ |      |      |      |      |      |      |      |      |
|--------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|
|              | 0,05                                      |      |      | 0,2  |      |      | 0,4  |      |      |
| $A_{f,\max}$ | при $A_{f,\max}/A_w$                      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|              | 0,5                                       | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    |
| 1            | 2   | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   |
| 0            | 1   | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    |
| 0,5          | 0,53                                      | 0,55 | 0,57 | 0,63 | 0,68 | 0,78 | 0,77 | 0,85 | 0,92 |
| 1            | 0,067                                     | 0,09 | 0,14 | 0,26 | 0,36 | 0,56 | 0,53 | 0,70 | 0,83 |

окончание таблицы 4.17

| $A_{f,\min}$ | Значения коэффициента $\psi$ при $\omega$ |      |      |      |      |      |      |      |       |
|--------------|---|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|              | 0,6                                       |      |      | 0,8  |      |      | 0,95 |      |       |
| $A_{f,\max}$ | при $A_{f,\max}/A_w$                      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|              | 0,5                                       | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2    | 0,5  | 1    | 2     |
| 1            | 11  | 12   | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   | 19    |
| 0            | 1   | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1     |
| 0,5          | 0,89                                      | 0,93 | 0,96 | 0,96 | 0,98 | 0,99 | 0,99 | 0,99 | 0,997 |
| 1            | 0,78                                      | 0,87 | 0,93 | 0,92 | 0,95 | 0,97 | 0,98 | 0,99 | 0,994 |

Обозначения принятые в таблице 4.17:  $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$ .

Примечания. 1. Промежуточные значения коэффициента  $\psi$  определяются линейной интерполяцией.

2. Силу  $N$  следует принимать со знаком «плюс».

Таблица 4.18

| $A_{f,\min}$ | Значения коэффициента $\psi$ при $\omega$ |   |   |      |   |   |      |   |    |
|--------------|---|---|---|------|---|---|------|---|----|
|              | -0,05                                     |   |   | -0,2 |   |   | -0,4 |   |    |
| $A_{f,\max}$ | при $A_{f,\max}/A_w$                      |   |   |      |   |   |      |   |    |
|              | 0,5                                       | 1 | 2 | 0,5  | 1 | 2 | 0,5  | 1 | 2  |
| 1            | 2   | 3 | 4 | 5    | 6 | 7 | 8    | 9 | 10 |

|     |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,6   | 0,6   | 0,6   | 0,2   | 0,2   | 0,2   |
| 0,5 | 0,42  | 0,40  | 0,38  | 0,17  | 0,12  | 0,02  | -0,17 | -0,25 | -0,32 |
| 1   | -0,07 | -0,09 | -0,14 | -0,27 | -0,36 | -0,56 | -0,53 | -0,70 | -0,83 |

окончание таблицы 4.18

| $A_{f,min}$ | Значения коэффициента $\psi$ при $\omega$ |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|             | -0,6                                      |       |       | -0,8  |       |       | -0,95 |       |       |
| $A_{f,max}$ | при $A_{f,max}/A_w$                       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|             | 0,5                                       | 1     | 2     | 0,5   | 1     | 2     | 0,5   | 1     | 2     |
| 1           | 11  | 12    | 13    | 14    | 15    | 16    | 17    | 18    | 19    |
| 0           | -0,2                                      | -0,2  | -0,2  | -0,6  | -0,6  | -0,6  | -0,9  | -0,9  | -0,9  |
| 0,5         | -0,49                                     | -0,53 | -0,56 | -0,76 | -0,78 | -0,79 | -0,94 | -0,94 | -0,95 |
| 1           | -0,78                                     | -0,87 | -0,93 | -0,92 | -0,95 | -0,97 | -0,98 | -0,99 | -0,99 |

Примечания. 1. Обозначения см. в таблице 4.17

2. Силу  $N$  следует принимать со знаком «минус».

3. Промежуточные значения коэффициента  $\psi$  определяются линейной интерполяцией.

### Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов

**\*4.33** Расчет по прочности стальных канатов гибких несущих элементов в вантовых и висячих мостах, а также напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq R_{dh} m m_1, \quad (4.31)$$

где  $R_{dh}$  – расчетное сопротивление канатов;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14;

$m_1$  – коэффициент условий работы, определяемый по приложению R.

Расчетное сопротивление  $R_{dh}$  для канатов и пучков из параллельно уложенных высокопрочных проволок определяется по формуле (4.3), для канатов одинарной свивки и закрытых несущих – по формулам

$$R_{dh} = \frac{[\Sigma P_{un}]}{A \gamma_m} \quad \text{или} \quad R_{dh} = k \frac{\Sigma P_{un}}{A \gamma_m}, \quad (4.32)$$

где  $[\Sigma P_{un}]$  – значение разрывного усилия каната в целом, указанное в государственном стандарте или технических условиях;

$\gamma_m = 1,6$  согласно п. 4.17;

$\Sigma P_{un}$  – сумма разрывных усилий всех проволок в канате;

$k$  – коэффициент агрегатной прочности витого каната, определяемый по таблице 4.19.

Таблица 4.19

| Канат            | Коэффициент $k$ при кратности свивки |      |      |      |      |      |
|------------------|--------------------------------------|------|------|------|------|------|
|                  | 6                                    | 8    | 10   | 12   | 14   | 16   |
| Одинарной свивки | 0,89                                 | 0,93 | 0,96 | 0,97 | 0,98 | 0,99 |
| Закрытый несущий | 0,87                                 | 0,91 | 0,94 | 0,95 | 0,96 | 0,97 |



**4.34** Продольную ползучесть  $\varepsilon_{pl,x}$  стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником – одинарной свивки и закрытых несущих, подвергнутых предварительной вытяжке, – следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,x} = \frac{0,001\sigma}{R_{un}} e^{2\left(\frac{\sigma}{R_{un}}\right)^{2,4}}, \quad (4.33)$$

где  $\sigma$  – напряжение в канате от усилия, подсчитанного от воздействия нормативных постоянных нагрузок и 1/3 нормативной временной нагрузки;

$R_{un} = \frac{[\Sigma P_{un}]}{A}$  – нормативное сопротивление каната;

$e$  – основание натуральных логарифмов.

**4.35** Поперечную ползучесть  $\varepsilon_{pl,y}$  канатов, указанных в п. 4.34, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,y} = \frac{0,003\sigma}{R_{un}} e^{2,19\frac{\sigma}{R_{un}}}, \quad (4.34)$$

### Расчеты по устойчивости

**\*4.36** Расчет при плоской форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных центральному сжатию, сжатию с изгибом и внецентренному сжатию при изгибе в плоскости наибольшей гибкости, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m, \quad (4.35)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам S.1 – S.3 приложения S в зависимости от гибкости элемента  $\lambda$  и приведенного относительного эксцентриситета  $e_{ef}$ ;

$m$  – здесь и в п.п. 4.38 – 4.41 – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14.

Гибкость элемента  $\lambda$  следует определять по формуле

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (4.36)$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина;

$i$  – радиус инерции сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости наибольшей гибкости (плоскости изгиба).

Приведенный относительный эксцентриситет  $e_{ef}$  следует определять по формуле

$$e_{ef} = \eta e_{rel}, \quad (4.37)$$

где  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по приложению S;

$e_{rel} = e/\rho$  – относительный эксцентриситет плоскости изгиба, принимаемый при центральном сжатии равным нулю;

$e$  – действительный эксцентриситет силы  $N$  при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет при сжатии с изгибом,

$\rho$  – ядровое расстояние.

Расчетный эксцентриситет  $e$  в плоскости изгиба при сжатии с изгибом следует определять по формуле

$$e = \frac{M}{N}, \quad (4.38)$$

где  $N, M$  – расчетные значения продольной силы и изгибающего момента.

Ядровое расстояние  $\rho$  по направлению эксцентриситета следует определять по формуле

$$\rho = \frac{W_c}{A}, \quad (4.39)$$

где  $W_c$  – момент сопротивления сечения брутто, вычисляемый для наиболее сжатого волокна.

Расчетные значения продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$  в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения  $M$  следует принимать равными:

для элементов постоянного сечения рамных систем – наибольшему моменту в пределах длины элемента;

для элементов с одним защемленным, а другим свободным концом – моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины элемента от заделки;

для сжатых поясов ферм, воспринимающих внеузловую нагрузку, – наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;

для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, – моменту, определяемому по формулам таблицы 4.20.

Для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими две оси симметрии, расчетные значения приведенных относительных эксцентриситетов  $e_{ef}$  следует определять по КМК 2.03.05-97 принимая при этом  $m_{ef}$  равным  $e_{ef}$  и  $m_{ef1}$  равным  $e_{ef1}$ , определяемому по формуле

$$e_{ef1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c}, \quad (4.40)$$

где  $M_1$  – больший из изгибающих моментов, приложенных на шарнирно-опертых концах сжатого стержня указанного типа.

Таблица 4.20

| Относительный эксцентриситет, соответствующий $M_{max}$ | Расчетные значения $M$ при условной гибкости стержня         |                        |
|---|--|------------------------|
|   | $\bar{\lambda} < 4$  | $\bar{\lambda} \geq 4$ |
| $e_{rel} \leq 3$  | $M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{max} - M_1)$ | $M = M_1$              |

|                       |  |  |
|-----------------------|--|--|
| $3 < e_{rel} \leq 20$ | $M = M_2 + \frac{e_{rel} - 3}{17} (M_{max} - M_2)$ | $M = M_1 + \frac{e_{rel} - 3}{17} (M_{max} - M_1)$ |
|-----------------------|--|--|

Обозначения принятые в таблице 4.20:

$M_{max}$  – наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;

$M_1$  – наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее  $0,5 M_{max}$ ;

$e_{rel}$  – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле

$$e_{rel} = \frac{M_{max} A}{NW_c};$$

$\bar{\lambda}$  – условная гибкость, определяемая по формуле  $\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R$ ,

где  $\alpha_R$  – коэффициент, принимаемый по таблице S.4 приложения S.

*Примечание. Во всех случаях следует принимать  $M \geq 0,5 M_{max}$ .*

**\*4.37** Расчет при плоской форме потери устойчивости сквозных элементов замкнутого сечения, ветви которых соединены планками или перфорированными листами, при центральном сжатии, сжатии с изгибом и внецентренном сжатии следует выполнять:

элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов, – по формуле (4.35);

элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, параллельной плоскости планок или перфорированных листов, – по формуле (4.35) с определением коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  по таблицам S.1 – S.3 приложения S в зависимости от приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ ;

отдельных ветвей – по формуле (4.35) в зависимости от гибкости ветви  $\lambda_\alpha$ .

Гибкость ветви  $\lambda_\alpha$  следует определять по формуле (4.36), принимая за расчетную длину  $l_{ef}$  расстояние между приваренными планками (в свету) или расстояние между центрами крайних болтов соседних планок, или равное  $0,8$  длины отверстия в перфорированном листе и за  $i$  – радиус инерции сечения ветви относительно собственной оси, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов.

Приведенную гибкость сквозного элемента  $\lambda_{ef}$  в плоскости соединительных планок и перфорированных листов следует определять по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_\alpha^2}, \quad (4.41)$$

где  $\lambda$  – гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, определяемая по формуле (4.36);

$\lambda_\alpha$  – гибкость ветви.

При подсчете площади сечения, момента инерции и радиуса инерции элемента следует принимать эквивалентную толщину  $t_{ef}$ , определяя ее:

для перфорированных листов шириной  $b$ , длиной  $l$  и толщиной  $t$  – по формуле

$$t_{ef} = \frac{t(A - \Sigma A_1)}{A}, \quad (4.42)$$

где  $A = bl$  – площадь листа до образования перфораций;  
 $\Sigma A_1$  – суммарная площадь всех перфораций на поверхности листа;  
 для соединительных планок толщиной  $t$  – по формуле

$$t_{ef} = \frac{t \Sigma l_1}{l}, \quad (4.43)$$

где  $\Sigma l_1$  – сумма длин всех планок элемента (вдоль элемента);  
 $l$  – длина элемента.

Сквозные элементы из деталей, соединенных вплотную или через прокладки, следует рассчитывать как сплошные, если наибольшие расстояния между болтами, приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов соседних планок не превышают:

для сжатых элементов –  $40i$ ;

для растянутых элементов –  $80i$ .

Здесь радиус инерции  $i$  уголка или швеллера следует принимать для составных тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, для крестовых сечений – минимальный. При этом в пределах длины сжатого элемента должно быть не менее двух прокладок.

**\*4.38** Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов открытого сечения с моментами инерции  $I_x > I_y$ , подверженных центральному сжатию силой  $N$ , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_c R_y m, \quad (4.44)$$

где  $\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам S.1 – S.3 приложения S при  $e_{ef} = 0$  и

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}}; \quad (4.45)$$

**\*4.39** Расчет на изгибно-крутильную устойчивость сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений с моментами инерции  $I_x > I_y$ , подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в плоскости наименьшей гибкости, совпадающей с плоскостью симметрии и осью  $y$ , следует выполнять по формуле

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne}{W_c} \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (4.46)$$

где  $e$  – действительный эксцентриситет силы  $N$  при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет  $e = M/N$  при сжатии с изгибом;

$W_c$  – момент сопротивления сечения брутто, вычисляемый для наиболее сжатого волокна;

$\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам S.1 – S.3 приложения S при  $e_{ef} = 0$  и

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left( 1 + \left| \frac{eA}{W_c} \right| \right)}}; \quad (4.47)$$

**\*4.40** Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в двух плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne_y}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{Ne_x}{I_y} x_c \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (4.48)$$

где  $e_y, e_x$  – действительные эксцентриситеты по направлению осей  $y$  и  $x$  при внецентренном сжатии и расчетные эксцентриситеты при сжатии с изгибом;

$y_c, x_c$  – координаты наиболее сжатой точки сечения от совместного действия  $M_x, M_y$  и  $N$ ;

$\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам S.1 – S.3 приложения S при  $e_{ef} = 0$ , а также

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left( 1 + \left| \frac{e_y A}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{e_x A}{I_y} x_c \right| \right)}}; \quad (4.49)$$

Кроме того, должен быть выполнен расчет по формуле (4.35) в предположении плоской формы потери устойчивости в плоскости оси  $y$  с эксцентриситетом  $e_y$  (при  $e_x = 0$ ) и в плоскости оси  $x$  с эксцентриситетом  $e_x$  (при  $e_y = 0$ ).

**\*4.41** Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в одной плоскости, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_c} \leq \varepsilon \varphi_b R_y m, \quad (4.50)$$

где  $M$  – наибольший расчетный изгибающий момент в пределах расчетной длины  $l_{ef}$  сжатого пояса балки;

$W_c$  – момент сопротивления сечения балки для крайнего волокна сжатого пояса;

$\varepsilon$  – коэффициент, определяемый по формулам:

$$\varepsilon = 1 + (\alpha - 1)(1 - \lambda_y / 85) \text{ при } \lambda_y < 85; \quad (4.51)$$

$$\varepsilon = 1,0 \text{ при } \lambda_y \geq 85; \quad (4.52)$$

здесь  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по формулам (4.6) и (4.7);

$\varphi_b$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам S.1 – S.3 приложения S при  $e_{ef} = 0$  и гибкости из плоскости стенки

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}}; \quad (4.53)$$

**\*4.42** Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в двух плоскостях, следует выполнять по формуле (4.50), при этом коэффициент  $\varphi_b$  следует принимать по таблицам S.1 – S.3 приложения S при  $e_{ef} = \eta e_{rel}$ .

Здесь  $\eta$  – коэффициент, принимаемый по приложению S;

$e_{rel}$  – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле

$$e_{rel} = \frac{\sigma_{fh}}{\sigma_{fv}}, \quad (4.54)$$

где  $\sigma_{fh}$  – наибольшее напряжение в точке на боковой кромке сжатого пояса от изгибающего момента в горизонтальной плоскости в сечении, находящемся в пределах средней трети незакрепленной длины сжатого пояса балки;

$\sigma_{fv}$  – напряжение в сжатом поясе балки от вертикальной нагрузки в том же сечении.

**4.43** Проверка общей устойчивости разрезной балки и сжатой зоны пояса неразрезной балки не выполняется в случае, если сжатый пояс объединен с железобетонной или стальной плитой.

### Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

**\*4.44** Расчет по устойчивости полок и стенок прокатных и составных сварных центрально- и внецентренно сжатых, а также сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения, не подкрепленных ребрами жесткости (рис. 4.1), следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек.

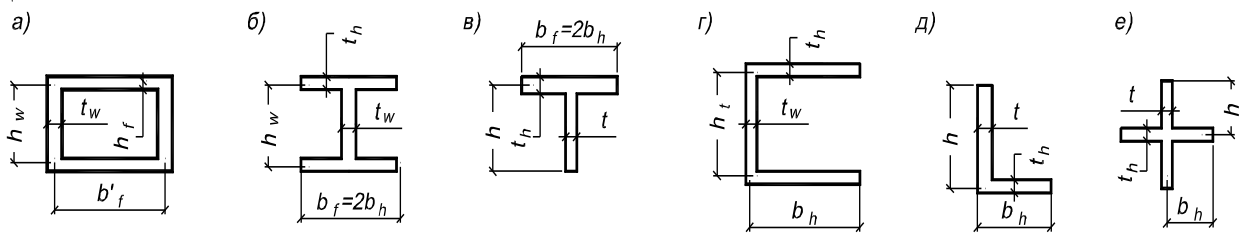


Рис. 4.1 Схемы расчетных сечений элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

**\*4.45** Устойчивость полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости, при среднем касательном напряжении, не превышающем  $0,2\sigma_x$ , допускается обеспечивать назначением отношения высоты стенки ( $h$ ,  $h_w$ ) или ширины полки ( $b_f$ ,  $b_h$ ) к толщине ( $t$ ,  $t_w$ ,  $t_f$ ,  $t_h$ ) не более  $0,951 \alpha / \sqrt{\sigma_{x,cr,ef} / E}$  (здесь  $\alpha$  – коэффициент,  $\sigma_{x,cr,ef}$  – приведенное критическое напряжение).

Коэффициент  $\alpha$  следует определять:

для пластинок шириной  $b_h$ ,  $h$ , опертых по одной стороне (рис. 4.1, б – е), – по формуле

$$\alpha = \left( 1 + \frac{3,10}{3,9 + 4} \right) \sqrt{0,405 + 0,085 \xi^2}; \quad (4.55)$$

для пластинок шириной  $h_w$ ,  $b_f$ , опертых по двум сторонам (рисунок 4.1, а, б, г), – по формуле

$$\alpha = \left( 1 + \frac{0,96}{10,9 + 3} \right) \sqrt{4 + 3,85 \xi^{2,33}}; \quad (4.56)$$

В формулах (4.55) и (4.56):

$\vartheta$  – коэффициент защемления пластинки, определяемый по формулам таблицы 4.21;

$\xi$  – коэффициент, определяемый (для сечений брутто) по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\sigma_x}{\sigma_x}, \quad (4.57)$$

где  $\sigma_x, \sigma_x$  – максимальное и минимальное продольные нормальные напряжения по продольным границам пластинки, положительные при сжатии, определяемые по формулам (4.4) – (4.25) при невыгодном для устойчивости пластинки нагружении, при этом коэффициенты  $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$  следует принимать равными 1,0.

Таблица 4.21

| Тип сечения элемента                       | Коэффициент защемления пластинки $\vartheta$  |   |   |
|--|---|---|---|
|  | стенка  | полка – для углового сечения при $b_h/h$  |   |
|  |   | 1   | 0,667                                     |
| Коробчатое (рис.4.1,а)                     | $\vartheta_1 = \beta_1^3 \frac{0,38}{1 - \beta_1^2 \alpha_1^2}$                           | $\vartheta_2 = \frac{1}{\beta_1^3} \cdot \frac{0,38}{1 - \frac{1}{\beta_1^2 \alpha_1^2}}$             |   |
| Двутавровое (рис. 4.1,б)                   | $\vartheta_3 = \beta_2^3 \frac{0,16 + 0,0056 / \alpha_2^2}{1 - 9,4 \beta_2^2 \alpha_2^2}$ | $\vartheta_4 = \frac{1}{\beta_2^3 \alpha_2} \cdot \frac{2}{1 - 0,106 \frac{1}{\beta_2^2 \alpha_2^2}}$ |   |
| Тавровое (рис. 4.1,в)                      | $\vartheta_5 = \beta_3^3 \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2}$                              | $\vartheta_6 = \frac{1}{\beta_3^3 \alpha_3} \cdot \frac{2}{1 - \frac{1}{\beta_3^2 \alpha_3^2}}$       |   |
| Швеллерное (рис. 4.1,г)                    | $\vartheta_7 = 2\vartheta_3$  | $\vartheta_8 = 0,5\vartheta_4$  |   |
| Угловое для полки высотой $h$ (рис. 4.1,д) | –   | $\vartheta_9 = \infty$  | $\vartheta_9 = 10$<br>$\vartheta_9 = 5,2$ |
| Крестовое (рис. 4.1,е)                     | $\vartheta_{10} = \infty$   | $\vartheta_{10} = \infty$   |   |

Обозначения принятые в таблице 4.21:

$$\beta_1 = \frac{t_w}{t_f}; \alpha_1 = \frac{b_f}{h_w}; \beta_2 = \frac{t_w}{t_h}; \alpha_2 = \frac{b_h}{h_w}; \beta_3 = \frac{t}{t_h}; \alpha_3 = \frac{b_h}{h}.$$

Примечания

1 При отрицательном значении знаменателя в формулах таблицы 4.21, а также при равенстве его нулю следует принимать  $\vartheta = \infty$ .

2 Для углового сечения с отношением  $b_h/h$ , не указанным в таблице 4.21, значение  $\vartheta_9$  следует определять по интерполяции, при этом для  $b_h/h = 1$  значение  $\vartheta_9$  следует принимать равным 100.

Приведенное критическое напряжение  $\sigma_{x,cr,ef}$  для пластинки следует определять по формулам таблицы 4.22 в зависимости от критических напряжений  $\sigma_{x,cr,ef}$  за которые следует принимать действующие напряжения  $\sigma_x / t$  (здесь  $t$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблицы 4.14).

Таблица 4.22

| Класс прочности стали | Значение $\sigma_{x,cr}$ , МПа (кг/см <sup>2</sup> ) | Формулы для определения $\sigma_{x,cr,ef}$ или его значения, МПа (кг/см <sup>2</sup> ) |
|-----------------------|--|--|
|                       | До 176 (1800)  | 1,111 $\sigma_{x,cr}$  |

|           |                                    |  |
|-----------|------------------------------------|--|
| С235      | Больше 176 (1800)<br>до 205 (2100) | $\left( 1,868 \cdot 10^{-3} - 2,420 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 1000 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$ |
|           | Больше 205 (2100)                  | 385 (3923)   |
| С325–С345 | До 186 (1900)                      | 1,111 $\sigma_{x,cr}$  |
|           | Больше 186 (1900)<br>до 284 (2900) | $\left( 2,544 \cdot 10^{-3} - 2,620 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 724 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$  |
|           | Больше 284 (2900)                  | 524 (5342)   |
| С390      | До 206 (2100)                      | 1,111 $\sigma_{x,cr}$  |
|           | Больше 206 (2100)<br>до 343 (3499) | $\left( 2,868 \cdot 10^{-3} - 2,778 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 600 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$  |
|           | Больше 343 (3499)                  | 591 (6023)   |

### Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости

**\*4.46** Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости, следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек, укрепленных поперечными диафрагмами.

Допускается выполнять расчет по устойчивости пластинок, полок и стенок указанных элементов согласно приложению Т.

**\*4.47** Устойчивость пластинок ортотропных плит допускается обеспечивать назначением отношения их толщины к ширине в соответствии с п. 4.45, при этом:

для полосовых продольных ребер коэффициент  $\alpha$  следует определять по формуле (4.55) при коэффициенте защемления  $\vartheta_s$  и свесе полки тавра  $b_h$  (рис. 4.2, а), равном  $0,5h_w$  при  $\xi_2 t_h \geq h_w$  или  $\xi_1 t_h$  при  $\xi_2 t_h < h_w$ ;

для участка листа ортотропной плиты между соседними продольными полосовыми ребрами коэффициент  $\alpha$  следует определять по формуле (4.56) при коэффициенте защемления  $\varphi_7$ , высоте стенки  $h_w$ , равной расстоянию между продольными ребрами, и свесе полки  $b_h$ , равном высоте продольного ребра (рис. 4.2, б), но не более  $\zeta_1 t_h$ ; здесь  $\zeta_1$  и  $\zeta_2$  – коэффициенты, определяемые по п. 4.55.



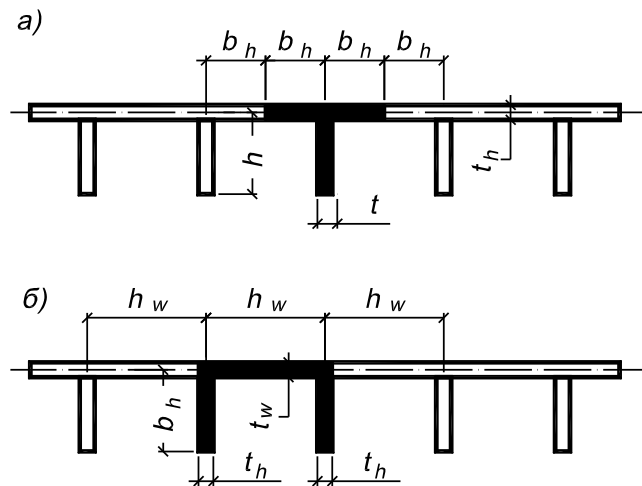


Рис. 4.2 Схемы расчетных сечений пластинок ортотропных плит

### Расчетные длины

**\*4.48** Расчетные длины  $l_{ef}$  элементов главных ферм, за исключением элементов перекрестной решетки, следует принимать по таблице 4.23

Таблица 4.23

| Направление продольного изгиба   | Расчетная длина $l_{ef}$ |  |                          |
|--|--------------------------|--|--------------------------|
|  | поясов                   | опорных раскосов и опорных стоек <sup>1)</sup> | прочих элементов решетки |
| 1 В плоскости фермы  | $l$                      | $l$  | $0,8l$                   |
| 2 В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы) | $l_1$                    | $l_1$  | $l_1$                    |

Обозначения принятые в таблице 4.23:

$l$  – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;

$l_1$  – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

<sup>1)</sup> Расчетную длину опорных раскосов и опорных стоек у промежуточных опор неразрезных пролетных строений принимают как для прочих элементов решетки.

**\*4.49** Расчетную длину  $l_{ef}$  элемента, по длине которого действуют разные сжимающие усилия  $N_1$  и  $N_2$  (причем  $N_1 > N_2$ ), из плоскости фермы (с треугольной решеткой со шпренгелем или полураскосной и т.п.) следует вычислять по формуле

$$l_{ef} = l_1 \left( 0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (4.58)$$

где  $l_1$  – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Расчет по устойчивости в этом случае следует выполнять на усилии  $N_1$ .

Применение формулы (4.58) допускается при растягивающей силе  $N_2$ , в этом случае значение  $N_2$  следует принимать со знаком "минус", а  $l_{ef} \geq 0,5 l_1$ .

**\*4.50** Расчетные длины  $l_{ef}$  элементов перекрестной решетки главной фермы следует принимать:

в плоскости фермы – равными  $0,8l$ , где  $l$  – расстояние от центра узла фермы до точки их пересечения;

из плоскости фермы:

для сжатых элементов – по таблице 4.24;

для растянутых элементов – равными полной геометрической длине элемента ( $l_{ef} = l_1$ , где  $l_1$  - см. таблицу 4.23).

Таблица 4.24

| Конструкция узла пересечения элементов решетки   | Расчетная длина $l_{ef}$ из плоскости фермы при поддерживающем элементе |              |           |
|--|---|--------------|-----------|
|  | растянутом  | неработающем | сжатом    |
| Оба элемента не прерываются  | $l$   | $0,7 l_1$    | $l_1$     |
| Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой:<br>рассматриваемый элемент не прерывается | $0,7 l_1$   | $l_1$        | $1,4 l_1$ |
| рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой   | $0,7 l_1$   | –            | –         |

**4.51** При проверке общей устойчивости балки расчетную длину сжатого пояса следует принимать равной:

расстоянию между узлами фермы продольных связей – при наличии продольных связей в зоне верхних и нижних поясов и поперечных связей в опорных сечениях;

расстоянию между фермами поперечных связей – при наличии продольных связей только в зоне растянутых поясов, при этом фермы поперечных связей должны быть центрированы с узлами продольных связей, а гибкость поясов указанных ферм не должна превышать 100;

пролету балки – при отсутствии в пролете продольных и поперечных связей;

расстоянию от конца консоли до ближайшей плоскости поперечных связей за опорным сечением консоли – при монтаже пролетного строения внавес или продольной подвижкой.

**\*4.52** Расчетную длину  $l_{ef}$  сжатого пояса главной балки или фермы "открытого" пролетного строения, не имеющего продольных связей по этому поясу, следует определять, как правило, из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах, сжатого переменной по длине продольной силой.

Допускается определять указанную расчетную длину по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (4.59)$$

где  $l$  – длина пояса, равная расчетному пролету для балок и ферм с параллельными поясами, полной длине пояса для балок с криволинейным верхним поясом и ферм с полигональным верхним поясом;

$\mu$  – коэффициент расчетной длины.

Коэффициент расчетной длины  $\mu$  для поясов балок и ферм с параллельными поясами, а также для фермы с полигональным или балки с криволинейным верхним поясом следует определять по таблице 4.25, при этом

наибольшее перемещение  $\delta$  следует принимать для рамы, расположенной посередине пролета.

Таблица 4.25

| $\xi$ | Коэффициент $\mu$ | $\xi$       | Коэффициент $\mu$                |
|-------|-------------------|-------------|----------------------------------|
| 0     | 0,696             | 150         | 0,268                            |
| 5     | 0,524             | 200         | 0,246                            |
| 10    | 0,443             | 300         | 0,225                            |
| 15    | 0,396             | 500         | 0,204                            |
| 30    | 0,353             | 1000        | 0,174                            |
| 60    | 0,321             | Больше 1000 | $0,1744 \sqrt{\frac{1000}{\xi}}$ |
| 100   | 0,290             |             |                                  |

Обозначения принятые в таблице 4.25:

$$\xi = \frac{l^4}{16d\delta EI_m},$$

где  $d$  – расстояние между рамами, закрепляющими пояс от поперечных горизонтальных перемещений;

$\delta$  – наибольшее горизонтальное перемещение узла-рамы (исключая опорные рамы) от силы  $F = 1$ ;

$I_m$  – среднее (по длине пролета) значение момента инерции сжатого пояса балки (фермы) относительно вертикальной оси.

*Примечания*

1 Если полученная по данным таблицы 4.25 расчетная длина  $l_{ef} < 1,3d$ , то ее определяют из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах.

2 Для промежуточных значений  $\xi$  коэффициент  $\mu$  определяют по линейной интерполяции.

**\*4.53** Расчет арок по устойчивости выполняется на ПЭВМ с учетом совместной работы арок и элементов проезжей части и поддерживающих ее элементов.

При проверке общей устойчивости арки сплошного постоянного сечения допускается определять расчетную длину  $l_{ef}$  в ее плоскости по формуле

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{8\alpha}{\zeta}} l, \quad (4.60)$$

где  $l$  – длина пролета арки;

$\alpha = f/l$  – коэффициент (здесь  $f$  – стрела подъема арки);

$\zeta$  – коэффициент, принимаемый по таблице 4.26.

Значение  $\zeta$  для двухшарнирной арки переменного сечения при изменении ее момента инерции в пределах  $\pm 10\%$  среднего его значения по длине пролета допускается определять по поз. 4 таблицы 4.26, принимая при этом  $EI_{bog}$  в четверти пролета.

Во всех случаях расчетная длина  $l_{ef}$  арки в ее плоскости должна быть не менее расстояния между узлами прикрепления стоек или подвесок.

Таблица 4.26

| Тип арки  | Коэффициент $\zeta$                                     |
|---|---|
| 1. Двухшарнирная, с ездой понизу с гибкой затяжкой <sup>1)</sup> , соединенной с аркой подвесками | $\zeta = 2\zeta_1$                                      |
| 2. Бесшарнирная   | $\zeta = 2\zeta_1 + \alpha \zeta_2$                     |
| 3. Трехшарнирная  | Меньшее из $\zeta = \zeta_1$ и $\zeta = \zeta_2$        |
| 4. Двухшарнирная с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками                     | $\zeta = \zeta_1 + (0,95 + 0,7 \alpha^2) \beta \zeta_1$ |

Обозначения принятые в таблице 4.26:

$\zeta_1, \zeta_2$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 4.27;

$\alpha$  – см. формулу (4.60);

$$\beta = \frac{EI_{bal}}{EI_{bog}};$$

здесь  $I_{bal}$  и  $I_{bog}$  – моменты инерции сечений соответственно балки жесткости и арки;

<sup>1)</sup> При отношении жесткостей затяжки и арки, большем 0,8, расчетная длина арки определяется как для двухшарнирной арки с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками

Таблица 4.27

| $\alpha$ | Коэффициенты |           | $\alpha$ | Коэффициенты |           |
|----------|--------------|-----------|----------|--------------|-----------|
|          | $\zeta_1$    | $\zeta_2$ |          | $\zeta_1$    | $\zeta_2$ |
| 0,1      | 28,5         | 22,5      | 0,5      | 36,8         | 44,0      |
| 0,2      | 45,4         | 39,6      | 0,6      | 30,5         | -         |
| 0,3      | 46,5         | 47,3      | 0,8      | 20,0         | -         |
| 0,4      | 43,9         | 49,2      | 1,0      | 14,1         | -         |

*Примечание.* Для промежуточных значений  $\alpha$  коэффициенты  $\zeta_1$  и  $\zeta_2$ , определяют по линейной интерполяции.

**\*4.54** Расчетную длину  $l_{ef}$  элементов продольных и поперечных связей с любой решеткой, кроме крестовой, следует принимать равной:

в плоскости связей – расстоянию  $l_2$  между центрами прикреплений элементов связей к главным фермам или балкам, а также балкам проезжей части;

из плоскости связей – расстоянию  $l_3$  между точками пересечения оси элемента связей с осями крайних рядов болтов прикрепления фасонок связей к главным фермам или балкам, а также балкам проезжей части.

Расчетную длину  $l_{ef}$  перекрещивающихся элементов связей следует принимать:

в плоскости связей – равной расстоянию от центра прикрепления элемента связей к главной ферме или балке, а также балке проезжей части, – до точки пересечения осей связей;

из плоскости связей: для растянутых элементов – равной  $l_3$ ; для сжатых элементов – по таблице 4.24, принимая при этом за  $l$  расстояние от точки

пересечения оси элемента связей с осью крайнего ряда болтов прикрепления фасонки связей до точки пересечения осей элементов связей, за  $l_1$  – расстояние  $l_3$ .

Для элементов связей с любой решеткой, кроме крестовой, из одиночных уголков расчетную длину  $l_{ef}$  следует принимать равной расстоянию  $l$  между крайними болтами прикреплений их концов. При крестовой решетке связей  $l_{ef} = 0,6l$ . Радиус инерции сечений следует принимать минимальный ( $i = i_{min}$ ).

**\*4.55** В сплошностенчатых балках расчетную длину  $l_{ef}$  опорных стоек, состоящих из одного или нескольких опорных ребер жесткости и примыкающих к ним участков стенки, следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (4.61)$$

где  $\mu$  – коэффициент расчетной длины;

$l_c$  – длина опорной стойки балки, равная расстоянию от верха домкратной балки до верхнего пояса или до ближайшего узла поперечных связей.

Коэффициент расчетной длины  $\mu$  опорной стойки следует определять по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}, \quad (4.62)$$

$$\text{здесь } n = \frac{l_c}{I_c} \cdot \frac{I_r}{l_r},$$

где  $I_c$  – момент инерции сечения опорной стойки относительно оси, совпадающей с плоскостью стенки;

$I_r$ ,  $l_r$  – соответственно момент инерции сечения и длина распорки поперечных связей; в "открытых" пролетных строениях в формуле (4.62) следует принимать  $n = 0$ .

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с одним ребром жесткости в состав ее сечения следует включать, кроме опорного ребра жесткости, примыкающие к нему участки стенки шириной  $b_1 = \zeta_1 t$  (здесь  $t$  – толщина сечения,  $\zeta_1$  – коэффициент, принимаемый по таблице 4.28).

Таблица 4.28

| Класс прочности стали | Значение коэффициента $\zeta_1$ |
|-----------------------|---------------------------------|
| C235                  | 14                              |
| C325–C345             | 12                              |
| C390                  | 11,5                            |

Таблица 4.29

| Класс прочности стали | Значение коэффициента $\zeta_2$ |
|-----------------------|---------------------------------|
| C235                  | 44                              |
| C325–C345             | 38                              |
| C390                  | 36                              |

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с несколькими ребрами жесткости при расстояниях между ними  $b_2 = \zeta_2 t$  (здесь  $\zeta_2$  – коэффициент, принимаемый по таблице 4.29) в состав ее сечения

следует включать все указанные ребра жесткости, участки стенки между ними, а также примыкающие с внешней стороны к крайним ребрам жесткости участки стенки шириной  $b_1 = \zeta_1 t$ , где  $\zeta_1$  следует принимать по таблице 4.28.

### Предельная гибкость стержневых элементов

**\*4.56.** Гибкость стержневых элементов не должна превышать значений, приведенных в таблице 4.30.

Таблица 4.30

| Элементы конструкций   | Предельная гибкость стержневых элементов мостов |                           |
|--|---|---------------------------|
|  | железнодорожных и пешеходных                    | автомобильных и городских |
| Сжатые и сжато-растянутые элементы главных ферм; стойки опор; растянутые элементы поясов главных ферм  | 100   | 120                       |
| Растянутые элементы главных ферм, кроме поясов; элементы, служащие для уменьшения расчетной длины $l_{ef}$   | 150   | 150                       |
| Сжатые элементы продольных связей главных ферм и продольных балок, а также тормозных связей  | 130   | 150                       |
| То же, растянутые  | 130   | 180                       |
| Элементы поперечных связей:  |   |                           |
| на опоре   | 130   | 150                       |
| в пролете  | 150   | 150                       |
| Пояса ферм поперечных связей, в уровне которых отсутствуют продольные связи, или плита, объединенная с поясами главных балок для совместной работы | 100   | 100                       |
| Ветви составного сжатого или сжато-растянутого элемента  | 40  | 40                        |
| То же, растянутого   | 50  | 50                        |

### Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений

**\*4.57** Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений (кроме канатов) следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{\max,ef} \leq \gamma_w R_y m, \quad (4.63)$$

$$\tau_{\max,ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m, \quad (4.64)$$

где  $\sigma_{\max,ef}$  – абсолютное наибольшее нормальное напряжение (растягивающее – положительное);

$\tau_{\max,ef}$  – абсолютное наибольшее скалывающее напряжение при расчете угловых швов на срез (его направление принимается за положительное);

$\gamma_w$  – коэффициент;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14.

Напряжения  $\sigma_{max,ef}$  и  $\tau_{max,ef}$  следует определять соответственно по формулам таблицы 4.31 и формулам (4.85) – (4.96) от нагрузок, указанных в пп. 2.1 – 2.3.

Коэффициент  $\gamma_w$  следует определять по формуле

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta \mathcal{A}[(\alpha\beta \pm \delta) - (\alpha\beta \mp \delta)\rho]} \leq 1, \quad (4.65)$$

где  $\zeta$  – коэффициент, равный 1,0 для железнодорожных и пешеходных и 0,7 – для автодорожных и городских мостов;

$\varphi$  – коэффициент, зависящий от длины заграждения  $\lambda$  линии влияния при определении  $\sigma_{max}$ ;

$\alpha, \delta$  – коэффициенты, учитывающие марку стали и нестационарность режима нагруженности;

$\beta$  – эффективный коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по таблице U.1 приложения U;

$\rho$  – коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений.

Коэффициент  $\rho$  следует определять по формулам:

$$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}, \quad (4.66)$$

$$\rho = \frac{\tau_{min}}{\tau_{max}}, \quad (4.67)$$

Где  $\sigma_{max}, \sigma_{min}, \tau_{max}, \tau_{min}$  – наименьшие и наибольшие по абсолютной величине значения напряжений со своими знаками, определяемые в том же сечении, по тем же формулам, что и  $\sigma_{max,ef}$  и  $\tau_{max,ef}$ ; при этом следует принимать  $\alpha_3 = 1,0$ .

Таблица 4.31

| Напряженное состояние   | Формулы для определения $\sigma_{max,ef}$  |
|---|--|
| Растяжение или сжатие   | $\frac{N}{A_n}$  |
| Изгиб в одной из главных плоскостей                           | $\frac{M}{\alpha_3 W_n}$   |
| Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей | $\frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{\alpha_3 W_n}$   |
| Изгиб в двух главных плоскостях                               | $\frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}}$                                  |
| Растяжение или сжатие с изгибом в двух главных плоскостях     | $\frac{N}{A_n} \pm \left( \frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}} \right)$ |

В формул Обозначения приняты в таблице 4.31:

$M, M_x, M_y$  – приведенные изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, определяемые согласно п. 4.28;

$\alpha_3$  – коэффициент, принимаемый равным 1,05.

*Примечание.* При расчете элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах в формулы таблицы 4.31 подставляются характеристики сечения брутто.

(4.65) верхние знаки в скобках следует принимать при расчете по формуле (4.63), если  $\sigma_{max} > 0$ , и всегда – при расчете по формуле (4.64).

Коэффициенты  $\alpha$  и  $\delta$  следует принимать по таблице 4.32.

Таблица 4.32

| Классы прочности стали | Значения коэффициентов |          |
|------------------------|------------------------|----------|
|                        | $\alpha$               | $\delta$ |
| C235                   | 0,64                   | 0,20     |
| C325–C345              | 0,72                   | 0,24     |
| C390                   | 0,81                   | 0,20     |

При вычислении коэффициентов  $\gamma_w$  для сварных швов принимаются те же значения коэффициентов  $\alpha$  и  $\delta$ , что и для металла элемента.

Коэффициент  $\vartheta$  следует принимать равным:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \lambda \geq 22 \text{ м } \quad \vartheta = 1; \\ \text{при } \lambda < 22 \text{ м } \quad \vartheta = \nu - \xi \lambda, \end{array} \right\} \quad (4.68)$$

где значения  $\nu$  и  $\xi$  следует принимать по таблице 4.33.

Таблица 4.33

| Эффективный коэффициент концентрации напряжений $\beta$ | Значения коэффициентов $\nu$ и $\xi$ для классов прочности стали |        |           |        |
|---|--|--------|-----------|--------|
|   | C235   |        | C325–C390 |        |
|   | $\nu$  | $\xi$  | $\nu$     | $\xi$  |
| 1,0   | 1,45   | 0,0205 | 1,65      | 0,0295 |
| 1,1   | 1,48   | 0,0218 | 1,69      | 0,0315 |
| 1,2   | 1,51   | 0,0232 | 1,74      | 0,0335 |
| 1,3   | 1,54   | 0,0245 | 1,79      | 0,0355 |
| 1,4   | 1,57   | 0,0258 | 1,83      | 0,0375 |
| 1,5   | 1,60   | 0,0271 | 1,87      | 0,0395 |
| 1,6   | 1,63   | 0,0285 | 1,91      | 0,0415 |
| 1,7   | 1,66   | 0,0298 | 1,96      | 0,0436 |
| 1,8   | 1,69   | 0,0311 | 2,00      | 0,0455 |
| 1,9   | 1,71   | 0,0325 | 2,04      | 0,0475 |
| 2,0   | 1,74   | 0,0338 | 2,09      | 0,0495 |
| 2,2   | 1,80   | 0,0364 | 2,18      | 0,0536 |
| 2,3   | 1,83   | 0,0377 | 2,23      | 0,0556 |
| 2,4   | 1,86   | 0,0390 | 2,27      | 0,0576 |
| 2,5   | 1,89   | 0,0404 | 2,31      | 0,0596 |
| 2,6   | 1,92   | 0,0417 | 2,36      | 0,0616 |
| 2,7   | 1,95   | 0,0430 | 2,40      | 0,0636 |
| 3,1   | 2,07   | 0,0483 | 2,57      | 0,0716 |
| 3,2   | 2,10   | 0,0496 | 2,62      | 0,0737 |



|     |      |        |      |        |
|-----|------|--------|------|--------|
| 3,4 | 2,15 | 0,0523 | 2,71 | 0,0777 |
| 3,5 | -    | -      | 2,75 | 0,0797 |
| 3,7 | -    | -      | 2,84 | 0,0837 |
| 4,4 | -    | -      | 3,15 | 0,0977 |

**\*4.58** Расчет канатов на выносливость следует выполнять по формуле

$$\sigma_{\max} \leq m_1 \gamma_{ws} R_{dh} m, \quad (4.69)$$

где  $m_1$  – коэффициент условий работы каната при расчете на выносливость, равный:

для гибких несущих элементов вантовых и висячих мостов без индивидуального регулирования усилий в канатах – 0,83;

для напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций и гибких несущих элементов вантовых и висячих мостов при индивидуальном регулировании усилий в канатах, в том числе по величине стрелы прогиба при монтаже канатов, – 1,0;

$R_{dh}$  – расчетное сопротивление канатов, определяемое по п. 4.33;

$\gamma_{ws}$  – коэффициент, учитывающий переменность напряжений и определяемый по формуле

$$\gamma_{ws} = \frac{0,15}{\zeta \vartheta [(0,884\beta_s - 0,387) - (0,884\beta_s - 0,455)\rho]} \leq 1, \quad (4.70)$$

где  $\zeta$ ,  $\vartheta$ ,  $\rho$  – коэффициенты, принимаемые согласно п. 4.57;

$\beta_s$  – эффективный коэффициент концентрации напряжений, значения которого принимаются по таблице U.2 приложения U;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14.

### **Особенности расчета несущих элементов и соединений ЭЛЕМЕНТЫ ГЛАВНЫХ ФЕРМ**

**4.59** В расчетах элементов и соединений решетчатых главных ферм по прочности при отношении высоты сечения к длине элемента больше 1/15 следует учитывать изгибающие моменты от жесткости узлов. Это требование относится и к расчетам на выносливость элементов решетчатых главных ферм с узловыми соединениями на высокопрочных болтах; при сварных узловых соединениях расчет на выносливость следует выполнять с учетом изгибающих моментов от жесткости узлов независимо от величины отношения высоты сечения к длине элементов.

Расчет по прочности решетчатых главных ферм, имеющих в уровне проезда пояс, работающий на совместное действие осевых усилий и изгиба от внеузлового приложения нагрузки, следует выполнять с учетом жесткости узлов указанного пояса независимо от отношения высоты сечения к длине панели. Учет жесткости остальных узлов следует выполнять, как указано выше.

Во всех указанных случаях в расчетах по прочности изгибающие моменты от жесткости узлов следует уменьшать на 20 %.

Изгибающие моменты от примыкания связей или горизонтальных диафрагм с эксцентриситетом и от неполной (с учетом п. 4.22) центровки элементов ферм следует учитывать полностью. Это требование распространяется и на учет изгибающих моментов, возникающих в горизонтальных и наклонных элементах решетчатых главных ферм и связей от их собственного веса. При этом допускается принимать эти изгибающие моменты распределенными по параболе с ординатами посередине длины элемента и на концах его, равными 0,6 момента для свободно опертого элемента.

**4.60** В расчетах по устойчивости элементов решетчатых главных ферм изгибающие моменты от жесткости узлов, воздействий связей и поперечных балок допускается не учитывать.

Элементы решетчатых ферм, имеющие замкнутое коробчатое сечение с отношением размеров сторон не более двух, допускается рассчитывать на устойчивость по плоским изгибным формам относительно горизонтальной и вертикальной осей сечения.

**4.61** Стойки, распорки, стяжки, связи и другие элементы пролетного строения, используемые для уменьшения свободной длины сжатых элементов, следует рассчитывать на сжатие и растяжение силой, равной 3 % продольного усилия в сжатом элементе.

**4.62** В арочных мостах с передачей распора на опоры продольные связи между арками следует рассчитывать как элементы балочной фермы, заземленной по концам.

В разрезных балочных пролетных строениях ветровая ферма, образованная поясами главных ферм и продольными связями, принимается разрезной балочной, подвижно-опертой в своей плоскости на порталы или опорные части. В арках и при полигональном очертании поясов ферм допускается определение усилий в поясах ветровой фермы как для плоской фермы с делением полученных результатов на косинус угла наклона данного элемента к горизонтали.

В неразрезных балочных пролетных строениях с ездой понизу ветровые фермы, образованные поясами главных ферм и продольными связями, следует рассчитывать как неразрезные балочные, считая верхнюю подвижно-опертой на упругие опоры – порталы на концевых опорах и на каждой промежуточной опоре главных ферм, а нижнюю – опертой на жесткие опоры – опорные части.

**4.63** Элементы главных ферм и связей на изгиб от воздействия ветра допускается не рассчитывать.

Опорные порталы следует рассчитывать на воздействие реакций соответствующей ветровой фермы, при этом в нижних поясах балочных пролетных строений следует учитывать горизонтальные составляющие продольных усилий в ногах наклонных опорных порталов.

**4.64** Пояса главных ферм и элементы решетки, примыкающие к опорному узлу, следует рассчитывать на осевую силу и изгибающий момент от передаваемых с эксцентриситетом на неподвижную опорную часть продольных

сил торможения или тяги, а также на изгибающий момент от эксцентриситета реакции однокатковой опорной части относительно центра опорного узла.

Распределение изгибающих моментов между элементами опорного узла следует принимать согласно п. 4.22.

**4.65** Поперечные подкрепления, образуемые в пролетных строениях коробчатого и П-образного сечений решетчатыми или сплошностенчатыми диафрагмами, а также поперечными ребрами и листами ортотропных плит и стенок балок, должны быть проверены на прочность, устойчивость и выносливость на усилия, определяемые, как правило, пространственным расчетом пролетных строений.

Допускается рассчитывать поперечные подкрепления как рамы или балки, конфигурация которых соответствует поперечнику пролетного строения, а в состав сечения кроме поперечных ребер или диафрагм – решетчатых или сплошностенчатых – входит лист общей шириной, равной 0,2 расстояния между соседними стенками главных балок, но не более расстояния между поперечными подкреплениями.

Поперечные подкрепления в опорных сечениях имеют жесткие опоры в месте расположения опорных частей. Эти подкрепления следует рассчитывать на опорные реакции, местную вертикальную нагрузку и распределенные по контуру поперечного сечения в листах стенок и ортотропных плит касательные напряжения от изгиба и кручения примыкающих к данной опоре пролетов.

Поперечные подкрепления, расположенные в пролете, в том числе в местах приложения сосредоточенных сил (например, усилий от вант), следует рассчитывать с учетом всех внешних сил и касательных напряжений в листах стенок и ортотропных плит от изгиба и кручения.

**4.66** В расчетах на прочность и выносливость прямолинейных железнодорожных пролетных строений, расположенных на кривых участках пути радиусом менее 1000 м, следует учитывать усилия, возникающие при кручении пролетного строения как пространственной конструкции.

**4.67** При многостадийном возведении конструкции прочность сечений на промежуточных стадиях монтажа следует проверять по формулам (4.4) – (4.25), принимая при этом коэффициенты  $\alpha$ ,  $\alpha_x$ ,  $\alpha_y$ ,  $\psi$ ,  $\psi_x$ ,  $\psi_y$  равными 1,0.

**\*4.68** Продольные деформации вант пролетных строений вантовых систем следует определять, принимая приведенный модуль упругости, вычисляемый по формуле

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \frac{E\rho^2 g^2 l^2 A^3}{24} \cdot \frac{S_1 + S_2}{S_1^2 S_2^2}}, \quad (4.71)$$

где  $E$  – модуль упругости каната, принимаемый по таблицам 4.12 и 4.13;

$\rho$  – плотность материала каната;

$g$  – ускорение силы тяжести;

$l$  – горизонтальная проекция ванты;

$A$  – площадь поперечного сечения каната;

$S_1, S_2$  – соответственно начальное и конечное значения усилия в ванте – до и после приложения нагрузки, на которую выполняется расчет.

Усилия в вантах следует определять последовательными приближениями.

**4.69** Пилоны вантовых и висячих мостов должны быть проверены по прочности и устойчивости на основе деформационных расчетов.

Гибкость пилона при проверке общей устойчивости следует определять с учетом переменной жесткости, условий его закрепления и нагружения на фундаментах и в узлах примыкания ригелей, кабелей и вант.

Для пилонов вантово-балочных мостов следует учитывать следящий эффект от усилий в вантах.

**4.70** Конструкции с предварительным напряжением или регулированием должны быть проверены расчетом по прочности и устойчивости на всех этапах выполнения предварительного напряжения или регулирования. При этом следует принимать коэффициенты условий работы по п. 4.19, коэффициенты надежности по нагрузке (более или менее 1,0) – согласно указаниям разд. 2 и вычисленные для каждого этапа напряжения суммировать. При расчетах следует учитывать в соответствии с приложением О потери напряжений от релаксации, трения и податливости анкеров напрягаемых элементов.

## ЭЛЕМЕНТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

**4.71** Продольные балки проезжей части пролетных строений, не имеющих разрывов продольных балок (специальных узлов с продольно-подвижным опиранием их примыкающих один к другому концов), следует рассчитывать по прочности, по упругой стадии работы с учетом дополнительных усилий от их совместной работы с поясами главных ферм, при этом уменьшение усилий в поясах главных ферм допускается учитывать только при включении проезжей части в совместную работу с ними специальными горизонтальными диафрагмами.

**\*4.72** Усилия в поперечных несущих конструкциях (плитах, поперечных балках, диафрагмах, стержневых связях) следует определять с учетом работы этих элементов от пространственного взаимодействия главных балок пролетного строения (общий расчет) и от местного воздействия нагрузки (местный расчет).

Верхние пояса диафрагм рекомендуется объединять с нижними поясами поперечных балок. Поперечные связи должны быть расположены в плоскости поперечных подкреплений главных балок.

При включении проезжей части в совместную работу с решетчатыми главными фермами в расчетах всех болтосварных пролетных строений независимо от порядка их монтажа уменьшение усилий в поясах главных ферм следует учитывать только по отношению к воздействию временной вертикальной нагрузки.

Учет деформации поясов при определении усилий в проезжей части следует выполнять:

от всех нагрузок – при включении проезжей части в совместную работу с главными фермами одновременно с их монтажом;

только от временной вертикальной нагрузки – при включении проезжей части в совместную работу с главными фермами после передачи постоянной нагрузки на главные фермы.

**4.73** Усилия в элементах проезжей части от совместной работы с главными фермами следует определять в предположении, что в горизонтальной плоскости имеют место следующие закрепления: продольные балки к поперечным прикреплены шарнирно; пояс поперечной балки, расположенный в уровне связей, прикреплен к поясам главных ферм жестко, а другой ее пояс – шарнирно.

Расчет по прочности сечений поперечных балок с учетом изгибающих моментов  $M_y$  в горизонтальной плоскости, возникающих от совместной работы элементов проезжей части с поясами главных ферм, следует выполнять по формулам (4.10) – (4.17), принимая  $M_y$  уменьшенными на 20 %.

В расчетах по прочности элементов проезжей части с плитным безбалластным полотном необходимо учитывать усилия в них от включения плит в совместную работу с продольными балками.

**4.74** Усилия в продольных балках с накладками ("рыбками") по верхнему поясу или по обоим поясам в сопряжении с поперечными балками следует определять с учетом неразрезности балок и упругой податливости опор.

Распределение осевого усилия и изгибающего момента между прикреплениями поясов и стенки продольной балки следует осуществлять с учетом их податливости.

**4.75** Продольные балки решетчатых пролетных строений с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, допускается, независимо от конструктивного оформления прикрепления их поясов в месте примыкания к поперечным балкам, рассчитывать по прочности как разрезные. При этом детали прикрепления поясов и стенки балок к поперечным балкам следует рассчитывать на 0,6 момента в середине пролета разрезной балки с распределением его согласно п. 4.74. При расчете указанных продольных балок на выносливость изгибающие моменты следует определять по линиям влияния неразрезной балки на упругоподатливых опорах.

**\*4.76** Поперечные балки решетчатых пролетных строений следует рассчитывать как элементы рам, образованных поперечной балкой и примыкающими к узловым фасонкам элементами главных ферм.

Опорные сечения поперечных балок, подвесок, стоек (а при отсутствии подвесок или стоек – и раскосов главных ферм) следует проверять на изгибающие моменты, возникающие в элементах рам, образованных указанными элементами, вследствие изгиба поперечных балок под воздействием вертикальных нагрузок.

Изгибающие моменты в элементах замкнутых поперечных рам для однопутных пролетных строений железнодорожных мостов допускается определять по формулам:

опорный изгибающий момент в поперечной балке

$$M_{st} = \frac{Fa(B-a)}{B} \cdot \frac{1}{1 + \frac{H}{2B} \cdot \frac{I_{bal}}{I_c + I_t} \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{H}{2l_m}}, \quad (4.72)$$

изгибающий момент в подвеске или стойке:  
у края прикрепления поперечной балки

$$M_c = M_{st} \frac{I_c}{I_c + I_t} \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{H}{2l_m}, \quad (4.73)$$

в уровне центра ближайшего к поперечной балке узла поперечных связей,  
а при их отсутствии – центра противоположного пояса главной фермы

$$M_{cl} = -0,5 M_c. \quad (4.74)$$

В формулах (4.72) и (4.73):

$F$  – опорная реакция поперечной балки;

$a$  – расстояние между осью сечения пояса главной фермы и осью сечения продольной балки;

$B$  – расстояние между осями поясов главных ферм;

$l_m$  – длина панели главной фермы (расстояние между поперечными балками);

$H$  – расчетная длина подвески или стойки из плоскости фермы;

$I_{bal}$  – момент инерции сечения брутто поперечной балки в середине ее длины;

$I_c$  – момент инерции сечения брутто подвески или стойки относительно оси, параллельной плоскости главной фермы;

$I_t$  – момент инерции чистого кручения пояса фермы, примыкающего к поперечной балке.

**4.77** В открытых пролетных строениях с ездой понизу поперечные рамы следует рассчитывать на условные горизонтальные силы, приложенные на уровне центра тяжести сечения пояса и равные 2 % продольного усилия в сжатом поясе балки или фермы.

**\*4.78** Усилия в элементах проезжей части со стальными ортотропными плитами автодорожных, городских, совмещенных и пешеходных мостов следует определять, применяя пространственные расчетные схемы с дискретным расположением поперечных ребер и учитывая совместную работу плит с главными фермами (балками).

Расчет элементов ортотропной плиты по прочности и устойчивости следует выполнять по приложению V, на выносливость – по специальной методике, приведенной в приложении V.

## ЭЛЕМЕНТЫ СВЯЗЕЙ

**\*4.79** Усилия в элементах продольных связей с крестовой, ромбической и треугольной решетками от деформации поясов главных ферм или балок

следует определять от вертикальной нагрузки, которая воздействует после включения их в работу.

Усилия в элементах продольных связей, не соединенных с продольными балками или соединенных при наличии разрывов в них (п. 4.71), допускается определять по формулам:

в раскосе крестовой решетки, когда распоркой связей является поперечная изгибаемая балка,

$$N_d = A_d(\sigma_f \cos^2 \alpha + \sigma_{mf} \sin^2 \alpha), \quad (4.75)$$

в других раскосах крестовой решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha}, \quad (4.76)$$

в раскосе ромбической решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3 \alpha}, \quad (4.77)$$

в раскосе треугольной решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{12I} B^2 \cos^3 \alpha}, \quad (4.78)$$

в распорке связей с любой решеткой

$$N_c = (N_{d,lin} + N_{d,rec}) \sin \alpha. \quad (4.79)$$

В формулах (4.75) – (4.79):

$N_d, N_c$  – усилия соответственно в раскосе и распорке связей;

$N_{d,lin}, N_{d,rec}$  – усилия в раскосе соответственно с левой и правой сторон от распорки;

$\sigma_f$  – нормальное напряжение в поясе главной фермы;

$\sigma_{mf}$  – средние (вычисленные с учетом неравномерности распределения изгибающих моментов по длине балки) напряжения в нижнем поясе поперечной балки;

$A_d, A_c$  – площадь сечения соответственно раскоса и распорки связей; в случае, когда распоркой является поперечная изгибаемая балка, в формулах (4.75) – (4.78) следует принимать  $A_c = \infty$ ;

$I$  – момент инерции пояса главной фермы относительно вертикальной оси;

$\alpha$  – угол между раскосом связей и поясом главной фермы.

В формулах (4.75) – (4.78) при определении усилий в элементах связей балок со сплошной стенкой вместо  $\sigma_f$  следует принимать напряжение  $\sigma_w$  в стенке главной балки, вычисленное по площади брутто на уровне расположения плоскостей связей. В формуле (4.75) вместо  $\sigma_{mf}$  следует принимать среднее напряжение  $\sigma_{mw}$  в стенке поперечной балки на уровне расположения плоскости связей, вычисленное так же, как и  $\sigma_{mf}$ .

Усилия в элементах продольных связей с полураскосной решеткой от вертикальной нагрузки допускается не учитывать.

**4.80** Уменьшение усилий в поясах главных ферм за счет включения продольных связей в совместную работу в цельносварных пролетных строениях следует учитывать от всей нагрузки, действующей после постановки и закрепления продольных связей, а в болтосварных пролетных строениях – только от временной вертикальной нагрузки.

**\*4.81** Расчет на прочность и выносливость поясов главных ферм с ромбической и треугольной решетками связей, а также крестовой с распорками разной жесткости, следует выполнять с учетом возникающих в поясах изгибающих моментов от деформации элементов связей и от деформации поперечных балок проезжей части независимо от вида связей.

Изгибающие моменты в поясе, действующие в плоскости связей с треугольной и ромбической решетками, следует определять по формуле

$$M_f = \frac{N_c l_m}{4}, \quad (4.80)$$

где  $N_c$  – усилие в распорке связей;

$l_m$  – расстояние между центрами узлов прикрепления элементов к поясу.

## РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ

**\*4.82** Сварные, фрикционные и болтовые соединения следует рассчитывать на передачу всех усилий, действующих в элементах конструкций, с учетом ослабления сечений отверстиями.

В случае невыполнения этого условия перегрузку отдельных зон и деталей прикреплений следует учитывать введением коэффициентов условий работы, указанные в таблицах 4.15 и 4.36.

При расчете прикрепления элемента к узлу с одиночной фасонкой допускается не учитывать изгибающие моменты в плоскости, перпендикулярной плоскости фасонки.

Распределение продольного усилия, проходящего через центр тяжести соединения, следует принимать равномерным между болтами или сварными швами прикрепления.

Болтовые соединения с применением болтов из стали 40Х не допускаются в конструкциях, рассчитываемых на выносливость.

При проектировании реконструкции клепаных пролетных строений расчеты заклепочных соединений надлежит выполнять по расчетной несущей способности соединяемых элементов. Совместное прикрепление заклепками (болтами) и сварными швами не допускается.

Дефектные заклепки следует заменять на высокопрочные болты усилением натяжения не более 177 кН (18 тс).

**\*4.83** При расчете заклепочных соединений принимается, что расчетным является диаметр поставленной заклепки (диаметр рассверленного отверстия).



При передаче полного усилия через фрезерованные торцы сжатого элемента расчет заклепочных стыковых соединений ведется условно по площади стыкуемого элемента, уменьшенной на 50%.

При расчете заклепочных соединений вводятся следующие коэффициенты условий работы:

а) для заклепок в прикреплениях, эксцентричных относительно плоскости фасонки и ветвей прикрепляемого элемента, если эти ветви не связаны между собой планками в пределах прикрепления, а также в односторонних накладках элементов и их ветвей – 0,9;

б) для заклепок в выступающей полке уголкового коротыша – 0,7;

в) для заклепок, прикрепляющих отдельные части сечения не непосредственно, а через другие элементы прикрепляемого сечения:

при прикреплении через один лист – 0,9;

при прикреплении через два листа – 0,8;

при прикреплении через прокладки, выпущенные за пределы заклепочного соединения и прикрепленные менее  $\frac{1}{4}$  площади, – 0,9;

г) для заклепок в стыке при двустороннем перекрытии накладками, не находящимися в непосредственном контакте со всеми частями, которые они перекрывают, – 0,9;

Заклепки в вертикальных уголках прикрепления продольной балки к поперечной рассчитываются в предположении восприятия ими всей опорной реакции продольной балки.

При этом вводятся следующие коэффициенты условий работы:

а) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к продольной балке, а также для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке (при конструкции способной воспринимать опорный момент), - 0,9;

б) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке (при конструкции, не способной воспринять опорный момент), - 0,7.

*Примечание: конструкция, не способная воспринимать изгибающий момент, допускается только в случае, если не учитывается совместная работа проезжей части и поясов главных балок.*

Заклепки в вертикальных уголках прикрепления поперечной балки к главной ферме рассчитываются в предположении восприятия ими всей опорной реакции поперечной балки.

При этом вводятся следующие коэффициенты условий работы:

а) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к ферме (при конструкции, не способной воспринимать опорный момент), - 0,85;

б) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к ферме (при конструкции, способной воспринимать опорный момент), - 0,9;

в) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке – 0,9.

**\*4.84** Расчетную высоту сечения сварных швов следует принимать:  
для стыковых швов:

деталей, свариваемых с полным проплавлением, –  $t_w = t_{min}$ ;

деталей, свариваемых с неполным проплавлением, –  $t_w = t_{w,min}$ ;

для угловых швов:

по металлу шва –  $t_f = \beta_f k_f$ ;

по металлу границы сплавления –  $t_z = \beta_z k_f$ ,

где  $t_{min}$  – наименьшая из толщин свариваемых деталей;

$t_{w,min}$  – наименьшая толщина сечения стыкового шва при сварке деталей с неполным проплавлением;

$k_f$  – наименьший из катетов углового шва;

$\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты расчетных сечений угловых швов, принимаемые по таблице 4.34.

Таблица 4.34

| Вид сварки при диаметре сварочной проволоки $d$ , мм  | Положение шва   | Коэффициенты расчетных сечений угловых швов |                             |      |       |
|---|---|---|-----------------------------|------|-------|
|   |   | Обозначение                                 | при катетах швов $k_f$ , мм |      |       |
|   |   |   | 3-8                         | 9-12 | 14-16 |
| Автоматическая при $d = 3 - 5$  | В лодочку   | $\beta_f$                                   | 1,1                         |      | 0,7   |
|   |   | $\beta_z$                                   | 1,15                        |      | 1,0   |
|   | Нижнее  | $\beta_f$                                   | 1,1                         | 0,9  | 0,7   |
|   |   | $\beta_z$                                   | 1,15                        | 1,05 | 1,0   |
| Автоматическая и полуавтоматическая при $d = 1,4 - 2$   | В лодочку   | $\beta_f$                                   | 0,9                         | 0,8  | 0,7   |
|   |   | $\beta_z$                                   | 1,05                        | 1,0  |       |
|   | Нижнее, горизонтальное, вертикальное                        | $\beta_f$                                   | 0,9                         | 0,8  | 0,7   |
|   |   | $\beta_z$                                   | 1,05                        | 1,0  |       |
| Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой | В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное | $\beta_f$                                   | 0,7                         |      |       |
|   |   | $\beta_z$                                   | 1,0                         |      |       |

*Примечание. Значения коэффициентов соответствуют режимам сварки, предусмотренным в «Инструкции по технологии механизированной и ручной сварки при заводском изготовлении стальных конструкций мостов»*

**\*4.85** Расчет по прочности сварных стыковых соединений следует выполнять:

при сварке деталей из сталей различного уровня прочности, а также при сварке материалами, для которых  $R_{wy} < R_y$  (в этих случаях  $R_{wy}$  должно быть указано в проекте);

при наличии выкружек или ослаблений в зоне стыка, когда

$$l_w < b,; \quad (4.81)$$

или

$$t_{w,min} < t; \quad (4.82)$$

$$A_{w,n} < A; \quad (4.83)$$

где  $l_w$  – полная длина стыкового шва;  
 $b, t$  – ширина и толщина стыкуемых деталей;  
 $A_{w,n}$  – площадь нетто ослабленного (например, отверстиями) сечения стыкового шва;

$A$  – площадь брутто (или нетто) сечения стыкуемых деталей в зоне стыка.

Расчет по прочности сварных стыковых соединений в случае центрального растяжения или сжатия следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{t_w l_w} \leq R_{wy} m, \quad (4.84)$$

где  $m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14.

Расчет по прочности сварных стыковых соединений в случае изгиба в одной или двух главных плоскостях, а также действия осевой силы с изгибом в одной или двух главных плоскостях следует выполнять по формулам (4.5) – (4.25), в которых геометрические параметры и коэффициенты  $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$  следует вычислять для сечения стыкового соединения, принимаемого согласно п. 4.84, а в правой части вместо  $R_{ym}$  и  $R_{sm}$  подставлять соответственно величины  $R_{wym}$  и  $R_{wsm}$ .

**\*4.86** Прочность сварных соединений с угловыми швами при действии продольных или поперечных сил следует проверять на срез (условный) по двум сечениям (рис. 4.3):

по металлу шва (сечение 0–1)

$$\tau = \frac{N}{t_f l_w} \leq R_{wf} m, \quad (4.85)$$

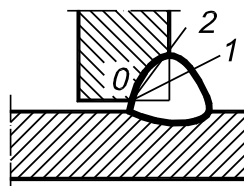
по металлу границы сплавления (сечение 0–2)

$$\tau = \frac{N}{t_z l_w} \leq R_{wz} m, \quad (4.86)$$

где  $l_w$  – полная длина шва;

$t_f, t_z$  – расчетная высота сечения шва;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14.



**Рис. 4.3** Схема расчетных сечений сварного углового шва при расчете на срез

1- металл шва, 2- граница сплавления

**\*4.87** Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов (рис. 4.4, а), следует выполнять для двух сечений по формулам:

по металлу шва

$$\tau = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} m, \quad (4.87)$$

по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{M}{W_z} \leq R_{wz} m, \quad (4.88)$$

В формулах (4.87) и (4.88):

$W_f$  – момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва;

$W_z$  – то же, по металлу границы сплавления.

**\*4.88** Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости расположения этих швов (рис. 4.4, б) следует выполнять для двух сечений по формулам:

по металлу шва

$$\tau = \frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} m, \quad (4.89)$$

по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} m, \quad (4.90)$$

где  $I_{fx}$ ,  $I_{fy}$  – моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей;

$I_{zx}$ ,  $I_{zy}$  – то же, по металлу границы сплавления;

$x$ ,  $y$  – координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осей этого сечения.

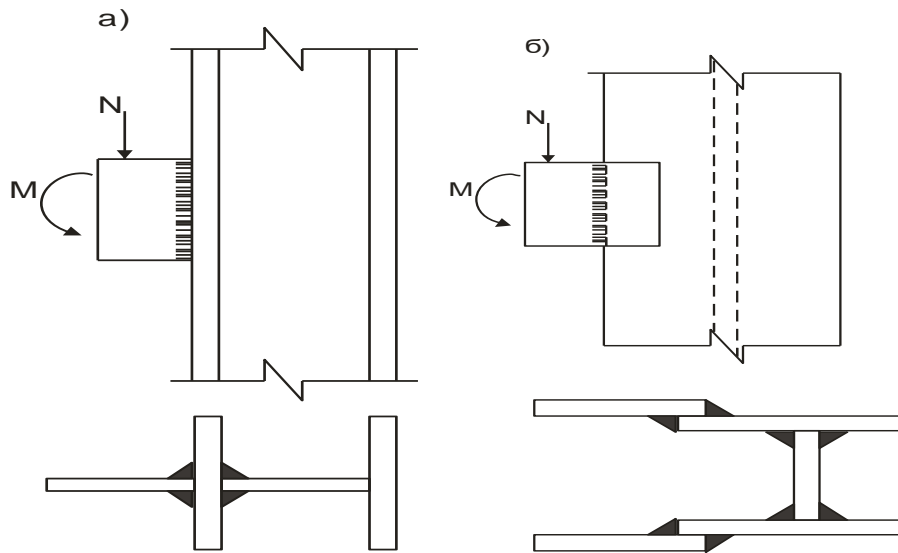
**4.89** Прочность сварных стыковых соединений при одновременном действии в одном и том же сечении нормальных и касательных напряжений следует проверять по формуле (4.29), в которой следует принимать:  $\sigma_x = \sigma_{wx}$  и  $\sigma_y = \sigma_{wy}$  – нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям;  $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$  – касательное напряжение в сварном соединении;  $R_y = R_{wy}$ .

**4.90** При расчете по прочности сварных соединений с угловыми швами при одновременном действии продольной и поперечной сил и момента должны быть выполнены условия:

$$\tau_f \leq R_{wf} m, \quad (4.91)$$

$$\tau_z \leq R_{wz} m, \quad (4.92)$$

где  $\tau_f$ ,  $\tau_z$  – напряжения в расчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной и поперечной силами и моментом.



**Рис. 4.4 – Расположение сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости:**

а – перпендикулярной; б – параллельной плоскости расположения швов

**\*4.91** Расчет по прочности сварных соединений угловыми швами прикреплёния листов пояса между собой и к стенке изгибаемых балок следует выполнять по формулам:

при отсутствии местного давления:

по металлу шва

$$\tau = \frac{QS}{nt_f I} \leq R_{wf} m, \quad (4.93)$$

по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{QS}{nt_z I} \leq R_{wz} m, \quad (4.94)$$

где  $n$  – число угловых швов;

при воздействии на пояс местного давления:

по металлу шва

$$\tau = \frac{1}{nt_f} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wf} m, \quad (4.95)$$

по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{1}{nt_z} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wz} m, \quad (4.96)$$

где  $q$  – давление от подвижной вертикальной нагрузки, определяемое по пп. 2.11 – 2.13 и приложению I.

**4.92** Сварные швы, соединяющие отдельные листовые детали сечения составных сплошностенчатых сжатых элементов, следует рассчитывать на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине элемента и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\pi W}{l} (R_{yn} - \varphi R_y), \quad (4.97)$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения элемента брутто в проверяемой плоскости (ослабление листовых деталей перфорациями допускается не учитывать);

$l$  – длина составного элемента;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при расчете по устойчивости элемента в проверяемой плоскости.

Те же сварные швы в сжато-изогнутых составных элементах следует рассчитывать на поперечную силу  $Q_1$ , равную сумме поперечных сил – условной  $Q_{fis}$ , определяемой по формуле (4.97), и фактической.

Если в сечении составного элемента имеются две параллельно расположенные листовые детали и более, то прикрепление каждой из них следует рассчитывать на поперечную силу  $Q_i$ , определяемую по формуле

$$Q_i = Q_1 \frac{t_i}{\sum_1^n t_i}, \quad (4.98)$$

где  $t_i$  – толщина прикрепляемой листовой детали;

$n$  – число параллельно расположенных листовых деталей.

**4.93** При прикреплении к узлам главных ферм составных сплошностенчатых элементов, отдельные части сечения которых непосредственно не прикрепляются к узловым фасонкам, сварные швы присоединения не прикрепляемой части сечения к прикрепляемой следует рассчитывать на передачу приходящегося на нее усилия, принимая при этом коэффициенты условий работы  $m$  равными:

$m = 0,8$  – при отношении площади прикрепляемой части сечения  $A_v$  ко всей площади сечения элемента  $A$  до 0,6;

$m = 0,9$  – при отношении  $A_v/A$  больше 0,6 до 0,8;

$m = 1,0$  – при отношении  $A_v/A$  больше 0,8.

Расчетную длину сварного шва при этом следует принимать равной длине перекрытия элемента узловой фасонкой фермы.

**\*4.94** Расчетное усилие  $N_b$ , которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

на срез

$$N_b = R_{bs} m_{b1} A n_s; \quad (4.99)$$

на смятие

$$N_b = R_{bp} m_{b1} d \Sigma t; \quad (4.100)$$

на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}; \quad (4.101)$$

где  $R_{bs}$ ,  $R_{bp}$ ,  $R_{bt}$  – расчетные сопротивления болтовых соединений;

$d$  – диаметр стержня болта;

$A = \frac{\pi d^2}{4}$  – площадь сечения стержня болта;

$A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто; для болтов с метрической резьбой значение  $A_{bn}$  следует принимать по ГОСТ 22356-77\*:

$\Sigma t$  - наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

$n_s$  - число расчетных срезов одного болта;

$m_{b1}$  - коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по таблице 4.35.

Таблица 4.35

| Характеристика соединения                             | Коэффициент условий работы соединения $m_{b1}$ |
|---|--|
| Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: |  |
| повышенной точности                                   | 1,0  |
| Нормальной и грубой точности                          | 0,9  |

**\*4.95** Число  $n$  болтов в соединении при действии продольной силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m_b m N_{b,min}}; \quad (4.102)$$

где  $N_{b,min}$  – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по формулам (4.99) и (4.100);

$m_b$ ,  $m$  – коэффициенты условий работы, принимаемые соответственно по таблице 4.36 и 4.14.

Таблица 4.36

| Характеристика стыка или прикрепления  | Коэффициент условий работы $m_b$ болтов |
|--|---|
| Стык элемента или его ветви, все части сечения которых перекрыты односторонними накладками                                     | 0,9                                     |
| Стык элемента или его ветви с двухсторонними накладками при наличии части сечения, непосредственно неперекрытой                | 0,9                                     |
| Прикрепление элемента в узле одиночной фасонкой  | 0,9                                     |
| Прикрепление части сечения через:  |   |
| один лист  | 0,9                                     |
| два листа и более  | 0,8                                     |
| прокладку, прикрепленную за пределами соединения не менее чем на 1/4 полного усилия, которое может быть воспринято ее сечением | 0,9                                     |
| Прикрепление выступающей полки швеллера, уголка или горизонтального листа коробчатого сечения угловым коротышом                | 0,7                                     |

**4.96** При действии в плоскости соединения изгибающего момента распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

**4.97** Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, следует проверять на усилие, определяемое как равнодействующее усилий, найденных отдельно от продольной силы и момента.

**4.98** Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, допускается проверять отдельно на срез и на растяжение.

**\*4.99** Болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

при отсутствии местного давления

$$a \frac{QS}{I} \leq N_{b,\min} m, \quad (4.103)$$

при воздействии на пояс местного давления  $q$

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq N_{b,\min} m, \quad (4.104)$$

где  $a$  – шаг поясных болтов;

$N_{b,\min}$  – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, определяемых по п. 4.94;

$S$  – статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

$I$  – момент инерции сечения брутто балки относительно нейтральной оси;

$m$  – коэффициент условий работы, определяемый по таблице 4.14.

**\*4.100** Расчетное усилие  $Q_{bh}$ , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \quad (4.105)$$

где  $P$  – усилие натяжения высокопрочного болта;

$\mu$  – коэффициент трения, принимаемый по таблице 4.11;

$\gamma_{bh}$  – коэффициент надежности, принимаемый по таблице 4.37.

Усилие натяжения  $P$  высокопрочного болта следует определять по формуле

$$P = R_{bh} A_{bn} m_{bh}, \quad (4.106)$$

где  $R_{bh}$  – расчетное сопротивление высокопрочного болта растяжению, определяемое по формуле (4.2);

$m_{bh}$  – коэффициент условий работы высокопрочных болтов при натяжении их крутящим моментом, равный 0,95.

**\*4.101** Число  $n$  высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s}, \quad (4.107)$$

где  $m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14;

$Q_{bh}$  – расчетное усилие на один болтоконтакт, определяемое по формуле (4.105);

$n_s$  – число контактов в соединении.

**\*4.102** При действии в плоскости соединения изгибающего момента или продольной силы с изгибающим моментом усилие, приходящееся на рассматриваемый высокопрочный болт, следует определять согласно указаниям п. 4.96 и п. 4.97.

Таблица 4.37



| Число высокопрочных болтов в соединении | Значения коэффициента надежности $\gamma_{bh}$ при обработке контактных поверхностей <sup>1)</sup> способом |   |                |                   |              |   |
|---|---|---|----------------|-------------------|--------------|---|
|   | песко-струйным или дробе-струйным   | дробе-струйным с нанесением абразивного грунта или клееабразивного покрытия | газоплазменным | стальными щетками | дробе-метным | Дробе-метным с газоплазменным нагревом поверхности металла в зоне отверстия до 250-300 °С |
| 2 - 4                                   | 1,568   | 1,250   | 1,956          | 2,514             | 1,441        | 1,396   |
| 5 - 19                                  | 1,362   | 1,157   | 1,576          | 1,848             | 1,321        | 1,290   |
| 20                                      | 1,184   | 1,068   | 1,291          | 1,411             | 1,208        | 1,189   |

<sup>1)</sup> Число обрабатываемых контактных поверхностей (одна или обе) следует принимать по таблице 4.11.

При этом величину крутящего момента Н·м (тс·м), прикладываемого к головке болта, определяют по формуле

$$M_{кр} = K P d$$

где  $K$  - коэффициент закручивания;  $P$  - контролируемое усилие натяжения болта без учета потерь от релаксации, кН;  $d$  - номинальный диаметр резьбы болта, мм.

*Примечание.* При применении для мостовых конструкций высокопрочных болтов, изготовленных по ГОСТ 22353-77, ГОСТ 22356-77 на заводах, или при использовании высокопрочных болтов с антикоррозионными покрытиями (кадмированием, цинкованием, омеднением и т.д.), коэффициент закручивания необходимо определять в каждом конкретном случае по указаниям ГОСТ 22356-77. При этом значения его должны быть в пределах 0,14 - 0,2 в соответствии с требованиями п. 1.9 ГОСТ 22356-77.

**\*4.103** Высокопрочные болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

при отсутствии местного давления

$$a \frac{QS}{I} \leq n_s Q_{bh} m; \quad (4.108)$$

при воздействии на пояс местного давления  $q$

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq n_s Q_{bh} m, \quad (4.109)$$

где  $n_s$  - число контактов в соединении;

$Q_{bh}$  - расчетное усилие, воспринимаемое одним болтоконтактом и определяемое по формуле (4.105);

остальные обозначения те же, что и в п. 4.99.

**4.104** В случае, если совместная работа проезжей части и поясов главных ферм обеспечивается специальными горизонтальными диафрагмами, расчет

прикрепления продольных балок к поперечным следует выполнять на поперечную силу и момент с учетом требований п. 4.74; при этом усилия в болтах, прикрепляющих вертикальные уголки к стенке поперечной балки, необходимо определять как для фланцевых соединений.

Расчет болтовых и фрикционных соединений прикреплений балок проезжей части пролетных строений с решетчатыми главными фермами допускается выполнять только на поперечную силу, вводя дополнительный коэффициент условий работы  $m_b$  согласно таблице 4.38.

**4.105** Расчет по прочности стыковых накладок растянутых элементов ферм и поясов сплошных балок следует выполнять с введением для накладок коэффициента условий работы  $m = 0,9$ .

**\*4.106** Листы узловых фасонки следует проверять на прочность прикрепления растянутых и сжатых элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов прикрепления указанных элементов, по формуле

$$N \leq 0,675 t R_y m \sum (0,212 \alpha_i + 1) l_i, \quad (4.110)$$

где  $N$  – продольное усилие в элементе;

$t$  – толщина узловой фасонки;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14;

$l_i$  – длина  $i$ -го участка проверяемого контура узловой фасонки;

$\alpha_i$  – угол между направлением  $i$ -го участка проверяемого контура и осью элемента ( $0 \leq \alpha_i \leq \pi/2$ ), рад.

Таблица 4.38

| Характеристика прикрепления и места расположения болтов  | Особенности конструкции узла                        | Коэффициент условий работы $m_b$ |
|--|---|----------------------------------|
| <b>Во всех пролетных строениях</b>   |   |                                  |
| Вертикальные уголки прикрепления поперечной балки к узлу решетчатой главной фермы:<br>Болты в полках уголков, прикрепляемых к ферме<br><br>то же, к поперечной балке | Конструкция не способна воспринимать опорный момент | 0,85                             |
|  | Конструкция способна воспринимать опорный момент    | 0,9                              |
|  | Независимо от конструкции                           | 0,9                              |
| <b>Совместная работа проезжей части и поясов главных ферм не обеспечивается</b>  |   |                                  |
| Вертикальные уголки прикрепления продольной балки к поперечной:<br>Болты в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке<br><br>то же, к продольной балке         | Конструкция не способна воспринимать опорный момент | 0,7                              |
|  | Конструкция способна воспринимать опорный момент    | 0,9                              |
|  | Независимо от конструкции                           | 0,9                              |

**\*4.107** Прочность узловых болтов-шарниров допускается проверять в предположении работы болта на изгиб как свободно лежащей балки, нагруженной сосредоточенными силами по оси пакетов, соприкасающихся с болтом, принимая расчетные сопротивления по таблице 4.2.

## Расчет соединительных планок и перфорированных листов

**\*4.108** Соединительные планки или перфорированные листы сквозных сжатых элементов следует рассчитывать на условную поперечную силу  $Q_{fic}$ , принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\alpha N}{\varphi}, \quad (4.111)$$

где  $N$  – продольное усилие сжатия в элементе;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при проверке устойчивости элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, принимаемый по таблицам S.1 – S.3 приложения S в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета  $e_{ef}$ ;

$\alpha$  – коэффициент, принимаемый равным  $0,024-0,00007\lambda$ , но не более 0,015, 0,017 и 0,018 соответственно для сталей, которые имеют значения  $R_{yn}$  (согласно таблице 4.4) до 350 МПа и других с  $R_{yn} > 350$  МПа;

здесь  $\lambda$  – гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов.

Соединительные планки и перфорированные листы сквозных сжато-изогнутых элементов следует рассчитывать на поперечную силу, равную сумме фактической поперечной силы при изгибе и условной  $Q_{fic}$ , определяемой по формуле (4.111).

При расположении соединительных элементов в нескольких параллельных плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости, поперечную силу  $Q$  следует распределять:

при соединительных планках или перфорированных листах, а также в случае их сочетания – поровну между всеми плоскостями планок и перфорированных листов;

при сплошном листе (пакете) и соединительных планках или перфорированных листах – на сплошной лист (пакет) принимать часть поперечной силы, равную  $Q_{bl}$  и определяемую по формуле

$$Q_{bl} = Q \frac{A_{bl,ef}}{A_{ef}}, \quad (4.112)$$

где  $A_{ef}$  – площадь сечения брутто сквозного элемента, равная  $\Sigma bt_{ef}$ ; здесь  $b$  и  $t_{ef}$  определяются по п. 4.37;

$A_{bl,ef}$  – часть сечения элемента, работающая вместе со сплошным листом и равная  $A_{bl} + 2t_v \zeta_1$  (здесь  $A_{bl}$  – площадь сечения сплошного листа;  $t_v$  – толщина вертикального листа или пакета;  $\zeta_1$  – коэффициент, принимаемый по п. 4.55).

Соединительные планки и перфорированные листы в промежутках между отверстиями перфорации следует рассчитывать на приходящуюся на них часть поперечной силы  $Q$  как элементы безраскосных ферм.

## Расчет опорных частей

**4.109** Элементы опорных частей (катки, балансиры, плиты), как правило, следует рассчитывать как конструкции на упругом основании.

Допускается определять усилия в верхних балансирах всех опорных частей, в нижних балансирах неподвижных опорных частей в предположении равномерного распределения нагрузки по площади опирания.

**4.110** При расчете опорных частей должны быть учтены указания п.п. 2.20 и 2.28, а для подвижных опорных частей следует учитывать также эксцентриситеты передачи давления, равные продольным перемещениям катков, секторов и балансиров от нормативных нагрузок и воздействий.

Продольные перемещения подвижных опорных частей следует определять от постоянной нагрузки, временной вертикальной нагрузки с динамическим коэффициентом, деформации опор и их оснований, а также от температуры, указанной в п. 2.27. При этом для пролетных строений с отношением расстояния между фермами к пролету больше 1:15 следует учитывать воздействие на неподвижные опорные части нагрузок, возникающих от перепада температур поясов главных ферм в размере 15 °С.

**\*4.111** Заделку анкерного болта следует рассчитывать в соответствии с указаниями КМК 2.03.01-97 с введением при этом коэффициента условий работы  $m=0,7$ .

**\*4.112** Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опорных частей (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем 90°) следует выполнять по формуле

$$\frac{F}{1,25rl} \leq R_{lp}m. \quad (4.113)$$

Расчет на диаметрально сжатие катков следует выполнять по формуле

$$\frac{F_1}{2rl} \leq R_{cd}m. \quad (4.114)$$

В формулах (4.113) и (4.114):

$F$  – давление на опорную часть;

$F_1$  – давление на один наиболее нагруженный каток;

$r$  – радиус кривизны поверхности катка или шарнира;

$l$  – длина катка или шарнира;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14;

$R_{lp}$ ,  $R_{cd}$  – расчетные сопротивления соответственно местному смятию при плотном касании и диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемые согласно требованиям п. 4.7.

## **КОНСТРУИРОВАНИЕ**

### **Общие положения**

**\*4.113** При проектировании стальных конструкций мостов необходимо:

учитывать возможности технологического и кранового оборудования заводов-изготовителей стальных конструкций, а также подъемно-транспортного и монтажного оборудования строительных организаций;

разделять конструкции на отправочные элементы из условий выполнения максимального объема работ на заводах-изготовителях с учетом грузоподъемности и габаритов транспортных средств;

предусматривать связи, обеспечивающие в процессе транспортирования, монтажа и эксплуатации устойчивость и пространственную неизменяемость конструкции в целом, ее частей и элементов;

осуществлять унификацию монтажных блоков и элементов, а также узлов и расположения болтовых отверстий;

обеспечивать удобство сборки и выполнения монтажных соединений, предусматривая монтажные крепления элементов, устройство стремянок, подмостей и т.п.;

осуществлять унификацию применяемого проката по профилям и длинам с учетом требования об использовании металла с минимальными отходами и потерями;

учитывать допуски проката и допуски заводского изготовления;

предусматривать в проектах на стадии КМ надежную защиту конструкций от коррозии с учетом агрессивности природно-климатической среды и загрязненности атмосферы промышленными предприятиями, действующими в зоне эксплуатации мостов;

предусматривать применение автоматической сварки под флюсом и фрикционных соединений на высокопрочных болтах.

Сварочные материалы следует выбирать с учетом класса прочности и марки применяемой стали, способа сварки, типа сварного соединения и исполнения конструкции. Применение других сварочных материалов, в том числе зарубежных, допускается только после проверки их качества по сертификатам и проведения комплексных испытаний контрольных сварных соединений в специализированной лаборатории, занимающейся вопросами технологии сварки мостовых конструкций.

Применение зарубежных материалов после их испытаний должно быть согласовано с Заказчиком и проектной организацией. Кроме того, зарубежные сварочные материалы должны иметь Техническое свидетельство Госархитектстроя Республики Узбекистан.

**\*4.114** При проектировании стальных конструкций следует исключать стесненное расположение привариваемых деталей, резкие изменения сечения элементов, образование конструктивных "надрезов" в виде обрывов фасонки и ребер жесткости или вырезов в них, примыкающих под углом к поверхности напряженных частей сечения (поясов и стенки балок, листов составных элементов и т.д.).

Для повышения выносливости и хладостойкости конструкций, а также снижения отрицательного влияния остаточных деформаций и напряжений от сварки следует предусматривать мероприятия конструктивного и технологического характера (оптимальный порядок сборки и сварки элементов; роспуск швов; предварительный выгиб и местный подогрев; нагрев отдельных зон после сварки; полное проплавление и выкружки на концах обрываемых деталей, подходящие по касательной к поверхности оставшейся части сечения; механическую обработку зон концентрации напряжений и др.).

Защита от коррозии конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях тропического климата, должна предусматриваться в соответствии с ГОСТ 9.401-91\*.

**4.115** В железнодорожных мостах пролетные строения с отдельными балками и продольные балки проезжей части должны иметь продольные связи по верхним и нижним поясам. Прикрепление продольных связей к стенкам балок в железнодорожных мостах не допускается.

"Открытые" пролетные строения (п. 4.52) и "открытая" проезжая часть в железнодорожных мостах допускаются только при наличии технико-экономического обоснования и при условии закрепления свободных поясов жесткими рамами в плоскостях поперечных балок, а в проезжей части – поперечными связями.

При наличии элементов, жестко связывающих пояса балок или ферм (например, железобетонной или стальной плиты), допускается не устраивать продольных связей в соответствующей плоскости, если они не требуются по условиям монтажа.

В арочных пролетных строениях продольные связи следует устраивать в плоскости одного из поясов арок и в плоскости проезжей части, если она не имеет плиты; при решетчатых арках следует предусматривать поперечные связи между ними и продольные связи по обоим поясам.

**4.116** Продольные связи следует центрировать в плане с поясами главных ферм, при этом эксцентриситеты в прикреплении из плоскости связей должны быть минимальными.

**\*4.117** В железнодорожных мостах при наличии балочной клетки и мостовом полотне с поперечинами или железобетонными плитами безбалластного мостового полотна расстояние между осями продольных балок (ферм) следует назначать 1,70-1,90 м; между осями сплошностенчатых главных балок при отсутствии балочной клетки – 2,00 м. При большем расстоянии между осями главных балок (ферм) следует предусматривать устройство железобетонной или стальной плиты.

**4.118** В железнодорожных мостах пролетные строения с отдельными двутавровыми балками и продольные балки проезжей части должны иметь поперечные связи, располагаемые на расстояниях, не превышающих двух высот балок.

**4.119** Для снижения напряжений в поперечных балках проезжей части от деформации поясов главных ферм следует, как правило, включать проезжую часть в совместную работу с главными фермами.

В пролетных строениях с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, следует предусматривать тормозные связи.

**4.120** Прикрепление балок проезжей части с помощью торцевых листов, приваренных к стенке и поясам балки, не допускается.

В пролетных строениях железнодорожных мостов прикрепление стенок продольных и поперечных балок следует осуществлять, как правило, с помощью вертикальных уголков и фрикционных соединений.

В пролетных строениях всех мостов следует, как правило, обеспечивать неразрезность продольных балок на всем протяжении, а при наличии разрывов в проезжей части – на участках между ними.

**4.121** Для повышения аэродинамической устойчивости пролетных строений висячих и вантовых мостов следует увеличивать их крутильную жесткость за счет постановки продольных связей по отдельным главным балкам или применения балки жесткости замкнутого коробчатого сечения и придания ей обтекаемой формы.

### Сечения элементов

**\*4.122** Наименьшая толщина деталей элементов пролетных строений и опор принимается по расчету на прочность, устойчивость, выносливость, жесткость и колебания, но не менее указанной в таблице 4.39.

В рассматриваемых конструкциях в основном применяют листовой прокат толщиной 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 и 40 мм.

Допускается следующая наибольшая толщина проката:

в пакетах деталей, стягиваемых обычными болтами, – 20 мм;

в сварных элементах из углеродистой и низколегированной сталей – 60 мм;

в стыковых накладках и узловых фасонных листах при применении фрикционных соединений – 16 мм;

в соединениях на конических высокопрочных болтах – 20 мм.

Таблица 4.39

| Детали конструкции  | Наименьшая толщина или сечение деталей конструкции, мм |   |
|---|--|---|
|   | в железнодорожных мостах и трубах под железную дорогу  | в автодорожных, городских и пешеходных мостах и трубах под автомобильную дорогу |
| 1 Листовые волнистые профили для металлических гофрированных труб обычного исполнения | 2  | 1,5   |
| 2 Листовые детали (за исключением деталей, указанных в поз. 4 – 10)                   | 10   | 10  |
| 3 Узловые фасонки главных ферм  | 12   | 10  |
| 4 Вертикальные стенки сварных изгибаемых главных балок                                | 12   | 10  |
| 5 Узловые фасонки связей  | 10   | 8   |
| 6 Накладки в стыках ребер   | 8  | 8   |

|  |                |                |
|--|----------------|----------------|
| ортотропной плиты и планки                                   |                |                |
| 7 Прокладки  | 4              | 4              |
| 8 Горизонтальные опорные листы                               | 20             | 20             |
| 9 Листы настила ортотропных плит                             | 14             | 12             |
| 10 Ребра ортотропных и ребристых плит                        | 12             | 12             |
| 11 Уголки в основных элементах главных ферм и проезжей части | 100 x 100 x 10 | 100 x 100 x 10 |
| 12 Уголки фланцевых креплений продольных и поперечных балок  | 100 x 100 x 12 | 100 x 100 x 10 |
| 13 Уголки в элементах связей                                 | 80x80x8        | 80x80x7        |

**4.123.** Для уменьшения числа соединительных сварных швов сечения составных элементов решетчатых ферм следует предусматривать из минимального числа деталей.

**4.124** В решетчатых главных фермах материал элементов коробчатого и Н-образного сечений должен быть сконцентрирован в листах, расположенных в плоскости фермы.

Пояса, сжатые элементы ферм и опор следует, как правило, предусматривать коробчатого сечения.

**4.125** В составных элементах решетчатых ферм отношение  $\zeta$  расчетной ширины  $b$  к толщине  $t$  листов не должно превышать следующих величин:

у вертикальных и горизонтальных листов коробчатых элементов – 60;

у горизонтальных листов Н-образных элементов – 45;

у листов со свободными (не окаймленными) свесами – 20;

у листов со свесами, окаймленными уголками или ребрами, – 30.

За расчетную ширину  $b$  листа следует принимать:

а) при обеих закрепленных продольных кромках:

для элементов с болтовыми соединениями – расстояние между ближайшими рисками болтов, присоединяющих данный лист к перпендикулярным ему листам или соединительным связям;

для сварных и прокатных элементов – расстояние между осями указанных листов;

б) при закреплении одной продольной кромки:

для элементов с болтовыми соединениями – расстояние от свободного края листа до ближайшей риски болтов;

для сварных и прокатных элементов – расстояние от свободного края листа до оси ближайшего листа, расположенного перпендикулярно данному.

**4.126** В сжатых элементах Н-образного сечения толщина горизонтального листа должна составлять от толщины соединяемых листов  $t_f$  не менее:

0,4  $t_f$  – в элементах с болтовыми соединениями;

0,6  $t_f$  – в сварных и прокатных элементах при  $t_f \leq 24$  мм и 0,5  $t_f$  при  $t_f > 24$  мм.



**4.127** При конструировании узлов ферм следует обеспечивать местную устойчивость сжатых зон узловых фасонок в соответствии с п. 4.55, при необходимости подкрепляя свободные кромки окаймляющими уголками или ребрами.

**4.128** Двутавровые сварные балки следует предусматривать из одного вертикального и двух горизонтальных листов, а коробчатые – из двух вертикальных и двух непосредственно соединенных с ними поясными швами горизонтальных листов.

Если требуемая толщина пояса сварной балки превосходит 60, 50 и 40 мм, допускается применение в поясах пакетов из двух листов.

Изменение сечения пояса следует осуществлять в зоне расположения его стыков, предусматривая скосы по ширине или по толщине, а при необходимости – то и другое одновременно с уклоном 1:8 для растянутого пояса и 1:4 – для сжатого.

В поясах из двух листов следует применять листы, отличающиеся по ширине не менее чем на 100 мм. В автодорожных и городских мостах допускается применение в поясах балок пакетов из листов одинаковой ширины, соединенных сварными швами, наложенными по соприкасающимся кромкам, с разделкой последних на требуемую по расчету глубину.

**4.129** Наружный лист пакета пояса, обрываемый в пролете балки с учетом указаний п. 4.114, следует продолжить за место его теоретического обрыва на длину, обеспечивающую прикрепление 50% площади сечения листа. При этом следует предусматривать: толщину этого листа на конце – 10 мм; симметричные скосы по ширине (со сведением на нет) – с уклоном 1:4; скос по толщине – с уклоном 1:8 для растянутого пояса и 1:4 – для сжатого. Для косых швов на конце листа следует предусматривать отношение катетов 1:2 (меньший катет – по вертикали) и механическую обработку для получения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов к основному металлу непрерываемого листа пояса.

**4.130** В железнодорожных мостах при мостовом полотне с железобетонными поперечинами безбалластного мостового полотна, следует обеспечивать центрированную передачу давления поперечин на стенки главных или продольных балок, при этом под нагрузкой должно быть исключено касание поперечинами элементов продольных и поперечных связей.

### **Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок**

**\*4.131** В опорных сечениях, в местах передачи сосредоточенных сил (кроме мест опирания мостовых поперечин), расположения поперечных связей в сплошных изгибаемых балках должны быть предусмотрены поперечные ребра жесткости из полос, уголков или тавров.

Промежуточные поперечные, а также продольные ребра жесткости следует предусматривать в соответствии с расчетом местной устойчивости стенок для стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

При отсутствии местного давления продольные ребра жесткости следует располагать на расстояниях от сжатого пояса:

при одном ребре –  $(0,20 - 0,25) h_w$ ;

при двух или трех ребрах: первое ребро –  $(0,15 - 0,20)h_w$ ; второе ребро –  $(0,40 - 0,50)h_w$ ; третье ребро следует располагать, как правило, в растянутой зоне стенки.

Расчетную высоту стенки  $h_w$  следует принимать в соответствии с приложением Т.

В балках со стенкой, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части  $b_h$  должна быть для парного симметричного ребра не менее  $h_w/30 + 40$  мм, для одностороннего ребра - не менее  $h_w/24 + 50$  мм; толщина ребра  $t_s$  должна быть не менее  $2b_h\sqrt{R_y/E}$ .

При укреплении стенки поперечными и продольными ребрами жесткости моменты инерции их сечений должны удовлетворять нормам таблицы 4.40 для поперечных ребер и таблицы 4.41- для продольного (при одном продольном) ребра.

В пролетных строениях мостов всех назначений допускается расположение ребер на одной стороне стенки, а также расположение односторонних поперечных и продольных ребер с разных сторон стенки.

Момент инерции односторонних ребер жесткости вычисляется относительно нейтральной оси составного сечения, в состав которого входят само ребро (плоское, уголковое или тавровое) и участки стенки шириной  $b_1 = \zeta_1 t$ , определяемой по п. 4.55.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать согласно приведенным выше требованиям для поперечных ребер жесткости.

При необходимости постановки ребер с большим моментом инерции следует применять вместо полосовых поперечные ребра жесткости в виде уголков или тавров. Продольные ребра таврового сечения допускается применять для подкрепления стенки при расположении их внутри коробчатой части пролетного строения. В продольных ребрах из уголка вертикальная полка должна быть повернута вниз.

**4.132.** В ребрах жесткости, приваренных к стенке балки, в местах их примыкания к поясам балки, к ребрам жесткости другого направления, а в автодорожных мостах - и к фасонкам связей, приваренным к стенке балки, необходимо предусматривать скругленные вырезы высотой 120 и шириной 50 мм; у опорных ребер жесткостм допускается уменьшать ширину выреза до 30 мм, а высоту - до 50 мм.

**\*4.133** В местах передачи сосредоточенных сил следует предусматривать пригонку торцов ребер жесткости к листу пояса балки с последующей приваркой непрерывными угловыми швами.

Концы промежуточных поперечных ребер жесткости сварных балок должны, как правило, плотно примыкать к поясным листам балок. Для обеспечения этого допускается во всех мостах постановка на концах ребер

специальных переходных деталей, в железнодорожных мостах допускается применение угловых ребер жесткости, прикрепленных к стенке с помощью фрикционных соединений, а в автодорожных, городских и пешеходных – приварка ребер к поясам. При этом торцы поперечных ребер жесткости, к которым прикрепляются поперечные ребра ортотропной плиты автодорожной проезжей части, должны быть приварены к поясам балки независимо от типа исполнения конструкций и знака напряжений в поясе и с учетом требований п. 4.168. Допускается устройство обрывов промежуточных поперечных ребер жесткости на стенке вблизи поясов с оформлением зоны обрыва ребра в соответствии с требованиями п. 4.165.

Таблица 4.40

| $M$  | $I_s / (h_w t_w^3)$<br>для поперечных ребер |
|------|---|
| 0,75 | 0,80  |
| 0,62 | 1,44  |
| 0,50 | 2,8   |
| 0,40 | 4,6   |
| 0,33 | 6,6   |

Обозначения принятые в таблице 4.40:

$I_s$  - момент инерции поперечного ребра;

$h_w$  - расчетная высота стенки, принимаемая по приложению Т;

$t_w$  - толщина стенки балки;

$$\mu = \frac{a}{h_w},$$

$a$  - расстояние между осями поперечных ребер жесткости.

Таблица 4.41

| $h_1/h_w$ | Необходимый момент инерции сечения продольного ребра $I_{sl}$ | Предельные значения $I_{sl}$ |                                     |
|-----------|---|------------------------------|-------------------------------------|
|           |   | минимальные                  | максимальные, учитываемые в расчете |
| 0,20      | $(2,5 - 0,5 a / h_w) \cdot a^2 t_w^3 / h_w$                   | $1,5 h_w t_w^3$              | $7 h_w t_w^3$                       |
| 0,25      | $(1,5 - 0,4 a / h_w) \cdot a^2 t_w^3 / h_w$                   | $1,5 h_w t_w^3$              | $3,5 h_w t_w^3$                     |
| 0,30      | $1,5 h_w t_w^3$   | -                            | -                                   |

Обозначения принятые в таблице 4.41:

$h_1$  – расстояние от оси продольного ребра жесткости до оси ближайшего пояса в сварных балках или до крайней риски поясных уголков в балках с болтовыми соединениями;

$a, h_w$  – см. обозначения в таблице 4.40;

$I_{sl}$  – момент инерции сечения продольного ребра;

$t_w$  – толщина стенки балки.

*П р и м е ч а н и е* – При вычислении  $I_{sl}$  для промежуточных значений  $h_1/h_w$  допускается линейная интерполяция.

**\*4.134** Продольные ребра жесткости в сварных балках следует применять лишь в тех случаях, когда обеспечение местной устойчивости за счет постановки одних поперечных ребер жесткости и изменения толщины стенки оказывается нецелесообразным.

В железнодорожных мостах в сварных балках продольные ребра жесткости следует применять всегда в сочетании с поперечными, при этом предусматривая их постановку и в растянутой зоне симметрично ребру в сжатой зоне, уменьшая свободную поверхность листа стенки. Такое расположение ребер повышает надежность и долговечность стенки при вибрационных воздействиях, характерных для железнодорожной нагрузки.

**\*4.135** Привариваемые к стенке или полке балки ребра жесткости, параллельные заводским или монтажным сварным стыковым швам стенки или полки, должны быть удалены от них на расстояние не менее  $10 t_w$  в конструкциях обычного исполнения.

Перо или обушок уголка, используемый в виде ребра жесткости и прикрепляемый к стенке болтами, от стыкового сварного шва стенки должны быть удалены на расстояние не менее  $5 t_w$ .

**4.136** Ребра жесткости должны быть прикреплены сплошными двусторонними швами.

Ребра жесткости и швы, прикрепляющие их к стенке, в местах пересечения стыковых швов стенки прерывать не допускается.

В пролетных строениях всех назначений и исполнений в местах пересечения ребер жесткости необходимо пропускать непрерывными продольные ребра и их швы, а поперечные ребра (кроме опорных) прерывать и прикреплять к ним угловыми швами; эти швы в растянутой зоне стенки должны иметь отношение катетов 1:2 (большой катет – на продольном ребре) и плавный переход к основному металлу.

При обрыве продольных ребер жесткости у болтового поперечного стыка стенки оформление зоны обрыва ребра должно отвечать требованиям п. 4.165.

### **Предварительно напряженные пролетные строения**

**4.137** В неразрезных балках постоянной высоты затяжки следует размещать в зонах максимальных положительных и отрицательных моментов.

Сечение предварительно напряженных балок со сплошной стенкой должно быть несимметричным с более развитым сжатым поясом.

**\*4.138** Для предварительно напряженных балок необходимо предусматривать присоединение затяжки к поясу по длине балки не менее чем в четырех точках таким образом, чтобы при работе под нагрузкой обеспечивалось совместное их перемещение в боковом направлении и независимое в продольном направлении.

**4.139** Прикрепление ребер жесткости или кронштейнов, поддерживающих затяжки, должно быть предусмотрено с учетом сил трения, возникающих при натяжении затяжек.

**4.140** Концы затяжек должны закрепляться на специальных выносных жестких элементах – упорах. Элементы балок в местах прикрепления упоров следует усилить на воздействие сосредоточенных нагрузок.

**4.141** Для обеспечения устойчивости обжимаемых элементов ферм затяжки соединяются со стержнями с помощью диафрагм. Расстояния между

точками закрепления следует принимать из условия устойчивости стержня свободной длины, соответствующей длине этих участков.

### Сварные, фрикционные и болтовые соединения

**4.142** В тех случаях, когда прикрепление с эксцентриситетом неизбежно, в цельносварной конструкции при одностенчатых сечениях элементов прикрепление их следует осуществлять по всему контуру соединения.

**\*4.143** На чертежах КМ сварных конструкций следует указывать:

типы, размеры всех швов и обозначения монтажных и заводских швов;  
способ выполнения всех сварных швов (автоматическая, полуавтоматическая сварка под флюсом, ручная сварка и др.) с учетом области их применения в мостовых конструкциях, согласно приведенной в таблице 4.42.

Таблица 4.42

Способы сварки мостовых конструкций

|  |  |
|--|--|
| <p>Автоматическая под флюсом (АФ) по ГОСТ 8713-79 и ГОСТ 11533-75</p>  | <p>Стыковые соединений, свариваемые в нижнем положении:<br/>двусторонней однопроходной сваркой на флюсовой подушке металла толщиной 10-16 мм без скоса кромок;<br/>двусторонней многопроходной сваркой на флюсовой подушке металла толщиной 20-50 мм с двумя симметричными Х-образными скосами кромок</p> <p>Угловые, тавровые и нахлесточные соединения металле толщиной 10-50 мм, свариваемые в нижнем положении:<br/>односторонней сваркой "в угол" или "а лодочку";<br/>двусторонней двухдуговой сваркой "в угол" (кроме нахлесточных);<br/>односторонней сваркой угловых швов, расположенных вдоль усилия с металлохимической присадкой "в лодочку"</p>   |
| <p>Полуавтоматическая под флюсом (МФ) по ГОСТ 8713-79 и ГОСТ 11533-75<br/>Полуавтоматическая в смеси защитных газов:<br/>1) 80%Ar+20%CO<sub>2</sub>;<br/>2) (95-97)%Ar+(3-5)%O<sub>2</sub><br/>3)85%Ar+(10-12)%CO<sub>2</sub>+(3-5)%O<sub>2</sub>;<br/>4) CO<sub>2</sub> - ограничено по согласованию со специализированной организацией, разрабатывающей технологию сварки мостовых конструкций;<br/>5)самозащитной проволокой по ГОСТ 14771-76 и ГОСТ 23518-79</p> | <p>Стыковые соединений с двусторонней сваркой в нижнем положении для деталей из листа толщиной 10-20 мм привариваемых к основной конструкции (например, фасонки связей к поясам балок) с односторонним или двусторонним скосом кромок<br/>Угловые, тавровые и нахлесточные соединения металла толщиной 10-50 мм, свариваемые в нижнем положении;<br/>односторонней сваркой "в угол" или "в лодочку";<br/>двусторонней сваркой "в угол" (кроме нахлесточных)<br/>Стыковые соединения, свариваемые в нижнем положении с двух сторон:<br/>без скоса кромок для листа толщиной 6-8 мм;<br/>с V-образным скосом двух кромок для металла толщиной 10-16 мм;<br/>с двумя симметричными (К-образными) скосами одной кромки для металла толщиной 10-16 мм;<br/>с двумя симметричными (Х-образными) скосами двух кромок для металла толщиной 10-16 мм<br/>Угловые, тавровые и нахлесточные соединения металла толщиной 10-50 мм, свариваемые в нижнем, горизонтальном и вертикальном положениях "в угол" и "в лодочку"</p> |
| <p>Ручная электродуговая (Р) по ГОСТ 3264-80 и ГОСТ</p>  | <p>Короткие швы (длиной менее 1000 мм) стыковых, угловых, тавровых и нахлесточных соединений металла толщиной 10-50 мм без разделки и с</p>  |

|          |   |
|----------|---|
| 11534-75 | разделкой кромок во всех пространственных положениях. Исправление дефектов после автоматической или полуавтоматической сварки |
|----------|---|

тип подкладки для стыковых швов, а при необходимости - также последовательность наложения швов;

участки сварных швов с полным проплавлением толщины детали;

все места конструкции, подлежащие обработке в соответствии с «Инструкцией по механической обработке сварных соединений в стальных конструкциях мостов», с указанием соответствующего пункта.

Для узлов и конструкций, применяемых впервые, на чертежах КМ следует указывать формы деталей с размерами, относящимися к механической обработке сварных швов и зон концентрации напряжений, и рекомендации по способам ее выполнения.

Сварные монтажные соединения конструкций мостов должны выполняться на основе специально разработанных указаний (или стандартов) по технологии монтажной сварки стальных конструкций мостов. В чертежах КМ должны быть указаны: типы и размеры сварных монтажных швов, способы сварки, участки сварных швов с полным проплавлением толщины деталей, места и способы механической обработки монтажных соединений, а также схемы расположения растянутых зон в конструкциях.

Сварные монтажные соединения несущих конструкций мостов должны выполняться специализированными мостостроительными организациями, имеющими лицензию на производство указанных работ, соответствующее оборудование, оснастку, средства контроля, специально подготовленные кадры ИТР и рабочих, а также организованную приемку монтажных работ независимой организацией по контролю качества монтажа конструкций, имеющей лицензию от Госархитекстроя Республики Узбекистан.

Применение сварных монтажных соединений в железнодорожных мостах должно быть согласовано с ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари» на стадии разработки чертежей КМ.

**4.144** При применении сложных прокатных профилей (швеллеров, тавров и двутавров, в том числе с параллельными гранями полок) устройство с помощью сварки поперечных стыков и прикреплений к узлам не допускается.

В конструкциях автодорожных, городских и пешеходных мостов обычного исполнения допускается применение сварки продольными непрерывными швами цельных (без стыков по длине) тавров и двутавров (в том числе разных номеров) между собой и с листом, прикрепляемым по всей длине встык или втавр к стенке профиля или двумя угловыми швами к кромкам полки профиля.

В конструкциях вышеуказанных мостов допускается применение приварки узловых фасонки и фасонки связей к стенке профилей с осуществлением мероприятий по снижению концентрации напряжений у концов фасонки в соответствии с п. 4.165 и п. 4.166, а также приварки ребер жесткости – только к стенке двутавров и тавров.

Для мостовых низколегированных сталей с пределом текучести по данным сертификатов 400 МПа и более при толщине свариваемых элементов выше 20

мм в стыковых, тавровых и угловых соединениях необходим предварительный подогрев свариваемых кромок и прилегающих к ним участков шириной по 40 мм до температуры 100-120 °С непосредственно перед сваркой или в процессе сварки с опережением ее. В тавровых и угловых соединениях один из элементов толщиной менее 20 мм допускается не подогревать. Для подогрева рекомендуются газокислородные и газовоздушные горелки. При многопроходной сварке в случае перерыва, сопровождающегося охлаждением металла ниже 80°С, предварительный подогрев повторяют.

**4.145** Применение электрозаклепок в железнодорожных мостах не допускается, а в автодорожных, городских и пешеходных мостах допускается только для нерабочих соединений.

**4.146** Угловые швы необходимо применять, как правило, с вогнутым очертанием их поверхности и плавным переходом к основному металлу.

Лобовые швы, как правило, следует предусматривать неравнобокими с большим катетом, направленным вдоль усилия, при этом рекомендуется отношение большего катета к меньшему принимать равным 2.

**\*4.147** Размеры угловых сварных швов следует назначать возможно меньшими из расчета по прочности и выносливости с учетом при этом указанных ниже технологических требований.

Продольные соединительные угловые швы коробчатых, тавровых и Н-образных элементов для сталей и толщин проката, указанных в таблице 4.1, должны иметь расчетную высоту сечения не менее 4 мм, а швы, прикрепляющие ребра жесткости к стенке балки, а также продольные ребра ортотропной плиты к покрывающему листу, – не менее 3 мм.

Длина углового лобового или флангового шва должна быть не менее 60 мм и не менее шестикратного размера катета шва.

**4.148** Конструкция стыковых швов должна обеспечивать возможность полного проплавления расчетной толщины стыкуемых деталей и плавных переходов к основному металлу.

**4.149** При расположении стыка поперек усилия в элементе толщина стыкового шва не должна быть меньше толщины свариваемых листов.

**4.150** В сварных балках и составных элементах, сечения которых образуются с помощью соединительных швов, полное проплавление тавровых и угловых соединений не требуется, если свариваемые детали обрываются в одном сечении. При наличии обрыва не в одном сечении на длине 100 мм от обрыва необходимо предусматривать полное проплавление таврового или углового соединения свариваемых деталей.

В соединениях, работающих на отрыв, обеспечение полного проплавления обязательно.

Применение узлов с работой на отрыв деталей пакета, образованного с помощью нахлесточных угловых сварных швов, не допускается.

В угловых соединениях составных замкнутых герметичных элементов, образованных односторонними угловыми швами, глубина провара должна быть не менее 4 мм при толщине более тонкого листа до 16 мм и не менее 5 мм при толщине более тонкого листа больше 16 мм.

Для соединения отдельных деталей и прикрепления элементов конструкций прерывистые швы не применяются.

**4.151** В конструкциях с фрикционными соединениями должна быть обеспечена возможность свободной постановки высокопрочных болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей и гайковертов.

**4.152** В соединениях прокатных профилей с непараллельными поверхностями полок должны применяться клиновидные шайбы.

**\*4.153** Отверстия в мостовых конструкциях с болтовыми и фрикционными соединениями образуют сверлением. Номинальные диаметры отверстий под высокопрочные болты во фрикционных соединениях приведены в таблице 4.43.

Таблица 4.43

| Группа соединений  | Номинальный диаметр отверстий, мм, во фрикционных соединениях при диаметре болтов, мм |       |       |       |
|--|---|-------|-------|-------|
|  | 18  | 22    | 24    | 27    |
| Стыки и прикрепления основных несущих элементов и связей, определяющие проектное положение конструкций   | 21  | 23-25 | 25-27 | 18-30 |
| Прикрепления: связей, не определяющих проектного положения конструкций; стыковых накладок (рыбок) поясов продольных балок; тормозных связей и горизонтальных диафрагм проезжей части | 23  | 23-27 | 25-30 | 28-32 |

**\*4.154** Соединения следует предусматривать с возможно более компактным расположением высокопрочных и обычных болтов по нормам таблицы 4.44.

**4.155** Для мостовых конструкций должны применяться болты, гайки и шайбы, указанные в проекте и соответствующие п.4.4, е. Болты поставляют, как правило, в комплекте с конструкциями.

Каждую партию болтов (до 1000 кг), гаек и шайб (до 500 кг) снабжают сертификатом завода-изготовителя, в котором должны быть указаны: номер сертификата, наименование завода-изготовителя, условное обозначение изделия, номера партии и плавки, результаты проведенных заводских испытаний механических свойств и коэффициента закручивания.

Число высокопрочных болтов должно быть не менее двух:

в прикреплениях связей главных ферм и проезжей части;

в каждом продольном ряду прикрепления или стыковой накладки (считая от оси стыка).

В прикреплении стержня на обычных болтах число болтов в продольном ряду должно быть не менее: при одном ряде – 3; при двух рядах и более – 2; в выступающей полке уголкового коротыша – 5.

В стыках и прикреплениях растянутых и сжато-растянутых элементов число болтов в двух первых поперечных рядах (считая от сечения элемента или накладки с полным усилием) следует принимать одинаковым. Число болтов в последующих рядах должно увеличиваться постепенно. В стыках и



прикреплениях уголков с двухрядным расположением болтов первый болт должен быть расположен у обушка.

Число рядов болтов вдоль усилия (при выполнении требований п. 4.106) должно быть минимальным.

В продольных и поперечных стыках стенок балок допускается располагать болты с каждой стороны стыка в один ряд.

Таблица 4.44

| Характеристика расстояний  | Норма                |
|--|----------------------|
| 1. Расстояния между центрами болтов:   |                      |
| а) минимальное в любом направлении   | $2,5d$ <sup>1)</sup> |
| б) максимальное в любом направлении в крайних рядах при растяжении и сжатии:                 |                      |
| в листах   | $7d$ или $16t$       |
| в уголках <sup>2)</sup>  | 160 мм               |
| в) максимальное в средних рядах:   |                      |
| поперек усилия при растяжении и сжатии   | $24t$                |
| Вдоль усилия при растяжении  | $24t$                |
| то же, при сжатии  | $16t$                |
| 2. Расстояния от центра болта до края элемента:  |                      |
| а) минимальное вдоль усилия и по диагонали   | $1,5d$               |
| б) то же поперек усилия:   |                      |
| при кромках после механической обработки   | $1,5d$               |
| при кромках прокатных или после газовой резки методом «смыв-процесс» и с кислородной завесой | $1,3d$               |
| в) максимальное  | $8t$ или 120 мм      |

Обозначения принятые в таблице 4.43:

$d$  – номинальный диаметр болта;

$t$  – толщина наиболее тонкой детали, расположенной снаружи пакета.

<sup>1)</sup> Для обычных болтов назначают  $3,0d$ .

<sup>2)</sup> При двухрядном расположении норма относится к ряду у пера

**4.156** Диаметр болтов, поставленных в уголках основных элементов, не должен, как правило, быть более  $1/4$  ширины полки уголка.

Допускается в элементах связей, ребрах жесткости, диафрагмах и т.п. ставить болты диаметром 22 мм в полке уголка шириной 80 мм и диаметром 24 мм в полке шириной 90 мм.

Во фрикционных соединениях с большим числом высокопрочных болтов их диаметр следует назначать возможно большим.

**4.157** Полную длину высокопрочных болтов следует назначать из условия, чтобы верх гайки после затяжки находился ниже границы фаски болта.

**4.158** Стыки вертикальной стенки балки при болтовых соединениях должны быть перекрыты накладками по всей высоте.

Стыковые накладки поясных уголков допускается применять в виде плоских листов.

**4.159** Непосредственно прикрепленная площадь элементов сквозных главных ферм в узлах и стыках должна составлять не менее 50 % всей рабочей площади элемента. При непрямом перекрытии площади сечения следует уменьшать эксцентриситет в прикреплении накладок и увеличивать их длину.

### Детали конструкции

**4.160** В конструкции не должно быть соприкасающихся несоединенных частей (кроме мест примыкания ребер жесткости к поясам балок), а также щелей, зазоров, пазух и корыт. В местах возможного скопления влаги следует предусмотреть дренажные отверстия диаметром не менее 50 мм.

Стальные канаты и пучки высокопрочной проволоки, их анкеры, места соединения и примыкания должны быть надежно защищены от коррозии.

**4.161** У растянутых элементов симметричного сечения, снабженных отверстиями для соединения их узловыми болтами-шарнирами, площадь нетто разреза, проходящего через болтовое отверстие, должна быть не менее 140 %, а разреза от торца элемента до болтового отверстия – не менее 100 % расчетного сечения элемента.

**4.162** Ветви сжатых составных стержней с болтовыми соединениями, а также сжато-изогнутые сварные элементы в местах воздействия сосредоточенных сил должны быть подкреплены поперечными диафрагмами.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах ферм диафрагмы рекомендуется приваривать или прикреплять на болтах только к вертикальным листам с зазором между диафрагмами и горизонтальными листами не менее 50 мм.

**4.163** Непосредственная приварка вспомогательных деталей (кронштейнов, элементов перил и тротуаров, навигационных знаков и сигналов и т.п.) к элементам главных балок и балок проезжей части, а также к элементам решетчатых главных ферм не допускается. Приваривать эти детали допускается только к поперечным ребрам жесткости.

Распорки и диагонали продольных связей, распорки поперечных связей не допускается приваривать непосредственно к поясам балок пролетных строений всех назначений.

В железнодорожных пролетных строениях не допускается также приварка элементов продольных и поперечных связей к ребрам жесткости и фасонкам связей, прокладок – к основным элементам.

**\*4.164** Для обеспечения плавных (радиусом не менее 15 мм) переходов от металла шва к основному металлу в растянутых и сжато-растянутых на стадии эксплуатации поперечных стыках деталей и элементов железнодорожных пролетных строений должна предусматриваться механическая обработка; это требование распространяется на концевые участки поперечных стыковых швов стенки балок на протяжении 40 % высоты растянутой зоны, но не менее 200 мм, считая от растянутого пояса.

**4.165** Для автодорожных, городских и пешеходных пролетных строений при прикреплении горизонтальных фасонки продольных связей

непосредственно встык к поясам сплошных балок необходимо предусматривать полное проплавление всей толщины фасонки и возможность его неразрушающего контроля.

Необходимо также предусматривать на концах фасонки выкружки и механическую обработку их вместе с концами швов для получения плавных переходов (радиусом не менее 60 мм) к поясу.

**4.166** Для автодорожных, городских и пешеходных пролетных строений при крестовой и полураскосной системах продольных связей, расположенных в уровне, смещенном относительно поясов, для фасонки, привариваемых к стенке втавр, необходимо предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений, указанные в п. 4.165. При этом для обеспечения устойчивости и устранения колебаний пояса относительно стенки должны быть поставлены на стенке балки поперечные ребра жесткости в плоскости каждого узла связей.

В случае если указанные фасонки пересекаются с поперечными ребрами жесткости, фасонки и их швы следует устраивать непрерывными; приварку элементов поперечного ребра жесткости к фасонке надлежит осуществлять угловыми швами с отношением катетов 1:2 (большой катет - на фасонке) и плавным переходом к основному металлу фасонки.

**4.167** В цельносварных автодорожных, городских и пешеходных пролетных строениях элементы связей, присоединяемые внахлестку к фасонкам, следует прикреплять двумя фланговыми и двумя лобовыми швами согласно п. 4.142; элементы связей из парных уголков, симметрично расположенных относительно фасонки, допускается прикреплять двумя фланговыми и одним лобовым (торцевым) швами.

Расстояния между швами прикреплений элементов связей и швами, прикрепляющими фасонки к стенке балки, а также к поперечным ребрам жесткости, должны быть не менее 60 мм.

**4.168** В случае приварки вертикальных диафрагм, ребер жесткости и фасонки к растянутому поясу в пролете поперечные швы, прикрепляющие указанные элементы, следует предусматривать с отношением катетов 1:2 (большой катет - на поясе) и плавным переходом к основному металлу.

**4.169** В железнодорожных мостах в конструкциях обычного исполнения противоугольные уголки допускается приваривать к верхнему поясу сварных балок продольными и поперечными угловыми швами. При этом для поперечных швов необходимо предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений, указанные в п. 4.168, а также механическую обработку для получения плавных переходов (радиусом не менее 5 мм) к основному металлу.

**\*4.170** В элементах конструкций канаты используются для восприятия исключительно растягивающих усилий. При этом не требуется развитие сечений по условиям устойчивости и создается возможность эффективного применения сталей высокой прочности с полным использованием несущей способности материала, снижением расхода металла и уменьшением собственного веса конструкции. Вместе с тем, из-за малого диаметра

элементов, образующих канат, особое внимание должно быть обращено на защиту от коррозии.

В конструкциях деталей, изменяющих направление стального каната (отклоняющих устройств, оголовков пилонов и др.) или проволоки в канате (анкерных устройств), а также обжимающих канат (сжимов, хомутов подвесок и т.п.), следует применять желоба криволинейного поперечного сечения со скруглениями у торцов (в месте выхода каната) и укороченными (по сравнению с основанием) прижимными накладками, прокладки из алюминия (в соответствии с п. 4.4) или другого мягкого материала. При этом для исключения электрохимической коррозии контактирующие с алюминием стальные канаты и стальные детали указанных выше устройств должны быть защищены покрытиями из кадмия или цинка толщиной не менее 20 мкм.

### **Конструкция планок и перфорированных листов**

**4.171** В сварных коробчатых и Н-образных элементах главных ферм железнодорожных мостов допускается применение только сплошных или перфорированных горизонтальных листов. Соединительные планки допускаются только в элементах связей железнодорожных мостов и в тех элементах автодорожных, городских и пешеходных мостов, для которых при расчете по выносливости соединение планок с основными частями сечения возможно осуществить без специальных мер по снижению концентрации напряжений.

**4.172** Длина промежуточных планок  $l_s$  должна быть не менее  $0,75a$ , где  $a$  – расстояние между рядами болтов (или сварными швами) прикрепления планки.

Концевые планки в сжатых и сжато-растянутых элементах следует делать в 1,7 раза длиннее промежуточных, а в растянутых – в 1,3 раза. Концевые планки следует располагать возможно ближе к узлу.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах допускается выход перфорации на торец элемента.

**4.173** Число болтов для прикрепления одной стороны планки должно быть не менее:

для элементов, работающих на временную нагрузку, – 4;

для элементов, работающих только на постоянную нагрузку, – 3;

для нерабочих элементов – 2.

### **Особенности конструкции болтосварных пролетных строений**

**4.174** В болтосварных пролетных строениях обычного исполнения допускается применение накладных компенсаторов ослабления сечения элементов болтовыми отверстиями.

На концах стыковых компенсаторов ослабления (у стыка) необходимо предусматривать скосы и механическую обработку соединений в соответствии с указаниями п. 4.128 и п. 4.164.

В накладных компенсаторах ослабления следует предусматривать скосы по ширине с уклоном 1:1. Для косых швов следует принимать отношение катетов 1:2. Для обеспечения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов от шва к основному металлу необходимо предусматривать обработку косых швов на конце компенсатора. Косые швы и участки продольных швов до первого ряда отверстий должны обеспечивать полное прикрепление площади компенсатора. Ширина компенсатора из стали марок, которая имеет  $R_{\text{уп}}$  (согласно таблице 4.4) до 250 МПа, от 251 до 350 МПа, и более 350 МПа, должна быть соответственно не более 44, 38 и 36 его толщин. При большей требуемой ширине необходимо применять два отдельных компенсатора, расстояние между их швами должно быть не менее 60 мм. Расстояние от центра болта до края компенсатора должно быть не менее удвоенного диаметра отверстия под болт.

**4.175** Для решетчатых болтосварных ферм автодорожных, городских и пешеходных пролетных строений обычного исполнения допускается применение узловых фасонки-вставок и фасонки-приставок, соединяемых с поясами с помощью сварки.

Узловые фасонки-вставки и фасонки-приставки должны иметь плавные переходы (радиусом не менее 250 мм) к поясу. Расстояние от стыка пояса и фасонки-вставки до начала выкружки в ней должно приниматься не менее 70 мм.

Для стыковых швов фасонки-вставок растянутого и сжато-растянутого поясов должна предусматриваться механическая обработка, отвечающая требованиям п. 4.164.

У фасонки-приставок надлежит предусматривать полное проплавление всей толщины и возможность его неразрушающего контроля, а также механическую обработку концов фасонки.

**4.176** Поясные листы продольных и поперечных балок могут иметь длину, меньшую, чем длина стенки, при условии устройства на углах стенки прямоугольных скругленных (радиусом 15 мм) вырезов, вертикальная грань которых совпадает с торцом обрываемого поясного листа.

Подобные вырезы должны иметь также фасонки, привариваемые к верхнему поясу поперечной балки для увеличения высоты ее стенки в зоне прикрепления к главным фермам. Конструкция сопряжения конца фасонки с поясом поперечной балки должна отвечать требованиям п. 4.165 и п. 4.166.

При необходимости устройства обрыва пояса двутавровой балки без образования вышеуказанного выреза в стенке необходимо предусматривать следующее: пояс к месту обрыва должен быть скошен по толщине до 6 мм с уклоном 1:8 и по ширине до 32 мм с уклоном 1:4; прикрепление к стенке балки на протяжении скошенной части пояса должно иметь полное проплавление. Следует предусматривать также механическую обработку конца пояса для получения плавных переходов (радиусом не менее 60 мм) к стенке (в обеих плоскостях).

## Конструкция ортотропной плиты проезжей части

**4.177** В автодорожных, городских пешеходных и железнодорожных мостах конструкцию ортотропной плиты следует предусматривать одноярусной, состоящей из листа настила, подкрепленного продольными и поперечными ребрами, вертикальные стенки которых приварены к листу настила двусторонними угловыми швами.

Монтажные блоки ортотропной плиты должны быть ориентированы длинной стороной вдоль оси моста.

**\*4.178** Толщину листа настила в автодорожных и городских мостах  $t_{min}$  следует принимать не менее 14 мм и не менее значения, полученного по формуле

$$t_{min} = a \sqrt[3]{\frac{\xi P}{E}} \quad (4.115)$$

где  $a$  – расстояние между продольными ребрами;

$P$  – максимальное давление на лист от сосредоточенной нагрузки, определяемое с учетом его распределения конструкцией полотна;

$\xi = 7,8$  или  $15,6$  – значения коэффициента, принимаемые для конструкций ортотропных плит с продольными ребрами соответственно полосового и фасонного профилей.

**\*4.179** В автодорожных, городских и пешеходных мостах монтажные стыки листа настила верхней ортотропной плиты следует, как правило, предусматривать сварными.

В нижних ортотропных плитах при обосновании расчетом допускается применение монтажных продольных сварных стыков горизонтального листа с неполным заполнением разделки.

В железнодорожных мостах монтажные стыки листа настила верхней или нижней ортотропной плиты следует, как правило, предусматривать на фрикционных соединениях, допускаются монтажные продольные сварные стыки горизонтального листа.

Присоединение листов настила ортотропных плит проезжей части к поясам главных балок или ферм сварными швами внахлестку не допускается.

**4.180** В ортотропных плитах следует применять преимущественно продольные ребра открытого сечения из полос, прокатных тавров, неравнобоких уголков и сварных тавров, причем в железнодорожных мостах, как правило, из сварных тавров.

**\*4.181** Монтажные стыки продольных ребер верхних ортотропных плит следует размещать в трети пролета между поперечными ребрами и предусматривать, как правило, фрикционными с выполнением отверстий в заводских условиях.

Монтажные стыки продольных ребер нижних ортотропных плит в автодорожных, городских и пешеходных мостах следует предусматривать, как правило, сварными.

Применение монтажных стыков ортотропной плиты с не приваренными к листу настила вставками продольных ребер и обрывом ребер в зоне монтажного стыка блоков пролетного строения не допускается.

Монтажные стыки продольных ребер нижних ортотропных плит в железнодорожных мостах следует предусматривать, как правило, фрикционными.

**4.182** Монтажные стыки стенки и пояса поперечных ребер таврового сечения следует, как правило, предусматривать фрикционными на высокопрочных болтах с выполнением отверстий на полный диаметр в заводских условиях.

**\*4.183** Продольные ребра в местах пересечений со стенками поперечных балок не должны прерываться. В автодорожных, городских и пешеходных мостах продольные ребра следует пропускать сквозь вырезы в стенках поперечных балок и приваривать на заводе угловыми швами к вертикальной грани выреза в стенке или в опорной пластинке (см. приложение У, таблицу У.1, поз.17 а,б). Приварка торцов продольных ребер к стенкам поперечных ребер не допускается.

**4.184** Прикрепление поперечных ребер верхней ортотропной плиты к ребрам жесткости или специальным фасонкам главных балок, как правило, следует осуществлять фрикционным на высокопрочных болтах.

**4.185** В проекте следует указывать вид антикоррозионного покрытия листа настила и тип одежды ездового полотна по стальной ортотропной плите.

**4.186** В железнодорожных пролетных строениях следует применять двухъярусные ортотропные плиты с прикреплением продольных ребер к верхней полке поперечных балок на фрикционных высокопрочных болтах. В случае, если лист настила непосредственно соединяется со стенками балок, допускается прикрепление продольных ребер к полкам поперечных балок стяжными приспособлениями клемменного типа.

### Конструкция опорных частей

**\*4.187** Опорные части балочных пролетных строений пролетом больше 25 м следует делать подвижными в горизонтальной плоскости за исключением одной, неподвижно закрепляющей пролетное строение в пространстве, благодаря чему балочные пролетные строения могут свободно изменять свои размеры при деформациях и оказывать на опоры вертикальные давления при вертикальной нагрузке.

Допускается (в сейсмических районах – рекомендуется) применение опорных частей с использованием полимерных материалов.

**4.188** При расстоянии между центрами опорных частей, расположенных на одной опоре, больше 15 м следует обеспечивать поперечную подвижность одной из опорных частей путем устройства всесторонне подвижных опорных частей или другим способом.

В железнодорожных мостах нижние балансиры неподвижных опорных частей и плиты подвижных опорных частей должны быть закреплены на опорах анкерными болтами.

В случае невыполнения требований п.1.40 концы пролетных строений должны быть прикреплены к опорам анкерными болтами по расчету.

В стальных коробчатых пролетных строениях опорные части возможно устанавливать под каждой стенкой коробки либо в промежутках между стенками при опирании через поперечные диафрагмы.

**4.189** Конструкция опорных частей должна обеспечивать распределение нагрузки по всей площади опирания узла пролетного строения и опирания на опору.

**\*4.190** Опорные части следует применять, как правило, литые с шарнирами свободного касания. Допускается применять подвижные однокатковые опорные части из высокопрочной стали, а также с наплавкой на поверхность катка и плиты из материалов высокой твердости, и других типов при соответствующем обосновании.

В подвижных опорных частях не должно быть более четырех катков.

Катки должны быть соединены между собой боковыми стяжками, гарантирующими совместность перемещения и не препятствующими перекатке и очистке, и оснащены устройствами от боковых сдвигов и продольного угона, а также защищены футлярами. При применении цилиндрических катков, имеющих две плоские грани, должна быть исключена возможность их опрокидывания и заклинивания.

## **\*5. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**5.1.** Нормы настоящего раздела необходимо соблюдать при проектировании пролетных строений, в которых железобетонная плита объединена со стальными главными балками, фермами или балками проезжей части для совместной работы.

**\*5.2.** Сталежелезобетонные пролетные строения железнодорожных мостов, кроме балочно-разрезных со сплошной стенкой с ездой поверху, допускается применять только при технико-экономическом обосновании по согласованию с ГАЖК «Ўзбекистон темир йўллари».

**5.3.** Требования к качеству и расчетные характеристики материалов сталежелезобетонных конструкций, а также не предусмотренные в настоящем разделе указания по расчету и конструированию следует принимать согласно разд. 1-4.

### **РАСЧЕТЫ Основные положения**

**5.4.** Расчеты следует выполнять, как правило, исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной



частей. Податливость швов объединения необходимо учитывать для балок пролетом менее 8 м и решетчатых ферм с панелями менее 8 м.

**5.5.** В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения  $n_b = E_{st}/E_b$ , здесь  $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа ( $2,1 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>) - модуль упругости конструкционного металла стальной части,  $E_b$  - модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, определяемый по разд. 3.

**\*5.6.** Состав расчетов и виды учитываемых в них неупругих деформаций следует принимать по таблице 5.1. Как правило, неупругие деформации надлежит также учитывать при определении усилий в элементах статически неопределимых систем. Допускается приближенный учет неупругих деформаций бетона с использованием при этом условных модулей упругости по приложениям W и X.

Допускается также использовать деформационную модель расчета, основанную на диаграммах состояния материалов с помощью ПЭВМ. Данная модель учитывает физическую нелинейность материала и может использоваться для расчета произвольных поперечных сечений стержневых элементов при любом сочетании нагрузок  $N_x$ ,  $M_x$  и  $M_y$ .

Таблица 5.1

| Нагрузки и воздействия   | Неупругие деформации, учитываемых в расчетах |  |   |                       |                     |   | ординат строительного подъема (для конструкций со сборной плитой) |
|--|--|--|---|-----------------------|---------------------|---|---|
|  | по прочности и устойчивости                  | на выносливость  |   | по трещиностойкости   |                     | вертикальной и горизонтальной жесткости |   |
|  |  | статически определенных пролетных строений железно-дорожных мостов | пролетных строений автодорожных и городских и пешеходных мостов | по образованию трещин | по раскрытию трещин |   |   |
| Постоянные   | <i>kr, us</i>                                | <i>vkcr, us</i>  | <i>kr, us</i>   | <i>kr, us</i>         | <i>Kr, us</i>       | -                                       | <i>kr, us</i>   |
| Временные вертикальные   | <i>cr, pl</i>                                | <i>vkcr, us</i>  | <i>cr</i>   | <i>Wud</i>            | <i>cr</i>           | <i>wud</i>                              | <i>wud</i>  |
| Температурные и усадочные  | <i>cr, pl</i>                                | -  | -   | <i>Wud</i>            | <i>cr</i>           | -                                       | -   |
| Временные поперечные горизонтальные  | <i>pl</i>                                    | -  | -   | -                     | -                   | <i>wud</i>                              | -   |
| При транспортировании, монтаже, предварительном напряжении и регулировании | <i>wud</i>                                   | -  | -   | <i>Wud</i>            | <i>cr</i>           | -                                       | <i>wud</i>  |

Обозначения, принятые в таблице 5.1

*kr* - ползучесть бетона;

*us* - обжатие поперечных швов сборной железобетонной плиты;

*vkcr* - виброползучесть бетона;

*cr* - поперечные трещины в железобетоне (от всей совокупности действующих нагрузок);

*pl* - ограниченные пластические деформации стали и бетона (от всей совокупности действующих нагрузок и только при проверке сечения);

*wid* - без учета неупругих деформаций;

*тире* - обозначает, что расчет не производится.

**\*5.7.** Ползучесть бетона необходимо учитывать при определении усилий и моментов от постоянных нагрузок и воздействий, если наибольшие напряжения в бетоне от них превосходят  $0,2 R_b$ , где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона сжатию по п. 3.24.

При определении влияния ползучести бетона на сталежелезобетонную конструкцию следует, как правило, учитывать изгибную жесткость железобетонной части конструкции  $E_b I_b$ .

Ползучесть бетона допускается учитывать приближенно по приложению W, если  $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$ ; здесь  $E_{st} I_s$  - изгибная жесткость стальной части конструкции.

Потери натяжения напрягаемой арматуры от ползучести бетона, а также дополнительные деформации от обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты следует определять по приложению W.

**\*5.8.** Расчет на выносливость зон железнодорожных мостов, в которых временная нагрузка увеличивает сжимающие напряжения в бетоне, следует выполнять с учетом виброползучести бетона по приложению W.

**\*5.9.** Усадку бетона следует учитывать при расчетах на температурные воздействия. При этом разгружающее влияние усадки бетона не учитывается.

Предельную относительную деформацию усадки бетона  $\varepsilon_{shr}$  следует принимать равной  $2 \cdot 10^{-4}$  для монолитной плиты и  $1 \cdot 10^{-4}$  для сборной плиты.

Допускается уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения от усадки бетона определять по приложению X.

Ползучесть бетона от усадочных напряжений допускается учитывать путем применения в расчетах условного модуля упругости бетона  $E_{ef,shr} = 0,5 E_b$ .

**\*5.10.** В расчетах на температурные воздействия следует учитывать разность температур железобетонной и стальной частей сечения. Разность температур следует определять, как правило, на основании теплофизических расчетов.

Расчеты на температурные воздействия допускается выполнять, принимая распределение температур в сечении неизменным по длине сталежелезобетонного пролетного строения и исходя из следующих нормативных наибольших значений разности температур  $t_{n,max}$  железобетонной плиты и стальной конструкции:

а) для пролетных строений со стальными балками со сплошной стенкой при езде поверху (рис. 5.1, а):

в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, и балка подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей при наклоне их к горизонту  $30^\circ$  и более,  $- 30^\circ \text{C}$ ;

в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, но балка не подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей, - 15 °С;

в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, - минус 15 °С;

б) для пролетных строений с решетчатыми главными фермами при езде поверху:

в случае, когда температура стальных элементов фермы выше, чем железобетона, независимо от условий освещения солнцем, - 15 °С;

в случае, когда температура стальных элементов фермы ниже, чем железобетона, - минус 10 °С;

в) для пролетных строений с главными балками со сплошной стенкой или с решетчатыми главными фермами и расположенной между ними железобетонной плитой с ездой понизу или посередине:

в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, - 20 °С;

в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, - минус 15 °С;

г) для пролетных строений железнодорожных мостов с безбалластной плитой в проезжей части и в пролетных строениях автодорожных и городских мостов с ездой поверху без (до) устройства на железобетонной плите проезжей части одежды ездового полотна в случае, когда температура железобетона выше, чем стали - 20 °С.

Определение усилий и напряжений от температурных воздействий следует выполнять:

по «а» - с принятием по высоте стальной части сечения криволинейной эпюры разности температур (рис. 5.1, б) с ординатой в  $i$ -й точке

$$t_{ni} = t_{n,\max} \nu_{ii} = t_{n,\max} \sqrt{3,91 \frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3,82 \left( \frac{Z_{b1,i}}{h_w} \right)^2} \quad (5.1)$$

где  $Z_{b1,i}$ ,  $h_w$  - по рис. 5.1, а, см;

по «б» и «в» - с принятием прямоугольной эпюры разности температур по всей высоте стальной части сечения;

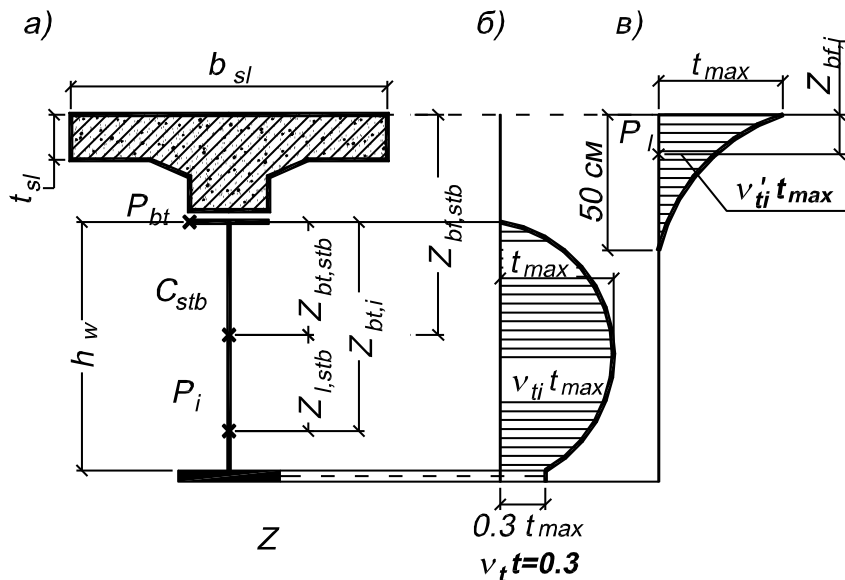
по «г» - с принятием криволинейной эпюры разности температур по рис.5.1, в и с ординатой в  $i$ -й точке

$$t_{ni} = t_{n,\max} \nu'_{ii} = t_{n,\max} \left( \frac{Z_{bf,i}}{50} - 1 \right)^2 \quad (5.2)$$

где  $Z_{bf,i}$  - по рис.5.1, в, см.

В пролетных строениях с ездой поверху стальную часть коробчатого сечения допускается условно разделять на балки двутаврового сечения и при этом учитывать разность температур по рис.5.1, б.

Допускается уравновешенные в пределах поперечных сечений напряжения от изменений температуры определять по приложению X.



**Рис.5.1. Поперечное сечение сталежелезобетонной конструкции и расчетные эпюры разности температур**

*a* - схема поперечного сечения; *б* - криволинейная эпюра разности температур по высоте стальной части сечения; *в* - криволинейная эпюра разности температур для верхней части сечения балки

**5.11.** Сжатую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности, трещиностойкости, а в железнодорожных мостах - и на выносливость.

Влияние развития ограниченных пластических деформаций бетона и стали на распределение усилий в статически неопределимых конструкциях допускается не учитывать.

**\*5.12.** Растянутую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности и трещиностойкости. Категории требований по трещиностойкости следует принимать согласно разд. 3.

Жесткость при растяжении железобетонной плиты с учетом образовавшихся трещин определяется выражением  $\frac{E_r A_r}{\psi_{cr}}$ ; здесь  $E_r$ ,  $A_r$  - модуль

упругости и площадь сечения продольной арматуры плиты,  $\psi_{cr}$  - коэффициент, учитывающий частичное вовлечение бетона между трещинами в работу на растяжение и принимаемый по таблице 5.2.

Таблица 5.2

| Арматура  | Значение коэффициента $\psi_{cr}$ для |                     |   |
|---|---------------------------------------|---------------------|---|
|   | железнодорожных мостов при расчете    |                     | автомобильных и городских мостов при расчетах по прочности и трещиностойкости |
|   | по прочности                          | по трещиностойкости |   |
| Гладкая; пучки высокопрочной проволоки; стальные канаты | 1,00                                  | 1,00                | 0,70  |
| Периодического профиля                                  | 1,00                                  | 0,75                | 0,50  |

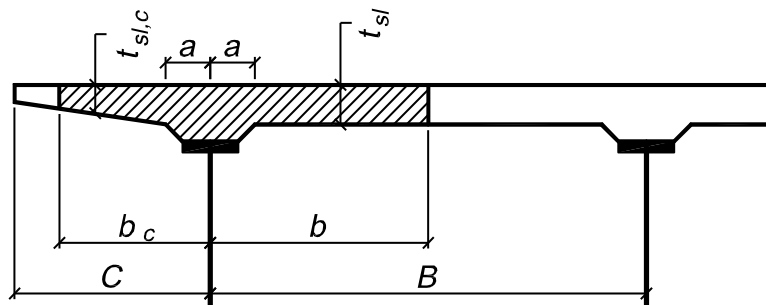
В статически неопределимых системах усилия следует определять с учетом влияния наличия поперечных трещин в железобетонной плите.

Для сборной необжатой железобетонной плиты, у которой продольная арматура не стыкуется, жесткость при растяжении следует принимать равной нулю.

**5.13.** Расчеты плиты проезжей части на местный изгиб и совместную работу с главными балками допускается выполнять независимо один от другого, при этом суммировать, усилия и деформации следует только в случае работы плиты на местный изгиб в продольном направлении.

**5.14.** Расчет поперечного сечения следует выполнять по стадиям, число которых определяется количеством частей сечения, последовательно включаемых в работу. Для каждой части сечения действующие напряжения следует определять суммированием их по стадиям работы.

**\*5.15.** Учитываемую в составе сечения расчетную ширину железобетонной плиты  $b_{sl}$  следует определять как сумму расчетных величин свесов плиты в обе стороны от оси стальной конструкции (рис.5.2). Расчетную величину свеса плиты следует, как правило, определять пространственным расчетом: допускается принимать ее значение в соответствии с таблицей 5.3.



**Рис. 5.2.** Схема для определения расчетной ширины железобетонной плиты, учитываемой в составе сечения

Таблица 5.3

| Положение свеса плиты относительно стальной части, его обозначение | Параметр плиты $l$           | Расчетная величина свеса плиты                                 |
|--|------------------------------|--|
| Свес в сторону соседнего стального элемента $b$                    | Больше $4B$<br>Меньше $4B$   | $B/2$<br>$a + 6t_{sl}$ ,<br>но не более $B/2$ и не менее $l/8$ |
| Свес в сторону консоли $b_c$                                       | Больше $12C$<br>Меньше $12C$ | $C$<br>$a + 6t_{sl,c}$ ,<br>но не более $C$ и не менее $l/12$  |

Обозначения, принятые в таблице 5.3:

$a$  - половина ширины железобетонного ребра или вута, а при их отсутствии - половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса;

$t_{sl}$ ,  $t_{sl,c}$  - средняя толщина железобетонной плиты соответственно в пролете и на консоли (за вычетом ребра или вута);

$l$  - параметр плиты, равный:

длине пролета - для главных балок или ферм;

длине панели - для продольных балок проезжей части;

расстоянию между главными фермами или ширине железобетонной плиты поперек моста, если она меньше этого расстояния, - для поперечных балок проезжей части;

*B* - расстояние между осями стальных конструкций, равноценных по жесткости (рис.5.2);

*C* - конструктивный консольный свес плиты от оси стальной конструкции (рис.5.2).

**\*5.16.** Площадь железобетонной плиты  $A_b$ , а в расчетах на кручение - также ее толщину  $t_{sl}$  и ширину ребра или вута следует принимать поделенными на коэффициент приведения  $n_b$  согласно п. 5.5. При учете неупругих деформаций допускается использовать коэффициенты приведения, найденные по условным модулям упругости бетона, определяемым по приложениям W и X.

Площадь продольной арматуры, имеющей сцепление с бетоном, следует принимать поделенной на коэффициент приведения  $n_r = E_{st} / E_r$ , где  $E_r$  - модуль упругости ненапрягаемой  $E_{rs}$  или напрягаемой  $E_{rp}$  арматуры, принимаемый по таблице 3.16.

Подливку, одежду ездового полотна и верхнее строение железнодорожного пути в составе расчетного поперечного сечения учитывать не следует.

**5.17.** Центры тяжести стального и приведенного сечений следует определять по сечению брутто. Ослабление сечений болтовыми отверстиями учитывается согласно п. 4.24.

**5.18.** Прочность и устойчивость стальных балок при монтаже проверяют согласно п.п. 4.41, 4.42 и 4.51.

Прочность и трещиностойкость конструкций и их элементов при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже следует проверять в предположении упругой работы стали и бетона. Проверку следует осуществлять без учета ползучести, усадки бетона и обжатия поперечных швов, но с учетом влияния потерь предварительного напряжения согласно разд. 3.

## РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

### Расчет по прочности

**\*5.19.** В сталежелезобетонной конструкции возникающие нормальные сжимающие напряжения воспринимаются преимущественно железобетонной частью, нормальные растягивающие – стальной частью, касательные напряжения – стальной частью, поперечной арматурой железобетонной части, а также бетоном.

Расчет сталежелезобетонных конструкций имеет ряд особенностей, связанных с наличием в сечении как железобетонной, так и стальной частей. Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие положительного изгибающего момента вызывающего в верхнем поясе сжатие следует выполнять по формулам таблицы 5.4 по одному из расчетных случаев А, Б или В (рис.5.3) в зависимости от величины напряжения в бетоне  $\sigma_b$  на уровне центра тяжести железобетонной плиты и напряжения в продольной арматуре  $\sigma_r$ , отвечающего деформации бетона при напряжении  $\sigma_b$ .

| Критерии и проверки   | Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях                    |   |   |
|---|---|---|---|
|   | А   | Б   | В   |
| Критерии: соотношения жесткостей                                    | $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$   | -   | -   |
| напряжений в бетоне (сжатие +, растяжение -)                        | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,стb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$                    | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b,стb}} - \sigma_{bi} \geq m_b R_b$                 |   |
| напряжений в расчетной продольной арматуре (сжатие +, растяжение -) | $\sigma_\eta = \frac{M_2}{n_\eta W_{b,стb}} + \sigma_{Ri} < m_\phi R_n$           |   | $\sigma_\eta = \frac{M_2}{n_\eta W_{b,стb}} + \sigma_{Ri} \geq m_R R_n$   |
| Проверки: железобетона (сжатие +, растяжение -)                     | -   | -   | $\frac{k}{E_{st}} \left( \frac{M_2 - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{bs}} - \frac{N_{br,R}}{A_s} \right) \leq \epsilon_{b,lim}$ |
| Стального верхнего пояса (сжатие +, растяжение -)                   | $\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_4 W_{s2,s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_l m R_y$ | $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{\alpha_3 W_{s2,s}} - \frac{N_{br,R}}{A_s} \leq m R_y$ |   |
| Стального нижнего пояса (растяжение +, сжатие -)                    | $\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$     | $\frac{M - Z_{bs} N_{br,r}}{\alpha_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br,r}}{A_s} \leq m R_y$ | $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{\alpha_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br,R}}{A_s} \leq m R_y$                                   |

Обозначения, принятые в таблице 5.4:

$M = M_1 + M_2$  - полный изгибающий момент (принимают так же, как и  $M_1$  и  $M_2$  с соответствующим знаком);

$M_1$  - изгибающий момент первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции);

$M_2$  - изгибающий момент второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция), определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменений температуры;

$\sigma_{bi}$ ,  $\sigma_{ri}$  - уравновешенные в поперечном сталежелезобетонном сечении напряжения, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменений температуры (за исключением случая, когда температура железобетонной плиты согласно п. 5.10,2 выше, чем стали, и расчеты проводятся по формулам таблиц 5.4-5.6) соответственно в бетоне и в продольной арматуре;

$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$  - площадь нетто поперечного сечения стальной балки;

$A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, A_r = A_{rs}$  - площади элементов поперечного сечения соответственно стальных нижнего и верхнего поясов, стальной вертикальной стенки, бетона плиты, продольной ненапрягаемой арматуры плиты;

$W_{b,stab} = \frac{I_{stab}}{Z_{b,stab}}; W_{s1,s} = \frac{I_s}{Z_{s1,s}}; W_{s2,s} = \frac{I_s}{Z_{s2,s}}$  - моменты сопротивления;

$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$  - условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона;

$I_{stab}, I_s$  - моменты инерции нетто соответственно сталежелезобетонного поперечного сечения балки, приведенного к стали, и поперечного сечения стальной балки;

$Z_{b,stab}, Z_{bs}, Z_{s1,s}, Z_{s2,s}$  - расстояние согласно рис. 5.3;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rs}}$  - коэффициент приведения, принимаемый по п. 5.16;

$n_b$  - коэффициент приведения, принимаемый по п. 5.5;

$\epsilon_{b,lim} = 0,0016$  - предельная (для сталежелезобетонных конструкций) относительная деформация бетона в уровне центра тяжести его поперечного сечения;

$R_y, R_b, R_r = R_{rs}$  - расчетные сопротивления соответственно материала стальной конструкции по пп. 4.6 и 4.7, бетона сжатия по п. 3.24, ненапрягаемой продольной арматуры по п. 3.37;

$\alpha_3 = 1 + \eta(\alpha - 1)$  - поправочный коэффициент к моменту сопротивления при расчете прочности стальной балки на совместное действие изгибающего момента и осевой силы;

$\alpha_4 = \alpha_3 / m_1$  - поправочный коэффициент к моменту сопротивления при проверке стального верхнего пояса, принимаемый не менее 1,0;

$\alpha$  - коэффициент, принимаемый по п. 4.26;

$\eta$  - коэффициент, принимаемый по таблиц. 5.5;

$m$  - коэффициент условий работы стальной конструкции, принимаемый по п. 4.19;

$m_b$  - коэффициент условий работы бетона, принимаемый по разд.3;

$m_r$  - коэффициент условий работы арматуры, принимаемый по разд.3;

$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$  - коэффициент условий работы верхнего стального пояса,

учитывающий его нагрузку прилегающим недонапряженным бетоном и принимаемый не более 1,2;

$k$  - коэффициент, учитывающий увеличение относительных деформаций бетона при развитии пластических деформаций;

при этом  $k = 1$ , если  $\frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s2,s}} \leq m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s}$ ;

в случае если  $m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs} N_{br,R}}{W_{s2,s}} \leq [1 + \eta(\alpha_3 - 1)] \left( m R_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} \right)$ ,  $k$  определяют

интерполяцией между предельными значениями  $k = 1,0$  и  $k = 1,0 + \frac{0,0009 E_{st}}{m R_y}$ .



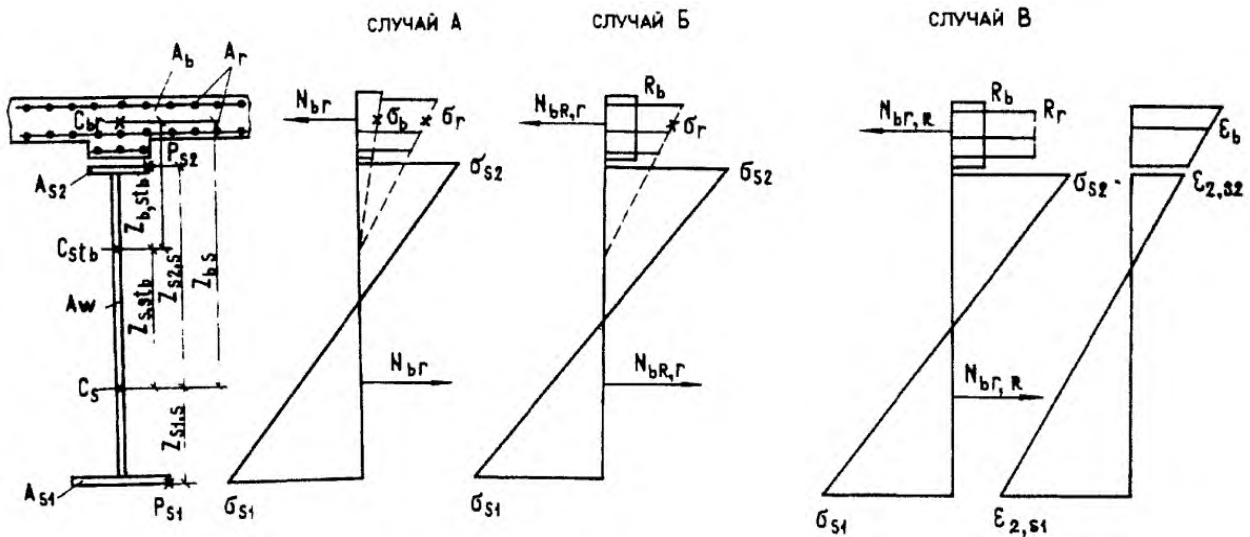


Рис. 5.3. Усилия, напряжения и деформации в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем положительный изгибающий момент

Таблица 5.5

| $A_{s2}$ | Значения коэффициента $\eta$ при $N / A_s m R_y$ , равном |            |             |             |             |             |             |             |             |
|----------|---|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|          | $A_{s1}$  | 0          | 0,05        | 0,10        | 0,15        | 0,20        | 0,25        | 0,30        | 0,35        |
| 0        | 0   | <u>1,0</u> | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>0,99</u> | <u>0,98</u> |
|          | 1,0   | 1,0        | 0,98        | 0,94        | 0,90        | 0,87        | 0,81        | 0,75        | 0,67        |
| 0,2      | 0   | <u>1,0</u> | <u>1,0</u>  | <u>1,0</u>  | <u>1,02</u> | <u>1,03</u> | <u>1,04</u> | <u>1,05</u> | <u>1,06</u> |
|          | 1,0   | 1,0        | 0,97        | 0,92        | 0,87        | 0,80        | 0,70        | 0,57        | 0,38        |
| 0,4      | 0   | <u>1,0</u> | <u>1,04</u> | <u>1,08</u> | <u>1,12</u> | <u>1,14</u> | <u>1,16</u> | <u>1,19</u> | <u>1,20</u> |
|          | 1,0   | 1,0        | 0,90        | 0,80        | 0,67        | 0,52        | 0,34        | 0,53        | 0,68        |
| 0,6      | 0   | <u>1,0</u> | <u>1,10</u> | <u>1,19</u> | <u>1,28</u> | <u>1,35</u> | <u>1,40</u> | <u>1,44</u> | <u>1,46</u> |
|          | 1,0   | 1,0        | 0,84        | 0,64        | 0,40        | 0,56        | 0,75        | 0,95        | 1,13        |
| 0,8      | 0   | <u>1,0</u> | <u>1,20</u> | <u>1,39</u> | <u>1,55</u> | <u>1,70</u> | <u>1,83</u> | <u>1,93</u> | <u>1,98</u> |
|          | 1,0   | 1,0        | 0,61        | 0,51        | 0,84        | 1,12        | 1,36        | 1,60        | 1,86        |
| 1,0      | 0   | <u>1,0</u> | <u>1,29</u> | <u>1,63</u> | <u>2,04</u> | <u>2,47</u> | <u>2,86</u> | <u>3,20</u> | <u>3,38</u> |
|          | 1,0   | 1,0        | 1,29        | 1,63        | 2,04        | 2,47        | 2,86        | 3,20        | 3,38        |

продолжение таблицы 5.5

| $A_{s2}$ | Значения коэффициента $\eta$ при $N / A_s m R_y$ , равном |             |             |             |             |             |             |             |
|----------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|          | $A_{s1}$  | 0,40        | 0,45        | 0,50        | 0,55        | 0,60        | 0,65        | 0,70        |
| 0        | 0   | <u>0,96</u> | <u>0,95</u> | <u>0,92</u> | <u>0,88</u> | <u>0,83</u> | <u>0,75</u> | <u>0,63</u> |
|          | 0,58  | 0,58        | 0,45        | 0,28        | 0,52        | 0,68        | 0,76        | 0,82        |
| 0,2      | 0   | <u>1,07</u> | <u>1,06</u> | <u>1,05</u> | <u>1,02</u> | <u>0,99</u> | <u>0,90</u> | <u>0,75</u> |
|          | 0,49  | 0,49        | 0,61        | 0,72        | 0,82        | 0,91        | 0,99        | 1,05        |
| 0,4      | 0   | <u>1,21</u> | <u>1,20</u> | <u>1,18</u> | <u>1,16</u> | <u>1,13</u> | <u>1,09</u> | <u>1,04</u> |
|          | 0,84  | 0,84        | 0,98        | 1,12        | 1,22        | 1,30        | 1,38        | 1,42        |
| 0,6      | 0   | <u>1,47</u> | <u>1,46</u> | <u>1,45</u> | <u>1,42</u> | <u>1,39</u> | <u>1,35</u> | <u>1,30</u> |
|          | 1,30  | 1,30        | 1,45        | 1,58        | 1,69        | 1,76        | 1,84        | 1,90        |
| 0,8      | 0   | <u>2,00</u> | <u>2,02</u> | <u>2,01</u> | <u>1,99</u> | <u>1,97</u> | <u>1,91</u> | <u>1,84</u> |
|          | 2,08  | 2,08        | 2,29        | 2,47        | 2,52        | 2,50        | 2,46        | 2,38        |
| 1,0      | 0   | <u>3,49</u> | <u>3,56</u> | <u>3,57</u> | <u>3,53</u> | <u>3,43</u> | <u>3,29</u> | <u>3,05</u> |
|          | 3,49  | 3,49        | 3,56        | 3,57        | 3,53        | 3,43        | 3,29        | 3,05        |

Таблица 5.6

| Критерии и проверки  | Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях                      |  |
|--|---|--|
|  | Г   | Д  |
| Критерии: соотношения жесткостей   | $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$   |  |
| напряжений в бетоне (сжатие +, растяжение -)                                     | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} > 0,1 m_b R_b$                 | $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \leq 0,1 m_b R_b$   |
| Проверки: напряжений в продольной арматуре железобетона (растяжение +, сжатие -) | -   | $\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b, s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r, s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri} \leq m_r R_r$ |
| стального верхнего пояса (растяжение +, сжатие -)                                | $\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_5 W_{s2, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_2 m R_y$ | $\frac{-M - Z_{rs} N_{rR}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{rR}}{A_s} \leq m R_y$  |
| стального нижнего пояса (сжатие +, растяжение -)                                 | $\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$     | $\frac{-M - Z_{rs} N_r}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_r}{A_s} \leq m R_y$  |

Обозначения, принятые в таблице 5.6:

$M; M_1; M_2; \sigma_{bi}; \sigma_{ri}; A_{s2}; A_w;$

$A_b; A_r; A_s; W_{b, stb}; W_{s2, s}; W_{s1, s};$

$n_r; n_b; R_y; R_b; R_r; \alpha_3; \eta; m; m_r; m_b$  - см. обозначения к таблице 5.4;

$$A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \psi_{cr}}; \quad W_{r, s\psi} = \frac{I_{s\psi}}{Z_{r, s\psi}};$$

$I_{s\psi}$  - соответственно площадь, момент сопротивления и момент инерции поперечного сечения нетто стальной конструкции балки, работающей совместно с продольной арматурой площадью  $\frac{A_r}{\psi_{cr}}$  (приведенной к материалу стальной конструкции);

$Z_{bs}; Z_{b, s\psi}; Z_{rs}; Z_{r, s\psi}$  - расстояния по рис. 5.4;

$\alpha_3$

$\alpha_5 = \frac{m_2}{m}$  - поправочный коэффициент, принимаемый не менее 1,0;

$m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{m R_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$  - коэффициент условий работы верхнего стального пояса, принимаемый не более 1,2.

Обозначения, принятые в таблицах 5.4-5.6:

$N = N_{br} = A_b \sigma_b + A_r \sigma_r$  - в случаях А и Г;

$N = N_{br, R} = A_b R_b + A_r \sigma_r$  - в случае Б при проверке нижнего пояса;

$N = N_{br, R} = A_b R_b + A_r R_r$  - в случае Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В;

$N = N_{rR} = A_r R_r$  - в случае Д при проверке верхнего пояса;

$N = N_r = A_r \sigma_r$ , но не более  $A_r R_r$  - в случае Д при проверке нижнего пояса.

Примечания. 1. Случаи А, Б и В следует принимать по п.5.19 (рис.5.3), Г и Д - по п. 5.21 (рис.5.3).

2. Здесь  $A_{s2}$  - меньший по площади пояс стальной балки.

3. Над чертой даны значения  $\eta$  для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в меньшем по площади поясе стальной балки; под чертой - для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в большем по площади поясе стальной балки.

4. Нормальную силу  $N$  следует принимать растягивающей стальную балку при сжимающих напряжениях в железобетонной плите и сжимающей стальную балку при растягивающих напряжениях в железобетонной плите и арматуре (в формулы силу  $N$  в обоих случаях необходимо подставлять со знаком «плюс»).

**5.20.** При расположении нейтральной оси сечения в пределах высоты железобетонной плиты и напряжениях в растянутой части плиты, превосходящих  $m_b R_{bt}$  по пп. 3.24 и 3.25, в состав сечения следует включать только сжатую часть бетона. Проверку прочности сечения следует выполнять с учетом неравномерного распределения напряжений по высоте железобетонной плиты.

**\*5.21.** Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие отрицательного изгибающего момента вызывающего в верхнем поясе растяжение следует выполнять по формулам таблицы 5.6 по одному из расчетных случаев Г или Д (рис.5.4) в зависимости от величины напряжения в бетоне  $\sigma_b$  на уровне центра тяжести железобетонной плиты.

Значения касательных напряжений  $\tau$  в стенке стальной части поперечного сечения сталежелезобетонной изгибаемой балки при  $M = M_x = M_y = 0$  должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{Q_1 \cdot S_{i,s}}{I_s \cdot t} + \frac{Q_2 \cdot S_{i,stab}}{I_{stab} \cdot t} \leq \alpha_2 \cdot R_s \cdot m, \quad (5.3)$$

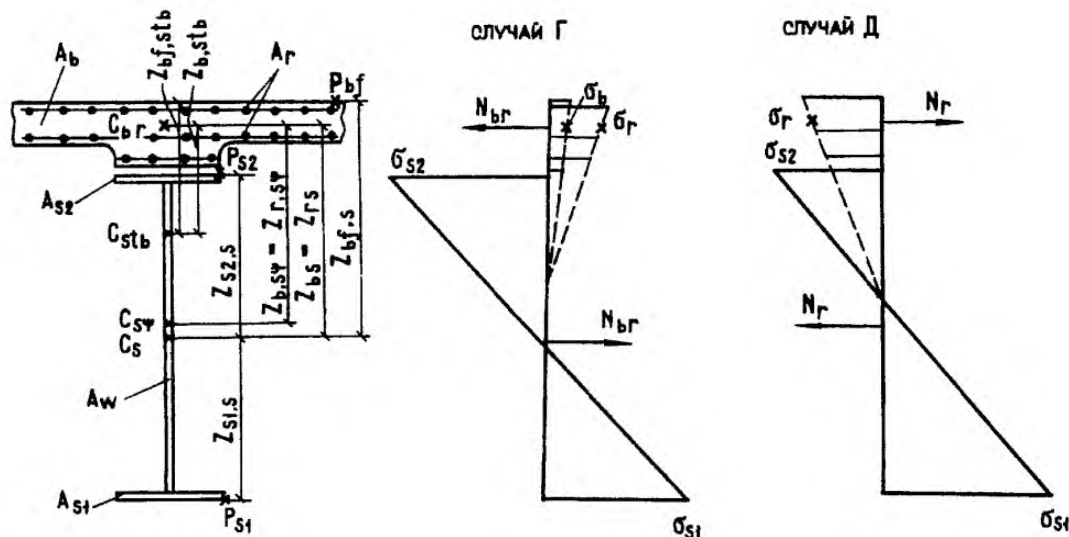


Рис. 5.4. Усилия и напряжения в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем отрицательный изгибающий момент

где  $Q_1$  – поперечная сила первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции);;

$Q_2$  – поперечная сила второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция), которая определяется для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона и обжатие поперечных швов, образования поперечных трещин, в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменений температур;

$I_s$  и  $I_{stb}$  – моменты инерции соответственно стального сечения и приведенного к стали сталежелезобетонного сечения;;

$t$  – толщина стенки;

$S_{i,s}$  и  $S_{i,stb}$  – статические моменты отсеченных на высоте « $l$ » частей стального и приведенного к стали сталежелезобетонного сечения соответственно относительного центра веса всего стального и всего приведенного к стали сталежелезобетонного сечения.

$\alpha_2$  – коэффициент, который определяется согласно формуле (4.26) в соответствии с п. 4.30.

**5.22** Расчет по прочности более сложных сечений (например, напрягаемых высокопрочной арматурой, двухплитных, при совместном действии изгибающего момента и внешней осевой силы) следует выполнять с учетом их напряженного состояния и конструктивных особенностей, руководствуясь указаниями пп. 5.19-5.21.

Для сечения с высокопрочной арматурой усилия предварительного напряжения следует учитывать на стадии натяжения арматуры как внешнюю нагрузку. На последующих стадиях работы при определении разгружающих усилий  $N$  высокопрочную арматуру следует учитывать с бетоном и ненапрягаемой продольной арматурой, при этом необходимо дополнительно выполнить проверку прочности высокопрочной арматуры. В случае  $D$  высокопрочную арматуру следует проверять с учетом увеличения усилия в ней при ограниченном развитии пластических деформаций в стальной конструкции.

При действии на сечение наряду с изгибающими моментами  $M$  также внешних осевых усилий  $N_e$  следует учитывать дополнительные изгибающие моменты, возникающие от изменения положения центра тяжести рассматриваемой части сечения.

**5.23** Расчет по прочности сечений с железобетонной плитой, работающей на местный изгиб в продольном направлении, следует выполнять по расчетным случаям А, Б, В, Г и Д, при этом плиту в случаях Б, В и Д необходимо рассчитывать по предельному равновесию как внецентренно сжатый или внецентренно растянутый железобетонный стержень в соответствии с пп. 3.69, 3.70, 3.72, 3.73, 3.75 и 5.13, а в расчете всего сечения следует учитывать разгрузку стальной его части равнодействующей сжимающих или растягивающих продольных сил, воспринимаемых плитой.

### Расчет на выносливость

**5.24.** Расчет на выносливость следует выполнять: для стальной и железобетонной частей конструкции, а также для конструкций объединения железобетона со сталью железнодорожных мостов; только для стальной части конструкции и креплений конструкций объединения автодорожных, городских и пешеходных мостов. При этом высокопрочную арматуру, имеющую сцепление с бетоном, следует относить к железобетонной части, а не имеющую сцепления - к стальной.

В расчетах на выносливость следует учитывать неупругие деформации бетона согласно пп. 5.6-5.8 и приложению W.

Температурные воздействия, усадку бетона и горизонтальные нагрузки в расчетах на выносливость допускается не учитывать.

В состав сечения при определении  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$  следует включать ту часть бетона, в которой при рассматриваемом нагружении отсутствует растяжение.

Проверку выносливости следует выполнять с учетом требований, изложенных в п.п. 3.91-3.94 и п. 4.57.

**5.25.** Расчет на выносливость сталежелезобетонной балки железнодорожного моста с ненапрягаемой арматурой в железобетонной части сечения следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{2w}}{n_{vkr} W'_{bf, stb}} \leq m_{b1} R_b; \quad (5.4)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1w}}{W_{s1, s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s1, stb}} \leq m_{\alpha 2} \gamma_{w, s1} R_y; \quad (5.5)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{1w}}{W_{s2, s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s2, stb}} \leq m_{\alpha 2} \gamma_{w, s2} R_y; \quad (5.6)$$

где  $M_{1w}$  - изгибающий момент первой стадии работы от нагрузок, учитываемых в расчетах на выносливость;

$M_{2w}$  - изгибающий момент второй стадии работы от нагрузок, учитываемых в расчетах на выносливость, включая изгибающие моменты от виброползучести бетона в статически неопределимых системах;

$W'_{i, stb}$  - момент сопротивления нетто сталежелезобетонного сечения для фибры  $i$  ( $bf, s1, s2$ ), определенный при коэффициенте приведения бетона к стали

$$n_{vkr} = \frac{E_{st}}{E_{vkr}};$$

$E_{vkr}$  - условный модуль упругости бетона с учетом его виброползучести по приложению W;

$m_{b1}$  - коэффициент условий работы бетона под многократно повторяющейся нагрузкой по п. 3.26;

остальные обозначения соответствуют принятым в пп. 3.94, 4.57, п. 5.19 и на рис. 5.3.

При наличии концентраторов напряжений на стенке балки следует проверить выносливость и этих точек сечения с подстановкой в формулы (5.5) и (5.6) соответствующих значений моментов сопротивления и коэффициента  $\gamma_w$ .

### Расчет по трещиностойкости

**5.26.** Расчет железобетонных плит по трещиностойкости при совместной работе со стальными конструкциями следует выполнять в соответствии с требованиями пп. 3.95-3.111 и 5.12. При этом в расчетах по образованию трещин предельные значения растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне следует сопоставлять с напряжениями в крайней фибре бетона  $\sigma_{bf}$  упруго работающего сталежелезобетонного сечения, вычисленными от эксплуатационных нагрузок с учетом на стадии эксплуатации неупругих деформаций согласно п. 5.6.

В расчетах по раскрытию трещин напряжения в крайнем ряду продольной арматуры следует вычислять с учетом увеличения ее площади по п. 5.12 и потерь напряжения от неупругих деформаций. При ненапрягаемой продольной арматуре и работе сечения по двум стадиям растягивающее напряжение следует вычислять по формуле

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}; \quad (5.7)$$

где  $M_2$  - изгибающий момент второй стадии работы от эксплуатационных нагрузок, определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменения температуры; остальные обозначения пояснены в пп. 5.12, 5.19, 5.21 и на рис. 5.4.

**5.27.** Раскрытие трещин (при двух стадиях работы) в растянутой сборной железобетонной плите, у которой ненапрягаемая арматура в поперечных швах не состыкована, следует определять по формуле

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \cdot \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} l_a \leq \Delta_{cr,d}; \quad (5.8)$$

где  $\sigma_{2,s2}$  - растягивающее напряжение в стальном верхнем поясе от нагрузок и воздействий второй стадии работы в предположении, что железобетонная плита в растянутой зоне отсутствует;

$l_a$  - расстояние между конструкциями объединения у поперечных швов, при отсутствии конструкций объединения - длина блока плиты;

$Z_{bf,s}$ ,  $Z_{s2,s}$  - расстояния согласно рис. 5.4;

$\Delta_{cr,d} = 0,03$  см - предельная ширина раскрытия трещин в поперечном шве, имеющем арматуру для передачи поперечной силы; при отсутствии в шве арматуры  $\Delta_{cr,d}$  следует вычислять в предположении, что поперечная сила через шов не передается.

При устройстве клеевых швов трещиностойкость железобетонной плиты в железнодорожных мостах следует проверять по категории требований по трещиностойкости 2а; при проверке трещиностойкости железобетонной плиты в автодорожных, городских и пешеходных мостах величина растягивающих напряжений не должна превышать  $0,5 R_{bt,ser}$  (по таблице 3.6).

При использовании клееных стыков в предварительно напряженной железобетонной плите ее трещиностойкость следует принимать по п. 3.95.

## Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

**5.28** Конструкции объединения следует рассчитывать на сдвигающие усилия  $S_Q$  в объединительном шве от поперечных сил и продольное сдвигающее усилие  $S_N$ , возникающее от температурных воздействий и усадки бетона, анкеровки высокопрочной арматуры, воздействия примыкающей ванты или раскоса и т.д.

Конструкции объединения, расположенные на концевых участках железобетонной плиты, следует рассчитывать, кроме того, на отрывающие усилия, в том числе возникающие от температурных воздействий и усадки бетона.

**5.29** Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции следует определять по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{r1}A_r) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{r2}A_r) \quad (5.9)$$

где  $\sigma_{b1}$ ,  $\sigma_{b2}$  - напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной  $a_i$ ;

$\sigma_{r1}$ ,  $\sigma_{r2}$  - напряжения в продольной арматуре соответственно в тех же сечениях;

$A_b$ ,  $A_r$  - согласно п.п. 5.19 и 5.12.

Если растягивающие напряжения в железобетонной плите превышают  $0,4R_{bt,ser}$ , сдвигающие усилия следует определять в предположении наличия в плите трещин и вычислять напряжения в арматуре  $\sigma_r$  с учетом продольной жесткости плиты согласно п. 5.12.

Полное концевое сдвигающее усилие  $S_e$  следует определять, принимая на конце  $\sigma = 0$  и назначая длину концевого расчетного участка равной:

$$a_e = 0,36(H + b_{sl}); \quad (5.10)$$

где  $H$  - расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;

$b_{sl}$  - согласно п. 5.15.

Распределение сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной конструкцией в сложных случаях воздействий допускается принимать согласно приложению Y.

**\*5.30.** Концевые отрывающие железобетонную плиту от стальной конструкции усилия  $S_{ab}$  следует определять по формуле

$$S_{ab} = 5,6 \frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} S_e ; \quad (5.11)$$

где  $Z_{b,s2}$  - расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхней фибры стальной конструкции;

$S_e, H, b_{sl}$  - согласно п. 5.29.

Отрывающее усилие  $S_{ab}$  следует принимать приложенным на расстоянии  $0,024(H + b_{sl})$  от конца плиты (см. рис. приложения Y).

**\*5.31.** Расчеты конструкции объединения стальной части с железобетонной следует выполнять:

а) при жестких упорах - полагая прямоугольной эпюру сжимающих напряжений, передаваемых расчетной сминающей поверхностью упора;

б) при вертикальных гибких упорах - исходя из условий работы упора на изгиб со смятием бетона согласно приложению Z;

в) при наклонных анкерах - исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона согласно приложению Z;

г) при закладных деталях плиты, объединенных со стальными поясами высокопрочными болтами, - исходя из расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах согласно разд.4;

д) при объединительных швах на высокопрочных болтах, обжимающих железобетон, - исходя из условий работы объединения на трение по контактными поверхностям шва согласно приложению Ω;

е) при болтоклеевых объединительных швах - в соответствии с подпунктом «г» или «д», но с учетом сил сцепления от склеивания.

ж) при гребенчатых упорах на действие расчетных сдвигающих и отрывающих усилий с учетом равномерного распределения по длине пролетного строения.

**5.32.** Расчет конструкции объединения на жестких упорах надлежит выполнять по следующим формулам:

в железнодорожных мостах:

по прочности

$$S_h \leq 2R_b A_{b,dr} ; \quad (5.12)$$

на выносливость

$$S_w \leq 1,5m_{b1} R_b A_{b,dr} ; \quad (5.13)$$

в автодорожных, городских и пешеходных мостах - по прочности

$$S_h \leq 1,6R_b A_{b,dr} ; \quad (5.14)$$

где  $S_h, S_w$  - сдвигающие усилия, приходящиеся на один упор, соответственно при расчете по прочности или выносливости;

$A_{b,dr}$  - площадь поверхности смятия бетона упором; при цилиндрических и дугообразных упорах - площадь их диаметрального сечения;

$m_{b1}$  - согласно п. 5.25.

При сборной железобетонной плите и расположении упоров в окнах расчетное сопротивление  $R_b$  следует принимать по классу бетона блоков, а толщину подливки не включать в площадь смятия. При расположении упоров в



продольных швах плиты площадь смятия следует учитывать полностью, а расчетные сопротивления принимать по классу бетона замоноличивания швов.

Если жесткие упоры расположены а железобетонном ребре или вуте, предельные значения величин  $S_h$  и  $S_w$  следует уменьшать, умножая правые части приведенных формул на 0,9 при  $1,5 b_{dr} \geq b_{rib} > 1,3b_{dr}$  и на 0,7 при  $b_{rib} \leq 1,3b_{dr}$ , где  $b_{rib}$  - ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором.

**5.33.** Прикрепления конструкций объединения к стальной части следует рассчитывать по пп. 4.82- 4.108. Расчеты прикрепления жесткого упора к стальной части конструкции следует выполнять с учетом момента от сдвигающей силы.

**5.34.** При одновременном использовании в конструкции объединения жестких упоров и наклонных анкеров допускается учитывать их совместную работу, полагая полное сопротивление объединительного шва равным сумме сопротивлений упоров и анкеров.

### **Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам**

**5.35.** Вертикальные прогибы от действующих нагрузок, а также перемещения при определении периодов колебаний следует вычислять в предположении упругой работы бетона независимо от знака возникающих в нем напряжений.

При определении периодов свободных горизонтальных колебаний прогиб железобетонной плиты в горизонтальной плоскости допускается определять с введением в состав сечения защитного слоя, подготовки под гидроизоляцию, бортов балластного корыта и железобетонных тротуаров.

При расчете строительного подъема пролетных строений со сборной плитой усадку бетона учитывать не следует.

При расчете строительного подъема пролетных строений с монолитной плитой проезжей части следует учитывать последовательность бетонирования плиты, усадку и ползучесть бетона, возможные перепады температур между стальной и железобетонной частями сооружения, а также саморазогрев бетона в процессе твердения.

**5.36.** В однопутных железнодорожных пролетных строениях железобетонная плита должна быть проверена по прочности в горизонтальной плоскости как сжато-изогнутый (или растянуто-изогнутый) железобетонный элемент, находящийся под действием осевого усилия от совместной работы со стальной конструкцией и изгибающего момента от горизонтальных нагрузок.

Температурные воздействия и усадку бетона при этом допускается не учитывать. Если бетон плиты от действия вертикальных нагрузок и усилий предварительного напряжения оказывается в пластическом состоянии и не воспринимает горизонтальный изгибающий момент, последний должен быть воспринят стальной частью конструкции. При этом полные относительные

деформации в бетоне  $\varepsilon_{b,lim}$  с учетом горизонтального изгибающего момента не должны превышать 0,0016.

## Конструирование

**\*5.37.** Железобетонную плиту следует объединять со стальными главными балками и фермами по всей их длине. Требуемая степень трещиностойкости должна быть обеспечена продольным армированием или предварительным напряжением.

Уменьшение высоты сечений, снижение металлоемкости при обеспечении требуемой жесткости конструкций обычно достигается их предварительным напряжением. Предварительному обжатию изгибаемый элемент подвергается не по всей его длине, а локально – только в зоне действия максимальных изгибающих моментов. Оно осуществляется внешними стержнями из свариваемой арматуры повышенной прочности.

**5.38.** Толщина железобетонной плиты проезжей части должна быть не менее указанной в разд. 3. Толщина железобетонной плиты тротуарной консоли, учитываемой в составе рабочего сечения, должна быть не менее 8 см - для сборных конструкций и 12 см - для монолитных.

**5.39.** Объединение сборной железобетонной плиты со стальной конструкцией следует осуществлять, как правило, с применением фрикционных, болтоклеевых или сварных соединений.

Верх плиты проезжей части рекомендуется выполнять с поперечным уклоном  $i = 0,02$  без последующего устройства сточного тругольника.

Допускается объединение упорами и анкерами, замоноличиваемыми в окнах и швах сборной железобетонной плиты. Зазоры между упором и конструкцией блока плиты должны быть не менее 5 и 3 см соответственно вдоль и поперек пролетного строения.

Устройство упоров и анкеров в полостях и пазах, закрытых сверху, а также трудноомоноличиваемых, не допускается.

При устройстве прерывистых объединительных швов должна быть обеспечена прочность железобетонной плиты при работе на местный изгиб между участками опирания, при этом высота зазора между плитой и поясом должна быть достаточной для окраски пояса.

Объединение монолитной железобетонной плиты проезжей части для совместной работы на постоянные и временные нагрузки с металлическими главными балками пролетных строений допускается с помощью непрерывных гребенчатых упоров из стальных полос, привариваемых к верхним поясам главных балок в процессе заводского изготовления металлоконструкций.

Гребенчатые устройства применимы в сталежелезобетонных пролетных строениях городских, автодорожных и железнодорожных мостов, путепроводов и эстакад разрезных и неразрезных систем при любых пролетах и габаритах, на

горизонтальных и вертикальных кривых, а также на косых пересечениях. Арматура монолитной плиты может быть ненапрягаемой или предварительно напрягаемой, в том числе с регулированием усилий в плите и металлоконструкции при их совместной работе.

Гребенчатые упоры, как элементы металлических балок, являются анкерами в бетоне плиты проезжей части и воспринимают усилия сдвига и отрыва в объединенной сталежелезобетонной конструкции.

Передача усилий от металлической балки на бетон и обратно происходит через короткие и длинные стержни поперечной арматуры, располагаемые в отверстиях и пазах гребней. При этом бетон работает на сжатие и скалывание.

Непрерывное сварное прикрепление гребней к верхним поясам металлических двутавровых или коробчатых балок позволяет избежать концентрации напряжений как в металлоконструкции, так и в бетоне плиты.

Непрерывность гребенчатых упоров по длине пролетного строения обеспечивают стыковой полуавтоматической сваркой элементов (заготовок) с обеспечением сплошного проплавления.

**\*5.40.** Размещение конструкций объединения должно удовлетворять следующим требованиям:

расстояние в свету между жесткими упорами и анкерами не должно превышать восьмикратной средней толщины плиты, определяемой делением площади плиты, включенной в работу, на ее расчетную ширину, при этом площадь плиты следует принимать с учетом площади ребра или вута;

расстояние в свету между жесткими упорами должно быть не менее 3,5-кратной высоты расчетной площади смятия бетона упором;

расстояние в свету между анкерами должно быть не менее  $3d_{an}$ , где  $d_{an}$  - диаметр стержня анкера.

Минимальные расстояния для размещения высокопрочных болтов, обжимающих железобетонную плиту, следует принимать по таблице 5.7.

Таблица 5.7

| Нормируемый размер                                   | Минимально допустимое расстояние, мм, при диаметре болтов, мм |     |
|--|---|-----|
|  | 22  | 24  |
| От центра отверстия до края железобетонного элемента | 100   | 120 |
| Между центрами отверстий по всем направлениям        | 140   | 160 |

**5.41.** Конструкция жестких упоров должна обеспечивать равномерные деформации бетона по площади смятия и не приводить к раскалыванию бетона, например, из-за наличия углов.

При выпуклой форме поверхности, передающей давление с упора на бетон (цилиндрических упорах и др.), зону местного сжатия бетона упором необходимо армировать.

**5.42.** Анкеры следует устраивать, как правило, в виде петель, расположенных под углом  $45^\circ$  к направлению сдвигающих усилий.

Допускается применение одиночных арматурных анкеров.

В закладных деталях петлевые арматурные анкеры следует, как правило, применять в сочетании с жесткими упорами.

**5.43.** При применении высокопрочных болтов для объединения сборной железобетонной плиты со стальными поясами необходимо:

отверстия под высокопрочные болты назначать увеличенных диаметров, обеспечивающих постановку болтов с учетом допусков, установленных нормами изготовления и монтажа;

обеспечить возможность устранения неплотностей за счет деформирования стальных листов при стягивании, применения податливых прокладок или других мер.

**5.44.** Железобетонная плита должна быть заанкерена против отрыва ее от стальной части. При жестких упорах, не обеспечивающих заанкеривания железобетонной плиты, следует применять дополнительные меры против ее отрыва.

Если в объединении с наклонными анкерами сдвигающая сила может менять направление действия, необходимы постановка наклонных анкеров встречных направлений или сочетание наклонных анкеров с вертикальными.

**5.45.** Поперечные стыки блоков сборной железобетонной плиты рекомендуется устраивать с применением:

склеивания торцевых поверхностей с обжатием стыков усилием, создающим давление на торец не менее 0,5 МПа (5 кгс/см<sup>2</sup>);

сварки арматурных выпусков и последующего замоноличивания шва бетоном.

**5.46.** При сборной железобетонной плите, объединенной на всей длине блока, между стальным верхним поясом и железобетонным блоком должен быть предусмотрен слой бетона или раствора, предохраняющий верхний пояс от коррозии. При толщине слоя раствора или бетона 5 см и более его следует армировать.

## **\*6. ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ**

**\*6.1.** В деревянных мостах, как правило, следует применять элементы заводского изготовления.

**\*6.2.** Для деревянных мостов следует предусматривать специальные меры по защите древесины от гниения, а в необходимых случаях - и от возгорания.

**6.3.** Конструкции деревянных мостов должны обеспечивать доступность всех частей для осмотра и очистки, устранения неплотностей, возникших в соединениях, посредством подтяжки болтов и тяжей, а также допускать возможность простого ремонта отдельных элементов.

Применяемые в конструкциях узлы, стыки и соединения должны обеспечивать равномерное распределение усилий между отдельными элементами и частями сооружения.

Особое внимание при проектировании следует уделять обеспечению условий для проветривания отдельных частей конструкции. Деревянные элементы необходимо антисептировать масляными и водорастворимыми антисептиками, подогретыми до температуры 60-80°C, путем нанесения их кистями или опрыскиванием из гидропульта 2 раза с перерывом в 2-4 ч.

**6.4.** В балочных мостах на однорядных опорах для восприятия горизонтальных сил следует устраивать, как правило, каждую пятую опору двухрядной или многорядной.

**6.5.** Деревянные опоры должны быть надежно защищены от воздействия льда и плывущих предметов с помощью обшивок, обстроек и ледорезов.

## МАТЕРИАЛЫ

**\*6.6.** Для деревянных конструкций мостов следует применять древесину сосны, ели, лиственницы, пихты, удовлетворяющую требованиям ГОСТ 9463-88 и ГОСТ 8486-86.

Растянутые и изгибаемые элементы пролетных строений и мостовые брусья должны выполняться из древесины 1-го сорта. Остальные элементы конструкций мостов могут быть выполнены из древесины 2-го сорта.

В крайних зонах (в пределах 1/6 высоты от кромок балок, но не менее двух досок) клееных балок прямоугольного сечения следует применять пиломатериалы 1-го сорта, в остальных зонах допускается применять пиломатериалы 2-го сорта.

Для изготовления мелких деталей соединений (подушек, шпонок и т.п.) следует применять отборную древесину твердых лиственных пород (дуба, ясеня, бука и граба), удовлетворяющую требованиям ГОСТ 9462-88\* - для круглого леса лиственных пород и ГОСТ 2695-83\* - для пиломатериалов лиственных пород.

Допускается для опорных брусьев и насадок в опорах мостов применение круглого леса и брусьев из древесины твердых лиственных пород - дуба, бука, ясеня, граба по ГОСТ 9462-88\* и ГОСТ 2695-83\*.

Смещение разных пород древесины в одном несущем элементе не допускается.

**6.7.** Прочностные характеристики (нормативное и временное сопротивление) древесины, применяемой для изготовления элементов деревянных мостов, должны соответствовать требованиям, указанным для сортовой древесины в КМК 2.03.08-98.

Лабораторные испытания образцов древесины по прочности следует проводить при сооружении мостов с деревянными фермами и во всех случаях - при наличии признаков пониженной прочности древесины. Древесина считается пригодной, если полученная при испытаниях прочность не ниже нормативных сопротивлений.

Прочность древесины круглых лесоматериалов и брусьев допускается оценивать визуально по соответствующим требованиям, приведенным в государственных стандартах, упомянутых в п. 6.6 настоящих норм.

**6.8.** Влажность применяемой древесины должна быть, %, не более: бревен - 25, пиломатериалов - 20, пиломатериалов для клееных конструкций, а также мелких деталей и соединений - 12.

На внутрихозяйственных автомобильных дорогах, в сельскохозяйственных предприятиях и организациях, в малых автодорожных и городских мостах для верхнего настила, поперечин и колесоотбойных брусьев допускается применять древесину с влажностью до 40 %.

Влажность древесины для свай и других элементов, целиком расположенных ниже уровня низких вод, не ограничивается. При изготовлении деревянных конструкций в условиях стройплощадки допускается применять для несущих элементов древесину с влажностью до 25 %, а для вспомогательных элементов - с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

**6.9.** Для стальных элементов деревянных мостов следует применять полосовую, фасонную, листовую и арматурные стали, удовлетворяющие требованиям разд. 4 и 3.

Гвозди следует применять по ГОСТ 4028-63\*, а стальные дюбели - по ТУ 14-4-1231-83. В обоснованных случаях допускается использовать гвозди винтовые стальные по ТУ 10-69-369-87.

**\*6.10** Для склеивания элементов конструкций следует применять клеи, обладающие необходимой прочностью, водостойкостью, биостойкостью и долговечностью: фенольные, резорциновые и фенольно-резорциновые, которые в зависимости от условий эксплуатации должны соответствовать требованиям КМК 2.03.08-98.

Для склеивания древесины с металлом следует применять эпоксидные клеи.

## РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

**\*6.11.** Расчетные сопротивления древесины сосны 1-го сорта в зависимости от ее влажности следует принимать по таблице 6.1.

Таблица 6.1

| Напряженное состояние и характеристика элементов         | Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при влажности, % |             |             |
|--|---|-------------|-------------|
|  | обозначение   | 25 и менее  | больше 25   |
| 1. Изгиб:  | $R_{db}$  |             |             |
| а) элементов из бревен естественной коничности           |   | 17,7 (180)  | 15,2 (155)  |
| б) элементов из брусьев и окантованных бревен            |   | 15,7 (160)  | 13,7 (140)  |
| в) досок настила и др.                                   |   | 13,7 (140)  | 11,8 (120)  |
| 2. Растяжение вдоль волокон                              | $R_{dt}$  | 11,8 (120)  | 9,8 (100)   |
| 3. Сжатие и смятие вдоль волокон                         | $R_{ds}, R_{dqs}$   | 14,7 (150)  | 11,8 (120)  |
| 4. Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон      | $R_{dq}$  | 1,77 (18,0) | 1,47 (15,0) |
| 5. Смятие местное поперек волокон:                       | $R_{dqp}$   |             |             |
| а) в лобовых врубках (при длине площади смятия до 15 см) |   | 3,1 (32)    | 2,5 (26)    |

|   |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°  |           | 3,9 (40)  | 3,3 (34)   |
| 6. Скалывание (наибольшее) вдоль волокон при изгибе   | $R_{dab}$ | 2,35 (24) | 2,15 (22)  |
| 7. Скалывание (среднее по площадке) в соединениях на врубках, учитываемое в пределах длины не более 10 глубин врезки и двух толщин брутто элемента: |           |           |            |
| а) вдоль волокон  | $R_{dam}$ | 1,57 (16) | 1,47 (15)  |
| б) поперек волокон  | $R_{dsm}$ | 0,78 (8)  | 0,69 (7,0) |

*Примечания. 1. Расчетное сопротивление древесины смятию и скалыванию под углом  $\alpha$  к направлению волокон следует определять по формуле*

$$R_{d\alpha} = \frac{R_{d1}}{1 + \left( \frac{R_{d1}}{R_{d2}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}, \quad (6.1)$$

где  $R_{d1}$ ,  $R_{d2}$  - расчетные сопротивления смятию или скалыванию соответственно при  $\alpha = 0^\circ$  и  $\alpha = 90^\circ$ .

*2. Расчетное сопротивление местному смятию поперек волокон (за исключением случаев, указанных в поз. 5 настоящей таблицы) на части длины элемента при длине незагружаемых участков не менее площади смятия и не менее толщины элемента следует определять по формуле*

$$R_{dqa} = R_{dq} \left( 1 + \frac{8}{l_s + 1,2} \right) \quad (6.2)$$

где  $l_s$  - длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

*3. Если в расчетных сечениях элементов имеются ослабления врубками или врезками, то соответствующие расчетные сопротивления следует умножать на коэффициенты условий работы, равные для элементов:*

0,80 - растянутых;

0,85 - изгибаемых из брусьев;

0,90 - изгибаемых из бревен.

Для древесины сосны 2-го сорта расчетные сопротивления должны приниматься менее установленных для 1-го сорта:

на 30 % - при растяжении вдоль волокон;

на 10 % - при всех других напряженных состояниях.

**\*6.12.** Расчетные сопротивления клееной древесины сосны при толщине склеиваемых досок 33 мм и высоте элементов 50 см и менее следует принимать по таблице 6.2.

Таблица 6.2

| Напряженное состояние   | Расчетные сопротивления |      |                     |
|---|-------------------------|------|---------------------|
|   | Обозначение             | МПа  | кгс/см <sup>2</sup> |
| 1. Изгиб бруса  | $R_{db}$                | 17,7 | 180                 |
| 2. Растяжение вдоль волокон                                       | $R_{dt}$                | 12,7 | 130                 |
| 3. Сжатие вдоль волокон   | $R_{ds}$                | 15,7 | 160                 |
| 4. Смятие вдоль волокон   | $R_{dqs}$               | 14,7 | 150                 |
| 5. Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон               | $R_{dcq}, R_{dq}$       | 1,96 | 20,0                |
| 6. Смятие местное поперек волокон:                                |                         |      |                     |
| а) в опорных плоскостях конструкции                               | $R_{dq}$                | 2,50 | 26,0                |
| б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°                      | $R_{dap}$               | 4,31 | 44,0                |
| 7. Скалывание наибольшее вдоль волокон по клеевым швам при изгибе | $R_{daf}$               | 1,47 | 15,0                |
| 8. Скалывание поперек волокон по клеевым швам                     | $R_{dsf}$               | 0,78 | 8,0                 |

В случаях применения досок (слоев) толщиной, отличной от 33 мм, расчетные сопротивления изгибу, сжатию и скалыванию вдоль волокон следует умножать на коэффициенты условий работы, равные:

1,10 - при толщине 19 мм и менее;

1,05 - то же, 26 мм;

0,95 - то же, 43 мм.

При высоте клееных элементов больше 50 см расчетные сопротивления изгибу и сжатию вдоль волокон следует умножать на коэффициенты условий работы, приведенные в таблице 6.3.

Таблица 6.3

| Высота сечения, см | Коэффициент условий работы | Высота сечения, см | Коэффициент условий работы |
|--------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|
| 50 и менее         | 1,0                        | 80                 | 0,90                       |
| 60                 | 0,96                       | 100                | 0,85                       |
| 70                 | 0,93                       | 120 и более        | 0,80                       |

**\*6.13.** Расчетное сопротивление древесины сосны скалыванию вдоль волокон  $R_{daf}$  в клеештыревых соединениях - вклеенных стальных арматурных стержнях, работающих на выдергивание или продавливание (рис. 6.1), - в зависимости от глубины заделки штырей  $l$  следует принимать по таблице 6.4.

Таблица 6.4

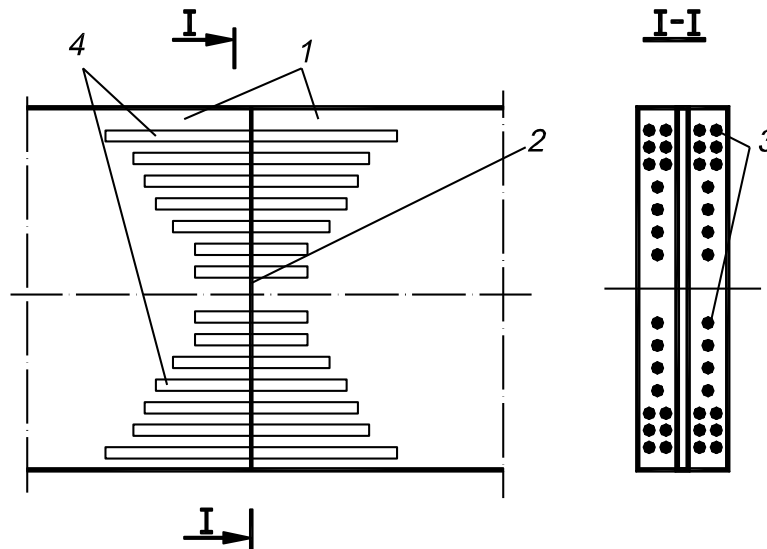
| Глубина заделки штыря $l$ , см | Расчетное сопротивление скалыванию $R_{daf}$ |                     |
|--------------------------------|--|---------------------|
|                                | МПа  | кгс/см <sup>2</sup> |
| 15                             | 2,94   | 30,0                |
| 20                             | 2,75   | 28,0                |
| 25                             | 2,55   | 26,0                |
| 30                             | 2,45   | 25,0                |
| 35                             | 2,26   | 23,0                |
| 40                             | 2,16   | 22,0                |
| 45                             | 2,01   | 20,5                |
| 50                             | 1,91   | 19,5                |
| 55                             | 1,77   | 18,0                |

*Примечания. 1. Расчетное сопротивление скалыванию при вклеивании стержня под углом  $\alpha$  к направлению волокон следует определять по формуле*

$$R_{daf} = \frac{1,3 R_{daf}}{1 + 0,3 \cos^3 \alpha}; \quad (6.3)$$

*2. Изготовление клеештыревых соединений допускается только на заводах, имеющих соответствующее технологическое оборудование.*





**Рис. 6.1. Клеештыревой стык**

1 - стыкуемые блоки; 2 - стык блоков; 3 - отверстия для штырей;  
4 - вклеенные в отверстия штыри

**\*6.14.** Для древесины других пород расчетные сопротивления, приведенные в таблицах 6.1, 6.2 и 6.4, следует умножать на коэффициент перехода по таблице 6.5.

Таблица 6.5

| Порода дерева | Коэффициент перехода для расчетных сопротивлений  |                                 |                   |
|---------------|---|---------------------------------|-------------------|
|               | растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон | сжатию и смятию поперек волокон | скалыванию        |
| Ель           | 1,0   | 1,0                             | 1,0               |
| Лиственница   | 1,2   | 1,2                             | 1,0 <sup>1)</sup> |
| Пихта         | 0,8   | 0,8                             | 0,8               |
| Дуб           | 1,3   | 2,0                             | 1,3               |
| Ясень, граб   | 1,3   | 2,0                             | 1,6               |
| Бук           | 1,1   | 1,6                             | 1,3               |

<sup>1)</sup>Для клееных конструкций - 0,9.

**6.15.** Модули упругости древесины для всех пород при сжатии и растяжении вдоль волокон, а также при изгибе следует принимать, МПа (кгс/см<sup>2</sup>):

для обычной древесины при определении деформаций: от постоянных нагрузок - 8340 (85 000), от временных нагрузок - 9810 (100 000);

для клееной древесины при определении деформаций от любых нагрузок - 9810 (100 000).

Модуль упругости древесины при сжатии поперек волокон следует принимать равным 392 МПа (4000 кгс/см<sup>2</sup>).

**6.16.** Расчетные сопротивления и модули упругости для стальных элементов деревянных мостов следует принимать согласно разд. 3 и 4.

**\*6.17.** Расчетная несущая способность стального сквозного цилиндрического нагеля, дюбеля или гвоздя в соединениях элементов из сосны

при направлении усилий, передаваемых нагелем вдоль волокон, а гвоздем и дюбелем - под любым углом, приведена в таблице 6.6.

Таблица 6.6

| Соединения                    | Напряженное состояние   | Расчетная несущая способность стального нагеля, дюбеля или гвоздя на один срез |   |
|-------------------------------|---|--|---|
|                               |   | кН   | Кгс   |
| Симметричные                  | Смятие в средних элементах  | $0,441 dt_1$   | $45 dt_1$                                       |
|                               | Смятие в крайних элементах  | $0,685 dt_2$   | $70 dt_2$                                       |
| Несимметричные                | Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений | $0,294 dt_1$   | $30 dt_1$                                       |
|                               | Смятие в более тонких крайних элементах   | $0,685 dt_2$   | $70 dt_2$                                       |
| Симметричные и несимметричные | Изгиб нагеля  | $1,618d^2 + 0,019t_3^2$ ,<br>но не более $2,256d^2$                            | $165d^2 + 2t_3^2$ ,<br>но не более $230d^2$     |
|                               | Изгиб гвоздя (ГОСТ 4028-63*)  | $2,256d^2 + 0,010t_3^2$ ,<br>но не более $3,628d^2$                            | $230d^2 + t_3^2$ ,<br>но не более $370d^2$      |
|                               | Изгиб дюбеля (ТУ 14-4-1231-83)  | $3,384d^2 + 0,015t_3^2$ ,<br>но не более $5,442d^2$                            | $234,5d^2 + 1,5t_3^2$ ,<br>но не более $555d^2$ |
|                               | Изгиб винтового гвоздя (ТУ 10-69-369-87)  | $4,14d^2$  | $420d^2$  |

Обозначения, принятые в таблице 6.6 :

$d$  - диаметр нагеля или гвоздя, см;

$t_1$  - толщина средних элементов, а также равных и более толстых элементов односрезных соединений, см;

$t_2$  - толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений, см;

$t_3$  - глубина забивки гвоздя или дюбеля в крайний элемент односрезного соединения, см.

Примечания. 1. Рабочую несущую способность нагеля в рассматриваемом шве следует принимать равной меньшему из всех значений, полученных по формулам таблицы.

2. Диаметр нагеля  $d$  следует назначать из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу.

3. Расчет нагельных соединений на скалывание древесины можно не производить, если выполняется условие расстановки нагелей в соответствии с требованиями настоящих норм.

4. Нагельные соединения со стальными накладками на болтах, глухих цилиндрических нагелях, гвоздях и дюбелях допускается применять в тех случаях, когда обеспечена необходимая плотность их постановки.

5. Расчетную несущую способность дюбелей и гвоздей в соединениях со стальными накладками следует определять с умножением на коэффициенты:

1,0 - для пристреленных дюбелей;

0,8 - для забитых в предварительно рассверленные отверстия.

Расчетную несущую способность стального нагеля в соединениях элементов из древесины других пород определяют по таблице 6.6 умножением

на соответствующий коэффициент по таблице 6.5 - при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде и на корень квадратный из этого коэффициента - при расчете на изгиб нагеля. При направлении передаваемого нагелем усилия под углом  $\alpha$  к волокнам древесины его расчетную несущую способность следует определять с учетом коэффициента  $k_\alpha$  по указаниям КМК 2.03.08-98.

**\*6.18.** Расчетную несущую способность клеиваемого штыря на выдергивание или продавливание  $N_{dd}$ , кН (кгс), в клеештыревых соединениях растянутых и сжатых элементов следует определять по формуле

$$N_{dd} = m\pi d_e l_e R_{daf}; \quad (6.4)$$

где  $m$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным при диаметрах отверстий, см:

2,4 и менее - 1,00;

2,6 и 2,8 - 0,95;

3 и более - 0,90;

$d_e$  - диаметр отверстия под штырь, м (см);

$l_e$  - длина заделки штыря, м (см);

$R_{daf}$  - расчетное сопротивление древесины скалыванию в клеештыревом соединении, принимаемое по таблице 6.4, МПа (кгс/см<sup>2</sup>).

**6.19.** Расчетную несущую способность продольных призматических шпонок (колодок) следует определять по смятию и скалыванию, причем расчетные сопротивления скалыванию следует принимать с коэффициентом условий работы  $m_a = 0,8$ .

## РАСЧЕТЫ

### Определение усилий и моментов

**6.20.** При расчете конструкций мостов допускается:

усилия в элементах и соединениях определять, предполагая упругую работу материала;

пространственную конструкцию расчленять на отдельные плоские одномерные и двумерные системы и рассчитывать их на прочность без учета податливости элементов;

узловые соединения элементов сквозных конструкций принимать при расчетах шарнирные;

считать, что укосины, диагональные связи и раскосы не участвуют в восприятии вертикальных усилий, передаваемых насадками на стойки однорядных и башенных опор;

не учитывать напряжения и деформации от изменения температуры, а также возникающие при усушке и разбухании древесины;

действие сил трения учитывать только в случаях, когда трение ухудшает условия работы конструкции или соединения (коэффициент трения дерева по дереву в этих случаях допускается принимать равным 0,6).

**6.21.** Прогонь балочных мостов, элементы нижнего настила (доски, накатник и т.п.), поперечины, продольные и поперечные балки проезжей части автодорожных и городских мостов следует рассчитывать как разрезные.

Деревоплиту, опирающуюся на поперечные прогоны, допускается рассчитывать как балку на двух опорах и статически определимой шириной  $b$ , равной:

а) для клееной деревоплиты

$$b = a + 2t + \frac{l}{4}; \quad (6.5)$$

б) для гвоздевой деревоплиты:

при расстоянии между гвоздями 25 см и менее

$$b = a + 2t + 4\delta; \quad (6.6)$$

при расстоянии между гвоздями больше 25 см

$$b = a + 2t + 2\delta; \quad (6.7)$$

В формулах (6.5) - (6.7):

$a$  - размер ската колеса или гусеницы в направлении поперек досок;

$t$  - толщина покрытия;

$\delta$  - толщина одной доски;

$l$  - расчетный пролет плиты.

При определении давления на прогон следует учитывать упругое распределение нагрузки поперечинами при условии их фактической неразрезности.

При определении давления на поперечины допускается учитывать распределение нагрузки, если стыки настила расположены вразбежку (в одном сечении не более 30 % всех стыков).

**6.22.** При наличии подбалок усилия в прогонах допускается определять при уменьшенном пролете, но не более чем на 10 %.

**6.23.** При определении усилий в тросах собственный вес фермы допускается принимать распределенным поровну на верхние и нижние узлы.

**6.24.** Ветровые связи пролетных строений, расположенные в уровне проезжей части, следует рассчитывать на ветровую нагрузку, приходящуюся на пояс фермы, проезжую часть и перила, и на горизонтальные поперечные воздействия от временной нагрузки.

### Расчетная длина сжатых элементов и гибкость элементов

**6.25.** При расчете по устойчивости прямолинейных элементов, нагруженных продольными силами, расчетную длину следует принимать в зависимости от вида закрепления концов в соответствии с указаниями КМК 2.03.08-98.

**6.26.** Расчетную длину элементов пролетных строений и опор при расчете по устойчивости необходимо принимать равной:

а) для сжатых поясов ферм:

в плоскости фермы - расстоянию между узлами;

из плоскости фермы - расстоянию между узлами горизонтальных связей;

б) для раскосов в фермах Гау-Журавского;

в плоскости фермы - половине полной длины раскоса;

из плоскости фермы - полной дичине раскоса;

в) для сжатых досок в дощатых фермах со сплошной стенкой - шестикратной ширине досок;

г) для стоек башенных опор - расстоянию между узлами связей;

д) для свай при отсутствии дополнительных поперечных связей:

при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости посредством забивки наклонных свай и при полной заделке свай в грунт -  $0,7l$ ;

при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и неполной (шарнирной) заделке свай в грунт (наличие сроста свай) -  $l$ ;

при отсутствии закрепления насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и обеспечении полной заделки свай в грунт -  $2l$ , где  $l$  - теоретическая длина свай, принимаемая равной расстоянию от головы сваи (низа ростверка или насадки) до сечения ее заделки (или шарнира) в грунт с учетом размыва.

**6.27.** Расчетную гибкость следует принимать равным:

а) для элементов цельного сечения (в обеих плоскостях) и стержней составных (в плоскости, нормальной к плоскости соединительных связей между ветвями) - отношению расчетной длины к соответствующему радиусу инерции поперечного сечения брутто элемента;

б) для элементов составных (в плоскости соединительных связей между ветвями) - приведенной гибкости  $\lambda_z$ :

$$\lambda_z = \sqrt{(\mu_z \lambda)^2 + \lambda_a^2} \quad (6.8)$$

где  $\lambda$ ,  $\lambda_a$  - гибкость соответственно всего элемента и его ветви;

$\mu_z$  - коэффициент приведенной гибкости, определяемый по формуле

$$\mu_z = \sqrt{1 + \delta b \frac{a}{l_c^2} \cdot \frac{n_f}{n_q}}; \quad (6.9)$$

здесь  $l_c$  - расчетная длина элемента, м;

$a$  - размер поперечного сечения элемента в плоскости изгиба, см;

$n_f$  - число швов между ветвями элемента;

$n_q$  - число срезов связей в одном шве на 1 м элемента;

$\delta$  - коэффициент податливости соединений, определяемый по таблице 6.7;

$b$  - полная ширина сечения элемента, см.

*Примечания:* 1. Гибкость  $\lambda$  и  $\lambda_a$  определяется по расчетной длине элемента  $l_c$  и расстоянию  $l_a$  между связями как для цельных элементов.

2. При расчетной длине ветви  $l_a$ , не превышающей семикратной ее толщины, допускается принимать  $\lambda_a = 0$ .

]

Таблица 6.7

| Вид связей | Значение коэффициента податливости соединений $\delta$ при сжатии |           |
|------------|---|-----------|
|            | центральном   | с изгибом |
|            |   |           |

|   |                                       |                                    |
|---|---------------------------------------|------------------------------------|
| Стальные нагели:<br>$d \leq \frac{1}{7}t$ | $\frac{1}{5d^2}$                      | $\frac{1}{2,5d^2}$                 |
| $d > \frac{1}{7}t$<br>Гвозди и дюбели     | $\frac{1,5}{dt}$<br>$\frac{1}{10d^2}$ | $\frac{3}{dt}$<br>$\frac{1}{5d^2}$ |

Обозначения, принятые в таблице 6.7:

$t$  - толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, см;

$d$  - диаметр гвоздя, дюбеля или нагеля, см.

**6.28.** При определении коэффициентов приведенной гибкости составных элементов необходимо соблюдать условия:

а) гвозди и дюбели с заземлением конца менее  $4d$  не должны учитываться;

б) при соединении ветвей с помощью шпонок или колодок следует принимать  $\mu_z = 1,2$ ;

в) если в швах применяются нагели двух диаметров ( $d_1$  и  $d_2$ ), то расчетное число срезов связей в шве  $n$  определяется по формуле

$$n = n_1 + n_2 \frac{\delta_1}{\delta_2}; \quad (6.10)$$

где  $n_1, \delta_1$  - число срезов и коэффициент податливости, соответствующие нагелям диаметром  $d_1$ ;

$n_2, \delta_2$  - число срезов и коэффициент податливости, соответствующие нагелям диаметром  $d_2$ .

**6.29.** Коэффициент  $\varphi$  понижения несущей способности центрально-сжатых элементов следует определять в зависимости от их расчетной гибкости  $\lambda$  по формулам:

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 \quad \text{при } \lambda \leq 70; \quad (6.11)$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} \quad \text{при } \lambda > 70; \quad (6.12)$$

### Расчет элементов конструкций

**\*6.30.** Расчет элементов деревянных конструкций мостов по прочности и устойчивости следует выполнять по формулам таблице 6.8.

Таблица 6.8

| Работа элемента                               | Формулы для расчета                           |
|---|---|
| <b>На прочность по нормальным напряжениям</b> |   |
| Растяжение вдоль волокон                      | $\frac{N_d}{A_{nt}} \leq R_{dt} \quad (6.13)$ |

|  |  |
|--|--|
| Сжатие вдоль волокон                               | $\frac{N_d}{A_{nt}} \leq R_{ds} \quad (6.14)$  |
| Изгиб в одной из главных плоскостей                | $\frac{M_d}{W_{nt}} \leq R_{db} \quad (6.15)$  |
| Косой изгиб  | $\frac{M_{dx}}{I_x} y + \frac{M_{dy}}{I_y} x \leq R_{db} \quad (6.16)$                             |
| Растяжение с изгибом в одной из главных плоскостей | $\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{W_{nt}} \cdot \frac{R_{dt}}{R_{db}} \leq R_{dt} \quad (6.17)$     |
| Сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей     | $\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{\xi W_{nt}} \cdot \frac{R_{dt}}{R_{db}} \leq R_{ds} \quad (6.18)$ |
| Сжатие (смятие) поперек волокон                    | $\frac{N_d}{A_q} \leq R_{dq} \quad (6.19)$   |
| <b>На прочность по касательным напряжениям</b>     |  |
| Изгиб  | $\frac{Q_d S_{br}}{I_{br} b} \leq R_{dab} \quad (6.20)$  |
| <b>На устойчивость</b>                             |  |
| Центральное сжатие                                 | $\frac{N_d}{A_d} \leq \varphi R_{ds} \quad (6.21)$   |

Обозначения, принятые в таблице 6.8:

$N_d, M_d, Q_d$  - расчетные значения соответственно осевого усилия, изгибающего момента, поперечной силы;

$R_{db}, R_{ds}$  - расчетное сопротивление (индекс соответствует виду напряженного состояния);

$A_{nt}, A_{br}$  - площади поперечного сечения соответственно нетто и брутто;

$S_{br}$  - статический момент брутто части сечения относительно нейтральной оси;

$W_{nt}$  - момент сопротивления ослабленного сечения, принимаемый для составных стержней с учетом коэффициента условий работы по п. 6.33;

$I_x, I_y$  - моменты инерции сечения нетто соответственно относительно осей  $x$  и  $y$ ;

$I_{br}$  - момент инерции сечения брутто;

$x, y$  - расстояния от главных осей  $x$  и  $y$  до наиболее удаленных точек сечения;

$b$  - ширина сечения;

$\varphi$  - коэффициент понижения несущей способности при проверке устойчивости центрально-сжатых элементов по п. 6.29;

$A_q$  - площадь смятия;

$A_d$  - расчетная площадь поперечного сечения при проверке по устойчивости, принимаемая равной:

$A_{br}$  - при ослаблении сечения на 25 % и менее;

$4/3 A_{nt}$  - то же, больше 25 %;

$\xi$  - коэффициент, учитывающий влияние дополнительного момента от нормальной силы  $N_d$  при деформации элемента и определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \cdot \frac{N_d}{R_{ds} A_{br}}, \quad (6.22)$$

где  $\lambda$  - расчетная гибкость элемента в плоскости изгиба.

Примечания. 1. При несимметричных ослаблениях, выходящих на кромку, центрально-сжатые элементы необходимо рассчитывать как внецентренно сжатые.

2. Расчет по устойчивости внецентренно сжатого элемента в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, а также в плоскости изгиба при напряжениях  $M_d/W_{br}$ , не превышающих 10 % напряжений  $N_d/A_{br}$ , допускается выполнять по формуле (6.14) без учета изгибающего момента.

3. При расчете сжатых элементов с клеештыревыми стыками ослабление сечения отверстиями под штыри не учитывается, если сечение полностью сжато.

4. При проверке прочности сечения растянутых элементов в зоне клеештыревого стыка следует учитывать концентрацию напряжения в сечении, умножая площадь сечения  $A_{nt}$  на коэффициент условий работы, равный 0,9.

**6.31.** В составных внецентренно сжатых элементах на прокладках расчет по устойчивости наиболее напряженной ветви при ее расчетной длине, превышающей семь толщин ветви, следует производить исходя из условия

$$\frac{N_d}{A_{br}} + \frac{M_d}{\xi W_{br}} \cdot \frac{R_{ds}}{R_{ab}} \leq \varphi R_{ds}; \quad (6.23)$$

где  $\varphi$  - коэффициент понижения несущей способности для отдельной ветви;

$A_{br}$ ,  $W_{br}$  - площадь и момент сопротивления брутто поперечного сечения ветви;

$\xi$  - коэффициент, определяемый по п. 6.30.

**6.32.** Расчет элементов из бревен следует производить с учетом сбега а размере 1,0 см на 1м длины бревна.

Площадь сечения  $A_{nt}$  определяется при условном совмещении в рассматриваемом сечении всех ослаблений, расположенных на участке длиной 20 см. При этом относительное ослабление площади сечения брутто не должно превышать 0,4 - при несимметричном и 0,5 - при симметричном ослаблении.

Ослабления, создаваемые в сжатых элементах нагелями, допускается учитывать без совмещения близлежащих ослаблений. Ослабления сжатых элементов, создаваемые гвоздями, поставленными без предварительного просверливания гнезд, допускается не учитывать.

В качестве площади  $A_{nt}$  следует принимать также рабочую площадь, определяемую в предположении ступенчатого разрыва (с учетом площадок скалывания между соседними ослаблениями), если он дает более неблагоприятные результаты.

**6.33.** Расчет по прочности изгибаемых составных балок на призматических продольных шпонках (колодках) следят производить с учетом коэффициента сплошности, равного для балок:

0,85 - двухъярусных;

0,80 - трехъярусных.

Прогибы для указанных составных балок, найденные без учета податливости соединений, должны быть увеличены на 30 %.

**6.34.** Расчет многослойных элементов клееных конструкций по прочности и устойчивости допускается производить без учета податливости швов.



Влияние податливости швов на прогибы клееных балок допускается учитывать увеличением прогибов на 20 %.

**6.35.** При отсутствии местного прогиба и наличии накладок и прокладок в стыках поясов сквозных ферм, выполненных с пригонкой торцов, допускается через торцы передавать полное расчетное усилие, если стык расположен в узле фермы, и половину расчетного усилия, если стыки расположены вне узла фермы.

**6.36.** Дощатую ферму допускается рассчитывать как сплошную балку, в которой изгибающие моменты воспринимаются поясами, а поперечные силы - раскосами решетки или стенки с распределением поровну на все пересекаемые раскосы.

К площади сечения пояса нетто следует вводить коэффициенты, равные: 1,0 - для доски, ближайшей к стенке, 0,8 - для следующей и 0,6 - для третьей. Прогибы дощатых ферм с параллельными поясами, рассчитанные без учета податливости соединений, следует увеличивать на 30 %.

Опорные стойки ферм рассчитываются на передачу полного опорного давления от примыкающих элементов решетки.

**6.37.** При расчете ряжей следует принимать, что они опираются на 2/3 своей площади. Коэффициент трения по грунту необходимо принимать согласно требованиям п. 7.14.

**6.38.** Расчет устойчивости положения опор против опрокидывания должен производиться: относительно сроста наружной коренной сваи - при опорах без боковых укосин или наклонных свай; относительно нижней точки опоры боковой укосины или наклонной сваи (в уровне нижних горизонтальных поперечных связей) - при опорах с боковыми укосинами и наклонными сваями.

### Расчет соединений

**\*6.39.** Расчет на смятие и скалывание соединений элементов, работающих на осевые силы, следует производить без учета работы стальных скреплении по формулам:

на смятие

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{dqп}; \quad (6.24)$$

на скалывание

$$\frac{N_d}{A_a} \leq m_a R_{dam}; \quad (6.25)$$

где  $A_q$ ,  $A_a$  - площади смятия и скалывания;

$m_q$  - коэффициент условий работы древесины на смятие поперек волокон, принимаемый: для соединения лежней и насадок в сопряжении со стойками или сваями при эксплуатации элементов конструкции выше горизонта воды равным 1,2, при соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте - 0,85; постоянно увлажняемых и находящихся в воде - 0,75;

$m_a$  - коэффициент условий работы на скалывание, равный:

в лобовых врубках:

1,0 - при врубках с одним зубом;

0,8 и 1,15 - соответственно по первому от торца и второму зубу при врубках с двумя зубьями;

в элементах, соединяемых на продольных шпонках, - 0,7.

Силы трения в соединениях при расчетах на смятие и скалывание не учитываются, если они не вызывают дополнительных напряжений.

Расчетную несущую способность площадок местного смятия древесины поперек волокон (за исключением лобовых врубок, гнезд и нагелей) допускается повышать за счет усиления их металлическими скреплениями (гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями), работающими совместно со смятием древесины.

Размещение на площади местного смятия металлических скреплений, работающих на вдавливание, следует производить в соответствии с требованиями таблицы 6.10.

Расчет соединений с площадками местного смятия поперек волокон, усиленными скреплениями, следует производить по формуле

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{a'qp} + \frac{n_s N_{dds}}{A_q}; \quad (6.26)$$

где  $n_s$  - число скреплений на площадке местного смятия;

$N_{dds}$  - расчетная несущая способность вдавливанию одного скрепления (гвоздя, дюбеля, шурупа, глухаря), кН (кгс), внедренного в древесину поперек волокон, определяемая по формуле

$$N_{dds} = 0,78(4R_{dds}d_s l_s + R_{dqp}D_s^2); \quad (6.27)$$

где  $R_{dds}$  - расчетное сопротивление вдавливанию на единицу поверхности расчетного контакта скрепления с древесиной, принимаемое:

для гвоздей и дюбелей, независимо от влажности древесины, равным 0,3 МПа (3 кгс/см<sup>2</sup>);

для винтового гвоздя (ТУ 10-69-369-87) при воздушно-сухой древесине равным 0,6 МПа (6 кгс/см<sup>2</sup>);

для шурупов, глухарей равным  $R_{dsm}$  по таблице 6.1 для соответствующей влажности древесины;

$d_s$  - диаметр стержня скрепления, м (см);

$l_s$  - расчетная длина контакта скрепления с древесиной, м (см);

$R_{dqp}$  - расчетное сопротивление местному смятию поперек волокон, которое допускается определять по таблице 6.1;

$D_s$  - диаметр шляпки скрепления, м (см).

Правая часть формулы (6.26) не должна превышать значение  $2m_q R_{dqp}$ .

**6.40.** Расчет лобовых врубок с двумя зубьями на скалывание следует выполнять: по плоскости скалывания первого от торца зуба - на усилие, приходящееся на его площадь смятия; по плоскости скалывания второго от торца зуба - на полную силу.

**6.41.** Расчетная длина скалывания  $l_d$  в элементах, соединяемых наклонными колодками, должна приниматься равной:

$$l_d = a + 0,5l_a; \quad (6.28)$$

Распор одной колодки  $S$  для определения усилий в стяжных болтах следует вычислять по формуле

$$S = 3/2Q \frac{z}{l_a}; \quad (6.29)$$

В формулах (6.28) и (6.29):

$Q$  - расчетная сдвигающая сила на одну колодку без учета податливости соединения;

$a$  - расстояние между колодками в свету;

$z$  - плечо сил скалывания колодки;

$l_a$  - длина колодки.

**6.42.** Связи в прикреплениях поясов двутавровых дощато-гвоздевых балок к сплошной перекрестной стенке следует рассчитывать на сдвигающее усилие, возникающее между поясом и стенкой. При этом несущую способность гвоздей в прикреплении следует принимать с коэффициентом условий работы, равным 0,8 при расчетной толщине стенки, равной суммарной толщине ее досок.

Расчетную длину заземления в древесине конца гвоздя допускается определять по формуле

$$e_l = 1,95d \sqrt{\frac{R_y}{R_{dqs}}}; \quad (6.30)$$

где  $d$  - диаметр гвоздя;

$R_y$  - расчетное сопротивление стали гвоздя растяжению и изгибу по пределу текучести, МПа (кгс/см<sup>2</sup>), принимаемое по разд. 4 настоящих норм;

$R_{dqs}$  - расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон, МПа (кгс/см<sup>2</sup>).

При определении расчетной длины заземления конца гвоздя не следует учитывать заостренную часть длиной  $1,5d$ . Кроме того, из его длины следует вычитать по 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами. При свободном выходе гвоздя из пакета его длину следует уменьшать на  $1,5d$ .

**6.43.** Клеештыревые соединения, расположенные в сжатых элементах и в сжатой зоне изгибаемых элементов, допускается рассчитывать в предположении, что 70 % усилия передается через торцы стыкуемых элементов, а оставшаяся часть усилия воспринимается штырями.

Клеештыревые соединения, расположенные в растянутой зоне изгибаемых элементов и в растянутых элементах, следует рассчитывать в предположении, что усилия, приходящиеся на отдельные участки площади сечения соединяемых элементов, полностью воспринимаются штырями; работа клеевого шва между торцами стыкуемых элементов на растяжение не учитывается.

На воздействие поперечных сил зону клеештыревого стыка изгибаемых элементов следует рассчитывать как целое сечение.

## **КОНСТРУИРОВАНИЕ**

### **Основные требования**

**6.44.** Соединения следует применять простые с минимальным количеством врубок и устраивать так, чтобы в них не застаивалась вода.

В составных элементах для проветривания следует предусматривать зазоры не менее 4 см между брусками и не менее 2 см между бревнами. В конструкциях, не допускающих устройства зазоров должны быть приняты меры против непосредственного увлажнения атмосферными осадками. Устройство закрытых стыков (накладки со всех сторон) в надводной части деревянных конструкций не допускается. В клееных пролетных строениях следует предусматривать меры, препятствующие попаданию на них солнечных лучей.

Для уменьшения опасности последовательного хрупкого скалывания или разрыва древесины элементов деревянных конструкций следует обезвреживать природную хрупкость древесины вязкой работой соединений. В соединениях необходимо обеспечить работу древесины на смятие. Для придания соединениям вязкости необходимо использовать принципы дробности и плотности, чтобы усилия от элемента к элементу передавались за счет возможно большего количества связей. В этом случае усилия между параллельно работающими связями распределяются наиболее равномерно.

**\*6.45** Соединение пиломатериалов по длине осуществляется с помощью зубчатых соединений по ГОСТ 16483.10-73\*.

**\*6.46** После антисептирования элементов не допускается какая-либо их обработка, кроме сверления отверстий для установки скрепляющих изделий.

Просверленные отверстия в антисептированной древесине перед установкой скрепляющих изделий необходимо обильно смазать каменноугольным маслом в соответствии с ГОСТ 2770-74\*.

**6.47.** Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения с клееными и дощато-гвоздевыми главными балками необходимо устанавливать в опорных сечениях и в пролете через 4-6 м поперечные связи, а при дощато-гвоздевых балках - и продольные связи в плоскости верхних поясов балок.

**6.48.** Главные балки пролетных строений длиной 15 м и более следует, как правило, устанавливать на резиновые опорные части. Взамен опорных частей под балками допускается укладывать мауэрлатные брусья из антисептированной древесины с устройством прокладок из рубероида.

**6.49.** Деревянная или железобетонная длина проезжей части должна быть связана с главными балками креплениями, обеспечивающими передачу балкам горизонтальных усилий.

**6.50.** При конструировании проезжей части клееных пролетных строений автодорожных и городских мостов необходимо предусматривать продольные и поперечные уклоны, обеспечивающие быстрый сток воды с проезжей части.

При длине моста до 50 м и его одностороннем уклоне не менее 1 %, а также при длине моста 100 м и уклонах от середины в каждую сторону не менее 1 % водоотвод допускается обеспечивать за счет продольного стока воды.

**6.51.** Проезжая часть клееных пролетных строений должна защищать нижележащие конструкции от попадания осадков и прямого солнечного освещения. Плиту проезжей части следует устраивать непрерывной, а на верхние пояса балок под железобетонную плиту укладывать водонепроницаемые прокладки.

**6.52** Для улучшения условий проветривания зазор между торцами главных балок в автодорожных и городских мостах следует назначать не менее 10 см, высоту опорных частей - не менее 5 см. Между главными балками и плитой проезжей части должны устраиваться проемы высотой 5-6 см.

**6.53** В качестве покрытия на клееных мостах с дощатой плитой следует назначать тройную поверхностную обработку или предусматривать укладку слоя асфальтобетона.

**6.54.** В пролетных строениях с ездой поверху жесткую и скрепленную с фермами проезжую часть следует использовать в качестве верхних связей.

**6.55.** В изгибаемых элементах в сечениях с наибольшими изгибающими моментами необходимо избегать ослабления подрезками крайних растянутых волокон. В опорных сечениях элементов при условии обеспечения прочности древесины на отрыв поперек волокон, допускается подрезка не более чем на 1/3 высоты элемента.

### Наименьшие размеры элементов и допускаемые их гибкости

**\*6.56** В поперечном сечении деревянные части и металлические изделия должны иметь размеры не менее приведенных в таблице 6.9.

Таблица 6.9

| Деревянные части и металлические изделия                               | Нормируемый размер поперечного сечения | Наименьшее значение нормируемого размера для автодорожных и городских мостов, см |
|--|--|--|
| 1. Брусья и доски:<br>для основных элементов                           | Большая сторона,<br>см                 | 16   |
| для связей, стыковых накладок, перил и других дополнительных элементов | То же                                  | 8  |
| 2. Доски   | Толщина, см                            | 4 <sup>1)</sup>  |
| 3. Бревна в тонком конце:<br>для основных элементов                    | Диаметр, см                            | 18 <sup>2)</sup>   |
| для свай   |  | 22   |
| для накатника  |  | 14   |
| 4. Пластины  | Радиус круга, см                       | 9  |
| 5. Болты:<br>рабочие и стяжные   | Диаметр, мм                            | 19   |
| конструктивные   |  | 16   |
| 6. Штыри в клеештыревых стыках   | Диаметр, мм                            | 12   |

|                       |             |     |
|-----------------------|-------------|-----|
| 7. Стальные тязи      | Диаметр, мм | 22  |
| 8. Стальные нагели    | Диаметр, мм | 12  |
| 9. Гвозди и дюбели    | Диаметр, мм | 4   |
| 10. Стальные накладки | Толщина, мм | 8   |
| 11. Шайбы             | Толщина, мм | 6   |
| 12. Зубчатые шипы     | Длина, см   | 3,2 |

<sup>1)</sup> Толщина досок для клееных конструкций после обработки не должна превышать 3,3 см - для главных балок и 4,3 см - для остальных элементов.

<sup>2)</sup> Бревна диаметром в тонком конце менее 18 см допускается применять только для настила проезжей части и неответственных элементов (второстепенных связей, схваток и т.д.).

**6.57.** Гибкость деревянных элементов в конструкциях не должна превышать:

а) для поясов, раскосов, стоек опор и свай:

сжатых - 100;

растянутых - 150;

б) для связей:

сжатых - 150;

растянутых - 200.

### Стыки и соединения

**6.58.** Стыки растянутых и сжатых элементов в фермах следует, как правило, располагать вне узла (в панели), при этом стыки сжатых элементов следует располагать вблизи узлов, закрепленных от выходов из плоскости фермы.

Стыки клееных неразрезных балок следует располагать в зоне минимальных моментов.

**6.59.** Соединяемые элементы должны быть стянуты болтами, а при необходимости - хомутами. Болты должны иметь стальные шайбы с обоих концов.

**6.60.** Стыки растянутых и растянуто-изогнутых поясов ферм рекомендуется перекрывать деревянными накладками на сквозных цилиндрических стальных нагелях или выполнять клеештыревыми.

Следует избегать применения соединений с гребенчатыми накладками.

Стыки сжатых элементов поясов, выполненные в торец, должны быть перекрыты накладками, а при необходимости усилены вклеенными стальными штырями (клеештыревой стык).

Стыки поясов дощато-гвоздевых ферм следует перекрывать накладками на стальных нагелях.

**\*6.61.** Наименьшие расстояния между болтами, нагелями, гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями и штырями при их рядовой расстановке должны приниматься по таблице 6.10.

Таблица 6.10

| расстояния   | Значения наименьших расстояний, выраженные<br>в расчетных диаметрах, для |                   |        |                                       |                          |
|--|--|-------------------|--------|---------------------------------------|--------------------------|
|  | болтов и<br>сквозных<br>нагелей  | глухих<br>нагелей | штырей | гвоздей и<br>дюбелей                  | шурупов<br>и<br>глухарей |
| 1. Между осями скрепления:<br>вдоль волокон                          | 6  | 7                 | -      | 15 <sup>1)</sup> или 25 <sup>2)</sup> | 10                       |
| поперек волокон  | 3  | 3,5               | 3      | 4                                     | 5                        |
| 2. От оси крайнего скрепления<br>до края элемента поперек<br>волокон | 6  | 7                 | -      | 15 <sup>1)</sup> или 25 <sup>2)</sup> | 10                       |
| 3. От оси крайнего скрепления<br>до края элемента поперек<br>волокон | 2,5  | 3                 | 2      | 4                                     | 3,5                      |

<sup>1)</sup> При толщине пробиваемого элемента не менее  $10d$  (где  $d$  - диаметр гвоздя или дюбеля).

<sup>2)</sup> При толщине пробиваемого элемента, равной  $4d$ . Для элементов, не пробиваемых сквозными гвоздями или дюбелями, независимо от толщины принимается расстояние между осями гвоздей или дюбелей вдоль волокон не менее  $15d$ .

*Примечания. 1. Расстояние между осями штырей в клеештыревом соединении дано для случая их расположения вдоль волокон. При расположении штырей поперек волокон или под углом к ним расстояние между штырями должно назначаться исходя из работы узлового соединения, но не менее приведенного.*

*2. Наименьшее расстояние между гвоздями или дюбелями при промежуточных значениях толщины элемента следует определять по интерполяции.*

*3. Наименьшее расстояние между нагельными (штырями) при длине просверливаемых для них отверстий, превышающих  $10d$ , должно быть увеличено на 5 % избыточной (более  $10d$ ) длины отверстия.*

**6.62.** При соединении на гвоздях и дюбелях элементов из древесины лиственных и других твердых пород, а также во всех случаях применения гвоздей диаметром  $d$  больше 6 мм должно предусматриваться предварительное просверливание гнезд диаметром  $0,8-0,9 d$ .

**6.63.** Нагели, дюбели, шурупы, глухары и гвозди не следует располагать по оси досок или брусьев.

Шахматная расстановка просверленных гнезд в нагельных соединениях не рекомендуется.

Гвозди в поясах ферм следует располагать вертикальными рядами.

**6.64.** При встречной несквозной забивке гвоздей и дюбелей концы их могут быть перепущены один за другой на  $1/3$  толщины средней доски без увеличения расстояния между гвоздями и дюбелями.

**6.65.** Стяжные болты в стыках с нагельными соединениями следует применять, как правило, одного диаметра с нагельными. Число болтов должно быть не более 20 % числа нагелей и не менее четырех на каждую половину накладки.

**6.66.** В качестве штырей в клеештыревом соединении следует применять горячекатаную стержневую арматуру периодического профиля диаметром 12-26 мм из стали класса А300 (А-II).

Диаметры отверстий под штыри следует назначать увеличенные по сравнению с диаметрами штырей: при диаметре штыря 12 мм - на 2 мм, 14-18 мм - на 3 мм, 20-22мм - на 4 мм, при штырях диаметром больше 22 мм - на 5 мм.

Глубину заделки штыря в древесину рекомендуется принимать равной 15-20 диаметрам штыря.

**6.67.** В сжатых и растянутых элементах штыри следует располагать равномерно по сечению. Число штырей должно быть не менее четырех.

В растянутой и сжатой зонах изгибаемых элементов штыри необходимо располагать таким образом, чтобы каждый штырь передавал усилие с тяготеющего к нему участка древесины. Число стержней в каждой из зон должно быть не менее четырех.

При числе штырей пять и более штыри для предотвращения концентрации напряжений следует назначать разной длины.

**6.68.** Глубина врубок и врезок в соединениях должна быть не менее: в брусках (и окантованных бревнах) - 2 см, в бревнах - 3 см.

Глубина врубок и врезок должна быть не более:

а) при соединениях на шпонках и колодках:

в брусках - 1/5 толщины бруса;

в бревнах - 1/4 диаметра бревна;

б) при соединениях на врубках:

в опорных узлах - 1/3 толщины элемента;

в промежуточных узлах сквозных ферм - 1/4 толщины элемента.

Длина плоскости скалывания в соединениях должна назначаться не менее четырех глубин врезки и не менее 20 см.

**6.69.** Соединения элементов на врубках следует осуществлять, как правило, в виде лобовых врубок с одним зубом или непосредственного лобового упора примыкающих сжатых элементов.

В соединениях на лобовых врубках с двумя зубьями глубина врубки зуба должна быть более глубины первого зуба не менее чем на 2 см. Применение лобовых врубок с тремя зубьями не допускается. Соединения на щековых врубках не рекомендуются.

Рабочую плоскость смятия, как правило, следует располагать перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента.

**6.70.** Деревянные призматические шпонки (или колодки) допускается применять только продольные или наклонные, волокна которых параллельны или близки к направлению сдвигающей силы.

Расстояние между шпонками (колодками) в свету во всех случаях должно быть не менее длины шпонки (колодки). Отношение длины шпонки  $l$  к глубине врезки  $a$  должно быть не менее 5.

По сплачивании элементов с зазором  $\delta$  должно соблюдаться условие

$$\frac{l}{\delta + a} \geq 5; \quad (6.31)$$

Зазор  $\delta$  при сплачивании бревен диаметром  $d$  наклонными шпонками (колодками) должен быть не более:



0,4-0,5d - при двухъярусных балках;  
0,25d - при трехъярусных балках.

### Элементы пролетных строений и опор

**\*6.71.** Проезжую часть автодорожных и городских мостов следует устраивать с дощато-гвоздевой плитой или с двойным дощатым настилом. Доски дна настила под элементы нижнего настила проезжей части автодорожных мостов следует укладывать с зазором 2—3 см.

Верхний настил проезжей части автодорожных и городских мостов рекомендуется делать продольным. Толщина досок настила должна быть не менее 5 см.

**6.72.** Брусья или бревна прогонов должны быть связаны между собой и закреплены на опорах от продольных и поперечных перемещений. Концы разбросных прогонов выпускают за ось насадок опор (или опорных брусьев) не менее чем на 30 см.

**6.73.** Усилия от поперечных балок на пояса ферм должны передаваться центрированно через подушки, перекрывающие все ветви пояса.

**6.74.** В местах лобового упора раскосов и стоек при отсутствии наружных соединений должны быть поставлены потайные штыри, в местах пересечения раскосов - болты и прокладки.

**6.75.** Число ветвей стальных тяжей в решетчатых фермах должно быть не более двух.

На концах тяжей должны предусматриваться контргайки, длина нарезки должна обеспечивать возможность необходимого натяжения тяжей гайками при строительстве и эксплуатации.

Подгаечники должны быть общими для всех тяжей одного узла.

**6.76.** В каждом ярусе пояса дощатых ферм с одной стороны стенки должно быть не более трех досок, включая стыковую накладку.

В одном сечении каждого яруса пояса допускается стыковать не более двух досок.

Каждая доска должна быть продолжена за теоретическое место обрыва на длину не менее половины длины накладки. Замена стыкуемых досок одного яруса досками другого яруса, вступающими в работу, не допускается.

**6.77.** Устойчивость стенок дощатых ферм должна быть обеспечена постановкой вертикальных брусьев на расстояниях не более 3 м и не более высоты фермы. Брусья должны обжимать стенку и пояса фермы.

**6.78.** В каждом пересечении досок сплошной стенки должен быть поставлен гвоздь диаметром не менее 4,5 мм. Длина гвоздей должна превышать толщину стенки не менее чем на 3 см. Концы гвоздей должны быть загнуты.

**6.79.** Жесткость и устойчивость свайных и рамных опор в поперечном и продольном направлениях должны быть обеспечены постановкой наклонных свай, горизонтальных и диагональных связей в виде раскосов (крестов), подкосов (укосин), тяжей и т.п. Наклонные сваи или укосины следует ставить

при высоте опор (от грунта до верха насадки), превышающей расстояние между осями крайних свай или стоек.

Применение подводных тяжей и ряжевых оболочек для железнодорожных мостов не рекомендуется.

**6.80.** Стыки свай следует, как правило, располагать в грунте на 2 м ниже уровня возможного размыва. При расположении их выше уровня размыва в местах стыков должны быть поставлены связи.

Стыки сжатых элементов опор (стоек, свай) следует выполнять в торец (стыки одиночных свай - с постановкой штыря) и перекрывать металлическими накладками на болтах.

Если стык свай расположен выше уровня грунта, допускается применение деревянных накладок на нагелях.

В пакетных сваях стыки отдельных брусьев или бревен следует располагать вразбежку.

**6.81.** Ряжевые опоры следует устраивать в случаях, если забивка свай невозможна.

В случае текущего ремонта следует заменять отдельные элементы - сваи, насадки, прогоны, схватки и др. В зависимости от длины пораженного участка сваю необходимо заменить целиком от насадки до нижней точки загнивания или только частично. Длина новой вставки должна быть не меньше 2,5 м при стыковании вполдерева и 1,5 м при стыковании в торец.

Насадки необходимо заменять одновременно с заменой свай или отдельно.

Прогоны следует заменять по всей длине между стыками. Возможна замена прогонов вместе с мостовым полотном путем поперечной сдвижки предварительно собранных конструкций или их установки с помощью кранов при соответствующем обосновании.

**6.82.** Ширину ряжа (вдоль моста) следует назначать не менее 1/3 его высоты и не менее 2 м. Высота ряжа назначается с запасом 5 % на осадку и усушку.

Верх ряжа должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 0,5 м и не менее чем на 0,25 м над высоким горизонтом воды.

**6.83.** На суходолах и реках со слабым течением ряжи рекомендуется устраивать прямоугольными в плане. При скорости течения 1,5 м/с и более следует применять ряжи заостренной обтекаемой формы.

Ряжи, подверженные действию льда, следует совмещать с ледорезами. В этом случае с верховой стороны ряжа необходимо устраивать вертикальное режущее ребро. При сильном ледоходе режущее ребро следует устраивать наклонным согласно указаниям п. 6.86.

**6.84.** Между наружными стенками ряжа необходимо устраивать поперечные и продольные перегородки (внутренние стены). Размеры сторон ячеек, образуемых внутренними стенками, не должны превышать 2 м.

В углах наружных стен ряжа, а также в местах примыкания перегородок должны устанавливаться вертикальные брусья или окантованные бревна-сжимы с овальными по высоте прорезями для болтов в каждом четвертом

венце. В поперечном направлении наружные стены ряжа должны соединяться стальными тяжами, пропускаемыми через сжимы.

**6.85.** Ледорезы должны быть установлены перед каждой речной опорой, подверженной ударам льда, на расстоянии от опоры вверх по течению реки 2-8 м в зависимости от скорости течения. На реках с мощным ледоходом (при толщине льда больше 50 см и скорости ледохода больше 1,5 м/с) на расстоянии 30-50 м от основных ледорезов следует предусматривать более мощные аванпостовые ледорезы в одну линию с опорами и основными ледорезами, но в количестве вдвое меньшем. Ледорезы должны быть загружены камнем.

**6.86.** Рабочая ширина ледореза на уровне самого высокого ледохода должна быть не менее ширины защищаемой опоры в том же уровне.

Уклон режущего ребра ледореза должен быть не круче 1:15. Верх ножа ледореза должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 1,0 м, низ ножа следует располагать не менее чем на 0,75 м ниже уровня самого низкого ледохода.

**6.87.** При наличии размываемых грунтов следует предусматривать укрепление дна реки вокруг опор и ледорезов фашинными тьюфяками и каменной отсыпкой.

## **\*7. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**\*7.1.** Основания и фундаменты мостов и труб следует проектировать в соответствии с указаниями КМК 2.02.01-98, КМК 2.02.03-98 и КМК 2.01.03-96, в том числе разд.4 СНиП II-7-81 с учетом требований настоящего раздела.

**7.2.** Классификацию грунтов оснований необходимо производить в соответствии с РСТУз 25100-95.

**\*7.3.** Значения характеристик физических свойств грунтов, необходимые для вычисления расчетных сопротивлений оснований под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев, следует определять согласно требованиям КМК 2.02.01-98 и приложения У настоящих норм.

Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения, следует определять, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях с учетом возможного изменения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружений. При этом нормативные и расчетные значения характеристик грунтов следует устанавливать на основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522-96.

**7.4.** Нормативные и расчетные значения характеристик физико-механических свойств материалов, используемых для фундаментов, должны удовлетворять требованиям разд. 3, 4 и 6.

Элементы фундаментов следует проектировать из бетона, имеющего марку по водонепроницаемости не ниже: W4 для элементов в подводных и подземных зонах (кроме фундаментов мелкого заложения и плиты свайных ростверков); W6 для фундаментов мелкого заложения и плиты свайных ростверков в подводных и подземных зонах; W8 для элементов, расположенных в зонах надводной, надземной и переменного уровня воды, в том числе не защищенных от попадания на них солей.

## **РАСЧЕТЫ**

**\*7.5.** Несущие конструкции и основания мостов и труб необходимо рассчитывать на действие постоянных нагрузок и неблагоприятное сочетание воздействий временных нагрузок с обеспечением необходимых запасов прочности и надежности. Расчет заключается в сравнении нагрузок в элементах сооружения и основаниях и возникающих усилий и напряжений, а также деформаций, перемещений, раскрытия трещин и т. п. Эти значения не должны превышать установленных их предельных значений.

Основания и фундаменты мостов и труб следует рассчитывать по двум группам предельных состояний:

по первой группе - по несущей способности оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига, устойчивости фундаментов при

воздействии сил морозного пучения грунтов, прочности и устойчивости конструкций фундаментов;

по второй группе - по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям), трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов (по указаниям разд. 3).

**7.6.** Взвешивающее действие воды на грунты и части сооружения, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, необходимо учитывать в расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов, если фундаменты заложены в песках, супесях, илах. При заложении фундаментов в суглинках, глинах и скальных грунтах взвешивающее действие воды требуется учитывать в случаях, когда оно создает более неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды принимается невыгоднейший - наинизший или наивысший.

**\*7.7.** Для оснований из нескальных грунтов под фундаментами мелкого заложения, рассчитываемыми без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундаментов), характеризуемое относительным эксцентриситетом, должно быть ограничено значениями, указанными в таблице 7.1.

Таблица 7.1

| Расположение мостов  | Наибольший относительный эксцентриситет $e_0$ <sup>1)</sup> /r для |   |                            |   |
|--|--|---|----------------------------|---|
|  | промежуточных опор при действии                                    |   | устоев при действии        |   |
|  | только постоянных нагрузок   | постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании | только постоянных нагрузок | постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании |
| На железных дорогах общей сети и промышленных предприятий, на обособленных путях метрополитена   | 0,1  | 1,0   | 0,5                        | 0,6   |
| На автомобильных дорогах (включая дороги промышленных предприятий и внутрихозяйственные), на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов: большие и средние | 0,1  | 1,0   | 0,8                        | 1,0   |
| Малые  |  |   |                            | 1,2   |

<sup>1)</sup> Эксцентриситет  $e_0$  и радиус ядра сечения фундамента  $r$  (у его подошвы) определяют по формулам

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad \text{и} \quad r = \frac{W}{A}; \quad (7.1)$$

где  $M$  - момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента;

$N$  - равнодействующая вертикальных сил;

$W$  - момент сопротивления подошвы фундамента для менее напряженного ребра;

*A* - площадь подошвы фундамента.

Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундаментов устоев при высоте подходной насыпи больше 12 м следует производить с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи. В этом случае относительный эксцентриситет в сторону пролета должен составлять не более чем 20 % значений, указанных в таблице 7.1.

Если относительный эксцентриситет больше единицы, максимальное давление подошвы фундамента на основание следует определять исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания.

**\*7.8.** Несущая способность основания под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев при раздельном расчете опор на временные нагрузки, действующие вдоль и поперек моста, должна удовлетворять условиям

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n} \quad \text{ва} \quad p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}; \quad (7.2)$$

где  $p$ ,  $p_{\max}$  - соответственно среднее и максимальное давления подошвы фундамента на основание кПа (тс/м<sup>2</sup>);

$R$  - расчетное сопротивление основания из нескальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа (тс/м<sup>2</sup>), определяемое согласно приложению  $\Omega$ ;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным: 1,0 - при определении несущей способности нескальных оснований в случаях действия временных нагрузок № 7-9; 1,2 - при определении несущей способности скальных оснований во всех случаях и нескальных оснований в случаях действия (кроме временных нагрузок № 7- 9) одной или нескольких временных нагрузок № 10-15 и 17.

**7.9.** В расчетах по несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения и фундаментов из опускных колодцев возникающие в грунте под их подошвой напряжения от нагрузок № 10-14 (по п. 2.1 с учетом соответствующих коэффициентов сочетаний по п. 2.2) следует определять отдельно вдоль и поперек оси моста, а наиболее неблагоприятные из них суммировать с напряжениями от постоянных и временных вертикальных нагрузок. В свайных фундаментах усилия, которые возникают в сваях от указанных выше нагрузок, действующих вдоль и поперек оси моста, необходимо суммировать.

**7.10.** В расчетах (по грунту и материалу) конструкций свайных фундаментов и фундаментов из опускных колодцев (за исключением расчетов несущей способности оснований) за расчетную поверхность грунта следует принимать: для фундаментов устоев - естественную поверхность грунта; для фундаментов промежуточных опор - поверхность грунта у опор на уровне срезки (планировки) или местного размыва, определяемого согласно указаниям

пп. 1.25-1.30, при расчетном и наибольшем расходах [для расчетов на действие соответственно расчетных (крайних) и эксплуатационных нагрузок].

Для устоев и береговых промежуточных опор со свайными фундаментами, ростверки которых расположены над грунтом, а сваи погружены сквозь отсыпанную или намытую часть насыпи, расчетную поверхность грунта допускается принимать с учетом заделки свай в этой части насыпи.

**7.11.** Несущую способность одиночной сваи в немерзлых грунтах при действии осевого сжимающего или выдергивающего усилия следует определять согласно КМК 2.02.03-98.

**\*7.12.** Несущую способность основания в уровне низа свай требуется проверять как для условного фундамента согласно приложению  $\Sigma$ .

Указанная проверка не требуется для:

однорядных свайных фундаментов в любых грунтовых условиях;

многорядных свайных фундаментов, сваи которых работают как стойки (при опирании их на скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, глинистые грунты твердой консистенции и мерзлые грунты, а также при расстояний между осями свай более 5d.

**\*7.13.** Если под несущим слоем грунта, воспринимающим давление подошвы фундамента или нижних концов свай, залегает слой менее прочного немерзлого или оттаивающего мерзлого грунта, необходимо проверить несущую способность этого слоя согласно приложению  $\text{Ю}$ .

**7.14.** Расчет по устойчивости фундаментов мелкого заложения на немерзлых или оттаивающих мерзлых грунтах против опрокидывания или плоского сдвига (скольжения) необходимо производить согласно разд. 1, приняв в расчете на сдвиг следующие значения коэффициентов трения кладки о поверхность:

скальных грунтов с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т.п.) и глин:

|                                  |      |
|----------------------------------|------|
| а) во влажном состоянии          | 0,25 |
| б) в сухом состоянии             | 0,30 |
| суглинков и супесей              | 0,30 |
| песков                           | 0,40 |
| гравийных и галечниковых грунтов | 0,50 |

скальных грунтов с неомыливающейся поверхностью 0,60

**7.15.** Расчет по устойчивости фундаментов на немерзлых или оттаивающих мерзлых грунтах против глубокого сдвига (смещения совместно с грунтом по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) следует выполнять для промежуточных опор, расположенных на косогорах, и для устоев при насыпях высотой больше 12 м - во всех случаях, при насыпях высотой от 6 до 12 м - в случаях расположения в основании фундаментов слоя немерзлого или оттаивающего глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом.

**\*7.16.** Осадку и крен фундаментов мелкого заложения следует рассчитывать на немерзлых грунтах согласно КМК 2.02.01-98, на мерзлых грунтах - согласно СНиП 2.02.04-88.

В расчете осадки устоев при высоте насыпи больше 12 м необходимо учитывать дополнительное вертикальное давление на основание от веса примыкающей части подходной насыпи, определяемое согласно приложению П.

**\*7.17.** Осадку фундамента из свай или из опускного колодца следует определять в соответствии с указаниями п. 7.12, 7.16, рассматривая такой фундамент как условный в форме прямоугольного параллелепипеда размерами, принимаемыми согласно приложению Σ.

Осадку свайного фундамента допускается принимать равной осадке одиночной сваи по данным статических испытаний ее в тех же грунтах при соблюдении одного из следующих условий:

- а) сваи работают как стойки;
- б) число продольных рядов свай не более трех.

**\*7.18.** При определении осадок фундаментов по пп. 7.16 и 7.17 за расчетную поверхность грунта допускается принимать его естественную поверхность (без учета срезки или возможности размыва).

Осадки фундаментов на немерзлых грунтах допускается не определять:

при опирании фундаментов на скальные, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и твердые глины - для всех мостов;

при опирании фундаментов на прочие грунты - для мостов внешне статически определимых систем пролетом до 55 м на железных и до 105 м на автомобильных дорогах.

**7.19.** Напряжение в бетоне ростверка от давления, передаваемого торцом свайного элемента, как правило, не должно превышать более чем на 30% расчетное сопротивление бетона ростверка (по нормам для осевого сжатия всей площади). В случаях превышения расчетного сопротивления в ростверках допускается использовать бетон более высокого класса. Если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка, допускается также над верхним концом каждой сваи укладывать одну (в случае превышения на 15-20% расчетного сопротивления бетона ростверка) или две (при напряжениях, превышающих на 20-30% расчетное сопротивление бетона) сетки из стержней диаметром 12 мм. Длину каждой стороны сетки принимают на 0,5 м больше толщины ствола элемента.

Размеры ячеек сетки назначают от 10x10 см для забивных свай до 15x15 см для буровых свай и оболочек.

Нижнюю одиночную сетку располагают непосредственно над торцом элемента, а верхнюю - на расстоянии 10-15 см от нижней.

## КОНСТРУИРОВАНИЕ

**\*7.20.** Основание и тип фундаментов следует выбирать в результате всестороннего анализа следующих, наиболее существенных факторов: особенностей конструкции моста, а также требований, предъявляемых к фундаментам в отношении допустимых значений осадок, кренов и перекосов; значений и характера нагрузок, воспринимаемых фундаментами; особенностей



напластования грунтов и их физико-механических свойств; наличия грунтовых и поверхностных вод и их режима; наличие срезок, подсыпок и размывов для водотоков; климатических условий; характерных особенностей местных условий, в том числе наличия оползневых или потенциально оползневых участков и наличия коммуникаций; способов производства работ по строительству фундаментов; результатов технико-экономического сравнения вариантов фундаментов разных типов.

Конструктивные формы и размеры опор и их фундаменты необходимо устанавливать по расчету с учетом местных гидрогеологических и инженерно-геологических условий, требований судоходства, а также с учетом способа установки пролетных строений на опоры. Глубину фундаментов опор следует устанавливать в процессе проектирования на основе инженерно-геологических данных с учетом возможного максимального размыва дна реки, определяемого при расчете отверстия моста.

Фундаменты мостов и труб следует закладывать в грунт на глубине, определяемой расчетами несущей способности оснований и фундаментов согласно пп. 7.5-7.18 и принимаемой не менее значений, требуемых КМК 2.02.01-98 и СНиП 2.02.04-88 для фундаментов мелкого заложения, КМК 2.02.03-98 и СНиП 2.02.04-88 для свай и ростверков. Минимальные расстояния между сваями в плане следует назначать согласно КМК 2.02.03-98 и СНиП 2.02.04-88.

Если фундаменты мелкого заложения опирают на скальный грунт, гидростатическое давление учитывают только при проверке устойчивости положения их против опрокидывания и сдвига.

В пределах водотоков фундаменты мостов должны быть заложены в грунт ниже уровня местного размыва, определяемого согласно указаниям пп. 1.25-1.30 при расчетном и наибольшем расходах воды, на глубине, требуемой по расчету на действие соответственно расчетной (крайней) и эксплуатационной нагрузок.

Фундаменты труб, обеспечивающие равномерное распределение давления на грунт и объединение звеньев трубы в продольном направлении, необходимо выполнять сборными из бетонных блоков или монолитными бетонными. Звенья железобетонных и бетонных дорожных труб отверстием до 1,5 м, а также металлические трубы следует укладывать на щебеночно - песчаную или гравийно-песчаную подушку, а при благоприятных инженерно-геологических условиях - на профилированное естественное основание;

**\*7.21.** Размеры в плане ростверка свайных фундаментов следует принимать исходя из расстояний между осями свай по КМК 2.02.03-98 с учетом установленных допусков на точность заглубления свай в грунт, а также из необходимости обеспечения между сваями и вертикальными гранями ростверка расстояния в свету не менее 25 см, при сваях-оболочках диаметром больше 2 м - не менее 10 см.

Тампонажный слой бетона, уложенного подводным способом, запрещается использовать в качестве рабочей (несущей) части ростверка.

**7.22.** Сваи должны быть заделаны в ростверк (выше слоя бетона, уложенного подводным способом) на длину, определяемую расчетом и принимаемую не менее половины периметра призматических свай, и 1,2 м - для свай диаметром 0,6 м и более.

Допускается заделка свай в ростверке с помощью выпусков стержней продольной арматуры длиной, определяемой расчетом, но не менее 30 диаметров стержней при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержней при гладкой арматуре. При этом сваи должны быть заведены в ростверк не менее чем на 10 см.

**7.23.** Железобетонный ростверк необходимо армировать по расчету согласно указаниям разд. 3.

Бетонный ростверк располагаемый в акватории следует армировать конструктивно в его нижней части (в промежутках между сваями). Площадь поперечного сечения стержней арматуры вдоль и поперек оси моста необходимо принимать не менее  $10 \text{ см}^2$  на 1 м ростверка.

**7.24.** Прочность раствора, применяемого для заделки свай или свай-столбов в скважинах, пробуренных в скальных грунтах, должна быть не ниже 9,8 МПа ( $100 \text{ кгс/см}^2$ ), в остальных грунтах - не ниже 4,9 МПа ( $50 \text{ кгс/см}^2$ ).

**7.25.** На обресе фундамента при его расположении в пределах колебаний уровней воды и льда следует предусматривать устройство фаски размером не менее  $0,3 \times 0,3 \text{ м}$ , а фундаменту придавать обтекаемую форму.

**7.26.** При необходимости устройства уступов фундамента размеры их должны быть обоснованы расчетом, а поверхности, соединяющие внутренние ребра уступов бетонного фундамента, не должны отклоняться от вертикали на угол больше  $30^\circ$ .

Наклон к вертикали боковых граней опускного колодца (или отношение суммарной ширины уступов колодца к глубине заложения), как правило, не должен превышать 1:20. Наклон более указанного допускается при условии принятия мер, обеспечивающих погружение колодцев с заданной точностью.

**\*Приложение А**  
(Обязательное)**ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ**

**Акведук** – мостовые сооружения на переходе водовода через овраг, ущелье, реку, суходол или дорогу.

**Балка жесткости** – несущий балочный элемент моста, обеспечивающий необходимую жесткость пролетного строения.

**Вант** – гибкий несущий элемент моста вантово-балочной системы, передающий усилия с балки жесткости на пилон.

**Виадук** – мостовое сооружение на переходе через глубокий овраг, ущелье, суходол, лощину с высоким расположением проезда над дном препятствия. Характерной особенностью виадуков являются опоры большой высоты (от нескольких десятков до сотен метров).

**Водонепроницаемость** – свойство материала, конструкции не пропускать сквозь себя воду под действием перепада давления, силы тяжести или другие воздействия

**Выносливость** – способность материала, конструкции, соединения сопротивляться в заданных пределах усталостному разрушению под воздействием циклического изменения временной нагрузки.

**Габарит приближения строений** – предельное поперечное перпендикулярное оси дороги или пути очертание, внутрь которого, помимо подвижного состава, не должны заходить никакие части сооружений и устройств, а также лежащие около пути материалы, запасные части и оборудование, за исключением частей устройств, предназначенных для непосредственного взаимодействия с подвижным составом: вагонных замедлителей и подвагонных толкателей в рабочем состоянии, контактных проводов с деталями крепления, хоботов гидравлических колонок при наборе воды и др., при условии, что положение этих устройств во внутригабаритном пространстве увязано с частями подвижного состава, с которыми они могут соприкоснуться, и что они не могут вызвать соприкосновения с другими элементами подвижного состава.

**Геомассив** – ограниченная часть геосреды, влияющая на сооружения посредством гидрогеологических и геодинамических процессов (разломы, карсты, оползни).

**Гидроизоляция** – покрытие (слой), искусственно создаваемый на поверхности конструкции для ее предохранения от атмосферной и жидкой коррозионной среды.

**Грузоподъемность сооружения** – характеристика, соответствующая наибольшему классу эксплуатационной нагрузки заданной структуры, при которой исчерпывается несущая способность конструкции.

**Деформация** – изменение формы или размеров тела под действием внешних сил и других воздействий (**упругая** и **остаточная**).

**Длина моста** – расстояние, измеренное по оси моста, между точками пересечения линий, соединяющих концы открылков устоев (или других конструктивных элементов) с осью сооружения.

**Коррозия материала** – разрушение материала вследствие химического или электрохимического взаимодействия с агрессивной коррозионной средой. Для процесса коррозии следует применять термин "**коррозионный процесс**", а для результата процесса – термин "**коррозионное разрушение**".

**Линия влияния** – график, ординаты которого выражают значения усилий или перемещений в данной точке системы в зависимости от положения перемещаемой силы.

**Мерзлые грунты** – грунты и другие горные породы, почвы и дисперсные материалы, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в которых хотя бы часть воды замерзла, т. е. превратилась в лед, цементируя минеральные частицы.

**Морозостойкость бетона** – способность сохранять физико-механические свойства при многократном переменном замораживании и оттаивании.

**Мост** – наиболее распространенное и обобщенное понятие мостового сооружения, для пропуска дороги над каким-либо водным препятствием.

**Мостовой переход** – комплекс сооружений, включающий мост, участки подходов в пойме реки, регуляционные и другие укрепления.

**Мостовое полотно** – совокупность всех элементов, расположенных на плите проезжей части пролетных строений, предназначенных для обеспечения нормальных условий и безопасности движения транспортных средств и пешеходов, а также для отвода воды с проезжей части.

**Мостовое сооружение** – искусственное сооружение над различными препятствиями для пропуска различных видов транспорта и пешеходов, а также водотоков, селей, скота, коммуникаций различного назначения – порознь или в различных комбинациях.

**Несущая способность** – характеристика сооружения, соответствующая суммарному воздействию нагрузок на стадии первого предельного состояния.

**Несущая часть** - пролетного строения воспринимает действие собственного веса пролетного строения и временной подвижной нагрузки и передает его через опорные части на опоры.

**Несущая часть пролетных строений** - в простейших балочных мостах малых пролетов состоит из деревянных или металлических прогонов, железобетонных плит или балок; при средних и больших пролетах в качестве несущей части применяются более мощные балки, а также фермы, рамы или арки.

**Огнестойкость** – способность конструкции сохранять несущие и (или) ограждающие функции в условиях пожара.

**Ограждение мостовое** – конструктивный элемент мостового полотна, устанавливаемый на границах габарита приближения строений, предназначенный для предотвращения съезда транспортных средств за его пределы и исправления траектории движения автомобиля при наезде на ограждение. Ограждение может быть бетонное, железобетонное и металлическое. По конструкции различают барьерное ограждение, состоящее из стоек и горизонтального бруса или профильной стальной ленты либо трубы (труб), установленных на стойках на некотором уровне над верхом покрытия, и парапетное ограждение, выполненное в виде железобетонной стенки.

**Опора моста** – несущий элемент мостового сооружения, поддерживающий пролетные строения и передающий нагрузки от них на основание.

**Отверстие моста** – это горизонтальный размер между внутренними гранями устоев или конусами насыпи, измеренный при расчетном уровне высоких вод с исключением толщины

**Перила моста** – ограждающее устройство на тротуарах с внешней стороны моста.

**Пилон** – несущий элемент конструкции, опора висячего или вантового моста в виде башни-стойки или портала, служащий для опирания кабеля, цепи или системы вант. Различают жесткие и качающиеся пилоны.

**Полимерно-композиционный материал** – многослойный материал, состоящий из армирующих слоев, объединенных синтетическим связующим.

**Полоса разделительная** – конструктивно выделенный элемент проезжей части, разделяющий смежные направления, и не предназначенный для движения или остановки безрельсовых транспортных средств.

**Проезжей часть пролетного строения** – (в первоначальном и широком смысле этого понятия) понимают совокупность конструктивных элементов, воспринимающих нагрузки от транспортных средств и пешеходов и передающих их на несущую часть. Проезжая часть в широком смысле включает в себя несущие элементы и мостовое полотно.

**Прочность** – свойство материалов оказывать в определенных условиях и пределах сопротивление разрушению от различных внешних физических воздействий, сопровождающихся возникновением в нем напряжений.

**Путепровод** – разновидность мостового сооружения над железными или автомобильными дорогами.

**Расчетная схема сооружения** – условная схема со всеми исходными параметрами, необходимая для расчета с целью определения напряженно-деформированного состояния сооружения.

**Ростверк** – конструкция верхней части свайного фундамента в виде плиты или насадки, объединяющая сваи в одну устойчивую систему и служащей для передачи нагрузки на сваю.

**Сейсмостойкость** – способность зданий и сооружений противостоять сейсмическим воздействиям без потери эксплуатационных качеств.

**Сопряжение с подходами** – конструктивное выполнение узла примыкания мостового сооружения к насыпи подхода за устоем.

**Сплошность бетона** – показатель качества укладки, характеризующий непрерывность материала и отсутствие аномальных зон (шлам, пустоты).

**Срок службы** – календарная продолжительность от начала эксплуатации мостового сооружения или ее возобновления после реконструкции или ремонта до перехода в предельное состояние.

**Строительный подъем** – выгиб пролетного строения или его конструктивных элементов (главных и продольных балок) по форме, противоположный прогибу от постоянной и определенной части временной нагрузки с целью обеспечения плавности езды транспортных средств.

**Трещиностойкость** – способность материала, конструкции сопротивляться образованию или развитию до заданных пределов в нем трещин под действием нагрузок, технологических и климатических воздействий.

**Усталость** – процесс постепенного накопления повреждений материала под действием переменных напряжений, приводящих к изменению свойств, образованию и развитию трещин и разрушению.

**Устой (опора береговая)** – крайняя опора моста в сопряжении его с насыпью подхода, воспринимающая давление пролетного строения и грунта насыпи.

**Устойчивость** – способность сооружений и их элементов сопротивляться внешним усилиям без разрушения, сохраняя первоначальную форму, равновесие и положение.

**Фундамент** – элемент моста, передающий нагрузку от опоры на основание; нижняя часть опоры, находящаяся целиком в грунте или частично в воде.

**Хладостойкость** – способность материалов, элементов, конструкций и их соединений сопротивляться хрупким разрушениям при низких температурах окружающей среды.

**Ширина моста** – расстояние между перилами в свету.

**Шов деформационный** – зазор между торцами пролетных строений либо торцом пролетного строения и шкафной стенкой устоя или головной частью опоры. Различают: *закрытый*, в котором зазор закрыт покрытием, уложенным без разрыва; *заполненный*, в котором зазор выполнен герметизирующим материалом (например, жгутом из пористой резины или мастикой), деформирующимся при перемещениях (покрытие выполнено с разрывом) пролетного строения; *перекрытый*, в котором зазор между сопрягаемыми элементами в уровне верха проезжей части перекрыт скользящим листом или резиновыми компенсаторами.

**Эстакада** – мостовые сооружения для пропуска дороги на некоторой высоте над естественной поверхностью местности, чтобы пространство под ними могло быть использовано для различных целей.

**\*Приложение В**  
(Обязательное)**КЛАССИФИКАЦИЯ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ И ТРУБ**

Мосты классифицируют по следующим признакам: их назначению, реализованному типу опор и пролетных строений, виду использованного материала, расположению уровня проезда, их статической системе, обеспеченности в отношении пропуска высоких вод и ледохода, ширине проезжей части, характеру пересечения препятствия и длине моста.

По назначению различают мосты:

- автодорожные — для пропуска всех видов движущихся по автомобильным дорогам транспортных средств и пешеходов;
- железнодорожные — для пропуска железнодорожных поездов;
- городские — для пропуска всех видов городских транспортных средств (автомобилей, трамваев, метро) и пешеходов;
- пешеходные — только для пропуска пешеходов;
- совмещенные — для пропуска автомобилей и железнодорожных поездов;
- специальные — для пропуска трубопроводов, силовых кабелей и т.п.

По типу применяемых опор различают мосты:

- на жестких опорах, передающих через фундаменты нагрузку от пролетных строений непосредственно грунту и характеризующихся отсутствием значительных осадок;
- на плавучих опорах, передающих нагрузку на воду (наплавные мосты на понтонах или баржах) и получающих значительные осадки.

По типу взаимного положения пролетного строения и опор во времени различают мосты:

- неподвижные, в которых пролетное строение всегда занимает по отношению к опорам неизменное положение;
- разводные, в которых для пропуска судов устраивают специальный разводной пролет путем поворота относительно опор в вертикальной плоскости половин пролетного строения или путем пощема пролетного строения на необходимую высоту. Разводные мосты применяют, когда невозможно или неэкономично поднять уровень проезда над рекой на высоту, достаточную для пропуска судов.

По виду применяемых материалов различают деревянные, металлические, железобетонные, бетонные и каменные мосты. Определяющим при этой классификации является материал пролетного строения. Вид материала существенно влияет на конструктивную форму пролетного строения моста и на способ его возведения.

По уровню расположения проезжей части различают мосты с ездой:

- поверху, когда проезжая часть расположена на верхнем уровне пролетного строения;
- понизу, когда проезжая часть находится на уровне низа пролетного строения;
- посередине, когда проезжая часть находится в средней по высоте части пролетного строения.

По статической схеме главных несущих конструкций пролетных строений различают мосты:

- балочных систем — разрезной, неразрезной и консольной), в пролетных строениях которых от вертикальных нагрузок возникают только вертикальные опорные реакции;
- распорных систем — арочной, рамной, висячей, в которых при действии вертикальных нагрузок возникают наклонные опорные реакции, имеющие горизонтальную составляющую — распор;
- комбинированных систем, в которых сочетаются системы первых двух групп, при этом способы таких сочетаний разнообразны.

По расположению пролетных строений относительно горизонта высоких вод различают:

- высоководные мосты, пролетные строения которых находятся над рекой на уровне, обеспечивающем пропуск паводковых вод и ледохода;
- низководные мосты, пролетные строения которых затопляется при проходе высоких вод; это временные мосты, возводимые в период военных действий;
- подводные мосты, пролетные строения которых располагаются под водой на глубине, обеспечивающей движение автомобилей вброд. Подводные мосты применяются в целях обеспечения скрытности их положения и повышения их живучести в период военных действий.

По ширине проезжей части различают мосты с различным количеством полос движения в обоих направлениях. Количество полос движения зависит от категории дороги или магистрали, на которых находится мост; может составлять от двух до восьми и более.

Мосты длиной до 25 м считаются малыми, с длиной от 25 до 100 м — средними и длиной более 100 м — большими. Мосты длиной менее 100 м, но с одним из пролетов более 60 м относятся к большим мостам. К внеклассным мостам относятся мосты длиной более 500 м или если один из пролетов более 150 м. Такие мосты, как правило, вантовые, висячие, рамные или арочные мосты с четырьмя и более полосами движения.

В зависимости от условий строительства трубы подразделяются на два типа:

- сооружаемые на равнинной местности;
- сооружаемые на косогорах.

По используемым материалам различают каменные, бетонные, железобетонные, металлические, деревянные и полимерные трубы. На дорогах низших технических категорий могут применяться бетонные трубы. Каменные трубы в основном применяются на горных дорогах.

В дорожном строительстве могут использоваться металлические гладкие и гофрированные трубы и трубы из различных полимерных материалов (стеклопластики, клееная древесина). Деревянные трубы применяются лишь как временные сооружения в районах, богатых лесом.

По форме поперечного сечения различают круглые, прямоугольные, овоидальные и сводчатые трубы. Для пропуска больших расходов воды в круглых и прямоугольных трубах устраивают два, три и более отверстия.

В зависимости от количества протекающей воды и предполагаемого режима гидравлической работы водопропускные трубы могут быть безнапорными, полунанпорными и напорными.

По характеру статической работы с окружающим грунтом различают трубы жесткие, упругие и гибкие. В жестких трубах грунтовая засыпка действует на трубу только как активная нагрузка. В упругих и гибких трубах засыпка участвует в совместной работе с трубой.

По размеру отверстий трубы условно подразделяют на малые (с отверстиями 0,5 ... 1,5 м), средние (с отверстиями 2.. 3 м), большие (с отверстиями 4... 5 м) и очень большие (с отверстиями более 6 м).

**ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ВЕЛИЧИН****в разделе 1 "ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ"**

- $M_u$  – момент опрокидывающих сил;  
 $M_z$  – момент удерживающих сил;  
 $Q_r$  – сдвигающая сила;  
 $Q_z$  – удерживающая сила;  
 $l$  – расчетный пролет;  
 $h$  – высота;  
 $I + \mu$  – динамический коэффициент;  
 $m$  – коэффициент условий работы;  
 $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению;  
 $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке.

**в разделе 2 "НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ"**

- $A$  – площадь;  
 $P$  – сосредоточенная вертикальная нагрузка;  
 $F_h$  – сосредоточенная горизонтальная поперечная сила;  
 $M$  – момент силы;  
 $G$  – вес одного автомобиля нагрузки АБ;  
 $G$  – модуль сдвига;  
 $S_f$  – сила сопротивления вследствие трения;  
 $S_h$  – величина реактивного сопротивления резиновых опорных частей;  
 $T$  – период;  
 $p$  – интенсивность временной вертикальной нагрузки от пешеходов;  
 $p_v$  – вертикальное давление от веса насыпи;  
 $v$  – интенсивность эквивалентной нагрузки от вертикального воздействия временной подвижной нагрузки;  
 $v_h$  – интенсивность горизонтальной распределенной нагрузки;  
 $\psi$  – линейная нагрузка при определении давления на звенья труб;  
 $u$  – величина, определяющая интенсивность горизонтальной распределенной нагрузки;  
 $q_0$  – интенсивность скоростного напора ветра;  
 $\gamma_n$  – нормативный удельный вес грунта;  
 $v_{vb}$  – удельный вес перевозимой породы;  
 $v_t$  – наибольшая установленная скорость;  
 $\lambda$  – длина загрузки линии влияния;  
 $a$  – проекция наименьшего расстояния от вершины до конца линии влияния;  
 $a$  – суммарная толщина слоев резины в опорных частях;  
 $h, h_x$  – высота засыпки труб;  
 $d$  – диаметр;  
 $r$  – радиус;  
 $\delta$  – перемещение в опорных частях;  
 $f$  – стрела арки;



- $c$  – длина соприкосновения колес нагрузки с проезжей частью;  
 $\varphi_n$  – нормативный угол внутреннего трения грунта;  
 $\varepsilon_n$  – предельная относительная деформация усадки бетона;  
 $c_n$  – удельная деформация ползучести бетона;  
 $t$  – температура;  
 $t_{n,T}$  – максимальная положительная температура;  
 $t_{n,x}$  – наименьшая отрицательная температура;  
 $t_z$  – температура замыкания;  
 $\Delta_l$  – отклонение температуры;  
 $z$  – число опор моста в группе;  
 $z$  – число устанавливаемых блоков;  
 $\alpha$  – относительное положение вершины линии влияния;  
 $\alpha$  – коэффициент линейного расширения;  
 $\eta$  – коэффициент сочетания нагрузок;  
 $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;  
 $c_v$  – коэффициент вертикального давления для звеньев труб;  
 $1 + \mu$ ,  
 $1 + \frac{2}{3}\mu$  – динамические коэффициенты;  
 $\tau_n$  – коэффициент нормативного бокового давления;  
 $c_w$  – аэродинамический коэффициент лобового сопротивления конструкции действию ветра;  
 $k_n$  – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора ветра в зависимости от высоты;  
 $\varepsilon$  – коэффициент, учитывающий отсутствие обращения особо тяжелого железнодорожного подвижного состава;  
 $S_1$  – коэффициент, учитывающий воздействие временной нагрузки с других путей (полос);  
 $S_2$  – коэффициент, учитывающий в совмещенных мостах одновременно загрузку проездов разного назначения;  
 $\mu_n$  – нормативная величина коэффициента трения;  
 $\mu_{max}, \mu_{min}$  – максимальная и минимальная величины коэффициента трения.

### в разделе 3 "БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ" ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ Нормативные сопротивления бетона

- $R_{bn}$  – осевому сжатию;  
 $R_{bt}$  – осевому растяжению.

#### Расчетные сопротивления бетона

*при расчете по предельным состояниям первой группы*

- $R_b$  – осевому сжатию;  
 $R_{bt}$  – осевому растяжению.

*при расчете по предельным состояниям второй группы*

- $R_{b,ser}$  – осевому сжатию;  
 $R_{bt,ser}$  – осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по

образованию трещин;

- $R_{b,mc1}$  – осевому сжатию при расчете на стойкость против образования продольных микротрещин ( $mc$ ) при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже;
- $R_{b,mc2}$  – осевому сжатию при расчете под эксплуатационной нагрузкой по формулам сопротивления упругих материалов (расчет на совместное воздействие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды);
- $R_{b,sh}$  – скалыванию при изгибе.

### Нормативные сопротивления арматуры растяжению

- $R_{sn}$  – ненапрягаемой;
- $R_{pn}$  – напрягаемой.

### Расчетные сопротивления арматуры растяжению

- $R_s$  – ненапрягаемой;
- $R_p$  – напрягаемой;
- $R_{sc}$  – ненапрягаемой – сжатию;
- $R_{pc}$  – напрягаемой, расположенной в сжатой зоне.

### Отношение модулей упругости

- $n_1$  – принимаемые при расчете по прочности, а при напрягаемой арматуре также и при расчете на выносливость;
- $n'$  – то же, принимаемые при расчете на выносливость и трещиностойкость для элементов с ненапрягаемой арматурой.

### Геометрические характеристики

- $A'_b$  – площадь сечения сжатой зоны бетона;
- $A_b$  – площадь сечения всего бетона;
- $A_{red}$  – площадь приведенного сечения элемента;
- $I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;
- $W_{red}$  – момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна;
- $A_s, A'_s$  – площадь сечения ненапрягаемой растянутой и сжатой продольной арматуры;
- $A_p, A'_p$  – то же, напрягаемой арматуры;
- $\mu$  – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения растянутой продольной арматуры к площади поперечного сечения без учета сжатых и растянутых свесов поясов;
- $b$  – ширина прямоугольного сечения, ширина стенки (ребра) таврового, двутаврового и коробчатого сечений;
- $b'_f$  – ширина пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений в сжатой зоне;
- $h$  – высота сечения;
- $h'_f$  – приведенная (включая вуты) высота сжатого пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений;
- $h_0$  – рабочая высота сечения;
- $x$  – высота сжатой зоны бетона;
- $a_s, a_p$  – расстояние от центра тяжести растянутой соответственно ненапрягаемой и напрягаемой продольной арматуры до ближайшей грани сечения;
- $a'_s, a'_p$  – то же, для сжатой арматуры;

- $e_c$  – эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения;  
 $\eta$  – коэффициент, учитывающий влияние поперечного изгиба при внецентренном сжатии (вводится к значению  $e_c$ ), принимаемый согласно 3.54;  
 $e_0$  – расчетное (с учетом коэффициента  $\eta$ , вводимого к значению  $e_c$ ) расстояние от продольной силы  $N$  до центра тяжести растянутой арматуры внецентренно сжатого сечения;  
 $e, e'$  – расстояние от оси приложения продольной силы  $N$  до центра тяжести соответственно растянутой и сжатой арматуры внецентренно растянутого сечения;  
 $i$  – радиус инерции поперечного сечения;  
 $r$  – ядровое расстояние;  
 $d$  – диаметр круглого элемента, номинальный диаметр арматурных стержней.

### Напряжения в бетоне

- $\sigma_{bt}$  – растягивающее (с учетом потерь) напряжение в бетоне растянутой зоны предварительно напряженного элемента под временной нагрузкой;  
 $\sigma_{mt}, \sigma_{mc}$  – главные растягивающие и главные сжимающие напряжения;  
 $\sigma_{bx}, \sigma_{by}$  – нормальные напряжения в бетоне соответственно вдоль продольной оси и в направлении, нормальном к ней;  
 $\tau_b$  – касательные напряжения в бетоне.

### Напряжения в арматуре

- $\sigma_s$  – напряжение в ненапрягаемой растянутой арматуре под нагрузкой;  
 $\sigma_p$  – суммарное напряжение в напрягаемой арматуре растянутой зоны под нагрузкой;  
 $\sigma_{pc}$  – вводимое в расчет остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне ( $\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pcl}$ );  
 $\sigma_{pcl}$  – расчетное напряжение (за вычетом всех потерь) в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне.

### в разделе 4 "СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

- $A$  – площадь сечения брутто;  
 $A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто;  
 $A_n$  – площадь сечения нетто;  
 $A_f$  – площадь сечения полки (пояса);  
 $A_w$  – площадь сечения стенки;  
 $A_{wf}$  – площадь сечения по металлу углового шва;  
 $A_{wz}$  – площадь сечения по металлу границы сплавления;  
 $E$  – модуль упругости;  
 $F$  – сила;  
 $G$  – модуль сдвига;  
 $I_s$  – момент инерции сечения ребра;  
 $I_{sl}$  – момент инерции сечения продольного ребра;  
 $I_t$  – момент инерции кручения балки;  
 $I_x, I_y$  – моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ , здесь и далее ось  $x-x$  – горизонтальная, ось  $y-y$  – вертикальная;  
 $I_{xn}, I_{yn}$  – то же, сечения нетто;

- $M$  – момент, изгибающий момент;  
 $M_{cr}$  – критический изгибающий момент в пределах расчетной длины сжатого пояса балки, определяемый по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения балки;  
 $M_x, M_y$  – моменты относительно осей соответственно  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$ ;  
 $N$  – продольная сила;  
 $N_{cr}$  – критическая нормальная сила, определяемая по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения элементов;  
 $Q$  – поперечная сила, сила сдвига;  
 $Q_{fic}$  – условная поперечная сила для соединительных элементов;  
 $Q_s$  – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;  
 $R_{ba}$  – расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов;  
 $R_{bh}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;  
 $R_{bp}$  – расчетное сопротивление смятию болтовых соединений;  
 $R_{bs}$  – расчетное сопротивление болтов срезу;  
 $R_{bt}$  – расчетное сопротивление болтов растяжению;  
 $R_{bun}$  – нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению  $\sigma_b$  по государственным стандартам и техническим условиям на болты;  
 $R_{cd}$  – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);  
 $R_{dh}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки или каната;  
 $R_{lp}$  – расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;  
 $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);  
 $R_s$  – расчетное сопротивление стали сдвигу;  
 $R_{th}$  – расчетное сопротивление стали растяжению в направлении толщины проката;  
 $R_u$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;  
 $R_{un}$  – временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению  $\sigma_b$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;  
 $R_{wf}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;  
 $R_{wu}$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;  
 $R_{wun}$  – нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;  
 $R_{ws}$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;  
 $R_{wy}$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;  
 $R_{wz}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;  
 $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;  
 $R_{yn}$  – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести  $\sigma_T$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;  
 $S$  – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;  
 $W_x, W_y$  – минимальные моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$ ;  
 $W_{xn}, W_{yn}$  – минимальные моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$ ;  
 $b$  – ширина;  
 $b_{ef}$  – расчетная ширина;  
 $b_f$  – ширина полки (пояса);

- $b_h$  – ширина выступающей части ребра, свеса;  
 $e$  – эксцентриситет силы;  
 $e_{rel}$  – относительный эксцентриситет ( $e_{rel} = eA / W_c$ );  
 $e_{ef}$  – приведенный относительный эксцентриситет ( $e_{ef} = e_{rel} \cdot \eta$ );  
 $h$  – высота;  
 $h_w$  – расчетная высота стенки (расстояние между осями поясов);  
 $i$  – радиус инерции сечения;  
 $i_{min}$  – наименьший радиус инерции сечения;  
 $i_x, i_y$  – радиусы инерции сечения относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $k_f$  – катет углового шва;  
 $l$  – длина, пролет;  
 $l_c$  – длина распорки;  
 $l_d$  – длина раскоса;  
 $l_{ef}$  – расчетная, условная длина;  
 $l_m$  – длина панели (расстояние между узлами решетчатой конструкции);  
 $l_s$  – длина планки;  
 $l_w$  – длина сварного шва;  
 $l_x, l_y$  – расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $m$  – коэффициент условий работы;  
 $m_b$  – коэффициент условий работы соединения;  
 $r$  – радиус;  
 $t$  – толщина;  
 $t_f$  – толщина полки (пояса);  
 $t_w$  – толщина стенки;  
 $\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;  
 $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению;  
 $\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу;  
 $\gamma_u$  – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;  
 $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения;  
 $\lambda$  – гибкость ( $\lambda = l_{ef} / i$ );  
 $\lambda_x, \lambda_y$  – расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $\nu$  – коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона);  
 $\sigma_x, \sigma_y$  – нормальные напряжения, параллельные осям соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $\tau_{xy}$  – касательное напряжение;  
 $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба.

### в разделе 5 "СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

- $n_i$  – коэффициент приведения  $i$ -го материала сечения;  
 $E_i, E_{ij}$  – модуль упругости  $i$ -го материала сечения с указанием  $j$ -го вида арматуры;  
 $I_i, I_{ij}$  – момент инерции сечения или его частей с указанием принадлежности к  $j$ -му расчету;  
 $W_{ij}$  – момент сопротивления  $i$ -й фибры  $j$ -й части сечения;  
 $A_i, A_{ij}$  – площадь сечения или его элементов;  
 $z_{ij}$  – расстояние  $i$ -го элемента сечения до  $j$ -го центра тяжести;

- $b, b_i$  – ширина элемента или его  $i$ -й части;  
 $t_i, t_{ij}$  – толщина  $i$ -го элемента сечения с указанием местоположения  $j$ ;  
 $t_{n,max}, t_{max}$  – эксплуатационная и расчетная максимальная разность температур;  
 $M, M_i, M_{ij}$  – изгибающий момент  $i$ -й стадии работы для  $j$ -го расчетного случая;  
  
 $N, N_i, N_{ij}$  – нормальная сила от внешнего воздействия или замены  $i$ -й части сечения с указанием  $j$ -го напряженного состояния материалов, составляющих заменяемую часть;  
 $S_i, S_{ij}$  – сдвигающее усилие, возникающее от  $i$ -го вида усилия или воздействия, с указанием местоположения  $j$  (в отдельных случаях с указанием  $j$ -го вида расчета);  
 $s_{ij}$  – интенсивность сдвигающих усилий на  $i$ -м участке пролетного строения от  $j$ -го усилия;  
 $R_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го материала сечения;  
 $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;  
 $R_{bt,ser}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин;  
 $\sigma_i, \sigma_{il}, \sigma_{ij}$  – напряжения в  $i$ -м материале сечения с указанием самоуравновешенных напряжений по сечению  $i$  или местоположения проверяемой фибры  $j$ ;  
 $\varepsilon_i, \varepsilon_{ij}$  – деформации  $i$ -го материала сечения или от  $i$ -го воздействия с указанием  $j$ -го положения по сечению;  
 $\rho$  – характеристика цикла;  
 $\alpha_i, \eta$  – поправочные коэффициенты к действующим усилиям;  
 $k$  – поправочный коэффициент к величине деформации бетона;  
 $\Psi_{cr}$  – коэффициент, учитывающий работу бетона при наличии трещин;  
 $m, m_i$  – коэффициент условий работы  $i$ -го материала или элемента сечения;  
 $P_i$  – характерные точки сечения.

## в разделе 6 "ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

- $N_d$  – расчетное значение осевого усилия;  
 $M_d$  – расчетное значение изгибающего момента;  
 $Q_d$  – расчетное значение поперечной силы;  
 $N_{dd}$  – расчетное значение несущей способности клееного штыря на выдергивание или продавливание.

## Расчетные сопротивления древесины

- $R_{db}$  – при изгибе;  
 $R_{dt}$  – растяжению вдоль волокон;  
 $R_{ds}$  – сжатию вдоль волокон;  
 $R_{dc}$  – то же, в клееных конструкциях;  
 $R_{dqs}$  – смятию вдоль волокон;  
 $R_{dq}$  – сжатию и смятию всей поверхности поперек волокон;  
 $R_{dcq}$  – то же, в клееных конструкциях;  
 $R_{dap}$  – местному смятию поперек волокон;  
 $R_{dqa}$  – то же, на части длины элемента;  
 $R_{dab}$  – скалыванию вдоль волокон при изгибе;  
 $R_{dam}$  – скалыванию (непосредственному) вдоль волокон;  
 $R_{dsm}$  – скалыванию поперек волокон;  
 $R_{qa}$  – смятию и скалыванию под углом  $\alpha$  к направлению волокон;

- $R_{daf}$  – скалыванию по клеевым швам вдоль волокон при изгибе;  
 $R_{daf}$  – скалыванию по клеевому шву вдоль волокон в клеештыревых соединениях;  
 $R_{daf\alpha}$  – скалыванию по клеевому шву в клеештыревых соединениях при вклеивании штырей под углом  $\alpha$  к направлению волокон.

### Расчетные площади

- $A_{br}$  – поперечного сечения брутто;  
 $A_{nt}$  – поперечного сечения нетто;  
 $A_d$  – поперечного сечения при проверке на устойчивость;  
 $A_a$  – скалывания;  
 $A_q$  – смятия.

### Другие характеристики

- $S_{br}$  – статический момент брутто части сечения относительно нейтральной оси;  
 $W_{nt}$  – момент сопротивления ослабленного сечения;  
 $I_x, I_y$  – моменты инерции сечения нетто соответственно относительно осей  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $x, y$  – расстояния от главных осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$  до наиболее удаленных точек сечения;  
 $l$  – расчетный пролет плиты;  
 $l$  – теоретическая длина сваи;  
 $l$  – длина штопки;  
 $l_a$  – расстояние между связями ветвей в составных элементах;  
 $l_a$  – длина колодки в составных элементах;  
 $l_c$  – расчетная длина элемента при проверке устойчивости;  
 $l_s$  – длина площадки смятия древесины вдоль волокон;  
 $l_d$  – расчетная длина скалывания в соединениях на колодках;  
 $l_l$  – длина заделки скрепления;  
 $a$  – размер ската колеса или гусеницы в направлении поперек дороги;  
 $a$  – расстояние между колодками в свету;  
 $a$  – глубина врезки;  
 $b$  – ширина балки;  
 $b$  – полная ширина сечения составного элемента;  
 $z$  – плечо сил, скалывающих колодку;  
 $d$  – диаметр;  
 $d_l$  – диаметр отверстия под штырь;  
 $\delta$  – зазор при сплачивании бревен;  
 $\delta$  – толщина одной доски;  
 $t$  – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;  
 $t_1$  – толщина средних соединяемых элементов;  
 $t_2$  – толщина крайних соединяемых элементов;  
 $t$  – толщина дорожного покрытия;  
 $\Lambda$  – гибкость элемента;  
 $\lambda_a$  – гибкость ветви составного элемента;  
 $\lambda_z$  – приведенная гибкость составного элемента;  
 $N$  – число срезов в начальном соединении;  
 $n_q$  – число срезов связей в одном шве;

- $n_f$  – число швов между ветвями элементов;  
 $M$  – коэффициент условий работы;  
 $m_q$  – то же, на смятие поперек волокон;  
 $m_a$  – то же, на скалывание вдоль волокон;  
 $\Phi$  – коэффициент продольного изгиба;  
 $\mu_z$  – коэффициент приведения гибкости;  
 $\Delta$  – коэффициент податливости соединения;  
 $\xi$  – коэффициент, учитывающий влияние на устойчивость дополнительного момента от нормальной силы.

### в разделе 7 "ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ" Характеристика грунтов

- $e$  – коэффициент пористости;  
 $I_L$  – показатель текучести;  
 $I_p$  – число пластичности;  
 $\gamma$  – удельный вес;  
 $\Phi$  – угол внутреннего трения;  
 $R_c$  – предел прочности на одноосное сжатие образцов скальных грунтов;  
 $R_{nc}$  – предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

### Нагрузки, давления, сопротивления

- $F$  – сила, расчетное значение силы;  
 $M$  – момент сил;  
 $N$  – сила, нормальная к подошве фундамента;  
 $p, p_{max}$  – среднее и максимальное давления подошвы фундамента на грунт;  
 $R$  – расчетное сопротивление грунта;  
 $R_0$  – табличное значение условного сопротивления грунта.

### Геометрические характеристики

- $B$  – ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента;  
 $a$  – длина подошвы фундамента;  
 $A$  – площадь подошвы фундамента;  
 $d$  – глубина заложения фундамента;  
 $d_w$  – глубина воды;  
 $h$  – толщина слоя грунта или высота насыпи;  
 $E_0$  – эксцентриситет равнодействующей нагрузок относительно центральной оси подошвы фундамента;  
 $r$  – радиус ядра сечения фундамента у его подошвы;  
 $W$  – момент сопротивления подошвы фундамента для менее нагруженного ребра;  
 $z$  – расстояние от подошвы фундамента.

### Коэффициенты

- $\gamma_g$  – надежности по грунту;  
 $\gamma_n$  – надежности по назначению сооружения;  
 $\gamma_c$  – условий работы.



**ПЕРЕЧЕНЬ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ**

|                   |   |
|-------------------|---|
| ГОСТ 17.5.1.03-86 | Охрана природы. Земли. Классификация и вмещающих пород для биологической рекультивации земель   |
| ГОСТ 9.401-91*    | Единая система защиты от коррозии. Покрытия лакокрасочные. Общие технические требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов |
| ГОСТ 380-2005     | Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки  |
| ГОСТ 535-2005     | Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия  |
| ГОСТ 977-88       | Отливки стальные. Общие технические условия   |
| ГОСТ 1050-88      | Прокат сортовой, калиброванный, со специальной отделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия                       |
| ГОСТ 1497-84      | Металлы. Методы испытаний на растяжение   |
| ГОСТ 2246-70*     | Проволока стальная сварочная. Технические условия   |
| ГОСТ 2999-75      | Металлы и сплавы. Метод измерения твердости по Виккерсу   |
| ГОСТ 3064-80      | Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1х37 (1+6+12+18). Сортамент  |
| ГОСТ 3067-88*     | Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6х19 (1+6+12) + 1х19 (1+6+12). Сортамент  |
| ГОСТ 3068-88*     | Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6х37 (1+6+12+18) + 1х37 (1+6+12+18). Сортамент  |
| ГОСТ 3090-73*     | Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем конструкции проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент  |
| ГОСТ 4028-63*     | Гвозди строительные. Конструкция и размеры  |
| ГОСТ 4543-71*     | Прокат из легированной стали конструкционной. Технические условия   |
| ГОСТ 4784-97      | Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки  |
| ГОСТ 5632-72*     | Стали высоколегированные и сплавы коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные. Марки и технические требования  |
| ГОСТ 5639-82      | Стали и сплавы. Методы выявления и определения величины зерна   |
| ГОСТ 5640-68      | Сталь. Металлографический метод оценки микроструктуры листов и ленты  |
| ГОСТ 5781-82*     | Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия   |
| ГОСТ 5915-70*     | Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры   |
| ГОСТ 6713-91      | Прокат низколегированный конструкционный для мостостроения. Технические условия   |
| ГОСТ 6996-66*     | Сварные соединения. Методы определения механических свойств   |
| ГОСТ 7348-81*     | Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия  |
| ГОСТ 7675-73*     | Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем клиновидной и одним слоем зетообразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент                                 |

|                  |   |
|------------------|---|
| ГОСТ 7676-73*    | Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетообразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент      |
| ГОСТ 7798-70*    | Болты с шестигранной головкой класса точности В. Конструкция и размеры  |
| ГОСТ 8283-93*    | Профили стальные гнутые корытные равнополочные. Сортамент   |
| ГОСТ 8479-70*    | Поковки из конструкционной углеродистой и легированной стали. Общие технические требования  |
| ГОСТ 8486-86     | Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия  |
| ГОСТ 8509-93     | Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент  |
| ГОСТ 8510-86     | Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент  |
| ГОСТ 8639-82     | Трубы стальные квадратные. Сортамент  |
| ГОСТ 9128-97     | Смеси асфальтобетонные дорожные аэродромные и асфальтобетон. Технические условия  |
| ГОСТ 9238-83     | Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 (1524) мм  |
| ГОСТ 9454-78*    | Металлы. Метод испытаний на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах   |
| ГОСТ 9463-88*    | Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия  |
| ГОСТ 9467-75*    | Электроды покрытые, металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы.                                   |
| ГОСТ 10060.0-95  | Бетоны. Методы определения морозостойкости. Общие требования  |
| ГОСТ 10060.1-95  | Бетоны. Базовый метод определения морозостойкости   |
| ГОСТ 10060.2-95  | Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости при многократном замораживании, и оттаивании  |
| ГОСТ 10060.3-95  | Бетоны. Дилатометрический метод ускоренного определения морозостойкости   |
| ГОСТ 10180-90    | Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам  |
| ГОСТ 10605-94    | Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 45 мм класса точности В. Технические условия  |
| ГОСТ 10704-91    | Трубы стальные электросварочные прямошовные. Сортамент  |
| ГОСТ 10884-94    | Сталь арматурная. Термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия  |
| ГОСТ 10885-85*   | Сталь листовая горячекатаная двухслойная коррозионно-стойкая. Технические условия   |
| ГОСТ 10922-90    | Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия |
| РСТ Уз 865-98    | Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия   |
| РСТ Уз 866-98    | Сетки сварные для закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия   |
| ГОСТ 12730.5-84* | Бетоны. Методы определения водонепроницаемости  |
| ГОСТ 13726-97    | Ленты из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия  |

|  |  |
|--|--|
| ГОСТ 13840-68*   | Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия  |
| ГОСТ 14098-91  | Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры    |
| ГОСТ 14637-89<br>(ИСО 4995-78)   | Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия                    |
| ГОСТ 16483.10-73*  | Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон                                   |
| ГОСТ 18899-73  | Канаты стальные. Канаты закрытые несущие. Технические условия  |
| ГОСТ 19281-89*<br>(ИСО 4950-2-81)<br>(ИСО 4950-3-81)<br>(ИСО 4951:1979)<br>(ИСО 4995-78)<br>(ИСО 4996:1978)<br>(ИСО 5952-83) | Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия  |
| ГОСТ 19292-73  | Соединения сварные элементов закладных деталей сборных железобетонных конструкций                          |
| ГОСТ 20522-96  | Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний  |
| ГОСТ 21437-95  | Сплавы цинкованные антифрикционные. Марки, технические требования и методы испытаний                       |
| ГОСТ 21631-76*   | Листы из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия   |
| ГОСТ 21778-81  | Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения                 |
| ГОСТ 22727-88  | Прокат листовой. Методы ультразвукового контроля   |
| ГОСТ 23279-85  | Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия.              |
| ГОСТ 23961-80  | Метрополитены. Габариты приближения строений, оборудования и подвижного состава                            |
| ГОСТ 24379.0-80  | Болты фундаментные. Общие технические условия  |
| ГОСТ 24379.1-80  | Болты фундаментные. Конструкция и размеры  |
| ГОСТ 25100-95  | Грунты. Классификация  |
| ГОСТ 26607-85  | Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Функциональные допуски             |
| ГОСТ 26633-91  | Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия   |
| ГОСТ 26775-97*   | Габариты подмостовые судоводных пролетов мостов на внутренних водных путях. Нормы и технические требования |
| ГОСТ 26804-2015  | Ограждения дорожные металлические барьерного типа. Технические условия                                     |
| ГОСТ 27751-88*   | Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету                             |
| ГОСТ 29273-92<br>(ИСО 581-80)  | Свариваемость. Определение.  |
| ГОСТ 30244-94  | Материалы строительные. Методы испытаний на горючесть  |
| ГОСТ 30247.0-94  | Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования                              |
| ГОСТ 30247.1-94  | Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции             |

|                 |   |
|-----------------|---|
| ГОСТ 31015-2002 | Смеси асфальтобетонные и асфальтобетон щебеночно-мастичные.   |
| МКН 28-2008     | Технические условия<br>Руководство по расчету максимальных расходов дождевых вод  |
| П-01-03         | Пособие по определению максимальных расходов талых, дождевых и смешанных вод  |
| КМК 2.01.11-97  | Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования |
| СНиП 2.02.04-88 | Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах  |
| КМК 2.02.01-98  | Основания зданий и сооружений   |
| КМК 3.07.01-96  | Гидротехнические сооружения   |
| КМК 3.03.02-98  | Несущие и ограждающие конструкции   |
| КМК 2.02.02-98  | Основания гидротехнических сооружений   |
| КМК 2.02.03-13  | Свайные фундаменты  |
| КМК 2.03.11-97  | Защита строительных конструкций от коррозии   |
| ШНК 2.05.02-07  | Автомобильные дороги  |
| СНиП 2.05.07-91 | Промышленный транспорт  |
| СНиП 2.05.09-90 | Трамвайные и троллейбусные линии  |
| КМК 2.05.11-95  | Внутрихозяйственные автомобильные дороги  |
| КМК 2.01.14-98  | Определение расчетных и гидрогеологических характеристик  |
| КМК 2.06.04-07  | Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)                                    |
| КМК 2.06.06-98  | Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения   |
| СНиП 2.06.15-85 | Инженерная защита территорий от затопления и подтопления  |
| ШНК 2.07.01-03  | Градостроительство. планировка и застройка городских и сельских поселений   |
| КМК 3.01.02-00  | Техника безопасности в строительстве  |
| КМК 3.04.02-97  | Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии  |
| ШНК 3.06.07-08  | Мосты и трубы. правила обследований и испытаний   |
| КМК 2.01.03-96  | Строительство в сейсмических районах  |
| СНиП II-7-81    | Строительство в сейсмических районах  |
| КМК 4.02.09-96  | Металлические конструкции   |
| КМК 4.02.10-96  | Деревянные конструкции  |
| ШНК 2.01.02-04  | Пожарная безопасность зданий и сооружений   |
| КМК 2.03.05-97  | Стальные конструкции  |
| СНиП 23-01-99*  | Строительная климатология   |
| МСН 2.04-01-98  |   |
| КМК 2.05.01-96  | Железные дороги колеи 1520 мм   |
| КМК 2.03.01-97  | Бетонные и железобетонные конструкции   |
| ШНК 1.02.09-09  | Инженерно-геологические изыскания для строительства   |
| КМК 2.01.07-97  | Нагрузки и воздействия  |
| КМК 2.01.14-98  | Определение основных расчетных гидрологических характеристик  |
| КМК 2.03.06-97  | Алюминиевые конструкции.  |
| КМК 2.03.07-98  | Каменные и арматурные конструкции.  |
| КМК 2.05.04-97  | Метрополитены   |
| КМК 2.05.05-96  | Тоннели железнодорожные и автодорожные  |

**ГАБАРИТЫ ПРИБЛИЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА  
АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ,  
ВНУТРИХОЗЯЙСТВЕННЫХ  
АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ И ДОРОГАХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ  
ПРЕДПРИЯТИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ, НА ВНУТРЕННИХ АВТОМОБИЛЬНЫХ  
ДОРОГАХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ, А ТАКЖЕ НА УЛИЦАХ И  
ДОРОГАХ В ГОРОДАХ, ПОСЕЛКАХ И СЕЛЬСКИХ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТАХ**

**Е.1.** Настоящее приложение устанавливает габариты приближения конструкций мостов — предельные поперечные очертания (в плоскости, перпендикулярной продольной оси проезжей части), внутрь которых не должны заходить какие-либо элементы сооружения или расположенных на нем устройств.

*Примечание. Габариты условно обозначают буквой Г и числом (после тире), равным расстоянию между ограждениями.*

**Е.2.** Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах при отсутствии трамвайного движения приведены на рис. Е.1, при этом левая половина каждой схемы относится к случаю примыкания тротуаров к ограждениям, правая — к случаю раздельного размещения тротуаров.

Обозначения, принятые на схемах габаритов:

$nb$  — общая ширина проезжей части или ширина проезжей части для движения одного направления;

$n$  — число полос движения и  $b$  — ширина каждой полосы движения принимаются:  
для мостов на дорогах общего пользования — по таблице 5 ШНК 2.05.02-07;  
на внутрихозяйственных дорогах — по таблице Е.1 настоящего приложения;  
на дорогах промышленных предприятий — по таблице 46—47 СНиП 2.05.07-91;  
на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах — по таблице 39 и 40 ШНК 2.07.01-03;

$h$  — габарит по высоте (расстояние от поверхности проезда до верхней линии очертания габарита), принимаемый для мостов: на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных автомобильных дорогах и на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах — не менее 5,5 м;  
на автомобильных дорогах промышленных предприятий — не менее высоты намеченных к обращению транспортных средств плюс 1 м, но не менее 5,5 м;

$П$  — полосы безопасности (предохранительные полосы);

$С$  — разделительные полосы (при многополосном движении в каждом направлении), ширина которых равна расстоянию между кромками проезжих частей разного направления движения;

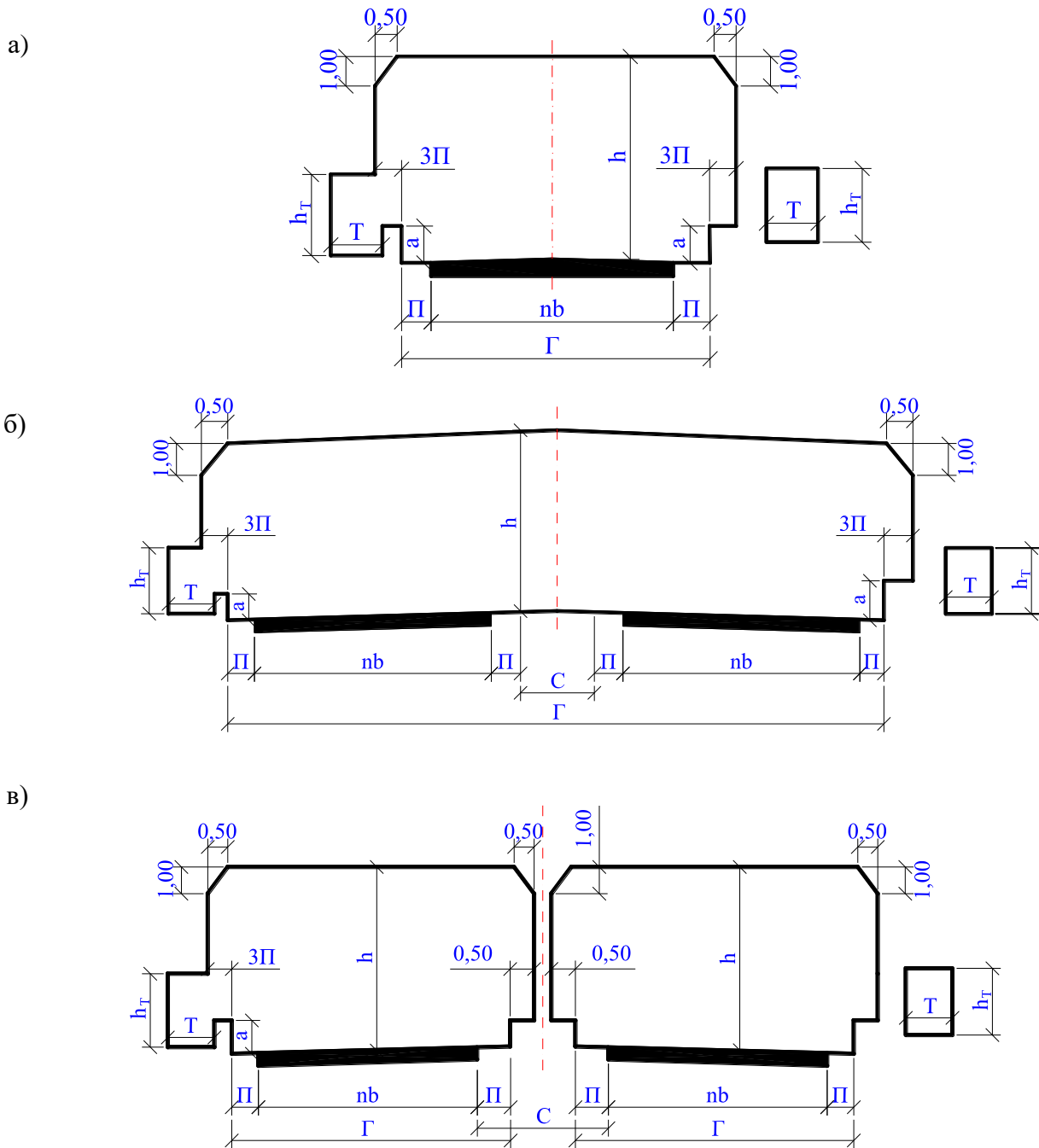
$ЗП$  — защитные полосы, ширину которых, как правило, следует принимать равной 0,5 м, для деревянных мостов с ездой понизу — 0,25 м;

$Г$  — расстояние между ограждениями проезда, в которое входит и ширина разделительной полосы, не имеющей ограждений;

$Т$  — ширина тротуаров по п. 1.64;

$a$  — высота ограждений проездов в соответствии с указаниями п. 1.65;

$h_T$  — габарит по высоте на тротуарах, принимаемый не менее 2,5 м.



**Рис.Е.1. Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах**

*a* – при отсутствии разделительной полосы; *б* – с разделительной полосой без ограждений; *в* – с разделительной полосой при наличии ограждений

**Е.3.** Габариты по ширине мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах и дорогах сельскохозяйственных предприятий и организациях, дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах, при отсутствии трамвайного движения следует принимать по таблице Е.1.

Таблица Е.1

| Расположение мостов  | Категория дорог или улиц  | Общее число полос движения | Ширина расчетного автомобиля $d$ , м | Габарит   | Ширина, м                |                     |
|--|---|----------------------------|--------------------------------------|---|--------------------------|---------------------|
|  |   |                            |                                      |   | полос безопасности $\Pi$ | проезжей части $nb$ |
| Автомобильные дороги общего пользования, подъездные и внутренние автомобильные дороги промышленных предприятий (без обращения автомобилей особой грузоподъемности) | I   | 8                          | 2,5                                  | $\frac{\tilde{A} - (17,0 + \tilde{N} + 17,0)}{2(\tilde{A} - 19,0)}$ | 2,0                      | 11,25×2             |
|  |   | 6                          |                                      | $\frac{\Gamma - (13,25 + C + 13,25)}{2(\Gamma - 15,25)}$            |                          |                     |
|  |   | 4                          |                                      | $\frac{\Gamma - (9,5 + C + 9,5)}{2(\Gamma - 11,5)}$                 |                          |                     |
|  | II  | 2                          |                                      | $\Gamma - 11,5$   | 2,0                      | 7,5                 |
|  | III   |                            |                                      | $\Gamma - 10$   | 1,5                      | 7,0                 |
|  | IV  |                            |                                      | $\Gamma - 8^*$  | 1,0                      | 6,0                 |
| V  | 1   | $\Gamma - 6,5^{**}$        | 1,0                                  | 4,5   |                          |                     |
|  |   | $\Gamma - 4,5$             | 0,5                                  | 3,5   |                          |                     |
| Автомобильные внутрихозяйственные дороги в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях  | I-с   | 2                          | 2,5                                  | $\Gamma - 8^*$  | 1,0                      | 6,0                 |
|  | II-с  | 1                          |                                      | $\Gamma - 6,5^{**}$   | 1,0                      | 4,5                 |
|  |   |                            |                                      | $\Gamma - 4,5$  | 0,5                      | 3,5                 |
| III-с  | 1   | $\Gamma - 4,5$             | 0,5                                  | 3,5   |                          |                     |
| Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах   | Магистральные дороги скоростного движения и улицы общегородского значения непрерывного движения | 8                          | 2,5                                  | $\frac{\Gamma - (16,5 + C + 16,5)}{2(\Gamma - 18)}$                 | 1,5                      | 15×2                |
|  |   | 6                          |                                      | $\frac{\Gamma - (12,75 + C + 12,75)}{2(\Gamma - 14,25)}$            |                          |                     |
|  |   | 4                          |                                      | $\frac{\Gamma - (9,0 + C + 9,0)}{2(\Gamma - 10,5)}$                 |                          |                     |
|  | Магистральные дороги и улицы общегородского значения  | 8                          |                                      | $\frac{\Gamma - (15,0 + C + 15,0)}{2(\Gamma - 16)}$                 | 1,0                      | 14×2                |
|  |   | 6                          |                                      | $\frac{\Gamma - (11,5 + C + 11,5)}{2(\Gamma - 12,5)}$               |                          |                     |
|  |   | 4                          |                                      | $\Gamma - (8,0 + C + 8,0)$  |                          |                     |

| ре-гулируемо го   |   |     | 2 (Г-9)                                 |     |           |
|---|---|-----|---|-----|-----------|
| движения  | 2 |     | Г-9                                     |     | 7         |
| Магистральные транспортно-пешеходные улицы районного значения и дороги научно-производственных, промышленных и коммунально-складских районов, поселковые дороги и главные улицы | 4 | 2,5 | $\frac{Г-16}{Г-(8,0+C+8,0)}$<br>2 (Г-9) | 1,0 | 14<br>7×2 |
|   | 2 |     | Г-9                                     |     | 7         |
| Магистральные пешеходно-транспортные улицы районного значения   | 2 |     | Г-10                                    |     | 8         |
| Улицы и дороги в жилой застройке местного значения, парковые дороги   | 2 |     | Г-8                                     |     | 6         |

\*Для деревянных мостов (кроме мостов из клееной древесины) допускается применять габарит Г-7.

\*\*То же, габарит Г-6.

*Примечания. 1. В графе "Габарит" над чертой указаны габариты мостов при отсутствии ограждений на разделительной полосе, под чертой – при наличии ограждений или при отдельных пролетных строениях под каждое направление движения.*

*В графе «Категория дорог или улиц» на внутренних дорогах промышленных предприятий без обращения автомобилей особо большой грузоподъемности соответствующие категории дорог согласно СНиП 2.05.07-91 имеют индекс «в»*



(внутренние) и индекс «к» (карьерные), с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности (ширина автомобиля более 2,5 м) следует принимать индекс «п», а для сельскохозяйственных дорог согласно КМК 2.05.11-95 – индекс «с».

2. В не предусмотренных таблице Е.1 случаях (в частности, для мостов на дорогах промышленных предприятий с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности) габариты мостов по ширине следует устанавливать по формулам:

$$\Gamma = \Pi + nb + C + nb + \Pi$$

$$\Gamma = \Pi + nb + \Pi$$

3. Ширину полос безопасности ( $\Pi$ ) следует принимать в зависимости от установленных для дороги расчетных скоростей движения (используя данные, приведенные в таблице Е.1).

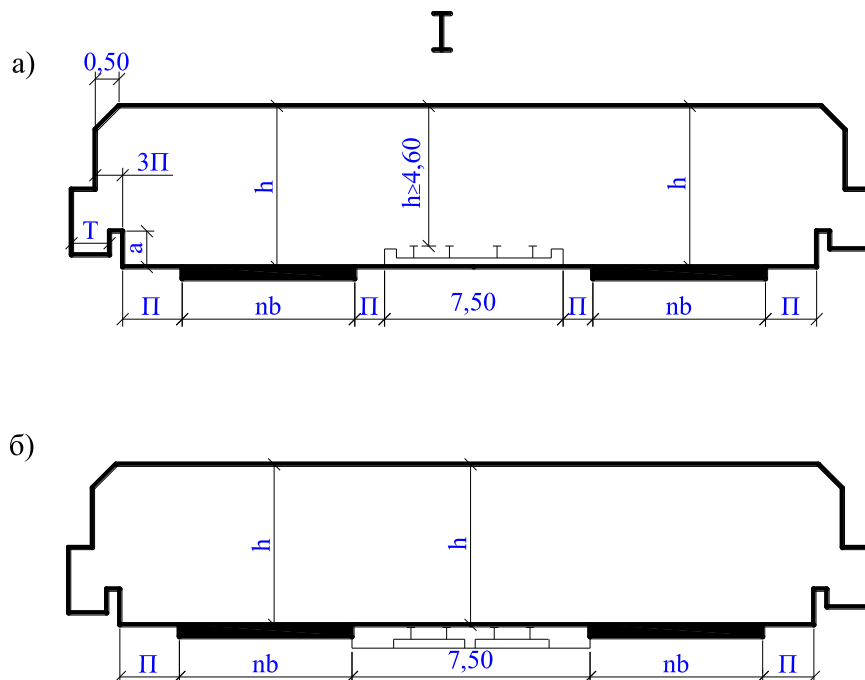
Для мостов на дорогах промышленных предприятий (в том числе и с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности) размер полос безопасности следует принимать  $\Pi = 1,50$  м.

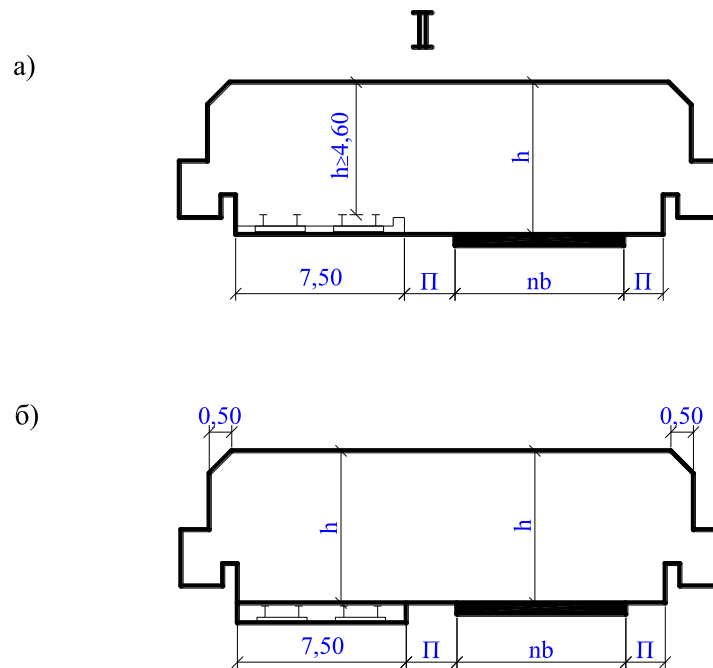
4. На лесовозных и хозяйственных дорогах лесозаготовительных предприятий габарит мостов (в том числе деревянных) на дорогах IV категории следует принимать равным  $\Gamma-8$  при ширине проезжей части 6,5 м и полос безопасности 0,75 м.

5. Если в данном регионе эксплуатируются (являются расчетными) сельскохозяйственные машины, имеющие габариты, превышающие указанные в таблице Е.1, то, по согласованию с соответствующими ведомствами, габариты мостов в этом регионе следует назначать увеличенными в зависимости от дорожного просвета (возвышения над дорожной одеждой) частей, выступающих за наружную поверхность шин колес или гусениц машины.

В случаях когда дорожный просвет выступающих частей менее 0,35 м (для деревянных мостов — менее 0,30 м), габарит моста следует назначать на 1 м шире габарита машины в транспортном положении.

В случаях когда дорожный просвет выступающих частей 0,35 м и более (для деревянных мостов — 0,30 м и более), габарит моста следует назначать на 1,5 м шире расстояния между наружными поверхностями шин колес или гусениц сельскохозяйственной машины.





**Рис.Е.2 Схемы габаритов приближения конструкций на городских мостах с трамвайным движением**

I — Трамвайные пути расположены на оси моста; II — трамвайные пути смещены относительно оси моста: а — На обособленном полотне; б — На общем полотне

**Е.4.** Схемы габаритов приближения конструкций для городских мостов с трамвайным движением следует принимать согласно рис. Е.2 (обозначения — по п. 2) и данным таблице Е.1. настоящего приложения.

Габарит по ширине мостов, предназначенных только под трамвайное движение (два пути), следует принимать не менее 9,0 м.

**Е.5.** На совмещенных мостах при расположении двухполосной проезжей части автомобильной дороги по одной полосе с каждой стороны железнодорожных путей или путей метрополитена габарит по ширине на каждой полосе движения должен быть не менее 5,5 м.

**Е.6.** Полосы безопасности шириной меньшей, чем указано в таблице Е.1, допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании назначать:

для мостов длиной свыше 100 м на дорогах I-III и III-п категорий и длиной свыше 50 м на дорогах IV и IV-п категорий, если мосты расположены на расстоянии свыше 100 км от крупнейших городов и свыше 50 км от других городов, а расчетная интенсивность движения транспортных средств снижается в 2 раза и более по сравнению с пригородными участками указанных дорог;

в случае расположения мостов на участках дорог с уменьшенной шириной обочины; при переустройстве мостов;

на путепроводах — при наличии переходно-скоростных полос (со стороны этих полос);

на мостах с дополнительной полосой движения на подъеме (со стороны этой полосы).

При этом ширина полос безопасности должна быть не менее: 1,0 м на мостах дорог I-III и III-п категорий и 0,75 м на мостах дорог IV и IV-п категорий.

*Примечание.* При назначении полос безопасности шириной меньшей, чем указано в таблице Е. 1, следует предусматривать установку дорожных знаков, регулирующих режим движения транспортных средств.

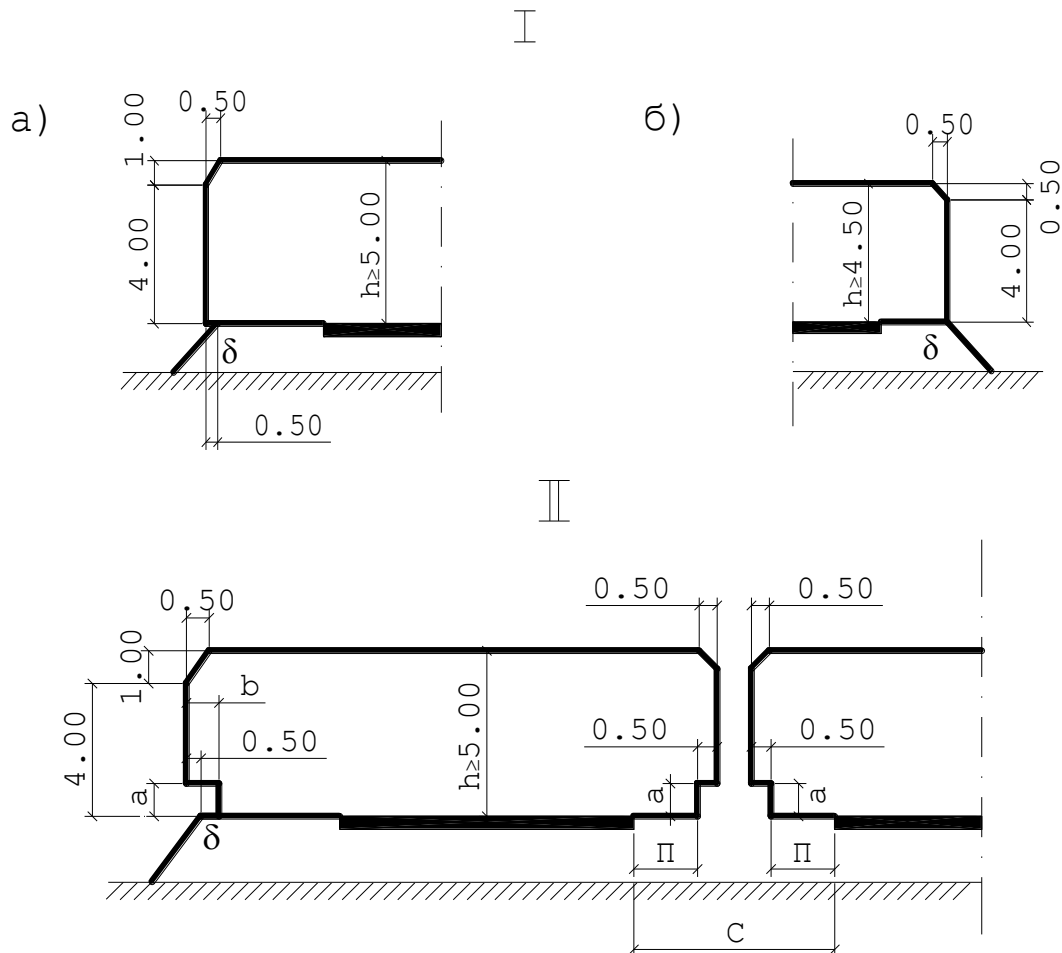
**Е.7.** При расположении мостов на кривых в плане проезжая часть должна быть уширена в зависимости от категории дорог в соответствии с требованиями КМК 2.05.02-07 или ШНК 2.07.01-03.

Проезжую часть автодорожных мостов допускается уширять за счет уменьшения полос безопасности при условии соблюдения ее размеров по п. 6 или увеличения габаритов приближения конструкций.

**Е.8.** Ширина разделительной полосы на мосту должна быть, как правило, такой же, как на дороге или улице.

На больших мостах при соответствующих технико-экономических обоснованиях ширину разделительной полосы допускается уменьшать, но принимать не менее чем 2,0 м плюс ширина ограждения.

**Е.9.** Габариты приближения конструкций под путепроводами через автомобильные дороги должны соответствовать приведенным на рис. Е.3.



а – высота ограждений;  $\delta$  – бровка земляного полотна;  
 б – определяется конструкцией ограждающих устройств

**Рис. Е.3** Схемы габаритов приближения конструкций под путепроводами:

I – при отсутствии ограждений на пересекаемых дорогах; II – при наличии опор на разделительной полосе и ограждений на дороге;  
 а – категорий I-III; III-п и IV-п; б – категорий IV и V

При расположении опор на разделительной полосе расстояние от кромки проезжей части до грани опоры должно быть, м, не менее:  
на дорогах I категории — 2,0 (в том числе полоса безопасности 1,5 м);  
на городских дорогах и улицах — 1,5 (в том числе полоса безопасности 1,0 м).

Габариты по высоте под путепроводами через городские улицы и дороги следует принимать:

при отсутствии трамвайных путей — по п.Е.2,  
при наличии трамвайных путей — по рис. Е. 2.

Габариты по высоте под путепроводами через дороги III-п и IV-п категорий следует принимать по п. Е. 2 настоящего приложения.

*Примечание. При назначении отметок низа конструкций пролетных строений путепроводов, а также положения верхних связей в мостах с ездой понизу следует учитывать возможность повышения уровня проезда после ремонта проезжей части на толщину нового (дополнительного) слоя дорожного покрытия.*

**Е.10.** Расстояние от бровки земляного полотна пересекаемой дороги до передней грани необсыпных устоев или до конуса насыпи при обсыпных устоях должно быть не менее величин, указанных в таблице Е.2.

Таблица Е.2

| Категория<br>пересекаемой<br>дороги | Наименьшее расстояние, м, от бровки земляного полотна пересекаемых<br>дорог при проектировании |   |     |     |     |
|-------------------------------------|--|---|-----|-----|-----|
|                                     | пешеходных<br>мостов   | путепроводов<br>с числом полос движения |     |     |     |
|                                     |  | 2                                       | 4   | 6   | 8   |
| I, II, III, III-п, IV-п             | 2,0  | 3,0                                     | 4,0 | 5,0 | 6,0 |
| IV                                  | 1,0  | 1,5                                     | 2,0 | 3,0 | 4,0 |
| V, I-с                              | 0,5  | 0,5                                     | 0,5 | 0,5 | 0,5 |

Боковые поверхности промежуточных опор (со стороны дороги) следует располагать за бровкой земляного полотна пересекаемой дороги на расстоянии не менее 2 м при стоечных сквозных опорах и не менее 4 м при сплошных стенках на дорогах I-III категорий и 0,5 м на дорогах IV и V категорий.

При пересечении городских скоростных дорог и улиц опоры всех видов следует располагать на расстоянии не менее 1,0 м от ограждения (бордюра), при отсутствии ограждения - не менее 1,5 м от кромки проезжей части улиц.

Стенки (устои) городских путепроводов тоннельного типа следует располагать на границах габаритов приближения конструкций под путепроводами согласно рис. Е. 3.

**КОЭФФИЦИЕНТ СОЧЕТАНИЯ  $\eta$  ДЛЯ ВРЕМЕННЫХ  
НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ**

| Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета | Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными | Коэффициент $\eta$ при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий |   |                         |  |                                 |                          |
|---|--|---|---|-------------------------|--|---------------------------------|--------------------------|
|   |  | № 7 (временные вертикальные нагрузки)   | № 8 (давление грунта от подвижного состава) | № 9 (центробежная сила) | № 10 (поперечные удары подвижного состава) | № 11 (торможение или сила тяги) | № 12 (ветровая нагрузка) |
| 1   | 2  | 3   | 4   | 5                       | 6  | 7                               | 8                        |
| 7 и 8   | 9  | 1   | 1   | 1                       | -  | -                               | -                        |
|   | 10*  | 1   | 1   | -                       | 1  | -                               | -                        |
|   | 9, 11, 12 и 15   | 0,8   | 0,8   | 0,8                     | -  | 0,7                             | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 9, 12, 13, 15 и S  | 0,8   | 0,8   | 0,8                     | -  | -                               | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 10, 13, 15 и S   | 0,8   | 0,8   | -                       | 0,7  | -                               | -                        |
|   | 10 и 14  | 0,8   | 0,8   | -                       | 0,7  | -                               | -                        |
|   | 11, 12 и 15  | 0,8   | 0,8   | -                       | -  | 0,7                             | <u>0,5</u><br>0,25       |
| 12, 13 и 15   | 0,8  | 0,8   | -   | -                       | -  | <u>0,5</u><br>0,25              |                          |
| 9   | 11, 12 и 15  | 0,8   | 0,8   | 0,8                     | -  | 0,7                             | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 12, 13, 15 и S   | 0,8   | 0,8   | 0,8                     | -  | -                               | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 14   | 0,8   | 0,8   | 0,8                     | -  | -                               | -                        |
| 10*   | 7, 8, 13, 15 и S   | 0,7   | 0,7   | -                       | 0,8  | -                               | -                        |
|   | 7, 8 и 14  | 0,7   | 0,7   | -                       | 0,8  | -                               | -                        |
| 11  | 7-9, 12 и 15   | 0,8   | 0,8   | 0,8                     | -  | 0,8                             | <u>0,5</u><br>0,25       |
| 12*   | 7-9  | 0,7   | 0,7   | 0,7                     | -  | -                               | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 7, 8, 11 и 15  | 0,7   | 0,7   | -                       | -  | 0,7                             | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 7-9, 13, 15 и S  | 0,7   | 0,7   | 0,7                     | -  | -                               | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 13, 15, 17 и S   | -   | -   | -                       | -  | -                               | <u>0,8</u><br>0,5        |
|   | 15-17 и S  | -   | -   | -                       | -  | -                               | <u>0,8</u><br>0,5        |
| 13  | -  | -   | -   | -                       | -  | -                               | -                        |
|   | 7-9, 12, 15 и S  | 0,7   | 0,7   | 0,7                     | -  | -                               | <u>0,5</u><br>0,25       |
|   | 7, 8, 10, 15 и S<br>12, 15 и S   | 0,7<br>-  | 0,7<br>-                                    | -<br>-                  | 0,7<br>-                                   | -<br>-                          | -<br><u>0,7</u><br>0,5   |
| 14  | -  | -   | -   | -                       | -  | -                               | -                        |
|   | 7-9  | 0,7   | 0,7   | 0,7                     | -  | -                               | -                        |
|   | 7, 8 и 10  | 0,7   | 0,7   | -                       | 0,7  | -                               | -                        |

|       |                                    |                     |                   |                 |          |                 |                         |
|-------|------------------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|----------|-----------------|-------------------------|
| 15    | -<br>7-9, 11 и 12                  | -<br>0,7            | -<br>0,7          | -<br>0,7        | -<br>-   | -<br>0,7        | -<br><u>0,5</u><br>0,25 |
|       | 7-9, 12, 13 и S                    | 0,7                 | 0,7               | 0,7             | -        | -               | <u>0,5</u><br>0,25      |
|       | 7, 8, 10, 13 и S<br>12, 13, 17 и S | 0,7<br>-            | 0,7<br>-          | -<br>-          | 0,7<br>- | -<br>-          | -<br><u>0,7</u><br>0,5  |
|       | 12, 16, 17 и S                     | -                   | -                 | -               | -        | -               | <u>0,7</u><br>0,5       |
|       | 16                                 | -<br>12, 15, 17 и S | -<br>-            | -<br>-          | -<br>-   | -<br>-          | -<br><u>0,7</u><br>0,5  |
| 17    | -<br>12, 13, 15 и S                | -<br>-              | -<br>-            | -<br>-          | -<br>-   | -<br>-          | -<br><u>0,7</u><br>0,5  |
|       | 12, 15, 16 и S                     | -                   | -                 | -               | -        | -               | <u>0,7</u><br>0,5       |
| 18*** | 7-9, 11 и S                        | <u>0,7</u><br>0,3   | <u>0,7</u><br>0,3 | <u>0,7</u><br>- | -        | <u>0,7</u><br>- | -                       |
| S     | -<br>7-9, 12, 13, 15               | -<br>0,7            | -<br>0,7          | -<br>0,7        | -<br>-   | -<br>-          | -<br><u>0,5</u><br>0,25 |
|       | 7, 8, 10, 13, 15<br>12, 13, 15, 17 | 0,7<br>-            | 0,7<br>-          | -<br>-          | 0,7<br>- | -<br>-          | -<br><u>0,7</u><br>0,5  |
|       | 12, 15-17                          | -                   | -                 | -               | -        | -               | <u>0,7</u><br>0,5       |

## окончание приложения F

| Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета | Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными | Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий |                                |   |  |                             |                             |  |
|---|--|--|--------------------------------|---|--|-----------------------------|-----------------------------|--|
|   |  | №13 (ледовая нагрузка)   | №14 (нагрузка от навала судов) | №15 (температурные климатические воздействия) | №16 (воздействия морозного пучения грунта) | №17 (строительные нагрузки) | №18 (сейсмические нагрузки) | S (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях) |
| 1   | 2  | 9  | 10                             | 11  | 12   | 13                          | 14                          | 15   |
| 7 и 8   | 9  | -  | -                              | -   | -  | -                           | -                           | -  |
|   | 10*  | -  | -                              | -   | -  | -                           | -                           | -  |
|   | 9, 11, 12 и 15   | -  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | -  |
|   | 9, 12, 13, 15 и S  | 0,7  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | 0,7  |
|   | 10, 13, 15 и S   | 0,7  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | 0,7  |
|   | 10 и 14  | -  | 0,7                            | -   | -  | -                           | -                           | -  |
| 9   | 11, 12 и 15  | -  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | -  |
|   | 12, 13, 15 и S   | 0,7  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | 0,7  |
|   | 14   | -  | 0,7                            | -   | -  | -                           | -                           | -  |
| 10*   | 7, 8, 13, 15 и S   | 0,7  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | 0,7  |
|   | 7, 8 и 14  | -  | 0,7                            | -   | -  | -                           | -                           | -  |
| 11  | 7-9, 12 и 15   | -  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | -  |
| 12*   | 7-9  | -  | -                              | -   | -  | -                           | -                           | -  |
|   | 7, 8, 11 и 15  | -  | -                              | 0,7   | -  | -                           | -                           | -  |

|       |                  |     |     |     |     |   |     |     |
|-------|------------------|-----|-----|-----|-----|---|-----|-----|
|       | 7-9, 13, 15 и S  | 0,7 | -   | 0,7 | -   | - | -   | 0,7 |
|       | 13, 15, 17 и S   | 0,7 | -   | 0,7 | -   | 1 | -   | 0,7 |
|       | 15-17 и S        | -   | -   | 0,7 | 0,7 | 1 | -   | 0,7 |
| 13    | -                | 1   | -   | -   | -   | - | -   | -   |
|       | 7-9, 12, 15 и S  | 0,7 | -   | 0,7 | -   | - | -   | 0,7 |
|       | 7, 8, 10, 15 и S | 0,7 | -   | 0,7 | -   | - | -   | 0,7 |
|       | 12, 15 и S       | 0,7 | -   | 0,7 | -   | - | -   | 0,7 |
| 14    | -                | -   | 1   | -   | -   | - | -   | -   |
|       | 7-9              | -   | 0,8 | -   | -   | - | -   | -   |
|       | 7, 8 и 10        | -   | 0,8 | -   | -   | - | -   | -   |
| 15    | -                | -   | -   | 1   | -   | - | -   | -   |
|       | 7-9, 11 и 12     | -   | -   | 0,8 | -   | - | -   | -   |
|       | 7-9, 12, 13 и S  | 0,7 | -   | 0,8 | -   | - | -   | 0,7 |
|       | 7, 8, 10, 13 и S | 0,7 | -   | 0,8 | -   | - | -   | 0,7 |
|       | 12, 13, 17 и S   | 0,7 | -   | 0,8 | -   | 1 | -   | 0,7 |
|       | 12, 16, 17 и S   | -   | -   | 0,8 | 0,7 | 1 | -   | 0,7 |
| 16    | -                | -   | -   | -   | 1   | - | -   | -   |
|       | 12, 15, 17 и S   | -   | -   | 0,7 | 0,8 | 1 | -   | 0,7 |
| 17    | -                | -   | -   | -   | -   | 1 | -   | -   |
|       | 12, 13, 15 и S   | 0,7 | -   | 0,7 | -   | 1 | -   | 0,7 |
|       | 12, 15, 16 и S   | -   | -   | 0,7 | 0,7 | 1 | -   | 0,7 |
| 18*** | 7-9, 11 и S      | -   | -   | -   | -   | - | 0,8 | 0,7 |
| S     | -                | -   | -   | -   | -   | - | -   | 1   |
|       | 7-9, 12, 13, 15  | 0,7 | -   | 0,7 | -   | - | -   | 0,8 |
|       | 7, 8, 10, 13, 15 | 0,7 | -   | 0,7 | -   | - | -   | 0,8 |
|       | 12, 13, 15, 17   | 0,7 | -   | 0,7 | -   | 1 | -   | 0,8 |
|       | 12, 15-17        | -   | -   | 0,7 | 0,7 | 1 | -   | 0,8 |

При расположении мостов на кривых большого радиуса (когда центробежная сила невелика) нагрузку № 10 следует рассматривать как сопутствующую нагрузкам № 7 и № 8.

\*\* См. примеч. 1 к п. 2.2 разд. 2.

\*\*\* См. примеч. 3 к п. 2.2 разд. 2.

*Примечание. Над чертой указаны коэффициенты сочетаний, принимаемые при проектировании железнодорожных мостов и мостов метрополитена, под чертой — автодорожных и городских.*

## МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ НОРМАТИВНОГО ГОРИЗОНТАЛЬНОГО (БОКОВОГО) ДАВЛЕНИЯ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА НА ОПОРЫ МОСТОВ

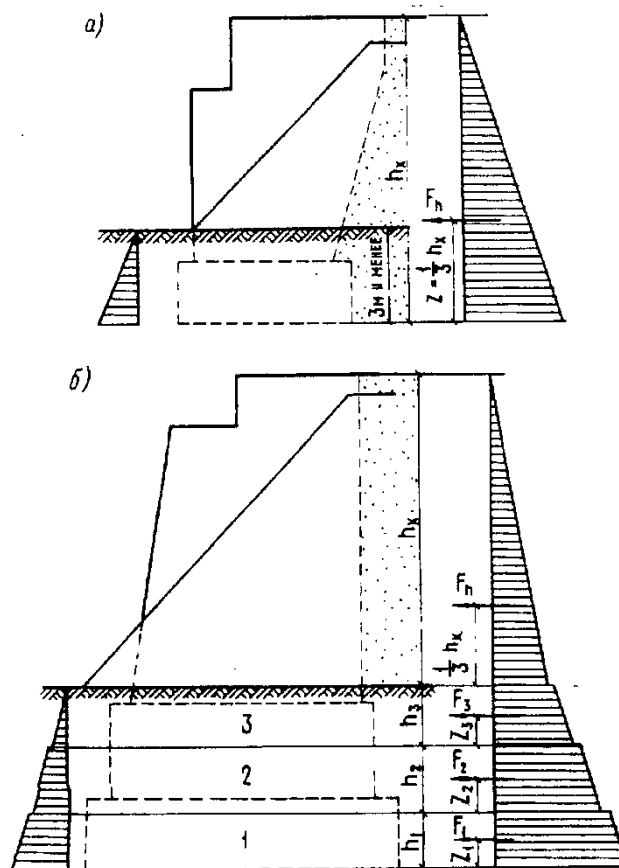
**Г.1** Равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления  $F_h$  на опоры мостов от собственного веса насыпного грунта, а также грунта, лежащего ниже естественной поверхности земли при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее (рис. Г.1, а), следует определять по формуле

$$F = \frac{1}{2} p_h h_x b, \quad (\text{G.1})$$

где  $p_h$  – нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на уровне нижней поверхности рассматриваемого слоя, принимаемое согласно п. 2.6;

$h_x$  – высота засыпки, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия, м;

$b$  – приведенная (средняя по высоте  $h_x$ ) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное (боковое) давление грунта, м.



**Рис. Г.1** Схема эпюр давления грунта на опоры моста для определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры

1 – первый слой; 2 – второй слой; 3 – третий слой

а – при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее;

б – то же, свыше 3 м

Плечо равнодействующей  $F_h$  от подошвы фундамента следует принимать равным  $z = \frac{1}{3} h_x$ .



Для массивных (в том числе с обратными стенками) и пустотелых (с продольными проемами) устоев, если ширина проема  $b_1$  равна или менее двойной ширины обратной стенки  $b_2$ , а также для сплошных (без проемов) фундаментов ширину  $b$  следует принимать равной расстоянию между внешними гранями конструкций.

Для пустотелых (с продольными проемами) устоев или для отдельных (с проемами) фундаментов, если  $b_1 > 2 b_2$ , ширину  $b$  следует принимать равной удвоенной суммарной ширине стенок или отдельных фундаментов.

Для свайных или стоечных устоев, если суммарная ширина свай (стоек) равна или более половины всей ширины, за ширину  $b$  следует принимать расстояние между внешними гранями свай (стоек); если суммарная ширина свай (стоек) менее половины всей ширины опоры, то за ширину  $b$  следует принимать для каждой сваи (стойки) двойную ее ширину.

*Примечания: 1 Величины  $\gamma_n$  и  $\varphi_n$  при определении давления  $p_n$  на всю высоту  $h_x$  допускается принимать как для дренирующего грунта засыпки.*

*2 Для свай, забитых в ранее возведенную (уплотненную) насыпь, горизонтальное (боковое) давление учитывать не следует.*

*3 Горизонтальное (боковое) давление грунта на опоры моста со стороны пролета следует учитывать, если в проекте сооружения предусматриваются мероприятия, гарантирующие стабильность воздействия этого грунта при строительстве и эксплуатации моста.*

*4 Наклон задней грани устоя и силы трения между грунтом засыпки и этой гранью при определении силы  $F_h$  учитывать не следует.*

**G.2** При глубине заложения подошвы фундамента свыше 3 м равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления каждого  $i$ -го (снизу) слоя грунта, расположенного ниже естественной поверхности земли, следует определять по формуле

$$F_i = \frac{1}{2} \gamma_i h_i \tau_i (h_i + 2h_{0i}) b; \quad (G.2)$$

где  $\gamma_i$  – удельный вес грунта рассматриваемого слоя;

$h_i$  – толщина рассматриваемого слоя;

$\tau_i$  – коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта для  $i$ -го слоя, равный:

$$\tau_i = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right) \quad (G.3)$$

$\varphi_i$  – нормативное значение угла внутреннего трения слоя грунта;

$h_{0i}$  – приведенная к удельному весу грунта засыпки общая толщина слоев грунта, лежащих выше верхней поверхности рассматриваемого слоя.

Например, для нижнего (первого) слоя приведенная на рис. G.1, б толщина составляет

$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{\gamma_x}. \quad (G.4)$$

Плечо равнодействующей давления  $i$ -го слоя  $F_i$  от нижней поверхности рассматриваемого слоя следует принимать равным:

$$z_i = \frac{h_i}{3} \cdot \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}} \quad (G.5)$$

## МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ВЕРТИКАЛЬНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ПРИ РАСЧЕТЕ ЗВЕНЬЕВ (СЕКЦИЙ) ТРУБ

**Н.1** Коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных и бетонных звеньев (секций) труб  $C_v$  следует определять по формулам:

$$C_v = 1 + B \left( 2 - B \frac{d}{h} \right) \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n \quad (\text{Н.1})$$

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \cdot \frac{sa}{h} \quad (\text{Н.2})$$

где  $\varphi_n$  – нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы;

$\tau_n$  – коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки, определяемый по формуле (2.4) в п. 2.6;

$d$  – диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

$h$  – высота засыпки при определении вертикального давления по формуле (2.2) в п. 2.6, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия до верха звена (секции), м; при определении горизонтального (бокового) давления по формуле (2.3) в п. 2.6 высоту засыпки  $h_x$  следует принимать до середины высоты звеньев (секций) трубы;

$a$  – расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м;

$s$  – коэффициент, принимаемый равным при фундаментах:

1,2 – неподатливых (на скальном основании или на сваях-стойках);

1,1 – малоподатливых (на висячих сваях);

1,0 – массивных мелкозаложенных и грунтовых (нескальных) основаниях.

Если  $B > h/d$ , то следует принимать  $B = h/d$ .

Коэффициент вертикального давления грунта для многоочковых круглых водопропускных труб допускается вычислять по формуле

$$C_v^1 = n_v C_v \quad (\text{Н.3})$$

где  $n_v = 0,01(l/d)^2 + 0,02(l/d) + 0,9$ , но не более 1 (здесь  $l$  – расстояние в свету между очками труб).

При подсыпке насыпей, в которых со временем произошло естественное уплотнение грунта засыпки и физическое состояние конструкций трубы является удовлетворительным, допускается при определении нормативного давления на трубу от собственного веса грунта принимать независимо от податливости основания безразмерный коэффициент  $C$  равным 1.

**Н.2** При расчете гибких (из гофрированного металла и др.) звеньев (секций) труб и при определении давления на грунтовые (нескальные) основания коэффициент  $C_v$  следует принимать равным единице.

**НОРМАТИВНАЯ ВРЕМЕННАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА СК  
ОТ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПОДВИЖНОГО СОСТАВА  
И ПРАВИЛА ЗАГРУЖЕНИЯ ЕЮ ЛИНИЙ ВЛИЯНИЯ**

**I.1** Величины нормативных эквивалентных нагрузок  $v$  для загрузки однозначных и отдельных участков двузначных линий влияния приведены в таблице I.1.

В случаях, оговоренных ниже, при загрузке линий влияния следует применять нагрузки – равномерную  $9,81K$  кН/м ( $K$  тс/м) пути и от порожнего подвижного состава, указанные в п. 2.11.

Таблица I.1

| Длина загрузки<br>$\lambda$ , м | Интенсивность эквивалентной нагрузки $v$ , кН/м (тс/м) пути, при |                |               |                |
|---------------------------------|--|----------------|---------------|----------------|
|                                 | $K = 1$  |                | $K = 14$      |                |
|                                 | $\alpha = 0$   | $\alpha = 0,5$ | $\alpha = 0$  | $\alpha = 0,5$ |
| 1                               | 49,03 (5,000)  | 49,03 (5,000)  | 686,5 (70,00) | 686,5 (70,00)  |
| 1,5                             | 39,15 (3,992)  | 34,25 (3,493)  | 548,1 (55,89) | 479,5 (48,90)  |
| 2                               | 30,55 (3,115)  | 26,73 (2,726)  | 427,7 (43,61) | 374,2 (38,16)  |
| 3                               | 24,16 (2,464)  | 21,14 (2,156)  | 338,3 (34,50) | 296,0 (30,18)  |
| 4                               | 21,69 (2,212)  | 18,99 (1,936)  | 303,7 (30,97) | 265,8 (27,10)  |
| 5                               | 20,37 (2,077)  | 17,82 (1,817)  | 285,2 (29,08) | 249,5 (25,44)  |
| 6                               | 19,50 (1,988)  | 17,06 (1,740)  | 272,9 (27,83) | 238,8 (24,35)  |
| 7                               | 18,84 (1,921)  | 16,48 (1,681)  | 263,7 (26,89) | 230,7 (23,53)  |
| 8                               | 18,32 (1,868)  | 16,02 (1,634)  | 256,4 (26,15) | 224,4 (22,88)  |
| 9                               | 17,87 (1,822)  | 15,63 (1,594)  | 250,2 (25,51) | 218,9 (22,32)  |
| 10                              | 17,47 (1,781)  | 15,28 (1,558)  | 244,5 (24,93) | 214,0 (21,82)  |
| 12                              | 16,78 (1,711)  | 14,68 (1,497)  | 234,9 (23,95) | 205,5 (20,96)  |
| 14                              | 16,19 (1,651)  | 14,16 (1,444)  | 226,6 (23,11) | 198,3 (20,22)  |
| 16                              | 15,66 (1,597)  | 13,71 (1,398)  | 219,3 (22,36) | 191,8 (19,56)  |
| 18                              | 15,19 (1,549)  | 13,30 (1,356)  | 212,7 (21,69) | 186,0 (18,97)  |
| 20                              | 14,76 (1,505)  | 12,92 (1,317)  | 206,6 (21,07) | 180,8 (18,44)  |
| 25                              | 13,85 (1,412)  | 12,12 (1,236)  | 193,9 (19,77) | 169,7 (17,30)  |
| 30                              | 13,10 (1,336)  | 11,46 (1,169)  | 183,4 (18,70) | 160,5 (16,37)  |
| 35                              | 12,50 (1,275)  | 10,94 (1,116)  | 175,0 (17,85) | 153,2 (15,62)  |
| 40                              | 12,01 (1,225)  | 10,51 (1,072)  | 168,2 (17,15) | 147,2 (15,01)  |
| 45                              | 11,61 (1,184)  | 10,16 (1,036)  | 162,6 (16,58) | 142,2 (14,50)  |
| 50                              | 11,29 (1,151)  | 9,875 (1,007)  | 158,0 (16,11) | 138,3 (14,10)  |
| 60                              | 10,80 (1,101)  | 9,807 (1,000)  | 151,1 (15,41) | 137,3 (14,00)  |
| 70                              | 10,47 (1,068)  | 9,807 (1,000)  | 146,6 (14,95) | 137,3 (14,00)  |
| 80                              | 10,26 (1,046)  | 9,807 (1,000)  | 143,6 (14,64) | 137,3 (14,00)  |
| 90                              | 10,10 (1,030)  | 9,807 (1,000)  | 141,4 (14,42) | 137,3 (14,00)  |
| 100                             | 10,00 (1,020)  | 9,807 (1,000)  | 140,0 (14,28) | 137,3 (14,00)  |
| 110                             | 9,944 (1,014)  | 9,807 (1,000)  | 139,3 (14,20) | 137,3 (14,00)  |
| 120                             | 9,895 (1,009)  | 9,807 (1,000)  | 138,6 (14,13) | 137,3 (14,00)  |
| 130                             | 9,865 (1,006)  | 9,807 (1,000)  | 138,1 (14,08) | 137,3 (14,00)  |
| 140                             | 9,846 (1,004)  | 9,807 (1,000)  | 137,9 (14,06) | 137,3 (14,00)  |
| 150 и более                     | 9,807 (1,000)  | 9,807 (1,000)  | 137,3 (14,00) | 137,3 (14,00)  |

*Примечания. 1 Эквивалентные нагрузки при значениях параметров  $1,5 \leq l \leq 50$  м ( $\alpha = 0$  и  $\alpha = 0,5$ ) и  $\lambda > 50$  м ( $\alpha = 0$ ), получены по формуле:*

$$v = \left( 9,807 + \frac{10,787}{e^{0,04\lambda}} + \frac{43,149}{\lambda^2} \right) \left( 1 - \frac{\alpha}{4} \right) K$$

где  $e = 2,718...$  – основание натуральных логарифмов.

2. Для промежуточных значений длин загрузки  $\lambda$  и промежуточных положений вершин линий влияния  $\alpha = a / \lambda \leq 0,5$ , величину нагрузки  $v$  следует определять по интерполяции.
3. Для определения массы поезда на мосту используется эквивалентная нагрузка для  $\alpha = 0,5$ .

**I.2** При расчете элементов мостов следует учитывать передачу и распределение давления элементами верхнего строения пути, при этом эквивалентную нагрузку  $v$  необходимо принимать:

а) при определении местного давления, передаваемого мостовыми поперечинами, а также металлическими скреплениями (с резиновыми прокладками) при укладке рельсов по железобетонной плите, – равной 24,5К кН/м (2,5К тс/м) пути, для расчета по устойчивости стенки балки – не более 19,62К кН/м (2К тс/м) пути;

б) при определении местного давления, передаваемого плитой балластного корыта (во всех случаях), а также при определении усилий для расчета плиты поперек пути – равной 19,62К кН/м (2К тс/м) пути, вдоль пути – не более 19,62К кН/м (2К тс/м) пути.

*Примечания 1 При устройстве пути на балласте значение  $v \leq 19,62К$  кН/м (2К тс/м) при  $\lambda \leq 25$  м следует принимать (в том числе для расчета опор, если балластный слой непрерывен) соответствующим  $\alpha = 0,5$  независимо от положения вершин линий влияния.*

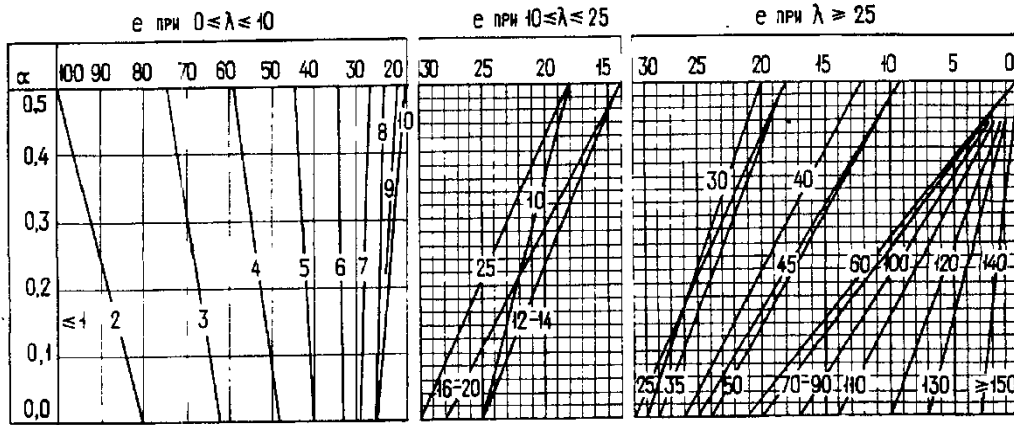
2 Величину нагрузки для расчета плиты балластного корыта следует принимать равной  $v/b$ , кПа (тс/м<sup>2</sup>), где  $b$  – ширина распределения нагрузки, м, принимаемая равной  $2,7 + h$  или  $2,7 + 2h$  (в зависимости от того, что является более неблагоприятным при расчете отдельных сечений плиты), но не более ширины балластного корыта;

$h$  – расстояние от подошвы шпал до верха плиты, м.

**I.3** При криволинейном, зубчатом (близком к треугольному) и четырехугольном очертаниях однозначные линии влияния и отдельно загруженные участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности  $\psi < 1,10$  (отношение площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния при одинаковых длинах линий влияния и при одинаковых их наибольших ординатах) загружаются эквивалентной нагрузкой  $v$  согласно п. I.2 настоящего приложения.

**I.4** При криволинейном очертании однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности  $\psi \geq 1,10$  и длине  $\lambda \geq 2$  м загружаются согласно п. I.2 настоящего приложения с учетом следующих указаний:

а) при  $1,10 \leq \psi \leq 1,40$  (за исключением случая устройства пути на балласте и  $\lambda < 50$  м) с увеличением интенсивности эквивалентной нагрузки на величину, %, равную  $e(\psi - 1)$ , где  $e$  – коэффициент, определяемый по рис. I.1.



**Рис. I.1 Коэффициент  $e$  в зависимости от  $\lambda$  и  $\alpha$**   
(длина заграждения  $\lambda$ , м, указана на графике)

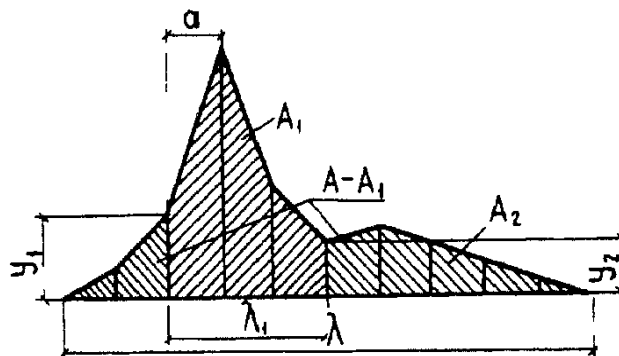
При устройстве пути на балласте и  $\lambda < 50$  м величину  $v$  следует принимать по таблице I.1, причем для  $\lambda \leq 10$  м независимо от положения вершин линий влияния – по графе, соответствующей  $\alpha = 0,5$ ;

б) при  $\psi > 1,40$  следует суммировать от заграждения частей линии влияния.

Включающая вершину часть линии влияния длиной  $\lambda_1$  и площадью  $A_1$  (рис. I.2), ограниченная ординатами  $y_1$  и  $y_2$ , загружается на максимум (в соответствии с  $\lambda_1$  и  $\alpha_1$ ); остальная часть линии влияния ( $A - A_1$ ) загружается нагрузкой  $9,81\text{К кН/м}$  ( $1\text{К тс/м}$ ) пути.

При этом суммарную величину усилия следует принимать не менее  $v(A_1 + A_2)$ , где  $v$  – определяется в соответствии с  $\lambda$  и  $\alpha$  всей линии влияния.

Длину  $\lambda_1$  (см. рис. I.2) следует назначать с учетом расчетной схемы конструкции.



**Рис. I.2 Часть линии влияния длиной  $\lambda$ , включая ее вершину**

**I.5** Усилия (рассматриваемого знака) по линиям влияния, состоящим из нескольких участков, следует определять суммированием результатов заграждения отдельных, рядом расположенных участков всей или части линии влияния.

В соответствии с очертанием линий влияния и значениями величин  $\lambda$  и  $\alpha$  для участков следует заграждать:

два участка рассматриваемого знака, расположенные рядом или разделенные участком иного знака, при общей длине этих (двух или трех) участков менее 80 м;

один участок рассматриваемого знака при длине 80 м и более;

остальные участки того же знака – нагрузкой  $9,81\text{К кН/м}$  ( $1\text{К тс/м}$ ) пути.

Разделяющие участки иного знака следует загружать нагрузкой 3,73 кН/м (1,4 тс/м) пути, а при наличии таких участков длиной до 20 м один из них не загружают.

Примеры некоторых загружений приведены на рис. I.3 и I.4.

**I.6** При расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями загрузка пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем следует производить в соответствии с рис. I.4 и таблицей I.2.

Длину загрузки призмы обрушения следует принимать равной половине высоты от подошвы шпал до рассматриваемого сечения опоры.

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать, руководствуясь приведенной длиной загрузки, равной сумме длин участков, на которых в каждом случае размещается временная нагрузка.

**I.7** При загрузке пролетных строений, расположенных на кривых, величину нагрузки  $v$  следует принимать с коэффициентом, отражающим влияние смещения центра тяжести подвижного состава, причем расчет следует осуществлять дважды:

а) с учетом центробежной силы и динамического коэффициента, но без учета силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса;

б) без учета центробежной силы и динамического коэффициента, но с учетом силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса.

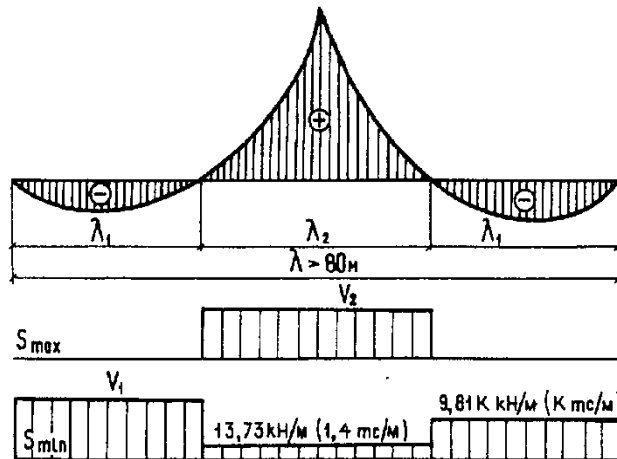


Рис. I.3 Схема загрузки участков линии влияния при  $\lambda > 80$  м

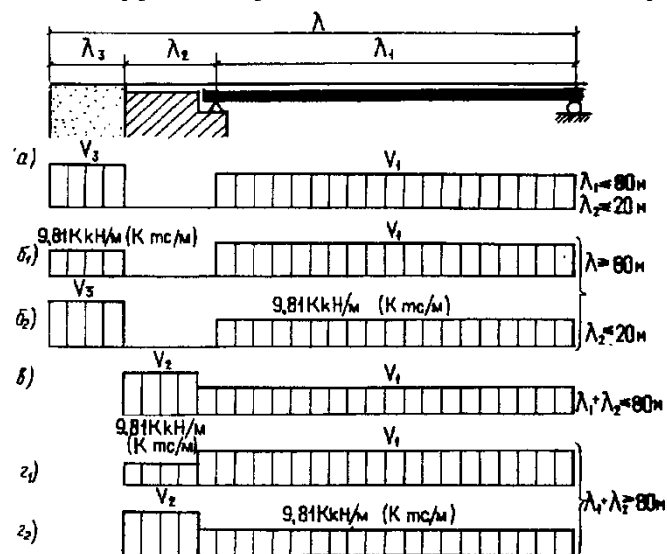


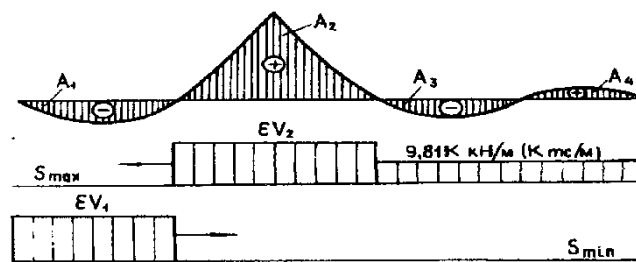
Рис. I.4 Схема загрузки пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем при расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями

Таблица I.2

| Схема загрузки (по рис. I.4) | Загружаемая часть моста                | Длина загружаемого участка, м                     | Ограничение   | Принимаемое положение вершины линии влияния, $\alpha$ | Эквивалентная нагрузка $v$ , кН/м (тс/м) пути |
|------------------------------|--|---|---|---|---|
| <b>a</b>                     | Пролет<br>Устой<br>Призма<br>обрушения | $\lambda_1$<br>$\lambda_2 \leq 20$<br>$\lambda_3$ | $\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \leq 80$ | $0^1$<br>-<br>0,5                                     | $v_1$<br>0<br>$v_3 \leq 19,62K$ (2K)          |
| $\bar{b}_1$                  | Пролет<br>Устой<br>Призма<br>обрушения | $\lambda_1$<br>$\lambda_2 \leq 20$<br>$\lambda_3$ | $\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$ | 0<br>-<br>-   | $v_1$<br>0<br>$v_3 = 9,81K$ (1K)              |
| $\bar{b}_2$                  | Пролет<br>Устой<br>Призма<br>обрушения | $\lambda_1$<br>$\lambda_2 \leq 20$<br>$\lambda_3$ | $\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$ | -<br>-<br>0,5   | $v_1 = 9,81K$ (1K)<br>0<br>$v_3$              |
| <b>в</b>                     | Пролет<br>Устой                        | $\lambda_1$<br>$\lambda_2$                        | $\lambda_1 + \lambda_2 \leq 80$                       | 0<br>0,5  | $v_1$<br>$v_2 \leq 19,62K$ (2K)               |
| $z_1$                        | Пролет<br>Устой                        | $\lambda_1$<br>$\lambda_2$                        | $\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$                       | 0<br>-  | $v_1$<br>$v_2 = 9,81K$ (1K)                   |
| $z_2$                        | Пролет<br>Устой                        | $\lambda_1$<br>$\lambda_2$                        | $\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$                       | -<br>0,5  | $v_1 = 9,81K$ (1K)<br>$v_2$                   |

<sup>1</sup> При устройстве езды на балласте при  $\lambda_1 < 25$  м следует принимать  $\alpha = 0,5$  (см. п. I.2).

**I.8** При расчете на выносливость максимальное и минимальное усилия (напряжения) по линиям влияния, указанным в п. I.5, определяются невыгоднейшим из загрузений, возникающих от подвижного состава, и состоящим из нагрузки  $\varepsilon$ СК (которой загружается только один участок) и нагрузки 9,81К кН/м (1К тс/м) пути. Загрузка ведется последовательно по участкам линии влияния – отдельно справа налево и слева направо (рис.I.5). При симметричной линии влияния производится загрузка в одном направлении.



**Рис. I.5** Схема загрузки участков линии влияния для определения максимальных и минимальных усилий (напряжений) при расчете на выносливость

**ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ОДИНОЧНЫХ  
ТЯЖЕЛЫХ НАГРУЗОК НК-100, НК-80 и НГ-60**

Таблица J.1

| Длина<br>загруже<br>ния $\lambda$ , м | Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), при разных положениях вершин треугольных линий<br>влияния |                |                          |               |               |
|---------------------------------------|--|----------------|--------------------------|---------------|---------------|
|                                       | НК-100   |                | НК-80                    |               | НГ-60         |
|                                       | в середине и<br>четверти   | На конце       | в середине и<br>четверти | На конце      | в любой точке |
| 4                                     | 220,63 (22,5)  | 269,63 (27,50) | 176,5 (18,00)            | 215,7 (22,00) | 117,7 (12,00) |
| 5                                     | 204,00 (20,8)  | 251,00 (25,60) | 163,2 (16,64)            | 200,8 (20,48) | 117,7 (12,00) |
| 6                                     | 196,13 (20,25)   | 228,88 (23,34) | 156,9 (16,20)            | 183,1 (18,67) | 114,4 (11,67) |
| 7                                     | 184,13 (18,78)   | 208,25 (21,24) | 147,3 (15,02)            | 166,6 (16,99) | 108,1 (11,02) |
| 8                                     | 171,63 (17,5)  | 190,00 (19,38) | 137,3 (14,00)            | 152,0 (15,50) | 101,1 (10,31) |
| 9                                     | 159,88 (16,3)  | 174,38 (17,78) | 127,9 (13,04)            | 139,5 (14,22) | 94,4 (9,63)   |
| 10                                    | 149,00 (15,2)  | 160,88 (16,40) | 119,2 (12,16)            | 128,7 (13,12) | 88,3 (9,00)   |
| 11                                    | 139,38 (14,21)   | 149,13 (15,21) | 111,5 (11,37)            | 119,3 (12,17) | 82,7 (8,43)   |
| 12                                    | 130,75 (13,34)   | 138,88 (14,16) | 104,6 (10,67)            | 111,1 (11,33) | 77,7 (7,92)   |
| 13                                    | 123,08 (12,55)   | 130,00 (13,25) | 98,46 (10,04)            | 104,0 (10,60) | 73,1 (7,45)   |
| 14                                    | 116,09 (11,84)   | 122,13 (12,45) | 92,87 (9,47)             | 97,7 (9,96)   | 69,0 (7,04)   |
| 15                                    | 109,84 (11,2)  | 115,13 (11,74) | 87,87 (8,96)             | 92,1 (9,39)   | 65,4 (6,67)   |
| 16                                    | 104,20 (10,63)   | 108,88 (11,10) | 83,36 (8,50)             | 87,1 (8,88)   | 62,1 (6,33)   |
| 18                                    | 94,39 (9,63)   | 98,00 (10,00)  | 75,51 (7,70)             | 78,4 (8,00)   | 56,3 (5,74)   |
| 20                                    | 86,30 (8,8)  | 89,25 (9,10)   | 69,04 (7,04)             | 71,4 (7,28)   | 51,5 (5,25)   |
| 22                                    | 79,44 (8,1)  | 81,88 (8,35)   | 63,55 (6,48)             | 65,5 (6,68)   | 47,4 (4,83)   |
| 24                                    | 73,55 (7,5)  | 75,63 (7,71)   | 58,84 (6,00)             | 60,5 (6,17)   | 43,9 (4,48)   |
| 26                                    | 68,53 (6,99)   | 70,25 (7,16)   | 54,82 (5,59)             | 56,2 (5,73)   | 40,9 (4,17)   |
| 28                                    | 63,99 (6,53)   | 65,63 (6,69)   | 51,19 (5,22)             | 52,5 (5,35)   | 38,2 (3,90)   |
| 30                                    | 60,19 (6,14)   | 61,38 (6,26)   | 48,15 (4,91)             | 49,1 (5,01)   | 36,0 (3,67)   |
| 32                                    | 56,64 (5,78)   | 57,88 (5,90)   | 45,31 (4,62)             | 46,3 (4,72)   | 33,9 (3,46)   |
| 36                                    | 50,88 (5,19)   | 51,75 (5,28)   | 40,70 (4,15)             | 41,4 (4,22)   | 30,4 (3,10)   |
| 40                                    | 46,09 (4,7)  | 46,88 (4,78)   | 36,87 (3,76)             | 37,5 (3,82)   | 27,6 (2,81)   |
| 50                                    | 37,39 (3,81)   | 37,75 (3,85)   | 29,91 (3,05)             | 30,2 (3,08)   | 22,4 (2,28)   |
| 60                                    | 31,39 (3,2)  | 31,75 (3,24)   | 25,11 (2,56)             | 25,4 (2,59)   | 18,8 (1,92)   |
| 70                                    | 27,09 (2,76)   | 27,38 (2,79)   | 21,67 (2,21)             | 21,9 (2,23)   | 16,2 (1,65)   |
| 80                                    | 23,78 (2,43)   | 24,00 (2,45)   | 19,02 (1,94)             | 19,2 (1,96)   | 14,2 (1,45)   |

*Примечание. 1. Эквивалентные нагрузки, кН/м, вычислены по формулам:  
для колесной нагрузки НК-100:*

$$а) \text{ при } 0 \leq \alpha \leq 0,25 \quad v = \frac{1961,25}{\lambda^2} \left( \lambda - \frac{1,8}{1-\alpha} \right);$$

$$б) \text{ при } 0,25 < \alpha \leq 0,50 \quad v = \frac{1961,25}{\lambda^2} \left[ \lambda - \frac{0,6}{1-\alpha} - \frac{0,3}{\alpha(1-\alpha)} \right];$$

*2. Эквивалентные нагрузки, кН/м, вычислены по формулам:  
для колесной нагрузки НК-80:*

$$а) \text{ при } 0 \leq \alpha \leq 0,25 \quad v = \frac{1569}{\lambda^2} \left( \lambda - \frac{1,8}{1-\alpha} \right);$$

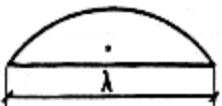



$$б) \text{ при } 0,25 < \alpha \leq 0,50 \quad v = \frac{1569}{\lambda^2} \left[ \lambda - \frac{0,6}{1-\alpha} - \frac{0,3}{\alpha(1-\alpha)} \right];$$



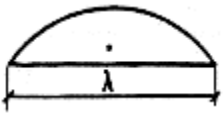



для гусеничной нагрузки НГ-60

$$v = \frac{1117}{\lambda^2} (\lambda - 2,5).$$

Таблица J.2


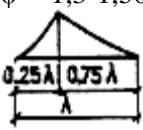
| Длина<br>загрузки<br>$\lambda$ , м | Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), для криволинейных линий влияния (с разными коэффициентами искажения $\psi^*$ ) для нагрузок |   |  |   |
|------------------------------------|--|---|--|---|
|                                    | НК-100   |   |  |   |
|                                    | $\psi = 0,75-0,85$   | $\psi = 1,05-1,25$  | $\psi = 1,30-1,50$   | $\psi = 1,1-1,2$  |
|                                    |   |  |  |  |
| 1                                  | 2  | 3   | 4  | 5   |
| 4                                  | 198,75 (20,25)   | 227,50 (23,25)  | 237,50 (24,25)   | 281,25 (28,63)  |
| 5                                  | 197,50 (20,13)   | 212,50 (21,63)  | 218,75 (22,25)   | 262,50 (26,75)  |
| 6                                  | 196,25 (20,00)   | 202,50 (20,63)  | 213,75 (21,75)   | 238,75 (24,38)  |
| 7                                  | 181,25 (18,50)   | 191,25 (19,50)  | 206,25 (21,00)   | 221,25 (22,63)  |
| 8                                  | 162,50 (16,63)   | 180,00 (18,38)  | 197,50 (20,13)   | 203,75 (20,75)  |
| 9                                  | 151,25 (15,38)   | 168,75 (17,25)  | 187,50 (19,13)   | 188,75 (19,25)  |
| 10                                 | 140,00 (14,25)   | 158,75 (16,25)  | 175,00 (17,88)   | 175,00 (5,38)   |
| 12                                 | 121,25 (12,38)   | 137,50 (14,00)  | 158,75 (16,13)   | 153,75 (15,63)  |
| 14                                 | 106,25 (10,88)   | 126,25 (12,88)  | 142,50 (14,50)   | 136,25 (13,88)  |
| 16                                 | 93,75 (9,50)   | 115,00 (11,75)  | 130,00 (13,25)   | 121,25 (12,38)  |
| 18                                 | 83,75 (8,50)   | 103,75 (10,63)  | 118,75 (12,13)   | 108,75 (11,13)  |
| 20                                 | 76,25 (7,75)   | 95,00 (9,75)  | 110,00 (11,25)   | 101,25 (10,38)  |
| 22                                 | 70,00 (7,13)   | 87,50 (8,88)  | 101,25 (10,38)   | 92,50 (9,38)  |
| 24                                 | 63,75 (6,50)   | 82,50 (8,38)  | 95,00 (9,63)   | 86,25 (8,75)  |
| 26                                 | 58,75 (6,00)   | 77,50 (7,88)  | 88,75 (9,00)   | 80,00 (8,13)  |
| 28                                 | 55,00 (5,63)   | 72,50 (7,38)  | 83,75 (8,50)   | 75,00 (7,63)  |
| 30                                 | 51,25 (5,25)   | 67,50 (6,88)  | 80,00 (8,13)   | 70,00 (7,13)  |
| 32                                 | 47,50 (4,88)   | 65,00 (6,63)  | 75,00 (7,63)   | 66,25 (6,75)  |
| 36                                 | 42,50 (4,38)   | 57,50 (5,88)  | 67,50 (6,88)   | 58,75 (6,00)  |
| 40                                 | 38,75 (4,00)   | 52,50 (5,38)  | 61,25 (6,25)   | 53,75 (5,50)  |

продолжение таблицы J.2

| Длина<br>загрузки<br>$\lambda$ , м | Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), для криволинейных линий влияния (с разными коэффициентами искажения $\psi^*$ ) для нагрузок |            |   |   |   |
|------------------------------------|--|------------|---|---|---|
|                                    | НК-80  | НГ-60      | НК-80   |   |   |
|                                    | $\psi = 0,75-0,85$   |            | $\psi = 1,05-1,25$  | $\psi = 1,30-1,50$  | $\psi = 1,1-1,2$  |
|                                    |   |            |  |  |  |
| 1                                  | 2  | 3          | 4   | 5   | 6   |
| 4                                  | 159 (16,2)   | 118 (12,0) | 182 (18,6)  | 190 (19,4)  | 225 (22,9)  |
| 5                                  | 158 (16,1)   | 118 (12,0) | 170 (17,3)  | 175 (17,8)  | 210 (21,4)  |
| 6                                  | 157 (16,0)   | 114 (11,6) | 162 (16,5)  | 171 (17,4)  | 191 (19,5)  |
| 7                                  | 145 (14,8)   | 108 (11,0) | 153 (15,6)  | 165 (16,8)  | 177 (18,1)  |
| 8                                  | 130 (13,3)   | 102 (10,4) | 144 (14,7)  | 158 (16,1)  | 163 (16,6)  |
| 9                                  | 121 (12,3)   | 93 (9,5)   | 135 (13,8)  | 150 (15,3)  | 151 (15,4)  |
| 10                                 | 112 (11,4)   | 86 (8,8)   | 127 (13,0)  | 140 (14,3)  | 140 (4,3)   |
| 12                                 | 97 (9,9)   | 73 (7,4)   | 110 (11,2)  | 127 (12,9)  | 123 (12,5)  |
| 14                                 | 85 (8,7)   | 65 (6,6)   | 101 (10,3)  | 114 (11,6)  | 109 (11,1)  |
| 16                                 | 75 (7,6)   | 56 (5,7)   | 92 (9,4)  | 104 (10,6)  | 97 (9,9)  |
| 18                                 | 67 (6,8)   | 50 (5,1)   | 83 (8,5)  | 95 (9,7)  | 87 (8,9)  |

|    |          |          |          |          |          |
|----|----------|----------|----------|----------|----------|
| 20 | 61 (6,2) | 45 (4,6) | 76 (7,8) | 88 (9,0) | 81 (8,3) |
| 22 | 56 (5,7) | 42 (4,3) | 70 (7,1) | 81 (8,3) | 74 (7,5) |
| 24 | 51 (5,2) | 38 (3,9) | 66 (6,7) | 76 (7,7) | 69 (7,0) |
| 26 | 47 (4,8) | 35 (3,6) | 62 (6,3) | 71 (7,2) | 64 (6,5) |
| 28 | 44 (4,5) | 32 (3,3) | 58 (5,9) | 67 (6,8) | 60 (6,1) |
| 30 | 41 (4,2) | 30 (3,1) | 54 (5,5) | 64 (6,5) | 56 (5,7) |
| 32 | 38 (3,9) | 28 (2,9) | 52 (5,3) | 60 (6,1) | 53 (5,4) |
| 36 | 34 (3,5) | 25 (2,6) | 46 (4,7) | 54 (5,5) | 47 (4,8) |
| 40 | 31 (3,2) | 24 (2,4) | 42 (4,3) | 49 (5,0) | 43 (4,4) |

окончание таблицы J.2

| Длина<br>загрузки<br>$\lambda$ , м | Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), для криволинейных линий влияния (с разными коэффициентами искажения $\psi^*$ ) для нагрузок |   |
|------------------------------------|--|---|
|                                    | НГ-60  |   |
|                                    | $\psi = 1,05-1,25$   | $\psi = 1,3-1,50$   |
|                                    |   |  |
| 1                                  | 7  | 8   |
| 4                                  | 118 (12,0)   | 118 (12,0)  |
| 5                                  | 118 (12,0)   | 118 (12,0)  |
| 6                                  | 116 (11,8)   | 117 (11,9)  |
| 7                                  | 111 (11,3)   | 113 (11,5)  |
| 8                                  | 105 (10,7)   | 109 (11,1)  |
| 9                                  | 99 (10,1)  | 105 (10,7)  |
| 10                                 | 94 (9,6)   | 100 (10,2)  |
| 12                                 | 83 (8,5)   | 90 (9,2)  |
| 14                                 | 76 (7,7)   | 77 (7,9)  |
| 16                                 | 69 (7,0)   | 76 (7,8)  |
| 18                                 | 62 (6,3)   | 72 (7,3)  |
| 20                                 | 57 (5,8)   | 68 (6,9)  |
| 22                                 | 53 (5,4)   | 59 (6,0)  |
| 24                                 | 49 (5,0)   | 56 (5,7)  |
| 26                                 | 46 (4,7)   | 54 (5,5)  |
| 28                                 | 43 (4,4)   | 49 (5,0)  |
| 30                                 | 41 (4,2)   | 47 (4,8)  |
| 32                                 | 38 (3,9)   | 44 (4,5)  |
| 36                                 | 34 (3,5)   | 40 (4,1)  |
| 40                                 | 31 (3,2)   | 36 (3,7)  |

Коэффициент искажения  $\psi$  равен отношению площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния при одинаковых длинах линий влияния и одинаковых их наибольших ординатах.

Для промежуточных значений  $\psi$  следует определять по интерполяции.

\*Приложение К  
(Справочное)**ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ОДИНОЧНЫХ АВТОМОБИЛЕЙ, СТОЯЩИХ И ДВИЖУЩИХСЯ КОЛОНН АВТОМОБИЛЕЙ НАГРУЗКИ АБ**

| Длина загрузки<br>$\lambda$ , м          | Эквивалентные нагрузки от нагрузок АБ при разных положениях вершин<br>треугольных линий влияния, кН/м (тс/м) |                 |               |
|--|--|-----------------|---------------|
|  | АБ-51  |                 |               |
|  | $\alpha = 0,5$   | $\alpha = 0,25$ | $\alpha = 0$  |
| 1  | 2  | 3               | 4             |
| <b>А. Одиночный автомобиль</b>           |  |                 |               |
| 4  | 166,7 (17,00)  | 166,7 (17,00)   | 177,1 (18,06) |
| 5  | 133,4 (13,60)  | 137,8 (14,05)   | 153,4 (15,64) |
| 6  | 111,1 (11,33)  | 123,5 (12,59)   | 134,3 (13,69) |
| 7  | 95,2 (9,71)  | 111,1 (11,33)   | 119,1 (12,14) |
| 8  | 88,6 (9,03)  | 100,7 (10,27)   | 106,8 (10,89) |
| 9  | 82,4 (8,40)  | 91,9 (9,37)     | 96,7 (9,86)   |
| 10                                       | 76,7 (7,82)  | 84,4 (8,61)     | 88,4 (9,01)   |
| 12                                       | 67,2 (6,85)  | 72,6 (7,40)     | 75,2 (7,67)   |
| 15                                       | 56,3 (5,74)  | 59,7 (6,09)     | 61,5 (6,27)   |
| 18                                       | 48,3 (4,93)  | 50,8 (5,18)     | 52,0 (5,30)   |
| 24                                       | 37,7 (3,84)  | 38,9 (3,97)     | 39,6 (4,04)   |
| 30                                       | 30,8 (3,14)  | 31,6 (3,22)     | 32,1 (3,27)   |
| 33                                       | 28,1 (2,87)  | 28,8 (2,94)     | 29,2 (2,98)   |
| 36                                       | 26,0 (2,65)  | 26,6 (2,71)     | 26,9 (2,74)   |
| 48                                       | 19,8 (2,02)  | 20,2 (2,06)     | 20,3 (2,07)   |
| 66                                       | 14,6 (1,49)  | 14,8 (1,51)     | 14,9 (1,52)   |
| <b>Б. Колонна стоящих автомобилей</b>    |  |                 |               |
| 10                                       | 76,7 (7,82)  | 84,4 (8,61)     | 88,4 (9,01)   |
| 12                                       | 67,2 (6,85)  | 72,6 (7,40)     | 77,6 (7,91)   |
| 15                                       | 56,3 (5,74)  | 59,7 (6,09)     | 71,9 (7,33)   |
| 18                                       | 50,4 (5,14)  | 56,3 (5,74)     | 68,5 (6,98)   |
| 24                                       | 44,6 (4,55)  | 51,3 (5,23)     | 60,5 (6,17)   |
| 30                                       | 46,3 (4,72)  | 47,7 (4,86)     | 57,8 (5,89)   |
| 33                                       | 46,6 (4,75)  | 47,3 (4,82)     | 56,0 (5,71)   |
| 36                                       | 46,1 (4,70)  | 46,7 (4,76)     | 54,0 (5,51)   |
| 48                                       | 41,6 (4,24)  | 41,9 (4,27)     | 46,0 (4,69)   |
| 66                                       | 34,3 (3,50)  | 34,5 (3,52)     | 36,8 (3,75)   |
| <b>В. Колонна движущихся автомобилей</b> |  |                 |               |
| 18                                       | 48,3 (4,93)  | 50,8 (5,18)     | 52,0 (5,30)   |
| 24                                       | 37,7 (3,84)  | 38,9 (3,97)     | 40,2 (4,10)   |
| 30                                       | 30,8 (3,14)  | 31,6 (3,22)     | 38,0 (3,87)   |
| 33                                       | 28,1 (2,87)  | 29,9 (3,05)     | 36,9 (3,76)   |
| 36                                       | 26,0 (2,65)  | 29,0 (2,96)     | 35,6 (3,63)   |
| 48                                       | 21,6 (2,20)  | 26,8 (2,73)     | 30,8 (3,14)   |
| 66                                       | 23,3 (2,38)  | 23,5 (2,40)     | 28,4 (2,90)   |

продолжение приложения К

| Длина загрузки<br>$\lambda$ , м | Эквивалентные нагрузки от нагрузок АБ при разных положениях вершин<br>треугольных линий влияния, кН/м (тс/м) |                 |               |
|---------------------------------|--|-----------------|---------------|
|                                 | АБ-74  |                 |               |
|                                 | $\alpha = 0,5$   | $\alpha = 0,25$ | $\alpha = 0$  |
| 1                               | 5  | 6               | 7             |
| <b>А. Одиночный автомобиль</b>  |  |                 |               |
| 4                               | 245,2 (25,00)  | 245,2 (25,00)   | 245,2 (25,00) |

|  |               |               |               |
|--|---------------|---------------|---------------|
| 5  | 196,1 (20,00) | 196,1 (20,00) | 211,2 (21,54) |
| 6  | 163,5 (16,67) | 168,7 (17,20) | 187,0 (19,07) |
| 7  | 140,1 (14,29) | 153,6 (15,66) | 167,0 (17,03) |
| 8  | 122,6 (12,50) | 140,2 (14,30) | 150,5 (15,35) |
| 9  | 112,5 (11,47) | 128,8 (13,13) | 136,9 (13,96) |
| 10                                       | 105,6 (10,77) | 118,8 (12,11) | 125,3 (12,78) |
| 12                                       | 93,5 (9,53)   | 102,7 (10,47) | 107,2 (10,93) |
| 15                                       | 79,2 (8,08)   | 85,0 (8,67)   | 88,0 (8,97)   |
| 18                                       | 68,4 (6,98)   | 72,5 (7,39)   | 74,5 (7,60)   |
| 24                                       | 53,6 (5,47)   | 55,9 (5,70)   | 57,1 (5,82)   |
| 30                                       | 44,0 (4,49)   | 45,4 (4,63)   | 46,2 (4,71)   |
| 33                                       | 40,3 (4,11)   | 41,6 (4,24)   | 42,2 (4,30)   |
| 36                                       | 37,3 (3,80)   | 38,2 (3,90)   | 38,8 (3,96)   |
| 48                                       | 28,5 (2,91)   | 29,1 (2,97)   | 29,4 (3,00)   |
| 66                                       | 21,1 (2,15)   | 21,4 (2,18)   | 21,6 (2,20)   |
| <b>Б. Колонна стоящих автомобилей</b>    |               |               |               |
| 10                                       | 105,6 (10,77) | 118,8 (12,11) | 125,3 (12,78) |
| 12                                       | 93,5 (9,53)   | 102,7 (10,7)  | 107,2 (10,93) |
| 15                                       | 79,2 (8,08)   | 85,0 (8,67)   | 100,2 (10,22) |
| 18                                       | 71,3 (7,27)   | 77,8 (7,93)   | 94,4 (9,63)   |
| 24                                       | 60,1 (6,13)   | 70,8 (7,22)   | 83,4 (8,50)   |
| 30                                       | 63,5 (6,48)   | 66,3 (6,76)   | 79,5 (8,11)   |
| 33                                       | 63,3 (6,45)   | 64,5 (6,58)   | 77,8 (7,93)   |
| 36                                       | 63,3 (6,45)   | 64,2 (6,55)   | 75,4 (7,69)   |
| 48                                       | 58,3 (5,94)   | 58,8 (6,00)   | 65,1 (6,64)   |
| 66                                       | 48,8 (4,98)   | 49,1 (5,01)   | 52,5 (5,35)   |
| <b>В. Колонна движущихся автомобилей</b> |               |               |               |
| 18                                       | 68,4 (6,98)   | 72,5 (7,39)   | 74,5 (7,60)   |
| 24                                       | 53,6 (5,47)   | 55,9 (5,70)   | 57,1 (5,82)   |
| 30                                       | 44,0 (4,49)   | 45,4 (4,63)   | 53,3 (5,44)   |
| 33                                       | 40,3 (4,11)   | 42,3 (4,31)   | 52,1 (5,31)   |
| 36                                       | 37,3 (3,80)   | 41,1 (4,19)   | 50,5 (5,15)   |
| 48                                       | 30,2 (3,08)   | 37,9 (3,86)   | 43,5 (4,44)   |
| 66                                       | 32,9 (3,35)   | 33,1 (3,38)   | 40,4 (4,12)   |

окончание приложения К

| Длина загрузки<br>$\lambda$ , м | Эквивалентные нагрузки от нагрузок АБ при разных положениях<br>вершин треугольных линий влияния, кН/м (тс/м) |                 |               |
|---------------------------------|--|-----------------|---------------|
|                                 | АБ-151   |                 |               |
|                                 | $\alpha = 0,5$   | $\alpha = 0,25$ | $\alpha = 0$  |
| 1                               | 8  | 9               | 10            |
| <b>А. Одиночный автомобиль</b>  |  |                 |               |
| 4                               | 495,2 (50,50)  | 495,2 (50,50)   | 495,2 (50,50) |
| 5                               | 396,2 (40,40)  | 396,2 (40,00)   | 415,8 (42,40) |
| 6                               | 330,2 (33,67)  | 330,2 (33,67)   | 371,0 (37,83) |
| 7                               | 283,0 (28,86)  | 303,0 (30,90)   | 333,0 (33,96) |
| 8                               | 247,6 (25,25)  | 278,3 (28,38)   | 301,3 (30,72) |
| 9                               | 220,1 (22,44)  | 256,4 (26,15)   | 274,6 (28,00) |
| 10                              | 207,9 (21,20)  | 237,3 (24,20)   | 252,0 (25,70) |
| 12                              | 185,5 (18,92)  | 205,9 (21,00)   | 216,1 (22,04) |
| 15                              | 158,2 (16,13)  | 171,3 (17,47)   | 177,8 (18,13) |
| 18                              | 137,3 (14,00)  | 146,4 (14,93)   | 150,9 (15,39) |
| 24                              | 108,1 (11,02)  | 113,2 (11,54)   | 115,7 (11,80) |
| 30                              | 88,9 (9,07)  | 92,2 (9,40)     | 93,8 (9,57)   |
| 33                              | 81,7 (8,33)  | 84,3 (8,60)     | 85,7 (8,74)   |

|  |               |               |               |
|--|---------------|---------------|---------------|
| 36                                       | 75,4 (7,69)   | 77,8 (7,93)   | 78,8 (8,04)   |
| 48                                       | 57,9 (5,90)   | 59,1 (6,03)   | 59,8 (6,10)   |
| 66                                       | 42,9 (4,37)   | 43,5 (4,44)   | 43,8 (4,47)   |
| <b>Б. Колонна стоящих автомобилей</b>    |               |               |               |
| 10                                       | 207,9 (21,20) | 237,3 (24,20) | 252,0 (25,70) |
| 12                                       | 185,5 (18,92) | 205,9 (21,00) | 216,1 (22,04) |
| 15                                       | 158,2 (16,13) | 171,3 (17,47) | 182,2 (18,58) |
| 18                                       | 137,3 (14,00) | 146,4 (14,93) | 172,3 (17,57) |
| 24                                       | 114,9 (11,72) | 129,3 (13,18) | 156,9 (16,00) |
| 30                                       | 102,0 (10,40) | 120,7 (12,31) | 142,1 (14,49) |
| 33                                       | 107,9 (11,00) | 116,4 (11,87) | 139,3 (14,20) |
| 36                                       | 108,9 (11,11) | 113,8 (11,60) | 137,2 (13,99) |
| 48                                       | 106,7 (10,88) | 108,0 (11,01) | 123,5 (12,59) |
| 66                                       | 93,2 (9,50)   | 93,8 (9,57)   | 102,0 (10,40) |
| <b>В. Колонна движущихся автомобилей</b> |               |               |               |
| 18                                       | 137,3 (14,00) | 146,4 (14,93) | 151,0 (15,40) |
| 24                                       | 108,1 (11,02) | 113,2 (11,54) | 115,8 (11,81) |
| 30                                       | 88,9 (9,07)   | 92,3 (9,41)   | 93,8 (9,57)   |
| 33                                       | 81,7 (8,33)   | 84,4 (8,61)   | 90,2 (9,20)   |
| 36                                       | 75,4 (7,69)   | 77,8 (7,93)   | 88,1 (8,98)   |
| 48                                       | 57,9 (5,90)   | 66,2 (6,75)   | 80,3 (8,19)   |
| 66                                       | 50,5 (5,15)   | 59,4 (6,06)   | 69,3 (7,07)   |

*Примечание. Промежуточные значения эквивалентных нагрузок следует определять по интерполяции.*

**МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО (БОКОВОГО) ДАВЛЕНИЯ  
ГРУНТА НА БЕРЕГОВЫЕ ОПОРЫ (УСТОИ) ОТ ТРАНСПОРТНЫХ СРЕДСТВ  
ЖЕЛЕЗНЫХ И АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ****При расположении на призме обрушения подвижного состава железных дорог****L.1** Горизонтальное (боковое) давление, кН (тс), следует определять по формулам:

а) для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке (рис.L.1, а)

$$F = F_1 + F_2 = 2,7p_v\tau_n h_1 + p_v\tau_n b (\alpha h - \alpha_1 h_1); \quad (L.1)$$

б) для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке (рис. L.1, б)

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 1,35p_v\tau_n h_1 + 0,5p_v\tau_n b (\alpha h - \alpha_1 h_1) + \\ + 1,35p_v\tau_n h_2 + 0,5p_v\tau_n b_1 (\alpha h - \alpha_2 h_2), \quad (L.2)$$

Если  $h_2 = h$ , то принимается  $\alpha_2 = \alpha$ .Плечи сил  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  и  $F_4$ , считая от рассматриваемого сечения (на рис. L.1– подошвы фундамента), следует определять по формулам:

$$z_1 = h - \frac{h_1}{2}; \quad (L.3)$$

$$z_2 = \frac{h^2\alpha\xi - h_1\alpha_1(h_1\xi_1 + h - h_1)}{h\alpha - h_2\alpha_2}; \quad (L.4)$$

$$z_3 = h - \frac{h_2}{2};$$

$$z_4 = \frac{h^2\alpha\xi - h_2\alpha_2(h_2\xi_2 + h - h_2)}{h\alpha - h_2\alpha_2}; \quad (L.5)$$

где  $p_v = v/2,70$  – давление распределенной на длине шпал (2,70 м) временной вертикальной нагрузки, кПа (тс/м<sup>2</sup>); $v$  – равномерно распределенная нагрузка, кН/м (тс/м), от подвижного состава на призме обрушения (по приложению I); $h_1, h_2$  – высоты, в пределах которых площадь давления имеет переменную ширину, м; $b$  – ширина однопутного устоя или удвоенное наименьшее расстояние от вертикальной оси нагрузки до ближайшей боковой грани устоя при несимметричном загрузении, м; $b_1 = 2,70 + h_2$  – удвоенное расстояние от оси пути до точки пересечения линии распространения нагрузки с боковой удаленной от пути гранью, м, но не более удвоенного наибольшего расстояния от оси пути до боковой грани устоя; $\tau_n$  – коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки по п. 2.6.Значения коэффициентов  $\alpha$ ,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  и  $\xi$ ,  $\xi_1$ ,  $\xi_2$  в зависимости от соответствующих высот  $h$ ,  $h_1$ ,  $h_2$  следует принимать по таблице L.1.*Примечание* – Для многопутного устоя общее давление от временной нагрузки следует определять как сумму давлений, получаемых по формуле (L.2) для каждого из путей в отдельности при соответствующих значениях  $b$ ,  $b_1$ ,  $h$ ,  $h_1$ ,  $h_2$ .**При расположении на призме обрушения колесной автомобильной нагрузки****L.2** При отсутствии переходных плит от насыпи на устой давление от транспортных средств автомобильных дорог на призме обрушения следует принимать распределенным на площадки опирания.

А В случае расположения стенки перпендикулярно направлению движения давление от каждого ряда колес или гусениц распределяется на площадки опирания размером  $c \times b$ , где  $c$  – длина соприкосновения вдоль оси моста колес или гусениц рассматриваемых нагрузок с покрытием проезжей части (рис. L.1, в), принимаемая, м:

для колес тележек нагрузки АК – 0,2;

то же, автомобилей нагрузки АБ – по таблице 2.6 в п. 2.13;

для колесной нагрузки НК – 3,8;

для гусеничной нагрузки НГ; 5,0;

$b$  – ширина, равная расстоянию между внешними гранями колес (для тележек нагрузки АК, автомобилей нагрузки АБ, колесной нагрузки НК) или гусениц (для гусеничной нагрузки НГ).

В случаях, когда сосредоточенное давление распределяется в стороны вдоль рассчитываемой стенки (например, устои с откосными крыльями), его учитывают с коэффициентом  $\alpha$ , зависящим от отношения  $b/h$  (где  $h$  – высота стенки), по таблице L.2.

В устоях с обратными стенками, расположенными параллельно оси моста, коэффициент  $\alpha$  не учитывается.

Таблица L.1

| $H, h_1, h_2$ | $\alpha, \alpha_1, \alpha_2$ | $\xi, \xi_1, \xi_2$ | $h, h_1, h_2$ | $\alpha, \alpha_1, \alpha_2$ | $\xi, \xi_1, \xi_2$ |
|---------------|------------------------------|---------------------|---------------|------------------------------|---------------------|
| 1             | 0,85                         | 0,53                | 16            | 0,33                         | 0,65                |
| 2             | 0,75                         | 0,55                | 17            | 0,32                         | 0,66                |
| 3             | 0,67                         | 0,56                | 18            | 0,31                         | 0,66                |
| 4             | 0,61                         | 0,58                | 19            | 0,30                         | 0,66                |
| 5             | 0,57                         | 0,59                | 20            | 0,29                         | 0,67                |
| 6             | 0,53                         | 0,60                | 21            | 0,28                         | 0,67                |
| 7             | 0,49                         | 0,60                | 22            | 0,27                         | 0,67                |
| 8             | 0,46                         | 0,61                | 23            | 0,27                         | 0,67                |
| 9             | 0,44                         | 0,62                | 24            | 0,26                         | 0,68                |
| 10            | 0,42                         | 0,62                | 25            | 0,25                         | 0,68                |
| 11            | 0,40                         | 0,63                | 26            | 0,25                         | 0,68                |
| 12            | 0,38                         | 0,64                | 27            | 0,24                         | 0,68                |
| 13            | 0,37                         | 0,64                | 28            | 0,23                         | 0,69                |
| 14            | 0,35                         | 0,64                | 29            | 0,23                         | 0,69                |
| 15            | 0,34                         | 0,65                | 30            | 0,22                         | 0,69                |

Таблица L.2

| $b/h$ | $\alpha$ | $b/h$      | $\alpha$ |
|-------|----------|------------|----------|
| 0,10  | 0,327    | 0,60       | ,681     |
| 0,12  | 0,360    | 0,70       | ,710     |
| 0,14  | 0,89     | 0,80       | 0,735    |
| 0,16  | 0,414    | 0,90       | 0,754    |
| 0,18  | 0,437    | 1,00       | 0,772    |
| 0,20  | 0,459    | 1,20       | 0,810    |
| 0,25  | 0,505    | 1,50       | 0,840    |
| 0,30  | 0,544    | 2,00       | 0,875    |
| 0,35  | 0,576    | 3,00       | 0,900    |
| 0,40  | 0,602    | 4,00       | 0,950    |
| 0,50  | 0,668    | Свыше 4,00 | 1,000    |

**Б.** В случае расположения стенки параллельно оси моста давление от каждого ряда колес вдоль моста и каждой полосы гусеницы распределяется на площадки опирания размером  $a \cdot d$ ,

где  $a$  – длина, принимаемая для нагрузок, м:

АК –  $h + 1,5$ ;

АБ –  $h + c$ , но не более базы автомобиля;

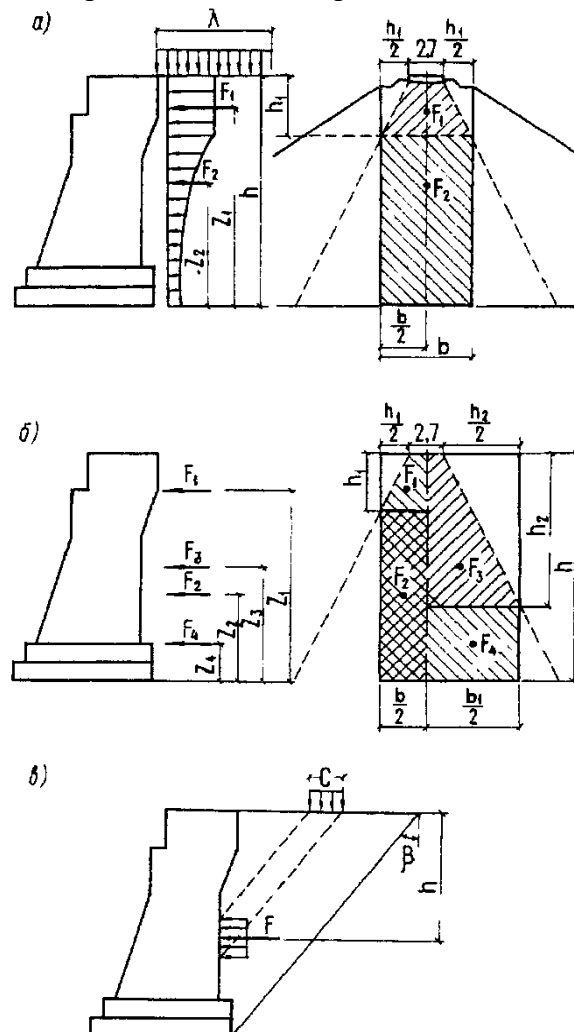
НК – 3,8;

$h, c$  – по подпункту А настоящего приложения;

$d$  – ширина колеса рассматриваемых нагрузок.

Во всех случаях длина  $a$  не должна превышать длины рассчитываемого участка стенки.

**Л.3** При наличии переходных плит (от насыпи на устой) опирание на грунт (вдоль оси моста) следует учитывать на половине длины плиты со стороны насыпи, при этом давление следует принимать только от части подвижной нагрузки, расположенной на этой половине, и считать его приложенным посередине длины опирания.



**Рис. Л.1** Схема загрузки для определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои):

*a* – при расположении на призме обрушения подвижного состава железных дорог для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке;

*б* – то же, для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке;

*в* – при расположении на призме обрушения автомобильной и гусеничной нагрузок и стенки перпендикулярно направлению движения ( $c$  – длина соприкосновения вдоль оси моста колес или гусениц с покрытием проезжей части, угол  $\beta$  – наклон к вертикальной плоскости скольжения грунта за устоем).



## АЭРОДИНАМИЧЕСКИЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ

| Части или элементы пролетных строений и опор мостов  | Значения аэродинамического коэффициента лобового сопротивления $c_w$ |
|--|--|
| <p>1 Главные фермы сквозных пролетных строений балочной и арочной систем:</p> <p>а) железнодорожных с ездой:<br/> понизу при наличии на них поезда 2,15<br/> при отсутствии поезда 2,55<br/> поверху при расстоянии между осями ферм от 2 до 4 м соответственно 2,15–2,45</p> <p>б) автодорожных 2,80</p> <p>2 Балочная клетка и мостовое полотно проезжей части пролетных строений:</p> <p>а) железнодорожных 1,85<br/> б) автодорожных 1,60</p> <p>3 Пролетные строения со сплошными балками:</p> <p>а) железнодорожные:<br/> однопутные с ездой поверху 1,90<br/> два однопутных с ездой поверху, установленные на общих опорах двухпутного моста 2,10<br/> однопутные в виде замкнутой коробки 1,50<br/> однопутные с ездой понизу 2,25<br/> двухпутные с ездой понизу 2,45</p> <p>б) автодорожные с ездой поверху:<br/> с плоскими главными балками 1,70<br/> с одной коробчатой балкой 1,50<br/> с двумя коробчатыми балками 1,75</p> <p>4 Прогоны деревянных мостов 1,95</p> <p>5 Железнодорожный подвижной состав, находящийся на пролетном строении с ездой:</p> <p>а) понизу 1,50<br/> б) поверху 1,80</p> |  |
| <p>6 Каменные, бетонные и железобетонные опоры мостов:</p> <p>а) поперек моста:<br/> при прямоугольном сечении 2,10<br/> то же, но с обтекателями в носовой и кормовой частях 1,75<br/> при круглом сечении в виде двух круглых столбов 1,40</p> <p>б) вдоль моста при прямоугольном сечении 1,80<br/> 2,10</p> <p>7 Деревянные сквозные опоры мостов:</p> <p>а) башенного типа:<br/> поперек моста 3,20<br/> вдоль моста 2,40</p> <p>б) однорядные и сдвоенные:<br/> поперек моста 2,50<br/> вдоль моста 1,50</p>   |  |

|   |           |
|---|-----------|
| 8 Стальные опоры:   |           |
| а) однорядные:  |           |
| поперек моста   | 2,50      |
| вдоль моста   | 1,80      |
| б) башенные сквозные при числе плоскостей (поперек направления ветра) от 2 до 4 | 2,10–3,00 |
| 9 Перильные ограждения:   |           |
| а) в мостах с ездой поверху для плоскостей:                                     |           |
| не защищенных от ветра  | 1,4       |
| закрытых от ветра подвижным составом  | 0,8       |
| б) в мостах с ездой понизу:   |           |
| с наветренной стороны, не закрытой элементами сквозных ферм                     | 1,4       |
| то же, закрытой элементами сквозных ферм  | 1,1       |
| то же, закрытой элементами сквозных ферм и подвижным составом                   | 0,6       |

*Примечание – Для опор, состоящих по высоте из нескольких ярусов, имеющих различные конструктивные формы, ветровую нагрузку необходимо определять для каждого яруса отдельно с учетом соответствующего аэродинамического коэффициента.*

## НОРМАТИВНАЯ ЛЕДОВАЯ НАГРУЗКА

**N.1** Нагрузку от льда на опоры мостов следует определять на основе исходных данных по ледовой обстановке в районе расположения сооружения для периода с наибольшими ледовыми воздействиями, при этом период натуральных наблюдений должен быть не менее пяти лет.

Пределы прочности льда следует определять по опытным данным. При отсутствии опытных данных допускается принимать по формулам:

$$R_{zn} = K_n R_z \quad (\text{N.1})$$

$$R_{mn} = 0,7 R_{zn} \quad (\text{N.2})$$

где,  $R_z$  - предел прочности льда на раздробление (с учетом местного смятия), кПа (тс/м<sup>2</sup>);

в начальной стадии ледохода (при первой подвижке) считается равным - 735 кПа (75 тс/м<sup>2</sup>), а при наивысшем уровне ледохода – 441 кПа (45 тс/м<sup>2</sup>).

$R_{zn}$  - предел прочности льда на раздробление с учетом климатического района страны, кПа (тс/м<sup>2</sup>);  $R_{mn}$  - предел прочности льда на изгиб с учетом климатического района страны. кПа (тс/м<sup>2</sup>);

$K_n$  – климатический коэффициент района страны для Республики Узбекистан принимается равным – 1,0.

**N.2** Равнодействующую ледовой нагрузки необходимо прикладывать в точке, расположенной ниже расчетного уровня воды на  $0,3t$ , где  $t$  – расчетная толщина льда, м, принимаемая равной 0,8 максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1%.

**N.3** Нагрузку от движущихся ледяных полей на опоры мостов с вертикальной передней гранью необходимо принимать по наименьшему значению из определяемых по формулам:

при прорезании опорой льда

$$F_1 = \psi_1 R_{zn} b t, \text{ кН (тс)} \quad (\text{N.3})$$

при остановке ледяного поля опорой

$$F_2 = 1,253 v \sqrt{\psi_2 A R_{zn}}, \text{ (тс)} \quad (\text{N.4})$$

где  $\psi_1, \psi_2$  – коэффициенты формы, определяемые по таблице N.1;

$b$  – ширина опоры на уровне действия льда, м;

$t$  – толщина льда, м;

$v$  – скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натуральных наблюдений, а при их отсутствии принимаемая равной скорости течения воды;

$A$  – площадь ледяного поля, м<sup>2</sup>, устанавливаемая по натурным наблюдениям в месте перехода или вблизи от него.

Таблица N.1

| Коэффициент | Коэффициент формы для опор с носовой частью, имеющей в плане форму |                |   |      |      |      |      |      |
|-------------|--|----------------|---|------|------|------|------|------|
|             | многоугольника   | прямоугольника | треугольника с углом заострения в плане, град |      |      |      |      |      |
|             |  |                | 45  | 60   | 75   | 90   | 120  | 150  |
| $\psi_1$    | 0,90   | 1,00           | 0,54  | 0,59 | 0,64 | 0,69 | 0,77 | 1,00 |
| $\psi_2$    | 2,4  | 2,7            | 0,2   | 0,5  | 0,8  | 1,0  | 1,3  | 2,7  |

При отсутствии натуральных данных площадь ледяного поля допускается принимать  $A = 1,75l^2$ , где  $l$  – величина пролета, м, а при уклонах участков водной поверхности  $i \geq 0,007$

$$A = 1,02 t R_{mn} \quad (\text{N.5})$$

**Н.4** При движении ледяного поля под углом  $\varphi \leq 80^\circ$  к оси моста нагрузку ото льда на вертикальную грань опоры необходимо уменьшать путем умножения ее на  $\sin \varphi$ .

**Н.5** Давление льда на опору, имеющую в зоне действия льда наклонную поверхность, следует определять:

а) горизонтальную составляющую  $F_x$ , кН (тс), – по наименьшей из величин, полученных по формуле (N.3) настоящего приложения и по формуле

$$F_x = \psi R_{mn} t^2 \operatorname{tg} \beta \quad (\text{N.6})$$

б) вертикальную составляющую  $F_z$ , кН (тс), – по формуле

$$F_z = \frac{F_x}{\operatorname{tg} \beta} \quad (\text{N.7})$$

где  $\psi$  – коэффициент, принимаемый равным 0,2  $b/t$ , но не менее 1;

$\beta$  – угол наклона к горизонту режущего ребра опоры;

$R_{mn}$ ,  $b$ ,  $t$  – принимаются по пп. N.1 – N.3.

**Н.6** При сложной ледовой обстановке в районе проектируемого мостового перехода в необходимых случаях следует учитывать нагрузки от:

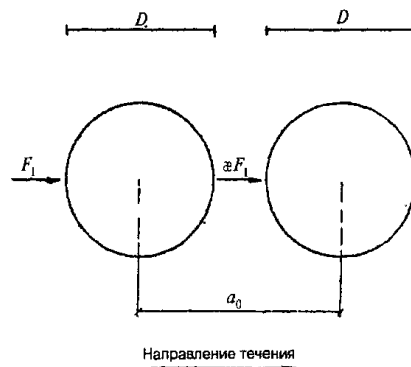
остановившегося при навале на опору ледяного поля, когда кроме течения воды происходит воздействие на поле ветра;

давления зажорных масс;

примерзшего к опоре (сваям или свайным кустам) ледяного покрова при колебаниях уровня воды;

ледяного покрова при его температурном расширении и наличии с одной стороны опоры поддерживаемой майны льда на податливые (гибкие) опоры.

Указанные нагрузки следует определять по КМК 2.06.04-97.



**Рис. N.1** Схема расположения в одном створе вдоль течения реки двух опор кругового очертания

**Н.7** При расположении в одном створе вдоль течения реки двух опор кругового или близкого к нему очертания (рис.N.1) давление от прорезания льда при его первой подвижке на низовую (вторую) по течению реки опору допускается принимать в размере  $\alpha F_1$ . здесь  $\alpha$  – коэффициент уменьшения давления на низовую (вторую) опору, зависящий от отношения  $a_0 / D$  ( $a_0$  – расстояние между осями опор,  $D$  – диаметр опор);  $F_1$  – давление от прорезания льда на верховую (первую) по течению опору (по п. N.3).

Значения коэффициента  $\alpha$  следует принимать по таблице N.2.

Таблица N.2

|           |       |       |       |       |       |       |       |             |       |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|-------|
| $a_0 / D$ | 1,0   | 1,1   | 1,2   | 1,3   | 1,4   | 1,5   | 1,6   | 1,7         | 1,8   |
| $\alpha$  | 0,200 | 0,204 | 0,212 | 0,230 | 0,280 | 0,398 | 0,472 | 0,542       | 0,608 |
| $a_0 / D$ | 1,9   | 2,0   | 2,1   | 2,2   | 2,3   | 2,4   | 2,5   | 2,6 и более |       |
| $\alpha$  | 0,671 | 0,730 | 0,785 | 0,836 | 0,884 | 0,928 | 0,968 | 1,000       |       |

*Примечание* – Промежуточные значения  $\alpha$  определяются по интерполяции.

**ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ**

Таблица О.1

| Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения   | Значение потерь предварительного напряжения, МПа   |
|---|--|
| <p>1 Релаксация напряжений арматуры:</p> <p>а) при механическом способе натяжения арматуры:<br/>    проволочной<br/>    стержневой</p> <p>б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения стержневой арматуры</p> | $(0,22\sigma_p/R_{ph} - 0,1) \sigma_p$ $0,1\sigma_p - 20$ $0,03\sigma_p$ <p>Здесь <math>\sigma_p</math> принимается без учета потерь. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю. Проявление потерь от релаксации во времени следует учитывать в соответствии с п. 3.14.</p>  |
| <p>2 Температурный перепад при натяжении на упоры (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона)</p>  | <p>Для бетона классов В25 – В40 – <math>1,25 \Delta t</math>; то же, класса В45 и выше – <math>1,00 \Delta t</math>, где <math>\Delta t</math> – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С.</p> <p>Расчетное значение <math>\Delta t</math> при отсутствии точных данных следует принимать равным 65 °С. Потери от температурного перепада не учитываются, если температура стелда равна температуре нагреваемой арматуры или если в процессе термообработки производится подтяжка напрягаемой арматуры на величину, компенсирующую потери от температурного перепада</p>  |
| <p>3 Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, при натяжении:</p> <p>а) на упоры</p> <p>б) на бетон</p>   | $\Delta l E_p / l ,$ <p>где <math>\Delta l</math> – сжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм на каждый анкер</p> $(\Delta l_1 + \Delta l_2) E_p / l ,$ <p>где <math>\Delta l_1</math> – обжатие шайб под анкерами и обжатие бетона под шайбами, равное 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производится натяжение;</p> <p><math>\Delta l_2</math> – деформация арматурного элемента относительно анкера, принимаемая равной: для анкера стаканного типа, в котором проволока закрепляется с помощью сплава, бетона, конусного закрепления, высаженных головок, – 2 мм на анкер; для напрягаемых хомутов – 1 мм на анкер; для конусных анкеров пучков из</p> |

|   |   |
|---|---|
|   | <p>арматурных канатов класса К-7 – 8 мм на анкер; для стержневых хомутов с плотно завинчивающимися гайками с шайбой или парных коротышей – общую величину потерь всех видов в таких хомутах допускается учитывать в размере 98 МПа (1000 кгс/см<sup>2</sup>);</p> <p><math>l</math> – длина участка пучка (на котором происходит потери напряжений от данного фактора), уменьшенная в два раза, мм;</p> <p><math>E_p</math> – модуль упругости напрягаемой арматуры</p>   |
| <p>4 Трение арматуры</p> <p>а) о стенки закрытых и открытых каналов при натяжении арматуры на бетон</p> <p>б) об огибающие приспособления</p> | $\sigma_p(1 - 1 / e^{\omega x + \delta \theta}),$ <p>где <math>\sigma_p</math> – принимается без учета потерь;<br/> <math>e</math> – основание натуральных логарифмов;<br/> <math>\omega, \delta</math> – коэффициенты, определяемые по таблице О.2 настоящего приложения;<br/> <math>x</math> – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;<br/> <math>\theta</math> – суммарный угол поворота оси арматуры, рад</p> $\sigma_p(1 - 1 / e^{\delta \theta}),$ <p>где <math>\sigma_p</math> – принимается без учета потерь;<br/> <math>e</math> – основание натуральных логарифмов;<br/> <math>\delta</math> – коэффициент, принимаемый равным 0,25;<br/> <math>\theta</math> – суммарный угол поворота оси арматуры, рад.</p> <p>При применении промежуточных отклоняющих упорных устройств, отдельных для каждого арматурного элемента и имеющих перемещение (за счет поворота) вдоль стенда, потери от трения об упорные устройства допускается не учитывать</p> |
| <p>5 Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением на упоры</p>               | $\eta (\Delta l / l) E_s,$ <p>где <math>\eta</math> – коэффициент, который при натяжении арматуры домкратом определяется по формуле</p> $\eta = (n - 1) / (2n);$ <p><math>\Delta l</math> – сближение упоров на линии действия усилия предварительного напряжения, определяемое из расчета деформаций формы;<br/> <math>l</math> – расстояние между наружными гранями упоров;<br/> <math>n</math> – число групп арматурных элементов, натягиваемых не одновременно;<br/> <math>E_s</math> – модуль упругости стали форм.</p> <p>При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери от деформации форм следует принимать равными 30 МПа</p>   |
| <p>6 Быстронатекающая ползучесть при натяжении на упоры для бетона:</p> <p>а) естественного твердения</p>                                     | $40\sigma_{bp} / R_{bp} \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,8;$ $32 + 94(\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,8) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} > 0,8;$ <p>где <math>\sigma_{bp}</math> – определяется на уровне центров тяжести соответствующей продольной арматуры с учетом потерь по поз. 1–5 настоящей таблицы.</p>   |

|   |  |          |            |
|---|--|----------|------------|
| б) подвергнутого тепловой обработке   | Потери вычисляются по формулам поз. ба настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85   |          |            |
| 7 Усадка бетона при натяжении:<br><br>а) на упоры:<br>бетон естественного твердения<br>бетон с тепловой обработкой<br><br>б) на бетон независимо от условий твердения                       | Бетон классов по прочности на сжатие   |          |            |
|   | В35 и ниже   | В40      | В45 и выше |
|   | 40<br>35   | 50<br>40 | 60<br>50   |
|   | 30   | 35       | 40         |
| Проявление потерь от усадки во времени следует учитывать в соответствии с п. 3.15.  |  |          |            |
| 8 Ползучесть бетона   | $150\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp})$ при $(\sigma_{bp}/R_{bp}) \leq 0,75$ ;<br>$300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375)$ при $(\sigma_{bp}/R_{bp}) > 0,75$ ;<br>где $\sigma_{bp}$ – то же, что в поз.6 настоящей таблицы, но с учетом потерь по поз. 1–6;<br>$R_{bp}$ – передаточная прочность (п. 3.31);<br>$\alpha$ – коэффициент, принимаемый равным для бетона:<br>естественного твердения – 1,0;<br>подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении – 0,85 |          |            |
| Проявление потерь от ползучести во времени следует учитывать в соответствии с п. 3.15.  |  |          |            |
| 9 Смятие под витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон (при диаметре конструкции $d_{ext}$ до 3 м)   | $70 - 0,22 d_{ext}$  |          |            |
| 10 Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)   | $n(\Delta l / l) E_s$ ,<br>где $n$ – число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры;<br>$\Delta l$ – обжатие стыка, принимаемое равным для стыков:<br>заполненных бетоном – 0,3 мм;<br>клеенных после отверждения клея – 0,0;<br>$l$ – длина участка пучка (на котором происходит потери напряжений от данного фактора), уменьшенная в два раза, мм.<br>Допускается определение деформации стыков иными способами на основании опытных данных.   |          |            |
| <i>Примечание. Каждому виду потерь предварительного напряжения арматуры в соответствии с номерами позиций присваивать обозначения от <math>\sigma_1</math> до <math>\sigma_{10}</math>.</i> |  |          |            |

Таблица О.2

|                    |  |   |                                 |
|--------------------|--|---|---------------------------------|
| Поверхность канала | Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры |   |                                 |
|                    | ω  | δ при арматуре в виде   |                                 |
|                    |  | пучков из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7, стальных канатов и гладких стержней | стержней периодического профиля |

|  |       |      |      |
|--|-------|------|------|
| Гладкая металлическая  | 0,003 | 0,35 | 0,40 |
| Бетонная, образованная с помощью жесткого каналообразователя (или полиэтиленовых труб) | 0,005 | 0,55 | 0,65 |
| Гофрированные полиэтиленовая   | 0,20  | 0,20 | –    |

Таблица О.3

| Показатель  | Значения нормативных деформаций ползучести бетона $c_n$ и усадки $\varepsilon_{sn}$ для бетона классов по прочности на сжатие |       |      |       |     |     |     |      |      |       |       |
|---|---|-------|------|-------|-----|-----|-----|------|------|-------|-------|
|   | B20   | B22,5 | B25  | B27,5 | B30 | B35 | B40 | B45  | B50  | B55   | B60   |
| 1   | 2   | 3     | 4    | 5     | 6   | 7   | 8   | 9    | 10   | 11    | 12    |
| $c_n \cdot 10^6$ , МПа <sup>-1</sup>                  | 115   | 107   | 100  | 92    | 84  | 75  | 67  | 55*  | 50*  | 41**  | 39**  |
| $c_n \cdot 10^6$ , кгс <sup>-1</sup> /см <sup>2</sup> | 11,3  | 10,9  | 10,2 | 9,4   | 8,6 | 7,7 | 6,8 | 5,6* | 5,1* | 4,2** | 4,0** |
| $\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$                         | 400   | 400   | 400  | 400   | 400 | 400 | 400 | 365* | 330* | 315*  | 300*  |

При осадке конуса 1 – 2 см.

При жесткости смеси 35 – 30 с.

*Примечания: 1. При определении  $c_n$  и  $\varepsilon_{sn}$  классы бетона должны соответствовать передаточной прочности бетона  $R_{br}$  (см.п. 3.31).*

*2. Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, значения  $c_n$  и  $\varepsilon_{sn}$  следует уменьшать на 10%.*



**РАСЧЕТ ЖЕСТКИХ ЗВЕНЬЕВ КРУГЛЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ**

Жесткие звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил), расчетные значения которых следует определять по формуле

$$M = r_d^2 p(1 - \mu)\delta \quad (P.1)$$

где  $r_d$  – средний радиус звена, м;

$p$  – расчетное давление на звено, принимаемое равным:

для железнодорожных труб

$$1,3 (p_{vp} + p_{vk}); \quad (P.2)$$

для автодорожных труб

$$1,3 p_{vp} + 1,2 p_{vk}; \quad (P.3)$$

$p_{vp}$  – нормативное вертикальное давление грунта насыпи, принимаемое по п. 2.6;

$p_{vk}$  – нормативное вертикальное давление от временной вертикальной нагрузки, принимаемое по п. 2.17;

$$\mu = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right); \quad (P.4)$$

здесь  $\varphi_n$  – нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки, град.;

$\delta$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания звена на фундамент или грунтовую (профилированную) уплотненную подушку согласно таблице Р.1.

Таблица Р.1

| Звено                   | Условие опирания   | Коэффициент $\delta$ |
|-------------------------|--|----------------------|
| Круглое                 | На грунтовую (профилированную) уплотненную подушку при $\alpha \geq 90^\circ$              | 0,25                 |
|                         | На фундамент (бетонный, железобетонный) через бетонную подушку при $\alpha \geq 120^\circ$ | 0,22                 |
| Круглое с плоской пятой | На фундамент (бетонный, железобетонный) или на грунтовую уплотненную подушку               | 0,22                 |

## А. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЖЕСТКОСТЕЙ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА ПРОГИБОВ И УГЛОВ ПОВОРОТА С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА

**Q.1** Жесткость сечения предварительно напряженного элемента (целого по длине) при длительном воздействии усилия предварительного напряжения  $B_p^*$  или постоянной нагрузки  $B_g^*$ , приложенных в моменты времени  $t_i$ , рекомендуется определять по формуле

$$B^* = \frac{kE_b I_{red}}{1 + \varphi_{lim,i}^*} \quad (Q.1)$$

где  $E_b I_{red}$  – жесткость приведенного сплошного сечения элемента;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона при кратковременном приложении нагрузки и принимаемый равным 0,85;

$\varphi_{lim,i}^* = c_{lim,i} E_{bi}$  – приведенная величина предельной характеристики ползучести бетона.

При определении прогибов и углов поворота от действия временной нагрузки или кратковременного действия постоянной нагрузки (в том числе кратковременного выгиба от усилия предварительного напряжения) в формуле (Q.1) значение  $\varphi_{lim,i}^*$  следует принимать равным нулю, а жесткость  $B^*$  заменить на  $B$ .

**Q.2** Величины  $\varphi_{lim,i}^*$  рекомендуется вычислять по формулам:

при определении жесткости  $B_p^*$

$$\varphi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti}}{\rho n_1 \mu_p} \quad (Q.2)$$

при определении жесткости  $B_g^*$

$$\varphi_{lim,i}^* = \frac{\varphi_{ti}(1 + \rho n_1 \mu_p) + \Phi_{ti}(\rho - 1)(\rho n_1 \mu_p)^{-1}}{\rho(1 + n_1 \mu_p)}; \quad (Q.3)$$

где  $\Phi_{ti}$  – функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при  $t \rightarrow \infty$ ) величину изменения предварительного напряжения арматуры (см. п. Q. 3).

**Q.3** Определение компонентов для вычисления приведенной характеристики ползучести бетона  $\varphi_{lim,i}^*$ :

$\Phi_{ti}$  – функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при  $t \rightarrow \infty$ ) величину изменения предварительного напряжения арматуры и определяемая по формуле

$$\Phi_{ti} = \frac{1,5\alpha}{1,6 + \alpha} + \frac{\alpha(\sigma_{bi} / R_{b,ser})^3}{(1 + \alpha + \beta)^3}; \quad (Q.4)$$

где  $\alpha = \xi \varphi_{ti}$ ;  $\beta = 125 \varphi_{ti} \frac{R_{b,ser}}{E_b}$ ;  $\xi = \frac{\rho n_1 \mu_p}{1 + \rho n_1 \mu_p}$

$\rho = 1 + \frac{A_b}{I_b} y^2$  – характеристика бетонной части сечения;

$A_b, I_b$  – площадь и момент инерции бетонной части сечения относительно центра тяжести сечения;

$y$  – расстояние от центра тяжести бетонной части сечения до центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры;

$n_1$  – отношение модулей упругости арматуры и бетона, принимаемое по п. 3.48:

$\mu_p = A_p/A_b$  – коэффициент армирования напрягаемой арматурой (при площади поперечного сечения  $A_s \geq 0,2 A_p$  следует принимать  $\mu_p = (A_s + A_p)/A_b$ ;

$R_{b,ser}, E_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию по таблице. 3.6 при расчете по предельным состояниям второй группы и значение модуля упругости бетона, МПа, по таблице. 3.11 (к началу данной стадии), соответствующее передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ ;

$\sigma_{bi}/R_{b,ser}$  – относительный уровень напряжений в бетоне в начале данной стадии  $\Delta t$ ;

$\varphi_{ii} = c_{ii}E_b$  – характеристика линейной ползучести бетона, проявившаяся на протяжении рассматриваемой стадии (за время  $\Delta t$ );

$c_{ii}$  – удельная деформация ползучести бетона, соответствующая заданному периоду выдержки под нагрузкой, ее рекомендуется определять по формулам:

$$\text{при } \Delta t \leq a_m \quad c_{ii} = \frac{c_{lim,i}}{2} \left( \frac{\Delta t}{a_m} \right)^{1/2} \quad (\text{Q.5})$$

$$\text{при } \Delta t > a_m \quad c_{ii} = c_{lim,i} \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}; \quad (\text{Q.6})$$

где  $\Delta t$  – время, отсчитываемое с момента приложения нагрузки, сут;

$a_m$  – параметр, характеризующий скорость развития во времени деформации ползучести бетона и принимаемый по таблице Q.1.

Таблица Q.1

| Приведенные характеристики поперечного сечения элемента, см, (отношение площади поперечного сечения элемента к его периметру) | 2,5 | 5,0 | 7,5 | 10,0 | 12,5 | 15,0 | 20,0 и более |
|---|-----|-----|-----|------|------|------|--------------|
| Параметры, характеризующие скорость развития во времени деформации ползучести $a_m$ , сут                                     | 55  | 80  | 110 | 135  | 165  | 190  | 250          |

Для конструкций, эксплуатируемых в климатическом подрайоне IVA, согласно МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*), значение  $a_m$  для летнего времени года (август) следует снижать на 35 %, а для зимнего (февраль) – увеличивать на 10%, для остальных месяцев – принимать по линейной интерполяции;

$c_{lim,i}$  — предельные значения удельных деформаций ползучести бетона:

$$c_{lim,i} = c_n \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4; \quad (\text{Q.7})$$

где  $c_n$  — нормативное значение деформации ползучести бетона, принимаемое согласно приложению О;

$\xi_i$  — коэффициенты, приведенные в таблице Q.2.

Таблица Q.2

| Условия работы конструкции  | Характеристика условий работы конструкции и численные значения соответствующих коэффициентов |     |     |     |      |      |             |
|---|--|-----|-----|-----|------|------|-------------|
|   | -  | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8  | 0,9  | 1,0 и более |
| Передаточная прочность бетона на сжатие в долях от проектного класса бетона | -  | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8  | 0,9  | 1,0 и более |
| Коэффициент $\xi_1$   | -  | 1,7 | 1,6 | 1,4 | 1,25 | 1,15 | 1,0         |
| Возраст бетона, сут   | 3 и менее  | 7   | 28  | 60  | 90   | 180  | 360 и более |
| Коэффициент $\xi_2$   | 1  | 1   | 1   | 0,8 | 0,7  | 0,6  | 0,5         |

|   |            |      |      |      |      |      |            |
|---|------------|------|------|------|------|------|------------|
| Приведенные характеристики поперечного сечения элемента (см. таблицу Q.1, см) | 2,5        | 5    | 7,5  | 10   | 12,5 | 15   | 20 и более |
| Коэффициент $\xi_3$   | 1          | 0,85 | 0,76 | 0,72 | 0,69 | 0,67 | 0,64       |
| Относительная влажность среды*, %   | 40 и менее | 50   | 60   | 70   | 80   | 90   | 100        |
| Коэффициент $\xi_4$   | 1,33       | 1,25 | 1,15 | 1,0  | 0,85 | 0,7  | 0,51       |

Влажность принимается как средняя относительная влажность воздуха наиболее жаркого месяца по МСН 2.04-01-98 (СНиП 23-01-99\*), а при расположении конструкций в подрайоне IVA — как среднемесячная влажность, соответствующая времени обжата бетона. Для массивных элементов при отношении площади сечения к его периметру не менее 20 см значение  $\xi_4$  принимается равным 0,55. Для типовых конструкций допускается принимать  $\xi_4 = 1$ .

Нормальные напряжения в сечениях предварительно напряженных криволинейных пролетных строений следует вычислять от нормальных усилий в предположении упругой работы материала.

**КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ КАНАТОВ**

**R.1** Величину коэффициента условий работы  $m_1$  следует принимать:

$$m_1 = 0,17 \left( \frac{D}{d} \right)^{0,264} e^{-0,000125 \frac{D}{d}}; \quad (\text{R.1})$$

где  $D = 2R$ ;

$R$  – радиус кривой, по которой отгибается на отклоняющем устройстве канат одинарной свивки из проволоки диаметром  $d$  с временным сопротивлением 1470–1765 МПа; при этом должно соблюдаться условие  $D/d \geq 580$  и  $m_1 \geq 0,85$ ;

$m_1 = 1$  при отгибе закрытых несущих канатов на отклоняющем устройстве по круговой кривой диаметром  $D$ , мм, и соблюдении условий:

$$\frac{D}{d_s} \geq 0,7d_s + 15, \quad 10 \leq d_s \leq 50,$$

$$\frac{D}{d_s} > 52, \quad d_s > 50$$

где  $d_s$  – диаметр каната, мм.

При действии на растянутый закрытый несущий канат поперечной нагрузки  $q$  через плоские стальные накладки  $m_1$  следует принимать по таблице R.1.

Таблица R.1

|                   |   |      |      |      |      |      |
|-------------------|---|------|------|------|------|------|
| $q$ , МН/м        | 1 | 2    | 4,9  | 9,8  | 14,7 | 19,6 |
| Коэффициент $m_1$ | 1 | 0,99 | 0,98 | 0,96 | 0,93 | 0,85 |

**R.2** Величину коэффициента условий работы  $m_1$  при закреплении канатов в концевых анкерах следует принимать:

при заливке конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов на длине не менее 5 диаметров каната –  $m_1 = 0,95$ ;

при заливке конца каната в конической полости корпуса эпоксидным компаундом на длине не менее 4 диаметров каната –  $m_1 = 1$ ;

при клиновых анкерах, применении алюминиевых прокладок и заполнении пустот эпоксидным компаундом –  $m_1 = 1$ ;

в анкере со сплющиванием концов круглых проволок, защемлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби –  $m_1 = 1$ .

## КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ПО УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЕЙ И БАЛОК

Таблица S.1

| Гибкость<br>$\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$ | Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С235 по ГОСТ 6713-91 и ГОСТ 14637-89*, ГОСТ 535-05 при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$ |             |             |             |             |
|---|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
|   | 0  | 0,10        | 0,25        | 0,50        | 0,75        |
| 1   | 2  | 3           | 4           | 5           | 6           |
| 0   | 0,93   | 0,85        | 0,79        | 0,68        | 0,60 (0,58) |
| 10  | 0,92   | 0,84        | 0,78        | 0,68 (0,67) | 0,60 (0,57) |
| 20  | 0,90   | 0,83        | 0,77 (0,76) | 0,67 (0,66) | 0,58 (0,56) |
| 30  | 0,88   | 0,81        | 0,76 (0,73) | 0,65 (0,63) | 0,56 (0,54) |
| 40  | 0,85   | 0,79 (0,77) | 0,73 (0,70) | 0,63 (0,61) | 0,54 (0,52) |
| 50  | 0,82 (0,80)  | 0,76 (0,73) | 0,70 (0,65) | 0,60 (0,57) | 0,51 (0,49) |
| 60  | 0,78 (0,73)  | 0,72 (0,66) | 0,66 (0,60) | 0,57 (0,53) | 0,49 (0,46) |
| 70  | 0,74 (0,66)  | 0,67 (0,60) | 0,62 (0,54) | 0,54 (0,48) | 0,46 (0,42) |
| 80  | 0,69 (0,60)  | 0,62 (0,54) | 0,57 (0,49) | 0,50 (0,43) | 0,43 (0,39) |
| 90  | 0,63 (0,54)  | 0,56 (0,49) | 0,51 (0,44) | 0,45 (0,40) | 0,40 (0,36) |
| 100   | 0,56 (0,49)  | 0,49 (0,44) | 0,45 (0,40) | 0,41 (0,37) | 0,37 (0,33) |
| 110   | 0,49 (0,44)  | 0,43 (0,40) | 0,41 (0,37) | 0,37 (0,34) | 0,34 (0,31) |
| 120   | 0,43 (0,41)  | 0,39 (0,37) | 0,37 (0,34) | 0,34 (0,31) | 0,31 (0,28) |
| 130   | 0,38 (0,37)  | 0,35 (0,34) | 0,33 (0,31) | 0,31 (0,29) | 0,29 (0,27) |
| 140   | 0,34   | 0,31        | 0,30 (0,29) | 0,28 (0,27) | 0,26 (0,25) |
| 150   | 0,31   | 0,28        | 0,27        | 0,25        | 0,23        |
| 160   | 0,28   | 0,26        | 0,24        | 0,23        | 0,22        |
| 170   | 0,25   | 0,24        | 0,22        | 0,21        | 0,20        |
| 180   | 0,23   | 0,21        | 0,20        | 0,19        | 0,19        |
| 190   | 0,21   | 0,20        | 0,19        | 0,18        | 0,17        |
| 200   | 0,19   | 0,19        | 0,18        | 0,18        | 0,17        |

окончание таблицы S.1

| Гибкость<br>$\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$ | Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С235 по ГОСТ 6713-91 и ГОСТ 14637-89*, ГОСТ 535-05 при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$ |             |      |      |      |      |      |      |
|---|--|-------------|------|------|------|------|------|------|
|   | 1,00   | 1,50        | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 4,00 | 5,00 |
| 1   | 7  | 8           | 9    | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   |
| 0   | 0,52 (0,50)  | 0,43 (0,41) | 0,35 | 0,30 | 0,27 | 0,24 | 0,21 | 0,17 |
| 10  | 0,52 (0,50)  | 0,42 (0,40) | 0,35 | 0,30 | 0,26 | 0,23 | 0,21 | 0,17 |
| 20  | 0,50 (0,49)  | 0,41 (0,40) | 0,34 | 0,29 | 0,26 | 0,23 | 0,21 | 0,17 |
| 30  | 0,49 (0,47)  | 0,40 (0,39) | 0,33 | 0,29 | 0,25 | 0,22 | 0,21 | 0,17 |
| 40  | 0,47 (0,45)  | 0,39 (0,38) | 0,32 | 0,28 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,17 |
| 50  | 0,45 (0,43)  | 0,37 (0,36) | 0,31 | 0,27 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,16 |
| 60  | 0,43 (0,41)  | 0,35 (0,34) | 0,30 | 0,26 | 0,23 | 0,21 | 0,19 | 0,16 |
| 70  | 0,41 (0,38)  | 0,34 (0,32) | 0,29 | 0,25 | 0,22 | 0,20 | 0,19 | 0,16 |
| 80  | 0,38 (0,36)  | 0,32 (0,31) | 0,28 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,19 | 0,15 |
| 90  | 0,36 (0,33)  | 0,30 (0,28) | 0,26 | 0,23 | 0,21 | 0,19 | 0,18 | 0,15 |
| 100   | 0,33 (0,30)  | 0,29 (0,26) | 0,25 | 0,22 | 0,20 | 0,19 | 0,17 | 0,14 |
| 110   | 0,31 (0,29)  | 0,27 (0,25) | 0,24 | 0,21 | 0,19 | 0,18 | 0,17 | 0,14 |
| 120   | 0,29 (0,27)  | 0,25 (0,23) | 0,22 | 0,20 | 0,18 | 0,17 | 0,16 | 0,13 |
| 130   | 0,26 (0,25)  | 0,23 (0,22) | 0,21 | 0,19 | 0,17 | 0,16 | 0,15 | 0,13 |
| 140   | 0,24 (0,23)  | 0,21        | 0,20 | 0,18 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,12 |

|     |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 150 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,14 | 0,12 |
| 160 | 0,21 | 0,19 | 0,17 | 0,15 | 0,14 | 0,14 | 0,13 | 0,11 |
| 170 | 0,19 | 0,17 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,13 | 0,12 | 0,11 |
| 180 | 0,18 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,13 | 0,12 | 0,11 | 0,10 |
| 190 | 0,17 | 0,15 | 0,14 | 0,13 | 0,12 | 0,12 | 0,11 | 0,10 |
| 200 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,13 | 0,12 | 0,11 | 0,11 | 0,10 |

*Примечание.* Для прокатных двутавров с параллельными гранями полок и сварных элементов двутаврового и Н-образного сечений коэффициенты  $\varphi$ ,  $\varphi_c$ ,  $\varphi_b$  по настоящему приложению применяются при собственных остаточных сжимающих напряжениях на кромках полок не более 49 МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>). Для элементов указанного типа с собственными остаточными сжимающими напряжениями на кромках полок свыше 49 МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>) при расчете по устойчивости в плоскости полок принимаются коэффициенты  $\varphi$ ,  $\varphi_c$ ,  $\varphi_b$ , указанные в скобках.

Таблица S.2

| Гибкость<br>$\lambda$ , $\lambda_x$ , $\lambda_y$ , $\lambda_{ef}$ | Коэффициенты $\varphi$ , $\varphi_c$ , $\varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С325-С345 по ГОСТ 6713-91 и ГОСТ 19281-89* при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$ |             |             |             |             |
|--|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
|  | 0  | 0,10        | 0,25        | 0,50        | 0,75        |
| 1  | 2  | 3           | 4           | 5           | 6           |
| 0  | 0,93   | 0,86        | 0,78        | 0,69        | 0,62        |
| 10   | 0,92   | 0,84        | 0,77        | 0,68        | 0,60        |
| 20   | 0,90   | 0,83        | 0,76        | 0,66        | 0,58        |
| 30   | 0,88   | 0,81        | 0,73        | 0,63        | 0,56 (0,55) |
| 40   | 0,85 (0,84)  | 0,77 (0,76) | 0,69 (0,68) | 0,59 (0,58) | 0,52 (0,51) |
| 50   | 0,80 (0,78)  | 0,72 (0,70) | 0,64 (0,62) | 0,54 (0,52) | 0,48 (0,46) |
| 60   | 0,74 (0,71)  | 0,66 (0,63) | 0,58 (0,56) | 0,48 (0,46) | 0,43 (0,41) |
| 70   | 0,67 (0,63)  | 0,58 (0,55) | 0,51 (0,49) | 0,43 (0,41) | 0,39 (0,37) |
| 80   | 0,58 (0,53)  | 0,50 (0,46) | 0,45 (0,42) | 0,38 (0,35) | 0,35 (0,33) |
| 90   | 0,48 (0,43)  | 0,43 (0,39) | 0,40 (0,37) | 0,34 (0,31) | 0,31 (0,29) |
| 100  | 0,40 (0,36)  | 0,38 (0,34) | 0,35 (0,32) | 0,30 (0,27) | 0,28 (0,26) |
| 110  | 0,35 (0,32)  | 0,33 (0,30) | 0,31 (0,29) | 0,27 (0,25) | 0,24 (0,24) |
| 120  | 0,30 (0,28)  | 0,29 (0,27) | 0,27 (0,26) | 0,24 (0,23) | 0,23 (0,22) |
| 130  | 0,27 (0,25)  | 0,25 (0,24) | 0,24 (0,23) | 0,22 (0,21) | 0,21 (0,20) |
| 140  | 0,24 (0,23)  | 0,23 (0,22) | 0,22 (0,21) | 0,20 (0,19) | 0,19 (0,18) |
| 150  | 0,22   | 0,21        | 0,20        | 0,18        | 0,17        |
| 160  | 0,20   | 0,19        | 0,18        | 0,17        | 0,16        |
| 170  | 0,18   | 0,17        | 0,16        | 0,15        | 0,14        |
| 180  | 0,16   | 0,16        | 0,15        | 0,14        | 0,13        |
| 190  | 0,15   | 0,14        | 0,13        | 0,13        | 0,12        |
| 200  | 0,13   | 0,13        | 0,12        | 0,12        | 0,11        |

окончание таблицы S.2

| Гибкость<br>$\lambda$ , $\lambda_x$ , $\lambda_y$ , $\lambda_{ef}$ | Коэффициенты $\varphi$ , $\varphi_c$ , $\varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С325-С345 по ГОСТ 6713-91 и ГОСТ 19281-89* при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$ |      |      |      |      |      |      |      |
|--|--|------|------|------|------|------|------|------|
|  | 1,00   | 1,50 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 4,00 | 5,00 |
| 1  | 7  | 8    | 9    | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   |
| 0  | 0,54   | 0,44 | 0,34 | 0,28 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,17 |
| 10   | 0,52   | 0,43 | 0,34 | 0,28 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,17 |
| 20   | 0,51   | 0,41 | 0,33 | 0,28 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,17 |

|     |             |             |      |      |      |      |      |      |
|-----|-------------|-------------|------|------|------|------|------|------|
| 30  | 0,49 (0,48) | 0,40 (0,39) | 0,32 | 0,27 | 0,24 | 0,21 | 0,19 | 0,16 |
| 40  | 0,46 (0,45) | 0,38 (0,37) | 0,31 | 0,26 | 0,23 | 0,21 | 0,19 | 0,16 |
| 50  | 0,43 (0,42) | 0,36 (0,35) | 0,30 | 0,25 | 0,22 | 0,21 | 0,19 | 0,16 |
| 60  | 0,39 (0,38) | 0,33 (0,32) | 0,28 | 0,25 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | 0,15 |
| 70  | 0,35 (0,34) | 0,30 (0,29) | 0,27 | 0,23 | 0,21 | 0,20 | 0,18 | 0,15 |
| 80  | 0,32 (0,31) | 0,27 (0,26) | 0,25 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | 0,17 | 0,14 |
| 90  | 0,29 (0,28) | 0,25 (0,24) | 0,23 | 0,21 | 0,19 | 0,18 | 0,16 | 0,14 |
| 100 | 0,26 (0,25) | 0,23 (0,22) | 0,21 | 0,19 | 0,18 | 0,17 | 0,16 | 0,13 |
| 110 | 0,23 (0,22) | 0,21 (0,20) | 0,20 | 0,19 | 0,17 | 0,16 | 0,15 | 0,13 |
| 120 | 0,22 (0,21) | 0,19 (0,18) | 0,18 | 0,17 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,12 |
| 130 | 0,19 (0,18) | 0,18 (0,17) | 0,17 | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,13 | 0,12 |
| 140 | 0,18 (0,17) | 0,17 (0,16) | 0,16 | 0,15 | 0,14 | 0,13 | 0,13 | 0,11 |
| 150 | 0,17        | 0,15        | 0,14 | 0,13 | 0,13 | 0,12 | 0,11 | 0,10 |
| 160 | 0,15        | 0,14        | 0,14 | 0,13 | 0,12 | 0,12 | 0,11 | 0,10 |
| 170 | 0,14        | 0,13        | 0,12 | 0,12 | 0,11 | 0,11 | 0,10 | 0,09 |
| 180 | 0,13        | 0,12        | 0,12 | 0,11 | 0,11 | 0,10 | 0,10 | 0,09 |
| 190 | 0,12        | 0,11        | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,09 | 0,09 | 0,08 |
| 200 | 0,10        | 0,10        | 0,09 | 0,09 | 0,09 | 0,08 | 0,08 | 0,08 |

Примечание. см. примечание к таблице S.1

Таблица S.3

| Гибкость<br>$\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$ | Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С390 по ГОСТ 6713-91 и ГОСТ 19281-89* при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$ |             |             |             |             |             |             |
|---|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|   | 0   | 0,10        | 0,25        | 0,50        | 0,75        | 1,00        | 1,50        |
| 1   | 2   | 3           | 4           | 5           | 6           | 7           | 8           |
| 0   | 0,93  | 0,86        | 0,78        | 0,70        | 0,63        | 0,55        | 0,45        |
| 10  | 0,92  | 0,84        | 0,77        | 0,68        | 0,60        | 0,52        | 0,43        |
| 20  | 0,90  | 0,83        | 0,76        | 0,66        | 0,58        | 0,51        | 0,41        |
| 30  | 0,88  | 0,81        | 0,73        | 0,63        | 0,55        | 0,48        | 0,39        |
| 40  | 0,84 (0,83)   | 0,76 (0,75) | 0,68 (0,67) | 0,58 (0,57) | 0,51 (0,50) | 0,45 (0,44) | 0,37 (0,36) |
| 50  | 0,79 (0,77)   | 0,71 (0,69) | 0,63 (0,61) | 0,53 (0,51) | 0,47 (0,45) | 0,43 (0,41) | 0,36 (0,34) |
| 60  | 0,73 (0,70)   | 0,65 (0,62) | 0,58 (0,55) | 0,48 (0,45) | 0,43 (0,40) | 0,40 (0,37) | 0,34 (0,31) |
| 70  | 0,63 (0,59)   | 0,55 (0,51) | 0,49 (0,45) | 0,41 (0,37) | 0,39 (0,33) | 0,36 (0,30) | 0,31 (0,25) |
| 80  | 0,53 (0,49)   | 0,46 (0,42) | 0,42 (0,38) | 0,35 (0,31) | 0,33 (0,29) | 0,31 (0,27) | 0,26 (0,22) |
| 90  | 0,43 (0,38)   | 0,39 (0,34) | 0,37 (0,32) | 0,31 (0,26) | 0,29 (0,24) | 0,28 (0,23) | 0,24 (0,19) |
| 100   | 0,35 (0,32)   | 0,33 (0,30) | 0,31 (0,28) | 0,26 (0,23) | 0,25 (0,22) | 0,24 (0,21) | 0,21 (0,18) |
| 110   | 0,30 (0,27)   | 0,28 (0,25) | 0,27 (0,24) | 0,23 (0,20) | 0,22 (0,19) | 0,20 (0,17) | 0,18 (0,15) |
| 120   | 0,26 (0,24)   | 0,25 (0,23) | 0,24 (0,22) | 0,21 (0,19) | 0,20 (0,18) | 0,19 (0,17) | 0,16 (0,14) |
| 130   | 0,23 (0,21)   | 0,22 (0,20) | 0,21 (0,19) | 0,19 (0,17) | 0,18 (0,16) | 0,17 (0,15) | 0,15 (0,13) |
| 140   | 0,21 (0,20)   | 0,20 (0,19) | 0,19 (0,18) | 0,17 (0,16) | 0,16 (0,15) | 0,16 (0,15) | 0,14 (0,13) |
| 150   | 0,19  | 0,18        | 0,17        | 0,15        | 0,14        | 0,14        | 0,12        |
| 160   | 0,17  | 0,16        | 0,15        | 0,14        | 0,13        | 0,12        | 0,11        |
| 170   | 0,15  | 0,14        | 0,13        | 0,12        | 0,11        | 0,11        | 0,10        |
| 180   | 0,13  | 0,13        | 0,12        | 0,11        | 0,10        | 0,10        | 0,09        |
| 190   | 0,12  | 0,11        | 0,10        | 0,10        | 0,09        | 0,09        | 0,08        |
| 200   | 0,11  | 0,11        | 0,10        | 0,10        | 0,09        | 0,08        | 0,07        |

окончание таблицы S/3

| Гибкость<br>$\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$ | Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали с классом прочности С390 по ГОСТ 6713-91 и ГОСТ 19281-89* при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$ |      |      |      |      |      |
|---|---|------|------|------|------|------|
|   | 2,00  | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 3,00 | 5,00 |
| 1   | 9   | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   |
| 0   | 0,35  | 0,29 | 0,25 | 0,23 | 0,21 | 0,18 |
| 10  | 0,34  | 0,28 | 0,24 | 0,22 | 0,20 | 0,17 |



|     |             |             |             |             |             |             |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 20  | 0,33        | 0,28        | 0,24        | 0,22        | 0,20        | 0,17        |
| 30  | 0,32        | 0,27        | 0,24        | 0,21        | 0,19        | 0,16        |
| 40  | 0,31 (0,30) | 0,26 (0,25) | 0,23 (0,22) | 0,21 (0,20) | 0,19 (0,18) | 0,16 (0,15) |
| 50  | 0,31 (0,29) | 0,26 (0,24) | 0,23 (0,21) | 0,21 (0,20) | 0,19 (0,18) | 0,16 (0,15) |
| 60  | 0,30 (0,27) | 0,26 (0,24) | 0,23 (0,21) | 0,21 (0,19) | 0,19 (0,17) | 0,16 (0,14) |
| 70  | 0,29 (0,23) | 0,25 (0,19) | 0,23 (0,17) | 0,21 (0,16) | 0,19 (0,14) | 0,16 (0,11) |
| 80  | 0,25 (0,21) | 0,22 (0,18) | 0,20 (0,16) | 0,18 (0,14) | 0,17 (0,13) | 0,14 (0,10) |
| 90  | 0,23 (0,18) | 0,21 (0,16) | 0,19 (0,14) | 0,18 (0,13) | 0,17 (0,11) | 0,14 (0,09) |
| 100 | 0,20 (0,17) | 0,19 (0,15) | 0,19 (0,14) | 0,18 (0,13) | 0,17 (0,11) | 0,14 (0,08) |
| 110 | 0,18 (0,15) | 0,17 (0,14) | 0,15 (0,12) | 0,15 (0,11) | 0,15 (0,10) | 0,13 (0,08) |
| 120 | 0,16 (0,14) | 0,15 (0,13) | 0,14 (0,12) | 0,13 (0,11) | 0,12 (0,10) | 0,10 (0,08) |
| 130 | 0,15 (0,13) | 0,14 (0,12) | 0,13 (0,11) | 0,12 (0,10) | 0,11 (0,09) | 0,10 (0,08) |
| 140 | 0,14 (0,13) | 0,13 (0,12) | 0,12 (0,11) | 0,11 (0,10) | 0,11 (0,09) | 0,09 (0,08) |
| 150 | 0,11        | 0,10        | 0,10        | 0,09        | 0,08        | 0,07        |
| 160 | 0,11        | 0,10        | 0,09        | 0,09        | 0,08        | 0,07        |
| 170 | 0,09        | 0,09        | 0,08        | 0,08        | 0,07        | 0,06        |
| 180 | 0,09        | 0,08        | 0,08        | 0,07        | 0,07        | 0,06        |
| 190 | 0,07        | 0,07        | 0,07        | 0,06        | 0,06        | 0,05        |
| 200 | 0,06        | 0,06        | 0,06        | 0,05        | 0,05        | 0,05        |

Примечание. см. примечание к таблице S.1

### КОЭФФИЦИЕНТЫ ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ СЕЧЕНИЯ $\eta$

Коэффициенты влияния формы сечения  $\eta$  при определении приведенного относительного эксцентриситета по формуле  $e_{ef} = \eta e_{rel}$  следует принимать по КМК 2.05.03-97, вычисляя при этом условную гибкость  $\bar{\lambda}$  по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R,$$

где  $\alpha_R$  – коэффициент, принимаемый по таблице S.4, при этом  $m = e_{rel}$ .

Таблица S.4

| Класс прочности стали | Толщина проката, мм | Значение коэффициента $\alpha_R$ |
|-----------------------|---------------------|----------------------------------|
| С235                  | До 20               | 0,0324                           |
|                       | 21 – 40             | 0,0316                           |
|                       | 41 – 60             | 0,0309                           |
| С325-С345             | 8 – 32              | 0,0378                           |
|                       | 33 – 50             | 0,0372                           |
| С390                  | 8 – 50              | 0,0412                           |

## РАСЧЕТ ПО УСТОЙЧИВОСТИ ПОЛОК И СТЕНОК ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДКРЕПЛЕННЫХ РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ

**Т.1** Прямоугольные отсеки полок и стенок (далее – пластинки), заключенные между подкрепляющими их по контуру ортогональными деталями (ребра жесткости, полка для стенки и стенка для полки), следует рассчитывать по устойчивости. При этом расчетными размерами и параметрами проверяемой пластинки являются:

$a$  – длина пластинки, равная расстоянию между осями поперечных ребер жесткости;

$h_{ef}$  – расчетная ширина пластинки, равная:

при отсутствии продольных ребер жесткости у прокатного или сварного элемента – расстоянию между осями поясов  $h_w$  или осями стенок коробчатого сечения  $b_f$ ;

то же, у составного элемента с болтовыми соединениями – расстоянию между ближайшими рисками поясных уголков;

при наличии продольных ребер жесткости у сварного или прокатного элемента – расстоянию от оси пояса (стенки) до оси крайнего продольного ребра жесткости  $h_1$  и  $h_n$  или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости  $h_i$  ( $i = 2; 3; 4; 5...$ );

то же, у составного элемента с болтовыми соединениями – расстоянию от оси крайнего ребра жесткости до ближайшей риски поясного уголка  $h_1$  и  $h_n$  или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости  $h_i$  ( $i = 2; 3; 4; 5...$ );

$t$  – толщина проверяемой пластинки;

$t_1, b_1$  – толщина и расчетная ширина листа, ортогонального к проверяемой пластинке; в расчетную ширину этого листа в двутавровом сечении следует включать (в каждую сторону от проверяемой пластинки) участок листа шириной  $\zeta_1 t_1$ , но не более ширины свеса, а в коробчатом сечении – участок шириной  $1/2 \zeta_2 t_1$ , но не более половины расстояния между стенками коробки (здесь коэффициенты  $\zeta_1$  и  $\zeta_2$  следует определять по п. 4.55);

$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}$ ; здесь  $\sigma_x$  и  $\bar{\sigma}_x$  определяются по п. Т.2;

$\mu = \frac{a}{h_{ef}}$ ;

$\gamma = \beta \frac{b_1}{h_{ef}} \left( \frac{t_1}{t} \right)^3$ ; здесь  $\beta$  – коэффициент, принимаемый по таблице Т.1.

В случае если проверяемая пластинка примыкает к пакету из двух и более листов, за  $t_1$  и  $b_1$  принимаются толщина и расчетная ширина первого листа пакета, непосредственно примыкающего к указанной пластинке.

Таблица Т.1

| Характер закрепления сжатого пояса конструкцией проезжей части  | Значение коэффициента $\beta$ |
|---|-------------------------------|
| К поясу с помощью лапчатых болтов прикреплены мостовые брусья   | 0,3                           |
| К поясу с помощью высокопрочных шпилек и деревянных подкладок прикреплены сборные железобетонные плиты проезжей части | 0,5                           |
| Пояс свободен   | 0,8                           |
| К поясу приварен внахлестку или встык лист ортотропной плиты  | 2,0                           |

|   |     |
|---|-----|
| К поясу с помощью закладных деталей и высокопрочных болтов присоединена сборная проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения   | 1,5 |
| К поясу непрерывно по всей длине пролета присоединена проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения с помощью высокопрочных болтов и подливки цементно-песчаным раствором | 20  |

**Т.2** Расчет по устойчивости пластинок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния –  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ .

Напряжения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициентов продольного изгиба.

Максимальное  $\sigma_x$  и минимальное  $\bar{\sigma}_x$  продольные нормальные напряжения (положительные при сжатии) по продольным границам пластинки следует определять по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\max}; \\ \bar{\sigma}_x &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\min}\end{aligned}\quad ; \quad (\text{T.1}) (\text{T.2})$$

где  $y_{\max}$ ,  $y_{\min}$  – максимальное и минимальное расстояния от нейтральной оси до продольной границы пластинки (с учетом знака);

$M_m$  – среднее значение изгибающего момента в пределах отсека при  $\mu \leq 1$ ; если длина отсека больше его расчетной ширины, то  $M_m$  следует вычислять для более напряженного участка длиной, равной ширине отсека; если в пределах отсека момент меняет знак, то  $M_m$  следует вычислять на участке отсека с моментом одного знака.

Среднее касательное напряжение  $\tau_{xy}$  следует определять: при отсутствии продольных ребер жесткости – по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{2}{3} \tau_{\max}, \quad (\text{T.3})$$

где 
$$\tau_{\max} = \frac{Q_m S_{\max}}{t I_x}, \quad (\text{T.4})$$

при их наличии – по формуле

$$\tau = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}, \quad (\text{T.5})$$

В формулах (Т.4) и (Т.5):

$Q_m$  – среднее значение поперечной силы в пределах отсека, определяемое так же, как  $M_m$ ;

$\tau_1$ ,  $\tau_2$  – значения касательных напряжений на продольных границах пластинки, определяемые по формуле (Т.3) при замене  $S_{\max}$  соответствующими значениями  $S$ .

Поперечное нормальное напряжение  $\sigma_y$  (положительное при сжатии), действующее на внешнюю кромку крайней пластинки, следует определять:

от подвижной нагрузки – по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t}, \quad (\text{T.6})$$

где  $P$  – распределенное давление на внешнюю кромку крайней пластинки, определяемое по приложению I;

от сосредоточенного давления силы  $F$  – по формуле

$$\sigma_y = \frac{F}{tl_{ef}}, \quad (\text{T.7})$$

где  $l_{ef}$  – условная длина распределения нагрузки.

Условную длину распределения нагрузки  $l_{ef}$  следует определять:

при передаче нагрузки непосредственно через пояс балки или через рельс и пояс – по формуле

$$l_{ef} = c\sqrt[3]{\frac{I}{t}}, \quad (\text{T.8})$$

где  $c$  – коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных элементов равным 3,25, для элементов с соединениями на высокопрочных болтах – 3,75, на обычных болтах – 4,5;

$I$  – момент инерции пояса балки или сумма моментов инерции пояса и рельса;

при передаче нагрузки от катка через рельс, деревянный лежень и пояс балки  $l_{ef}$  следует принимать равной  $2h$  (где  $h$  – расстояние от поверхности рельса до кромки пластинки), но не более расстояния между соседними катками.

Поперечные нормальные напряжения  $\sigma_y$  на границе второй и последующих пластинок следует определять, как правило, по теории упругости.

Допускается их определять:

при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, – по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t}(1 - 3\nu^2 + 2\nu^3), \quad (\text{T.9})$$

при сосредоточенной нагрузке – по формуле

$$\sigma_y = \frac{2F}{ntl_{ef}} \left[ \arg \operatorname{tg} \frac{\alpha}{\nu} - 3\nu^2 \left( 1 - \frac{2}{3}\nu \right) \arg \operatorname{tg} \alpha \right], \quad (\text{T.10})$$

В формулах (Т.9) и (Т.10):

$$\alpha = 0,5 \frac{l_{ef}}{h_w}; \quad \nu = \frac{h_0}{h_w},$$

где  $h_0$  – часть высоты стенки, равная расстоянию от оси нагруженного пояса в сварных и прокатных балках или от ближайшей риски поясного уголка в балках с болтовыми соединениями до границы проверяемой пластинки;

$h_w$  – полная высота стенки.

**Т.3** Критические напряжения  $\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$ ,  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  следует определять в предположении действия только одного из рассматриваемых напряжений  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ . Приведенные критические напряжения  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  в общем случае вычисляют в предположении неограниченной упругости материала на основе теории устойчивости первого рода (бифуркация форм равновесия) для пластинчатых систем.

Значения приводимых в таблицах Т.2, Т.4 – Т.13 параметров для определения критических напряжений в пластинках допускается находить по линейной интерполяции.

**Т.4** Расчет по устойчивости стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющей только поперечные ребра жесткости, следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} \right)^2 + \left( \frac{0,9 \tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy,cr}} \right)^2} \leq 1, \quad (\text{T.11})$$

где  $\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$  – критические нормальные напряжения соответственно продольное и поперечное;

$\tau_{xy,cr}$  – критическое касательное напряжение;

$\omega_1$  – коэффициент, принимаемый по таблице Т.2;

$\omega_2 = 1 + 0,5 \left( \frac{h_w}{200t} - 0,5 \right)$  – коэффициент, вводимый при расчете автодорожных и городских мостов при  $h_w/t > 100$ .

Таблица Т.2

|            |      |      |      |      |      |      |      |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\xi$      | 0    | 0,5  | 1,0  | 1,5  | 2,0  | 3,0  | 4,0  |
| $\omega_1$ | 1,00 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,30 | 1,40 |

Критические напряжения  $\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$  следует определять по формулам таблицы Т.3 в зависимости от приведенных критических напряжений  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$ , вычисляемых по пп. Т.4.1 – Т.4.3. При этом  $\tau_{xy,cr}$  определяется по формулам для  $\sigma_{x,cr}$  с подстановкой в них соотношений:

$$\sigma_{x,cr} = \frac{\tau_{xy,cr}}{0,6}; \quad \sigma_{x,cr,ef} = \frac{\tau_{x,cr,ef}}{0,6}.$$

Таблица Т.3

| Класс прочности стали | Интервал значений $\sigma_{x,cr,ef}$ , МПа | Формулы <sup>1</sup> для определения $\sigma_{x,cr}$ и $\sigma_{y,cr}$                                  |
|-----------------------|--|---|
| С235                  | 0–196                                      | $\sigma_{x,cr} = 0,9 \sigma_{x,cr,ef} m$  |
|                       | 196–385                                    | $\sigma_{x,cr} = [-170,7(\sigma_{x,cr,ef}/E)^2 + 0,6375(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 0,4048 \cdot 10^{-3}] Em$ |
|                       | Свыше 385                                  | $\sigma_{x,cr} = [0,03114(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 0,9419 \cdot 10^{-3}] Em$                               |
| С325–С345             | 0–207                                      | $\sigma_{x,cr} = 0,9 \sigma_{x,cr,ef} m$  |
|                       | 207–524                                    | $\sigma_{x,cr} = [-201,2(\sigma_{x,cr,ef}/E)^2 + 1,024(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 0,0795 \cdot 10^{-3}] Em$  |
|                       | Свыше 524                                  | $\sigma_{x,cr} = [0,03572(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 1,290 \cdot 10^{-3}] Em$                                |
| С390                  | 0–229                                      | $\sigma_{x,cr} = 0,9 \sigma_{x,cr,ef} m$  |
|                       | 229–591                                    | $\sigma_{x,cr} = [-215,8(\sigma_{x,cr,ef}/E)^2 + 1,238(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 1,1091 \cdot 10^{-3}] Em$  |
|                       | Свыше 591                                  | $\sigma_{x,cr} = [0,03677(\sigma_{x,cr,ef}/E) + 1,561 \cdot 10^{-3}] Em$                                |

<sup>1</sup> При определении поперечных нормальных критических напряжений в формулах заменяются  $\sigma_{x,cr}$  на  $\sigma_{y,cr}$  и  $\sigma_{x,cr,ef}$  на  $\sigma_{y,cr,ef}$ .  
Здесь  $m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14

**Т.4.1** Приведенное критическое продольное нормальное напряжение для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \varepsilon \left( \frac{100t}{h_{ef}} \right)^2 E, \quad (\text{Т.12})$$

где  $\chi$  – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый для элементов с болтовыми соединениями равным 1,4, для сварных элементов – по таблице Т.4;

$\xi$  – коэффициент, принимаемый по таблице Т.5.

Таблица Т.4

|          |      |      |      |      |      |      |          |
|----------|------|------|------|------|------|------|----------|
| $\gamma$ | 0,25 | 0,5  | 1,0  | 2,0  | 4,0  | 10,0 | Свыше 10 |
| $\chi$   | 1,21 | 1,33 | 1,46 | 1,55 | 1,60 | 1,63 | 1,65     |

Таблица Т.5

|       |   |     |     |      |      |     |     |     |     |           |
|-------|---|-----|-----|------|------|-----|-----|-----|-----|-----------|
| $\xi$ | Значение коэффициента $\varepsilon$ при $\mu$ |     |     |      |      |     |     |     |     |           |
|       | 0,4   | 0,5 | 0,6 | 0,67 | 0,75 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,5 | 2 и более |

|      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0    | 8,41 | 6,25 | 5,14 | 4,75 | 4,36 | 4,2  | 4,04 | 4,0  | 4,34 | 4,0  |
| 0,67 | 10,8 | 8,0  | 7,1  | 6,6  | 6,1  | 6,0  | 5,9  | 5,8  | 6,1  | 5,8  |
| 0,80 | 13,3 | 9,6  | 8,3  | 7,7  | 7,1  | 6,9  | 6,7  | 6,6  | 7,1  | 6,6  |
| 1,00 | 15,1 | 11,0 | 9,7  | 9,0  | 8,4  | 8,1  | 7,9  | 7,8  | 8,4  | 7,8  |
| 1,33 | 18,7 | 14,2 | 12,9 | 12,0 | 11,0 | 11,2 | 11,1 | 11,0 | 11,5 | 11,0 |
| 2,00 | 29,1 | 25,6 | 24,1 | 23,9 | 24,1 | 24,4 | 25,6 | 24,1 | 24,1 | 23,9 |
| 3,00 | 54,3 | 54,5 | 58,0 | 53,8 | 53,8 | 53,8 | 53,8 | 53,8 | 53,8 | 53,8 |
| 4,00 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 | 95,7 |

**Т.4.2** Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \zeta \chi z \left( \frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (\text{Т.13})$$

где  $\zeta$  – коэффициент, принимаемый равным единице при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, и по таблице Т.6 – при сосредоточенной нагрузке;

$\chi$  – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый по таблице Т.7;

$z$  – коэффициент, принимаемый по таблице Т.8.

Таблица Т.6

| $\mu$       | Значение коэффициентов $\zeta$ при $\rho$ |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|             | 0,10                                      | 0,11 | 0,12 | 0,13 | 0,14 | 0,15 | 0,16 | 0,18 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,35 |
| 0,5         | 1,70                                      | 1,67 | 1,65 | 1,63 | 1,61 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60 |
| 0,6         | 1,98                                      | 1,93 | 1,89 | 1,85 | 1,82 | 1,80 | 1,79 | 1,78 | 1,76 | 1,72 | 1,71 | 1,69 |
| 0,7         | 2,23                                      | 2,17 | 2,11 | 2,06 | 2,02 | 1,98 | 1,96 | 1,93 | 1,89 | 1,82 | 1,79 | 1,76 |
| 0,8         | 2,43                                      | 2,35 | 2,28 | 2,22 | 2,17 | 2,12 | 2,10 | 2,05 | 2,01 | 1,91 | 1,86 | 0,82 |
| 0,9         | 2,61                                      | 2,51 | 2,43 | 2,36 | 2,30 | 2,24 | 2,21 | 2,16 | 2,11 | 1,98 | 1,92 | 1,87 |
| 1,0         | 2,74                                      | 2,64 | 2,55 | 2,47 | 2,40 | 2,34 | 2,31 | 2,24 | 2,17 | 2,04 | 1,97 | 0,91 |
| 1,2         | 2,79                                      | 2,68 | 2,59 | 2,51 | 2,43 | 2,37 | 2,33 | 2,26 | 2,19 | 2,05 | 1,98 | 1,91 |
| 1,4         | 2,84                                      | 2,73 | 2,63 | 2,54 | 2,46 | 2,39 | 2,35 | 2,28 | 2,21 | 2,05 | 1,98 | 1,91 |
| 1,5         | 2,86                                      | 2,75 | 2,65 | 2,56 | 2,48 | 2,41 | 2,37 | 2,30 | 2,22 | 2,07 | 1,99 | 1,91 |
| 2,0 и более | 2,86                                      | 2,75 | 2,65 | 2,55 | 2,47 | 2,40 | 2,36 | 2,28 | 2,20 | 2,05 | 1,96 | 1,88 |

В таблице Т.6 обозначено:  $\rho = 1,04 l_{ef}/h_{ef}$ .

Таблица Т.7

| $\gamma$   | Значение коэффициента $\chi$ при $\mu$ |      |      |      |      |             |
|------------|--|------|------|------|------|-------------|
|            | 0,4                                    | 0,6  | 0,8  | 1,0  | 1,5  | 2,0 и более |
| 0,25       | 1,19                                   | 1,19 | 1,20 | 1,20 | 1,19 | 1,18        |
| 0,5        | 1,24                                   | 1,29 | 1,30 | 1,32 | 1,32 | 1,32        |
| 1,0        | 1,28                                   | 1,36 | 1,41 | 1,47 | 1,52 | 1,56        |
| 4,0        | 1,32                                   | 1,45 | 1,57 | 1,73 | 1,97 | 2,21        |
| 10 и более | 1,34                                   | 1,49 | 1,65 | 1,88 | 2,51 | 2,95        |

Таблица Т.8

| $\mu$ | $z$  | $\mu$       | $Z$   |
|-------|------|-------------|-------|
| 0,4   | 4,88 | 1,2         | 6,87  |
| 0,5   | 5,12 | 1,4         | 7,69  |
| 0,6   | 5,37 | 1,6         | 8,69  |
| 0,7   | 5,59 | 1,8         | 9,86  |
| 0,8   | 5,80 | 2,05        | 11,21 |
| 1,0   | 6,26 | 2,5 и более | 15,28 |

**Т.4.3** Приведенное критическое касательное напряжение  $\tau_{xy,cr,ef}$  для пластинок стенок изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \chi \left( 1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left( \frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (\text{T.14})$$

где  $d$  – меньшая сторона отсека ( $a$  или  $h_{ef}$ );

$\mu_1$  – коэффициент, принимаемый равным  $\mu$  при  $a > h_{ef}$  и  $1/\mu$  при  $a < h_{ef}$ ;

$\chi$  – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый равным единице для элементов с болтовыми соединениями и по таблице Т.9 – для сварных элементов.

Таблица Т.9

| $\gamma$ | Значение коэффициента $\chi$ при $\mu$ |       |       |       |             |
|----------|--|-------|-------|-------|-------------|
|          | 0,5                                    | 0,67  | 1,0   | 2,0   | 2,5 и более |
| 0,25     | 1,014                                  | 1,063 | 1,166 | 1,170 | 1,192       |
| 0,5      | 1,016                                  | 1,075 | 1,214 | 1,260 | 1,300       |
| 1,0      | 1,017                                  | 1,081 | 1,252 | 1,358 | 1,416       |
| 2,0      | 1,018                                  | 1,085 | 1,275 | 1,481 | 1,516       |
| 5,0      | 1,018                                  | 1,088 | 1,292 | 1,496 | 1,602       |
| 10,0     | 1,018                                  | 1,088 | 1,298 | 1,524 | 1,636       |
| Свыше 10 | 1,018                                  | 1,089 | 1,303 | 1,552 | 1,680       |

**Т.5** Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и одно продольное ребро в сжатой зоне, следует выполнять: первой пластинки – между сжатым поясом и продольным ребром – по формуле

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left( \frac{0,9 \tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (\text{T.15})$$

где  $\omega_1$  – коэффициент, принимаемый по таблице Т.2;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  – напряжения, определяемые по п. Т.2;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$  – критические напряжения, определяемые согласно п.Т.4;

второй пластинки – между растянутым поясом и продольным ребром – по формуле (Т.11), принимая при этом  $\omega_2 = 1$ .

**Т.5.1** Приведенное критическое продольное нормальное напряжение  $\sigma_{x,cr,ef}$  следует определять по формуле (Т.12), при этом коэффициент упругого защемления  $\chi$  следует принимать:

первой пластинки: элементов с болтовыми соединениями –  $\chi = 1,3$ ; таких же и сварных элементов при объединении с железобетонной плитой –  $\chi = 1,35$ ; прочих сварных элементов – по таблице Т.10; второй пластинки –  $\chi = 1$ .

Таблица Т.10

| $\gamma$ | 0,5  | 1,0  | 2,0  | 5,0  | 10 и более |
|----------|------|------|------|------|------------|
| $\chi$   | 1,16 | 1,22 | 1,27 | 1,31 | 1,35       |

**Т.5.2** Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  в первой пластинке следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \frac{(1 + \mu^2 i^2)^2}{\mu^2 i^2} \left( \frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (\text{T.16})$$

где  $i$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при  $\mu = a/h_1 \geq 0,7$  и 2,0 при  $0,7 > \mu > 0,4$ ;

$\chi$  – коэффициент упругого защемления, принимаемый по таблице Т.11 для элементов, объединенных с железобетонной плитой, и для балок с болтовыми соединениями, по таблице Т.12 – для сварных балок.

Таблица Т.11

| $\mu$  | 0,5  | 0,8  | 1,0  | 1,5  | 2,0 и более |
|--------|------|------|------|------|-------------|
| $\chi$ | 1,07 | 1,18 | 1,31 | 1,52 | 1,62        |

Таблица Т.12

| $\gamma$ | Значение коэффициента $\chi$ при $\mu$ |      |      |      |      |      |      |      |
|----------|--|------|------|------|------|------|------|------|
|          | 0,5                                    | 0,6  | 0,9  | 1,0  | 1,5  | 2,0  | 2,5  | 3,0  |
| 2        | 1,06                                   | 1,07 | 1,13 | 1,17 | 1,31 | 1,32 | 1,29 | 1,25 |
| 4        | 1,06                                   | 1,07 | 1,14 | 1,19 | 1,38 | 1,44 | 1,43 | 1,39 |

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{x,cr,ef}$  при воздействии сосредоточенной нагрузки, когда действующие напряжения определяются по формуле (Т.7), следует вычислять по формуле (Т.16) с умножением на коэффициент 1,55 если при этом  $a >$

$$2h_1 + 2l_{ef}, \text{ то надлежит принимать } \mu = \frac{2h_1 + 2l_{ef}}{h_1}.$$

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{x,cr,ef}$  во второй пластинке следует определять по формуле (Т.13), при этом следует принимать:  $\chi = 1$ ;  $z$  – по таблице Т.8  $\zeta$  – по таблице Т.6 при  $\rho = 0,35$ .

**Т.5.3** Приведенное критическое касательное напряжение  $\tau_{x,cr,ef}$  следует определять по формуле (Т.14), при этом для первой пластинки вместо коэффициента заземления  $\chi$  должен быть принят коэффициент  $\chi_1 = \frac{1+\chi}{2}$ , для второй пластинки –  $\chi = 1$ .

**Т.6** Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и несколько продольных ребер жесткости, следует выполнять:

первой пластинки – между сжатым поясом и ближайшим ребром – по формуле (Т.15) и формулам (Т.12), (Т.16) и (Т.14) для  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  соответственно;

для последующих сжатых пластинок – по формулам для первой пластинки, принимая коэффициент заземления  $\chi = 1$ ;

для сжато-растянутой пластинки – по формуле (Т.11), принимая  $\omega_1 = 1$ , и формулам (Т.12), (Т.16) и (Т.14) для  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  как для второй пластинки по п. Т.5.

Расчет по устойчивости пластинки растянутой зоны стенки следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (\text{Т.17})$$

где  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$  – критические поперечное нормальное и касательное напряжения, определяемые по  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  согласно указаниям п. Т.4, при этом приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-5} \delta \left(\frac{100t}{a}\right)^2 E, \quad (\text{Т.18})$$

где  $\delta$  – коэффициент, принимаемый по таблице Т.13.

Таблица Т.13

| Тип пластинки                   | Значения коэффициента дельта при $a/h_{ef}$ |      |      |      |      |      |      |      |
|---------------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|
|                                 | 0,4   | 0,5  | 0,6  | 0,7  | 0,8  | 1,0  | 1,5  | 2,0  |
| Примыкающая к растянутому поясу | 1240  | 1380 | 1520 | 1650 | 1820 | 2240 | 3860 | 6300 |
| Промежуточная                   | 920   | 970  | 1020 | 1060 | 1100 | 1190 | 1530 | 2130 |

*Примечание –  $a$  и  $h_{ef}$  следует определять по п. Т..*



Приведенное критическое касательное напряжение  $\tau_{xy,cr,ef}$  следует определять: для пластинки, примыкающей к растянутому поясу, – по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left( 1250 + \frac{950}{\mu_1^2} \right) \left( \frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (\text{T.19})$$

для промежуточной растянутой пластинки – по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left( 1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left( \frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (\text{T.20})$$

где  $d$  – меньшая сторона отсека ( $a$  или  $h_{ef}$ );

$\mu_1$  – коэффициент, принимаемый равным  $\mu$  при  $a > h_{ef}$  и  $1/\mu$  при  $a < h_{ef}$ .

**Т.7** Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных сжато-изгибаемых элементов (балки жесткости пролетного строения распорной системы, арки или пилона) при сжатии сечения по всей высоте следует выполнять по формуле

$$\frac{1,1\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}} + \frac{1,1\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left( \frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (\text{T.21})$$

где  $\sigma_x$  – максимальное продольное нормальное напряжение на границе пластинки от продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M_m$ , принимаемого в соответствии с п.Т.2;

$\omega_1$  – коэффициент, определяемый по таблице Т.2;

$\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  – поперечное нормальное и среднее касательное напряжения, определяемые согласно п. Т.2;

$\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$  – критические напряжения, определяемые по  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  согласно указаниям п. Т.4.

При действии на части высоты сечения растягивающих напряжений расчет следует выполнять как для стенки сплошных изгибаемых элементов (см. пп. Т.4 – Т.6).

## КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

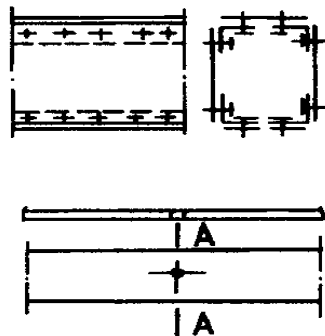
Таблица У.1

| Расположение расчетного сечения<br>и характеристика стальной конструкции моста   | Эффективный коэффициент<br>концентрации напряжений $\beta$ для<br>стали марок |           |
|--|---|-----------|
|  | С235  | С325–С390 |
| 1 По основному металлу после дробеметной очистки или с необработанной прокатной поверхностью у деталей с прокатными обработанными фрезерованием, строжкой кромками в сечениях вне сварных швов и болтов  | 1,0   | 1,0       |
| 2 То же, с кромками, обрезанными газовой машинной резкой:  |   |           |
| а) нормального качества  | 1,1   | 1,2       |
| б) чистой (смыв-процесс, резка с кислородной завесой, кислородно-плазменная)   | 1,0   | 1,0       |
| 3 По основному металлу деталей в сечениях:   |   |           |
| а) нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия (рис. У.1)   | 1,3   | 1,5       |
| б) нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие (рис. У.2)  | 1,1   | 1,3       |
| в) брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фасонки к не стыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых ферм (рис. У. 3)   | 1,3 $m_f$   | 1,5 $m_f$ |
| г) то же, в прикреплении к узлу или в стыке двухступенчатых элементов, у которых:<br>непосредственно перекрытая часть сечения ( $2A_v$ ) составляет, %, не менее: 80 общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках – 60 (рис. У.4) | 1,4 $m_f$   | 1,6 $m_f$ |
| непосредственно перекрытая часть сечения ( $2A_v$ ) составляет, %, не менее: 60 общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках - 40 (рис. У.4)  |   |           |
| д) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками двухстенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения ( $2A_v$ ) составляет (рисунок 5), % общей площади сечения:                                    | 1,5 $m_f$   | 1,7 $m_f$ |
| 60 и более   | 1,6 $m_f$   | 1,8 $m_f$ |
| менее 60   | 1,7 $m_f$   | 1,9 $m_f$ |
| е) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками одностенчатых элементов (рис. У.6)   | 2,2 $m_f$   | 2,5 $m_f$ |
| 4 По основному металлу деталей в сечении по границе необработанного стыкового шва с усилением, имеющим плавный переход (при стыковании листов одинаковой толщины и ширины)   | 1,5   | 1,8       |
| 5 По основному металлу деталей в сечении по зоне перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или фрезой при стыковании листов:  |   |           |
| а) одинаковой толщины и ширины   | 1,0   | 1,0       |
| б) разной ширины в сечении по более узкому листу   | 1,2   | 1,4       |
| в) разной толщины в сечении по более тонкому листу   | 1,3   | 1,5       |
| г) разной толщины и ширины в сечении по листу с меньшей площадью   | 1,6   | 1,9       |

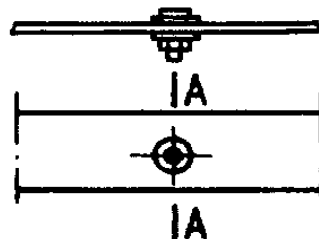
|   |     |     |
|---|-----|-----|
| 6 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку, в сечении по границе лобового углового шва:   |     |     |
| а) без механической обработки этого шва при отношении его катетов $b : a \geq 2$ (при направлении большего катета $b$ вдоль усилия)   | 2,3 | 3,2 |
| б) то же, при отношении катетов $b : a = 1,5$   | 2,7 | 3,7 |
| в) при механической обработке этого шва и отношении катетов $b : a \geq 2$  | 1,2 | 1,4 |
| г) то же, при отношении катетов $b : a = 1,5$   | 1,6 | 1,9 |
| 7 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку фланговыми угловыми швами, в сечениях по концам этих швов независимо от их обработки   | 3,4 | 4,4 |
| 8 По основному металлу растянутых поясов балок и элементов ферм в сечении по границе поперечного углового шва, прикрепляющего диафрагму или ребро жесткости:  |     |     |
| а) без механической обработки шва, но при наличии плавного перехода от шва к основному металлу при сварке:  | 1,6 | 1,8 |
| ручной  | 1,3 | 1,5 |
| полуавтоматической под флюсом   | 1,0 | 1,1 |
| б) при механической обработке шва фрезой  |     |     |
| 9 Сечения составных элементов из листов, соединенных непрерывными продольными швами, сваренными автоматом, при действии усилия вдоль оси шва  | 1,0 | 1,0 |
| 10. По основному металлу элементов в местах, где обрываются детали:   |     |     |
| а) фасонки, привариваемые встык к кромкам поясов балок и ферм или втавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонки к поясу, при полном проплавлении толщины фасонки | 1,2 | 1,4 |
| б) оба пояса на стенке двутаврового сечения при условии постепенного уменьшения к месту обрыва ширины и толщины пояса, присоединения стенки к поясам на концевом участке с полным проплавлением и механической обработкой перехода поясов к стенке        | 1,3 | 1,6 |
| в) один лист пакета пояса сварной балки при уменьшении к месту обрыва толщины с уклоном не круче 1:8 и ширины листа со сведением ее на нет с уклоном не круче 1:4 и с механической обработкой концов швов   | 1,2 | 1,4 |
| г) накладная деталь для усиления ослабленного отверстиями сечения элемента (компенсатор ослабления) при симметричном уменьшении ее ширины со сведением на нет, с уклоном не круче 1:1 и с механической обработкой концов швов                             | 1,2 | 1,4 |
| 11. По основному металлу элементов проезжей части в сечениях по крайнему ряду высокопрочных болтов в прикреплении:  |     |     |
| а) диагонали продольных связей к нижнему поясу продольной балки, а также "рыбки" к нижнему поясу поперечной балки   | 1,1 | 1,3 |
| б) фасонки горизонтальной диафрагмы к нижнему поясу продольной балки  | 1,3 | 1,5 |
| в) "рыбки" к верхнему поясу продольной балки  | 1,6 | 1,8 |
| 12 По оси стыкового шва с полным проплавлением корня шва:   |     |     |
| а) при автоматической и полуавтоматической сварке под флюсом и ручной сварке, с контролем с помощью ультразвуковой дефектоскопии (УЗД)  | 1,0 | 1,2 |
| б) то же, без контроля УЗД  | 1,2 | 1,4 |

|  |  |  |
|--|--|--|
| <p>13 По расчетному сечению углового шва:</p> <p>а) лобового шва, выполненного сваркой:</p> <p>ручной</p> <p>автоматической и полуавтоматической под флюсом</p> <p>б) флангового шва</p> <p>в) продольного соединительного шва составного элемента на участке его прикрепления к узлу при непосредственном перекрытии стыковыми накладками или узловыми фасонками лишь части сечения</p> <p>г) продольного поясного шва балки</p>  | <p>2,3</p> <p>1,9</p> <p>3,4</p> <p>1,5</p> <p>1,7</p> | <p>3,2</p> <p>2,4</p> <p>4,4</p> <p>1,7</p> <p>1,9</p> |
| <p>14 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к монтажному стыковому шву, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом:</p> <p>а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, без механической обработки усиления</p> <p>б) то же, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка</p> <p>в) на стеклотканево-медной подкладке с применением гранулированной металлохимической присадки, без механической обработки усиления</p>   | <p>2,4</p> <p>1,6</p> <p>1,5</p>                       | <p>2,7</p> <p>1,8</p> <p>1,65</p>                      |
| <p>15 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к потолочному угловому шву его монтажного соединения с поясом главной балки или фермы внахлестку:</p> <p>а) выполненному ручной сваркой</p> <p>б) то же, с применением монтажной полосовой вставки, привариваемой встык к кромкам ортотропных плит, прикрепляемых внахлестку к поясу балки</p>  | <p>6,4</p> <p>3,8</p>                                  | <p>7,1</p> <p>4,2</p>                                  |
| <p>16 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к его монтажному стыковому соединению с поясом главной балки или фермы, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом:</p> <p>а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка, при одинаковой толщине стыкуемых листов</p> <p>б) то же, при разной толщине стыкуемых листов</p> <p>в) на стеклотканево-медной подкладке с применением металлохимической присадки, без механической обработки усиления, при одинаковой толщине стыкуемых листов</p> <p>г) то же, при разной толщине стыкуемых листов</p>  | <p>1,6</p> <p>1,8</p> <p>1,5</p> <p>1,7</p>            | <p>1,8</p> <p>2,0</p> <p>1,65</p> <p>1,9</p>           |
| <p>17. По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в одноярусной ортотропной плите:</p> <p>а) продольное ребро проходит через V-образный вырез с выкружками на концах радиусом 15–20 мм в стенке поперечного ребра и приварено к ней с одной стороны двумя угловыми швами</p> <p>б) продольное ребро проходит через вырез в стенке поперечного ребра и в опорной пластинке и приварено к ней угловыми швами</p> <p>18. То же, в двухъярусной ортотропной плите:</p> <p>а) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным высокопрочными болтами через отверстия, просверленные в полке продольного и поясе поперечного ребер</p> <p>б) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным специальными прижимами</p> | <p>2,2</p> <p>1,3</p> <p>1,2</p> <p>1,1</p>            | <p>2,4</p> <p>1,5</p> <p>1,3</p> <p>1,2</p>            |

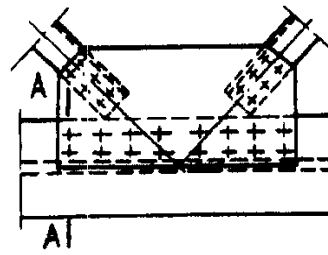
|   |                   |                   |
|---|-------------------|-------------------|
| 19 По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в зоне цельносварного монтажного поперечного стыка ортотропной плиты:<br>а) при совмещенных в одном сечении стыках листа настила и продольных ребер, без механической обработки усиления швов<br>б) с разнесенными от стыка листа настила стыками продольного ребра, без механической обработки усиления швов<br>в) с разнесенными от стыка листа настила обработанными стыками продольного ребра, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка листа настила   | 2,2<br>2,2<br>2,1 | 2,5<br>2,4<br>2,3 |
| 20 То же, в комбинированном стыке – сварном листа настила, болтовом в ребрах:<br>а) с устройством прямоугольных скругленных вырезов в продольных ребрах, без полного проплавления их концевых участков, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила<br>б) с устройством обработанных полукруглых выкружек в продольных ребрах, с полным проплавлением их концевых участков, с механической обработкой усиления шва с обратной стороны стыка листа настила<br>в) с обрывом продольных ребер вблизи стыка листа настила и постановкой вставки между их торцами, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила | 2,8<br>2,1<br>1,9 | 3,1<br>2,3<br>2,1 |
| <p><i>Примечания 1 <math>t_f</math> – коэффициент, учитывающий влияние сдвигов по контактам соединяемых элементов и принимаемый по таблице U.3 в зависимости от числа поперечных рядов болтов <math>n</math> в соединении.</i></p> <p><i>2 Параметр <math>n</math> определяется:</i><br/> числом поперечных рядов болтов в прикреплении данного элемента к фасонке или стыковой накладке, когда этот элемент обрывается в данном узле (п. U.3, г, д, е);<br/> общим числом поперечных рядов болтов в прикреплении фасонки к непрерывному элементу (п. U.3, в).</p>  |                   |                   |



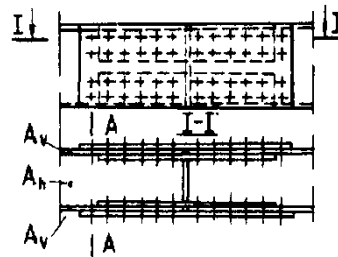
**Рис. U.1** Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечениях нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия



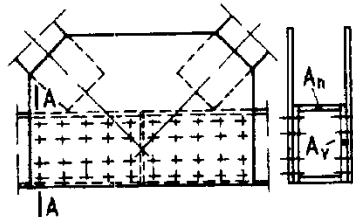
**Рис. U.2** Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечениях нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие



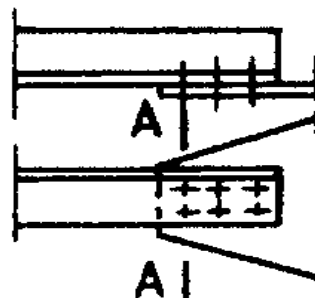
**Рис. U.3** Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фасонки к нестыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых форм



**Рис. U.4** Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов



**Рис. U.5** Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов с односторонними накладками



**U.6** Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке одностенчатых элементов с односторонними накладками

Таблица У.2

| Устройства, закрепляющие или отклоняющие стальные канаты висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений   | Эффективный коэффициент концентрации напряжений $\beta_s$ |
|---|---|
| 1. Анкеры клинового типа  | 1,1   |
| 2. Анкеры с заливкой конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов или эпоксидным компаундом  | 1,3   |
| 3. Анкеры со сплющиванием концов круглых проволок, заземлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби  | 1,1   |
| 4. Отклоняющие канат устройства, в том числе стяжки и сжимы, имеющие круговое очертание ложа, скругление радиусом 5 мм у торцов (в месте выхода каната) и укороченную на 40 мм (по сравнению с длиной ложа) прижимную накладку: | 1,2   |
| при непосредственном контакте каната со стальным ложем и поперечном давлении  | 1,2   |
| $q = N/r \leq 1$ МН/м   |   |
| при контакте каната со стальным ложем через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм и поперечном давлении   |   |
| $q = N/r \leq \leq 2$ МН/м  |   |
| 5. Хомуты подвесок; стяжки и сжимы без отклонения каната при поперечном давлении:   |   |
| $q \leq 1$ МН/м и непосредственном контакте с канатом   | 1,1   |
| $q \leq 2$ МН/м и контакте с канатом через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм  | 1,1   |
| В таблице У.2 обозначено:   |   |
| $N$ – усилие в канате, МН (тс);   |   |
| $r$ – радиус, м (см), кривой изгиба каната в отклоняющем устройстве   |   |

Таблица У.3

| $N$   | 1–3  | 4–6  | 7–8  | 9–10 | 11–15 | 16 и более |
|-------|------|------|------|------|-------|------------|
| $m_f$ | 1,00 | 1,05 | 1,12 | 1,16 | 1,20  | 1,23       |

## РАСЧЕТ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ ПО ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

**V.1** Метод расчета ортотропной плиты должен учитывать совместную работу листа настила, подкрепляющих его ребер и главных балок.

**V.2** Ортотропную плиту допускается условно разделять на отдельные системы – продольные и поперечные ребра с соответствующими участками листа настила (рис. V.1).



**Рис. V.1** Коробчатое пролетное строение

*a* – продольный разрез; *б* – план; *в* – поперечный разрез; *г* – ребро нижней плиты

### УСИЛИЯ В ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЕ ПРИ РАБОТЕ НА ИЗГИБ МЕЖДУ ГЛАВНЫМИ БАЛКАМИ

**V.3** Изгибающие моменты в продольных ребрах ортотропной плиты следует определять по формуле

$$M_{sl} = M_1 + M, \quad (V.1)$$

где  $M_1$  – изгибающий момент в отдельном продольном ребре полного сечения, включающего прилегающие участки листа настила общей шириной, равной расстоянию  $a$  между продольными ребрами (рис. V.1, *в*), рассматриваемом как неразрезная балка на жестких опорах; момент определяется от нагрузки, расположенной непосредственно над этим ребром;

$M$  – изгибающий момент в опорном сечении продольного ребра при изгибе ортотропной плиты между главными балками, определяемый при загрузке поверхности влияния нагрузкой, прикладываемой в узлах пересечения продольных и поперечных ребер.

Нагрузку, передаваемую с продольных ребер на узлы пересечения с поперечными ребрами, следует определять с помощью линии влияния опорной реакции неразрезной многопролетной балки на жестких опорах.

В пределах крайних третей ширины ортотропной плиты автопроезда и в ортотропной плите однопутных железнодорожных пролетных строений с ездой поверху следует принимать  $M = 0$ .

Ординаты поверхности влияния для вычисления изгибающего момента  $M$  в опорном сечении продольного ребра над "средним" поперечным ребром 1 (рис. V.1, *a*) следует определять по формуле



$$M_{iiv} = \frac{2a}{L} M_{li} \sin \pi \frac{u}{L}, \quad (\text{V.2})$$

где  $M_{li}$  – принимаемые по таблице V.1 (с умножением на  $l$ ) ординаты линии влияния изгибающего момента в опорном сечении продольного ребра над "средним" поперечным ребром 1 при расположении нагрузки над поперечным ребром  $i$ ;

$l$  – пролет продольного ребра (рис. V.1, б);

$L$  – пролет поперечного ребра (рис. V.1, в);

$u$  – координата положения нагрузки от начала поперечного ребра.

Таблица V.1

| Номер поперечного ребра $i$ | Ординаты линии влияния $M_{li}/l$ при $z$ |         |         |         |         |
|-----------------------------|---|---------|---------|---------|---------|
|                             | 0   | 0,1     | 0,2     | 0,5     | 1,0     |
| 1                           | 0   | 0,0507  | 0,0801  | 0,1305  | 0,1757  |
| 2                           | 0   | -0,0281 | -0,0400 | -0,0516 | -0,0521 |
| 3                           | 0   | 0,0025  | -0,0016 | -0,0166 | -0,0348 |
| 4                           | 0   | 0,0003  | 0,0016  | 0,0015  | 0,0046  |
| 5                           | 0   | -0,0001 | 0       | 0,0014  | 0,0025  |
| 6                           | 0   | 0       | 0       | 0,0001  | 0,0012  |

В таблице V.1 обозначено:

$z$  – параметр, характеризующий изгибную жесткость ортотропной плиты и определяемый по формуле

$$z = 0,0616 \frac{L^4}{l^3} \cdot \frac{I_{sl}}{aI_s},$$

где  $I_{sl}$  – момент инерции полного сечения продольного ребра относительно горизонтальной оси  $u_1$  (рис. V.1, в);

$a$  – расстояние между продольными ребрами;

$I$  – момент инерции полного поперечного ребра – с прилегающим участком настила шириной  $0,2L$ , но не более  $l$  – относительно горизонтальной оси  $x_1$  (рис. V.1, а).

*Примечание* – В таблице V.1 принята следующая нумерация поперечных ребер  $i$ : ребра 2–6 расположены на расстоянии  $l$  одно от другого в каждую сторону от "среднего" поперечного ребра 1 (рис. V.1, а).

**V.4** В железнодорожных пролетных строениях лист настила ортотропной плиты проезжей части следует рассчитывать на изгиб, при этом прогиб листа настила не проверяется.

При устройстве пути на балласте наибольшие значения изгибающих моментов в листе настила над продольными ребрами следует определять по формулам:

в зоне под рельсом

$$M_y = -0,1va^2; \quad (\text{V.3})$$

в зоне по оси пролетного строения

$$M_y = -0,08va^2; \quad (\text{V.4})$$

где  $v$  – нагрузка на единицу длины, принимаемая по п. I.2 приложения I.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПО ПРОЧНОСТИ

**V.5** Для проверки прочности элементов ортотропной плиты необходимо получить в результате расчетов в предположении упругих деформаций стали в сечениях I, II, III и точках A, B, C, A<sub>1</sub>, B<sub>1</sub>, D<sub>1</sub>, указанных на чертеже, нормальные напряжения в листе настила, продольных и поперечных ребрах, а также касательные напряжения в листе настила от

изгиба ортотропной плиты между главными балками  $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\tau_{хур}$  и совместной работы ее с главными балками пролетного строения  $\sigma_{pc}$ ,  $\sigma_{yc}$ ,  $\tau_{хус}$ .

**V.6** Проверку прочности растянутого при изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне отрицательных моментов неразрезных главных балок в сечении I–I посередине пролета  $l$  среднего продольного ребра (рис. V.1, а – точка А) по формулам:

$$\psi\sigma_{xc} + m_1\chi_1\sigma_{xp} \leq R_y m; \quad (V.5)$$

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq m_2 R_{ym} m, \quad (V.6)$$

где  $R_y$ ,  $R_{ym}$  – расчетное и нормативное сопротивления металла продольного ребра;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.14;

$m_1$ ,  $m_2$  – коэффициенты условий работы; для автодорожных и городских мостов, а также для автодорожного проезда совмещенных мостов их следует принимать по таблице V.2; для железнодорожных и пешеходных мостов, а также для железнодорожного проезда совмещенных мостов  $m_1 = 1/\alpha$ ; при этом проверка по формуле (V.6) не выполняется;

$\chi_1$  – коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый  $\chi_1 = 0,9$  – для крайнего нижнего волокна продольного ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и  $\chi_1 = 1,1$  – для продольного ребра в виде сварного тавра;

$\psi$ ,  $\alpha$  – коэффициенты, определяемые по пп. 4.28 и 4.26.

Таблица V.2

| $\sigma_{xc}/\sigma_{xp}$ | Значения коэффициентов $m_1$ и $m_2$ для полосовых ребер |       |
|---------------------------|--|-------|
|                           | $m_1$  | $m_2$ |
| 0                         | 0,55   | 1,40  |
| 0,25                      | 0,40   | 1,50  |
| 0,45                      | 0,25   | 1,60  |
| 0,65                      | 0,13   | 1,60  |

*Примечание. Коэффициенты  $m_1$  и  $m_2$  для промежуточных значений  $\sigma_{xc}/\sigma_{xp}$  следует определять линейной интерполяцией.*

**V.7** Проверку прочности сжатого при местном изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне положительных моментов неразрезных главных балок в опорном сечении II–III среднего продольного ребра (рисунки, а – точка В) по формуле

$$\psi\sigma_{xc} + \chi_2\sigma_{xp}/\alpha \leq R_y m, \quad (V.7)$$

где  $\psi$ ,  $\alpha$  – коэффициенты, определяемые по пп. 4.28 и 4.26;

$\chi_2$  – коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый  $\chi_2 = 1,1$  – для крайнего нижнего волокна ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и

$\chi_2 = 0,9$  – для ребра в виде сварного тавра;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.15.

**V.8** Проверку прочности крайнего нижнего волокна поперечной балки следует выполнять в сечении III–III посередине ее пролета (рис. V.1, в – точка С) по формуле

$$\sigma_{yp} / \alpha \leq R_y m, \quad (V.8)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по формулам (4.6) и (4.7);

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.15.

**V.9** Расчет по прочности листа настила следует выполнять в точках  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $D_1$  (рис. V.1, б) по формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 m R_y, \quad (V.9)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s m, \quad (V.10)$$

где

$$\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4 \sigma_{xp}; \quad \sigma_y = \sigma_{yc} + m_4 \sigma_{yp}; \quad \tau_{xy} = \tau_{xyc} + \sigma_{xyp};$$

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.15;

$m_3$  – коэффициент, равный 1,15 при  $\sigma_y = 0$  или 1,10 при  $\sigma_y \neq 0$ ;

$m_4$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,05 – при проверке прочности листа настила в точке  $A_1$  ортотропной плиты автодорожных и городских мостов и 1,0 – во всех остальных случаях.

При выполнении данной проверки допускается принимать в качестве расчетных загрузки, при которых достигает максимального значения одно из действующих в данной точке ортотропной плиты напряжений  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  или  $\tau_{xy}$ .

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПО УСТОЙЧИВОСТИ

**V.10** Местная устойчивость листа настила между продольными ребрами, продольных полосовых ребер, свесов поясов тавровых продольных и поперечных ребер должна быть обеспечена согласно пп. 4.45 и 4.47, а стенки тавровых ребер – согласно приложению Т. При этом следует выбирать наиболее невыгодную комбинацию напряжений от изгиба ортотропной плиты между главными балками и совместной ее работы с главными балками пролетного строения.

**V.11** Общая устойчивость листа настила, подкрепленного продольными ребрами, должна быть обеспечена поперечными ребрами.

Момент инерции поперечных ребер  $I_s$  (п. V.3) сжатой (сжато-изогнутой) ортотропной плиты следует определять по формуле

$$I_s = \alpha \psi (k + 1) \left( \frac{L}{l} \right)^3 I_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}}, \quad (V.11)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по таблице V.2, а;

$\psi$  – коэффициент, принимаемый равным: 0,055 при  $k = 1$ ; 0,15 при  $k = 2$ ; 0,20 при  $k \geq 3$ ;

$k$  – число продольных ребер рассчитываемой ортотропной плиты;

$L$  – расстояние между стенками главных балок или центрами узлов геометрически неизменяемых поперечных связей;

$l$  – расстояние между поперечными ребрами;

$I_{sl}$  – момент инерции полного сечения продольного ребра (п. V.3);

$\sigma_{xc}$  – действующие напряжения в листе настила от совместной работы ортотропной плиты с главными балками пролетного строения, вычисленные в предположении упругих деформаций стали;

$\sigma_{x,cr,ef}$  – напряжение, вычисленное по таблице 4.23 по значению  $\sigma_{x,cr} = \sigma_{xc}$ .

Таблица V.3

|          |   |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\omega$ | 0 | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4   | 0,5   | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   | 0,95  | 1,0   |
| $\alpha$ | 0 | 0,016 | 0,053 | 0,115 | 0,205 | 0,320 | 0,462 | 0,646 | 0,872 | 1,192 | 1,470 | 2,025 |

Допускается также определять  $\sigma_{x,cr,ef}$  по следующей формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\pi^2 EI_{sl}}{A_{sl} l^2}; \quad (V.12)$$

*Примечание* – Коэффициент  $\omega$  определяется по формуле  $\omega = \sigma_{xc} / (\varphi_0 R_y)$ , где  $\varphi_0$  следует находить по таблице V.4 в п. V.12 при  $l_{ef} = l$ .

Для сжатой ортотропной плиты, не воспринимающей местной нагрузки, в формуле (V.11) коэффициент  $\alpha$  следует принимать равным 2,025, что обеспечивает равенство расчетной длины  $l_{ef}$  продольных ребер расстоянию между поперечными ребрами  $l$ .

**V.12** Расчет по общей устойчивости ортотропной плиты в целом (сжатой и сжато-изогнутой) при обеспечении условия (V.11) следует выполнять по формуле

$$\sigma_{yc} \leq \varphi_0 R_y m, \quad (V.13)$$

где  $\sigma_{xc}$  – см. п. V.11;

$\varphi_0$  – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по таблице V.4 в зависимости от гибкости  $\lambda_0$ ;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.15 в п. 4.19.

Гибкость следует определять по формуле

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \sqrt{I_{sl} + a \frac{t_h^3}{11} \left[ 2\theta \left( \frac{l_{ef}}{L} \right)^2 + \left( \frac{l_{ef}}{L} \right)^4 \right]}, \quad (V.14)$$

где  $l_{ef}$  – расчетная (свободная) длина продольных ребер, определяемая из выражения

$l_{ef} = l \sqrt{\frac{1}{\omega}}$ . Коэффициент  $\omega$  находят из таблице V.3 по значению

$$\alpha = \frac{1}{\psi(k+1)I_{sl}} \left( \frac{l}{L} \right)^3 I_s; \quad (V.15)$$

$I_s, I_{sl}$  и  $l$  – см. п. V.3;

$a$  – расстояние между продольными ребрами;

$t_h$  – толщина листа настила;

$\xi$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 – для ортотропной плиты нижнего пояса и по таблице V.5 – для плиты верхнего пояса коробчатых главных балок;

$A$  – площадь полного сечения продольного ребра;

$\theta = 1 + \frac{5,5I_t}{at_h^3}$  – (здесь  $I_t$  – момент инерции полного сечения продольного ребра при чистом кручении).

Сжато-изогнутую ортотропную плиту железнодорожных мостов на общую устойчивость следует проверять по формуле (4.35), принимая гибкость по формуле (V.14) при  $\xi = 1,0$ .

Таблица V.4

| Гибкость $\lambda_0$ ,<br>$\lambda_1$ | Коэффициент $\varphi_0$ для стали марок |           |      |
|---------------------------------------|---|-----------|------|
|                                       | C235                                    | C325–C345 | C390 |
| 0                                     | 1,00                                    | 1,00      | 1,00 |
| 41                                    | 1,00                                    | 1,00      | 1,00 |
| 44                                    | 1,00                                    | 1,00      | 0,96 |
| 50                                    | 1,00                                    | 0,92      | 0,88 |
| 53                                    | 1,00                                    | 0,87      | 0,83 |
| 60                                    | 0,95                                    | 0,76      | 0,72 |
| 70                                    | 0,83                                    | 0,64      | 0,59 |
| 80                                    | 0,73                                    | 0,56      | 0,49 |
| 90                                    | 0,64                                    | 0,50      | 0,43 |
| 100                                   | 0,59                                    | 0,44      | 0,38 |
| 110                                   | 0,53                                    | 0,39      | 0,33 |
| 120                                   | 0,47                                    | 0,34      | 0,28 |
| 130                                   | 0,41                                    | 0,30      | 0,25 |
| 140                                   | 0,36                                    | 0,26      | 0,22 |
| 150                                   | 0,32                                    | 0,23      | 0,20 |
| 160                                   | 0,29                                    | 0,21      | 0,17 |
| 170                                   | 0,26                                    | 0,19      | 0,16 |
| 180                                   | 0,23                                    | 0,17      | 0,14 |
| 190                                   | 0,21                                    | 0,15      | 0,13 |
| 200                                   | 0,20                                    | 0,14      | 0,11 |

Таблица V.5

| $f/i$ | Коэффициент $\xi$ |
|-------|-------------------|
| 0     | 1,00              |
| 0,01  | 0,75              |
| 0,05  | 0,70              |
| 0,10  | 0,66              |

$f$  – прогиб продольного ребра между поперечными ребрами;  
 $i$  – радиус инерции полного сечения продольного ребра.

**V.13** Тавровые продольные ребра (рис. V.1, в, з) сжатой ортотропной плиты нижнего пояса коробчатых главных балок при изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует рассчитывать по формуле (V.13), принимая коэффициент продольного изгиба  $\varphi_0$  в зависимости от гибкости  $\lambda_1$ .

Гибкость  $\lambda_1$  следует определять по формуле

$$\lambda_1 = l \sqrt{\frac{I_p}{h_w^2 I_z + I_\omega + 0,04l^2 I_t}}; \quad (\text{V.16})$$

где

$$I_p = I_y + I_z + A(h_w - e)^2;$$

$l$  – см. п. V.3;

$h_w$  – высота стенки ребра толщиной  $t_w$  (рис. V.1, з);

$e$  – расстояние от центра тяжести полки шириной  $b_f$ , толщиной  $t_f$  до центра тяжести таврового продольного ребра (рис. V.1, з);

$I_y, I_z$  – соответственно момент инерции сечения таврового продольного ребра относительно горизонтальной оси  $y$  и вертикальной оси  $z$ ;

$$I_t = \frac{1}{3}(b_f t_f^3 + h_w t_w^3); \quad (\text{V.17})$$

$$I_\omega = \frac{t_f^3 b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 h_w^3}{36}; \quad (\text{V.18})$$

$$A = b_f t_f + h_w t_w. \quad (\text{V.19})$$

Для обеспечения местной устойчивости элементов таврового сечения продольного ребра толщина полки и стенки должна удовлетворять требованиям п. 4.45:

при  $b_f > 0,3 h_f$  продольное ребро полного сечения следует считать двутавром;

при  $b_f = 0$  продольное ребро полного сечения следует считать тавром;

при  $0 < b_f \leq 0,3 h_w$  требования к толщине стенки определяются по линейной интерполяции между нормами для двутавра и тавра ( $b_f = 0$ ).

**V.14** Метод расчета ортотропной плиты на выносливость должен учитывать сложное напряженное состояние при совместной работе листа настила, подкрепляющих его ребер и главных балок. При этом напряжения, от общей и местной работы ортотропной плиты, а также балок, следует суммировать.

Порядок расчета на выносливость частей или элементов пролетного строения при использовании формул п. 4.57 рекомендуется следующий:

определение напряжений от общей и местной работы конструкций;

нахождение приведенных напряжений с учетом напряжений при независимом действии отдельных компонентов напряженного состояния :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{xc} &= \sigma_{xc} / \gamma_{wxc}; & \bar{\sigma}_{xp} &= \sigma_{xp} / \gamma_{wxp}; & \bar{\sigma}_{yc} &= \sigma_{yc} / \gamma_{wyc}; \\ \bar{\sigma}_{yp} &= \sigma_{yp} / \gamma_{wyp}; & \bar{\tau}_{xyc} &= \tau_{xyc} / \gamma_{wxyc}; & \bar{\tau}_{xyp} &= \tau_{xyp} / \gamma_{wxyp}. \end{aligned}$$

Здесь  $\sigma_{xc}, \sigma_{xp}, \sigma_{yc}, \sigma_{yp}, \tau_{xyc}, \tau_{xyp}$  - максимальные расчетные напряжения в точке, вызванные нормативными нагрузками (с учетом динамического коэффициента к подвижной вертикальной нагрузке);

$\gamma_{wxc}, \gamma_{wxp}, \gamma_{wyc}, \gamma_{wyp}, \gamma_{wxyc}, \gamma_{wxyp}$  - частные коэффициенты выносливости, определяемые по п. 4.57.

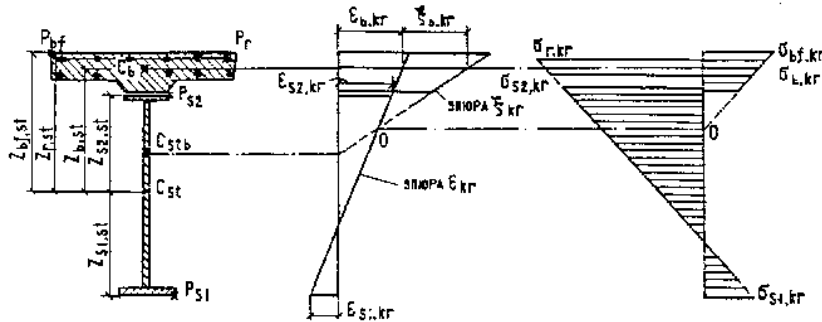
В общем случае выносливость следует проверять по формуле:

$$\sqrt{(\bar{\sigma}_{xc} + \bar{\sigma}_{xp})^2 - (\bar{\sigma}_{xc} + \bar{\sigma}_{xp})(\bar{\sigma}_{yc} + \bar{\sigma}_{yp}) + (\bar{\sigma}_{yc} + \bar{\sigma}_{yp})^2 + 3(\bar{\tau}_{xyc} + \bar{\tau}_{xyp})^2} \leq R_{ym},$$

где  $R_y$  и  $m$  следует принимать по разд. 4.

## УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ, ВИБРОПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА И ОБЖАТИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ ШВОВ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

**W.1.** При учете ползучести бетона в статически определимых конструкциях необходимо определить уравновешенные в пределах поперечного сечения (далее — внутренние) напряжения и соответствующие деформации.



### W.1. Эпюры относительных деформаций и внутренних напряжений от ползучести бетона

Для конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты (рис. W.1), внутренние напряжения от ползучести бетона в общем случае надлежит определять по следующим формулам: на уровне центра тяжести бетонной части сечения (растяжение)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha \sigma_{bl}; \quad (W.1)$$

в крайней фибре нижнего пояса стальной балки (растяжение или сжатие)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right); \quad (W.2)$$

в крайней фибре верхнего пояса стальной балки (сжатие)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right); \quad (W.3)$$

в стержнях крайнего ряда ненапрягаемой арматуры плиты при  $E_r = E_{rs} = E_{st}$  (сжатие)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right); \quad (W.4)$$

потери предварительного напряжения напрягаемой арматуры (сжатие)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r} \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right); \quad (W.5)$$

в крайней фибре бетона (растяжение)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta) \sigma_{bf,l} - \frac{1}{n_b} \sigma_{sbf,kr}. \quad (W.6)$$

Относительные деформации от ползучести бетона в уровне центра тяжести его сечения (рис. W.1) надлежит вычислять по следующим формулам: относительные деформации, отвечающие напряжениям в стальной части сечения,

$$\epsilon_{b,kr} = \beta \frac{\sigma_{bl}}{E_b}; \quad (W.7)$$

относительные деформации, отвечающие напряжениям в бетонной части сечения,

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}. \quad (W.8)$$

В формулах (W.1) — (W.8):

$\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\nu$  — параметры, связанные с податливостью бетонной и стальной частей сечения и определяемые из выражений:

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0,5\varphi_{kr} + \nu + 1}; \beta = \alpha\nu; \nu = \frac{A_b}{n_b} \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}} \right); \quad (W.9)$$

$\varphi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$  - предельная характеристика ползучести бетона;

$\gamma_f$  - принимается по таблице 2.2.

$c_n$  - нормативная деформация ползучести бетона, определяемая по п. 3.15 и приложению О, при уточнении с учетом указаний приложения Q;

$\sigma_{bl}$ ,  $\sigma_{bf,l}$  - начальное напряжение сжатия соответственно на уровне центра тяжести сечения и в крайней фибре бетона от постоянных нагрузок и воздействий;

$\sigma_{sbf,kr}$  - условное напряжение в уровне крайней фибры бетона, определяемое из выражения

$$\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}} \right); \quad (W.10)$$

$A_{st}$ ,  $I_{st}$ ,  $W_{s1,st}$ ,  $W_{s2,st}$ ,  $W_{rf,st}$  - соответственно площадь, момент инерции, моменты сопротивления нижнего и верхнего поясов балки и крайнего ряда арматуры brutto стальной части сечения, включая арматуру;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rp}}$  - коэффициент приведения по п. 5.16.

Остальные обозначения соответствуют пп. 5.5, 5.19 и рис.W.1.

**W.2.** Ползучесть бетона допускается учитывать введением в расчет условного модуля упругости бетона  $E_{ef,kr}$ , если в статически определимой конструкции все постоянные нагрузки, вызывающие напряжение в бетоне, прикладываются в одной стадии и при одной и той же схеме работы. Модуль  $E_{ef,kr}$  следует определять по формуле

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0,5\varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr})\nu + 0,5\varphi_{kr} + 1} E_b, \quad (W.11)$$

где  $\nu$ ,  $\varphi_{kr}$  - см. п.W.1.

Внутренние напряжения от ползучести бетона для  $i$ -й фибры сечения следует вычислять по формуле

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \quad (W.12)$$

где  $\sigma_{i,ef}$ ,  $\sigma_i$  - напряжения от постоянных нагрузок, полученные при модуле упругости бетона соответственно  $E_{ef,kr}$  и  $E_b$ .

**W.3.** При учете ползучести бетона в статически неопределимых конструкциях необходимо определить внутренние напряжения и внешние силовые факторы (опорные реакции, изгибающие моменты и пр.), а также соответствующие деформации.

Внутренние напряжения и внешние силовые факторы допускается вычислять методом последовательных приближений, принимая усилия  $\sigma_{b,kr} A_b$  в центре тяжести бетонной части сечения за нагрузки (здесь  $\sigma_{b,kr}$  и  $A_b$  принимаются по п. W. 1).

При этом, выполняя расчет методом сил, бетонную часть сечения надлежит учитывать следующим образом: с модулем  $E_{ef,kr}$  (п. W. 2) — при определении основных и побочных перемещений; с модулем  $E_b$  — при определении напряжений в центре тяжести бетона от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью. Выраженные через  $\varphi_{kr}$  значения



предельной характеристики ползучести, используемые для определения  $\sigma_{b,kr}$  и  $E_{ef,kr}$  при последовательных приближениях, приведены в таблице W.1.

Таблица W.1

| Номер Приближения | Значение предельной характеристики ползучести бетона $\varphi_{kr}$ при вычислении              |                                 |
|-------------------|---|---------------------------------|
|                   | напряжений от ползучести бетона на уровне центра тяжести бетонной части сечения $\sigma_{b,kr}$ | основных и побочных перемещений |
| 1                 | $\varphi_{kr}$  | 0,5 $\varphi_{kr}$              |
| 2                 | 0,5 $\varphi_{kr}$  | 0,38 $\varphi_{kr}$             |
| 3                 | 0,38 $\varphi_{kr}$   | 0,32 $\varphi_{kr}$             |

**W.4.** Прогибы конструкции от ползучести бетона следует определять, рассматривая стальную часть сечения под действием сил  $\sigma_{kr} A_b$ , приложенных в уровне центра тяжести сечения бетона. Для статически определимых конструкций имеет место равенство  $\sigma_{kr} = \sigma_{b,kr}$ ; для статически неопределимых систем  $\sigma_{kr}$  равно сумме внутренних напряжений и напряжений от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью.

**W.5.** Деформации обжатия замоноличенных бетоном поперечных швов сборной железобетонной плиты необходимо учитывать в расчетах, если продольная арматура плиты не состыкована в швах и при этом плита не имеет предварительного напряжения в продольном направлении.

Деформации обжатия поперечных швов следует учитывать введением в выражения для  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $E_{ef,kr}$  (см. пп. W.1 и W.2) обобщенной характеристики ползучести бетона и обжатия поперечных швов  $\varphi_{kr,d}$ , определяемой по формуле

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \Sigma \Delta_d}{0,2 R_b L}, \quad (W.13)$$

где  $L$  — длина сжатой постоянными нагрузками и воздействиями железобетонной плиты;

$\Sigma \Delta_d$  — суммарная деформация обжатия поперечных швов, расположенных на длине  $L$ ;

$\varphi_{kr}$  — принимается по п. W.1;

$E_b$ ,  $R_b$  — принимаются по пп. 3.24 и 3.32.

При отсутствии опытных данных величину  $\Delta_d$ , см, допускается вычислять по формуле

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035 b_d, \quad (W.14)$$

где  $b_d$  — ширина шва (зазор между торцами сборных плит).

**W.6.** Учет виброползучести бетона следует выполнять введением в расчет условного модуля упругости бетона  $E_{vkr}$ , вычисляемого по п. W.2 с заменой  $\varphi_{kr}$  на  $\varphi_{vkr}$ , определяемой по формуле

$$\varphi_{vkr} = \frac{2\rho_l}{1+\rho_l} \varphi_{kr} + (1-\rho_l) \times (0,388c_n - 0,35 \cdot 10^{-6}) E_b, \quad (W.15)$$

где  $\rho_l = \frac{\sigma_{min,l}}{\sigma_{max,l}}$  — характеристика цикла начальных напряжений в бетоне, определенных без

учета виброползучести и ползучести;

$\varphi_{kr}$ ,  $c_n$  — принимаются по п. W.1.

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ  
В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ  
ОТ УСАДКИ БЕТОНА И ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ**

**Х.1.** Напряжения в стали и бетоне для статически определимой конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты, надлежит определять по формулам:

а) от усадки бетона

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z - \nu_{shr} \right), \quad (X.1)$$

где

$A_{stb,shr}$ ,  $I_{stb,shr}$  — приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки при модуле упругости бетона  $E_{ef,shr}$ , определяемом по п. 5.9;

$A_{st}$  — площадь стальной части сечения, включая арматуру железобетонной плиты;

$S_{shr} = A_{st} Z_{st,stb}$ ;

$Z_{st,stb}$  — расстояние от центра тяжести  $A_{stb,shr}$  до центра тяжести  $A_{st}$ ;

$Z$  — расстояние от центра тяжести  $A_{stb,shr}$  до фибры, где определяется  $\sigma_{shr}$  (положительное направление оси  $Z$  принято вниз);

$\nu_{shr} = 0$ ,  $\nu_{shr} = 1$  — при определении напряжений соответственно в бетоне и в стали;

$E$  — следует принимать равным при определении напряжений:

в бетоне —  $E_{ef,shr}$ ;

в стальной балке —  $E_{st}$ ;

в ненапрягаемой арматуре —  $E_{rs}$ ;

в напрягаемой арматуре —  $E_{rp}$ ;

$\varepsilon_{shr}$  — предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая по п. 5.9;

б) от температурных воздействий

$$\sigma_t = \alpha t_{max} E \left( \frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} Z - \nu \right), \quad (X.2)$$

где  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$  град<sup>-1</sup> — коэффициент линейного расширения стали и бетона;

$t_{max} = \gamma_f t_{n,max}$ ;

$\gamma_f$  — принимается по таблице 2.14;

$t_{n,max}$  — принимается по п. 5.10;

$E$  — равно  $E_b$ ,  $E_{st}$ ,  $E_{rs}$ ,  $E_{rp}$  при определении напряжений соответственно в бетоне, стальной балке, ненапрягаемой и напрягаемой арматуре;

$A_{stb,t}$ ,  $I_{stb,t}$  — приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки;

$Z$  — расстояние от центра тяжести  $A_{stb,t}$  до фибры, где определяется  $\sigma_t$ .

В случаях повышения или понижения температуры стальной части конструкции в формуле (X.2) следует принимать:

$$A_t = 0,8 A_{wt} + 0,3 A_{sl,t}; \quad (X.3)$$

$$S_t = (0,4 h_w - 0,8 Z_{bl,stb}) A_{wt} + 0,3 A_{sl,t} Z_{sl,stb}; \quad (X.4)$$

$$\nu = \nu_{ti},$$

где  $A_{wt}$  — площадь стальных вертикальных элементов (стенки, вертикальных полок поясных уголков, ламелей);

$A_{sl,t}$  — площадь стальных горизонтальных элементов нижнего пояса.

В случае повышения температуры железобетонной плиты в формуле (X.2) следует принимать:

$$A_t = \frac{17b_{sl}}{n_b} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{t_{sl}}{50} \right)^3 \right]; \quad (X.5)$$

$$S_t = -\frac{17b_{sl}}{n_b} (Z_{bf,stab} - 8); \quad (X.6)$$

$$v = v_{ii}',$$

где  $b_{sl}$ ,  $t_{sl}$  см, принимаются по п. 5.15.

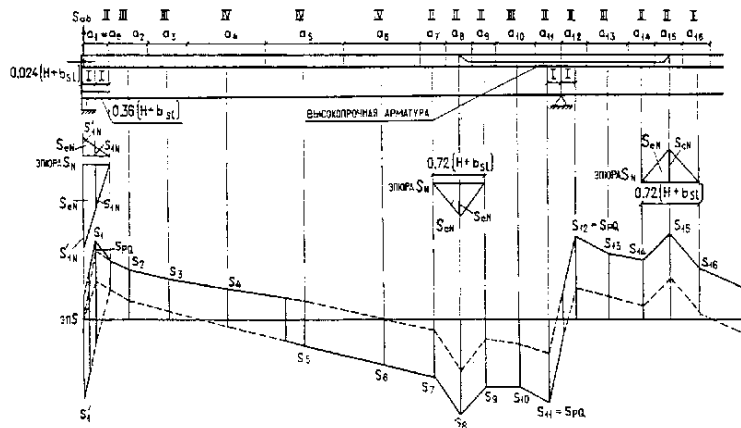
Величины  $v_{ii}$  и  $v_{ii}'$ , относящиеся к  $i$ -й точке сечения, в которой определяются напряжения, следует принимать по п. 5.10.

Остальные обозначения, принятые в формулах (X.3)—(X.6), соответствуют п. 5.5 и рис. 5.1.

**X.2.** При расчете статически неопределимых систем на температурные воздействия и усадку бетона геометрические характеристики сечения следует принимать по п. X.1.

## РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ ПО ШВУ ОБЪЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ И СТАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ В СЛОЖНЫХ СЛУЧАЯХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

**У.1.** Распределение концевого сдвигающего усилия  $S_{eN}$  следует принимать по несимметричной треугольной эпюре с длиной основания  $a_e$  (рис. У.1).



Условные обозначения:

- \_\_\_\_\_ максимальные значения  
 \_\_\_\_\_ минимальные значения  
 I, II, III, IV — Расчетная длина участков  $a_i$

**Рис. У.1. Эпюры погонных сдвигающих сил между железобетонной и стальной частями**

При этом:

$$S_{IN}^{\circ} = \frac{S_{eN}}{0,5a_e}; \quad S_{IN} = \frac{S_{eN}}{a_e}, \quad (\text{У.1})$$

где  $S_{IN}'$ ,  $S_{IN}$  — интенсивность погонных сдвигающих сил в соответствии с рис. У.1;  
 $S_{eN}$ ,  $a_e$  — принимаются по пп. 5.28 и 5.29.

**У.2.** При распределении околоопорного сдвигающего усилия от поперечных сил  $S_{pQ}$  следует принимать, что интенсивность соответствующих погонных сдвигающих сил изменяется в обе стороны по прямолинейной эпюре от середины длины околоопорного участка (рис. У.1); при этом ордината в середине околоопорного участка равна:

$$S_{pQ} = \frac{1,15S_{pQ}}{a_e} \quad (\text{У.2})$$

**У.3.** Распределение местных сосредоточенных сдвигающих усилий (от заанкеривания высокопрочной арматуры, примыкания ванты или раскоса и т.д.)  $S_{eN}$  в удаленных от конца плиты зонах следует принимать по симметричной треугольной эпюре с длиной основания  $2a_e$  (рис. У.1).

**У.4.** При определении сдвигающих усилий длины расчетных участков следует принимать (рис. У.1): I = 0,18 (H + b<sub>sl</sub>), II = 0,36 (H + b<sub>sl</sub>) — для концевых участков и в местах приложения сосредоточенных сил, а также в местах, примыкающих к указанному участку; III ≤ 0,8 (H + b<sub>sl</sub>); IV ≤ 1,6 (H + b<sub>sl</sub>) — на остальной длине пролетного строения соответственно в крайней и средней четвертях пролета.

**РАСЧЕТЫ ПО ПРОЧНОСТИ ОБЪЕДИНЕНИЯ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И СТАЛИ  
 ГИБКИМИ УПОРАМИ И АНКЕРАМИ**

**Z.1.** Сдвигающее усилие  $S_h$ , приходящееся на один гибкий упор, должно отвечать следующим условиям прочности:

для гибких упоров в виде прокатных швеллеров,  
двутавров, уголков без подкрепляющих ребер

$$\left. \begin{aligned} S_h &\leq 0,55(t_{fr} + 0,5t_w)b_{dr}\sqrt{10R_b}, \text{кН}; \\ S_h &\leq 55(t_{fr} + 0,5t_w)b_{dr}\sqrt{R_b}, \text{кгс} \end{aligned} \right\}; \quad (\text{Z.1})$$

для гибких упоров в виде круглых стержней при  $2,5 < d/d \leq 4,2$

$$\left. \begin{aligned} S_h &\leq 0,24ld\sqrt{10R_b}, \text{кН}; \\ S_h &\leq 24ld\sqrt{R_b}, \text{кгс} \end{aligned} \right\}; \quad (\text{Z.2})$$

для гибких упоров в виде круглых стержней при  $l/d > 4,2$

$$\left. \begin{aligned} S_h &\leq d^2\sqrt{10R_b}, \text{кН}; \\ S_h &\leq 100d^2\sqrt{R_b}, \text{кгс} \end{aligned} \right\}; \quad (\text{Z.3})$$

для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$\left. \begin{aligned} S_l &\leq 0,063d^2mR_y, \text{кН}; \\ S_l &\leq 0,63d^2mR_y, \text{кгс} \end{aligned} \right\}; \quad (\text{Z.4})$$

В формулах (Z.1) — (Z.4):

$t_{fr}$  — сумма радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, см;

$t_w$  — толщина стенки прокатного профиля, см;

$l$  — длина круглого стержня гибкого упора, см;

$d$  — диаметр стержня гибкого упора или анкера, см;

$b_{dr}$  — ширина площади смятия бетона упором, см;

$R_b, R_y, m$  — принимаются согласно п. 5.19.

**Z.2.** Сдвигающее усилие, приходящееся на один наклонный анкер из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или на одну ветвь петлевого анкера, должно отвечать следующим условиям:

$$\left. \begin{aligned} S_h &\leq 0,1A_{an}mR_y \cos \alpha + d^2\sqrt{10R_b} \sin \alpha, \text{кН}; \\ S_h &\leq A_{an}mR_y \cos \alpha + 100d^2\sqrt{R_b} \sin \alpha, \text{кгс} \end{aligned} \right\}; \quad (\text{Z.5})$$

$$\left. \begin{aligned} S_h &\leq 0,1A_{an}mR_y (\cos \alpha + 0,8 \sin \alpha), \text{кН}; \\ S_h &\leq A_{an}mR_y (\cos \alpha + 0,8 \sin \alpha), \text{кгс} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{Z.6})$$

где  $A_{an}$  — площадь поперечного сечения стержня анкера или ветви анкера, см<sup>2</sup>;

$\alpha$  — угол наклона анкера к поверхности стальной конструкции.

Для анкеров, разведенных в плане, в формулы (Z.5) и (Z.6) вместо  $\cos \alpha$  следует подставлять произведение  $\cos \alpha \cos \beta$ , где  $\beta$  — угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия сдвигающей силы.

Сдвигающее усилие, воспринимаемое сжатыми наклонными анкерами, не должно превышать 25 % полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке.

**Z.3.** При объединении железобетонной части со стальной с помощью наклонных анкеров из полосовой стали толщиной  $t_{an}$  от 8 до 20 мм и шириной от 20 до 80 мм сдвигающее усилие  $S_h$ , приходящееся на один анкер или одну ветвь петлевого анкера, следует проверять по формуле (Z.5), заменяя  $d^2$  выражением  $t_{an}\sqrt{A_{an}}$  (где  $t_{an}$  - в см), и по формуле (Z.6).

**Z.4.** Если наклонные или вертикальные анкера находятся в высоком железобетонном ребре и используются для восприятия в нем главных растягивающих напряжений, растягивающие усилия в наклонных анкерах следует определять как в арматурных отгибах обычного железобетона, а в вертикальных анкерах — аналогично усилиям в хомутах обычного железобетона. Допускается достаточность сечения анкера для восприятия этого растягивающего усилия и сдвигающей силы между железобетоном и сталью проверять независимо и усилия не суммировать.

**РАСЧЕТЫ ПО ПРОЧНОСТИ ОБЪЕДИНЕНИЯ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И СТАЛИ ВЫСОКОПРОЧНЫМИ БОЛТАМИ,  
ОБЖИМАЮЩИМИ ЖЕЛЕЗОБЕТОН**

**Ω. 1.** Усилие натяжения высокопрочного болта следует определять по формуле

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N; \quad (\Omega.1)$$

где  $N_{hb,n}$  — контролируемое усилие натяжения болта;

$\Delta N$  — потери усилий натяжения от усадки и ползучести бетона плиты и слоя раствора под плитой.

При конструкции болтового объединения по чертежу потери допускается определять по формуле

$$\Delta N = N_{hb,n} (0,23 - 0,0025t); \quad (\Omega.2)$$

где  $t \leq 50$  см — суммарная толщина плиты и слоя раствора по оси отверстия.

**Ω. 3.2.** Во фрикционном соединении железобетонной плиты со стальным поясом (через слой цементно-песчаного раствора или при непосредственном контакте) при условии очистки пояса сдвигающее усилие, приходящееся на один высокопрочный болт, должно отвечать условию

$$S_h \leq \frac{1}{k} f N_{nb}; \quad (\Omega.3)$$

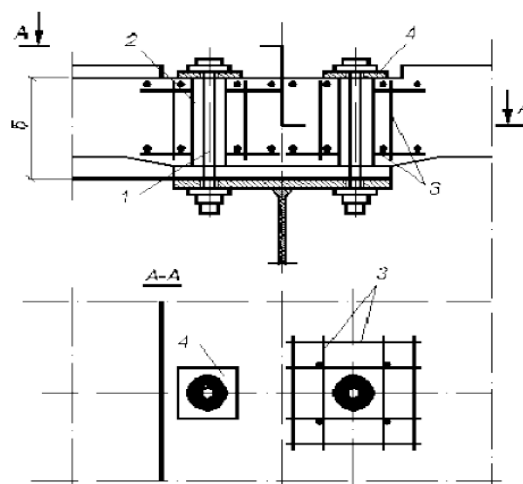
где  $N_{hb}$  — усилие натяжения высокопрочного болта, принимаемое по п. **Ω.1**;

$k = 1,3$  — коэффициент безопасности;

$f$  — коэффициент трения, принимаемый равным:

0,60 — при омоноличивании шва цементно-песчаным раствором или при плите из монолитного железобетона;

0,45 — при непосредственном контакте сборного железобетона со сталью.



**Рис. Ω.1.** Конструкция болтового объединения

**1** — высокопрочный болт диаметром 22 или 24 мм; **2** — отверстие в бетоне диаметром 50 мм; **3** — арматурный каркас из стержней периодического профиля диаметром 10 мм;

**4** — распределительная подкладка размерами 100×100×16 для болтов 22 мм и 100×100×20 для болтов 24 мм

**\*Приложение Ψ**  
(Обязательное)

**РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ОСЕВОМУ СЖАТИЮ**

**Ψ.1.** Расчетное сопротивление основания из нескального грунта осевому сжатию  $R$ , кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), под подошвой фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует определять по формуле

$$R = 1,7 \{R_0 [1 + k_1 (b - 2)] + k_2 \gamma (d - 3)\}, \quad (\Psi .1)$$

где  $R_0$  — условное сопротивление грунта, кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), принимаемое по таблице Ψ.1— Ψ.3 настоящего приложения;

$b$  — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине более 6 м принимается  $b = 6$  м;

$d$  — глубина заложения фундамента, м, принимаемая по п. Ψ .2;

$\gamma$  — осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды; допускается принимать  $\gamma = 19,62 \text{ кН}/\text{м}^3$  ( $2 \text{ тс}/\text{м}^3$ );

$k_1, k_2$  — коэффициенты, принимаемые по таблице Ψ .4.

Таблица Ψ .1

| Грунты                             | Коэффициент пористости $e$ | Условное сопротивление $R_0$ пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов основания, кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), в зависимости от показателя текучести $I_L$ |          |          |          |          |          |          |
|------------------------------------|----------------------------|--|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
|                                    |                            | 0  | 0,1      | 0,2      | 0,3      | 0,4      | 0,5      | 0,6      |
| Супеси при $I_p \leq 5$            | 0,5                        | 343 (35)   | 294 (30) | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  | -        |
|                                    | 0,7                        | 294 (30)   | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  | -        | -        |
| Суглинки при $10 \leq I_p \leq 15$ | 0,5                        | 392 (40)   | 343 (35) | 294 (30) | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  |
|                                    | 0,7                        | 343 (35)   | 294 (30) | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  | -        |
|                                    | 1,0                        | 294 (30)   | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  | -        | -        |
| Глины при $I_p \geq 20$            | 0,5                        | 588 (60)   | 441 (45) | 343 (35) | 294 (30) | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) |
|                                    | 0,6                        | 490 (50)   | 343 (35) | 294 (30) | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  |
|                                    | 0,8                        | 392 (40)   | 294 (30) | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  | -        |
|                                    | 1,1                        | 294 (30)   | 245 (25) | 196 (20) | 147 (15) | 98 (10)  | -        | -        |

*Примечания:* 1. Для промежуточных значений  $I_L$  и  $e$   $R_0$  определяется по интерполяции. 2. При значениях числа пластичности  $I_p$  в пределах 5-10 и 15-20 следует принимать средние значения  $R_0$ , приведенные в таблице Ψ .1 соответственно для супесей, суглинков и глин.



Таблица  $\Psi.2$ 

| Песчаные грунты и их влажность                   | Условное сопротивление $R_0$ песчаных грунтов средней плотности в основаниях, кПа (тс/м <sup>2</sup> ) |
|--|--|
| Гравелистые и крупные независимо от их влажности | 343 (35)   |
| Средней крупности:                               |  |
| Маловлажные                                      | 294 (30)   |
| влажные и насыщенные водой                       | 245 (25)   |
| Мелкие:  |  |
| Маловлажные                                      | 196 (20)   |
| влажные и насыщенные водой                       | 147 (15)   |
| Пылеватые:                                       |  |
| Маловлажные                                      | 196 (20)   |
| Влажные  | 147 (15)   |
| насыщенные водой                                 | 98 (10)  |

*Примечание. Для плотных песков приведенные значения  $R_0$  следует увеличивать на 100 %, если их плотность определена статическим зондированием, и на 60%, если их плотность определена по результатам лабораторных испытаний грунтов.*

Таблица  $\Psi.3$ 

| Песчаные грунты и их влажность               | Условное сопротивление $R_0$ крупнообломочных грунтов в основаниях, кПа (тс/м <sup>2</sup> ) |
|--|--|
| Галечниковый (щебенистый) из обломков пород: |  |
| кристаллических                              | 1470 (150)   |
| осадочных                                    | 980 (100)  |
| Гравийный (дресвяной) из обломков пород:     |  |
| кристаллических                              | 785 (80)   |
| осадочных                                    | 490 (50)   |

*Примечание. Приведенные в таблице  $\Psi.3$  условные сопротивления  $R_0$  даны для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем. Если в крупнообломочном грунте содержится свыше 40 % глинистого заполнителя, то значения  $R_0$  для такого грунта должны приниматься по таблице  $\Psi.1$  в зависимости от  $I_p$ ,  $I_L$  и  $e$  заполнителя.*

Таблица  $\Psi.4$ 

| Грунт   | Коэффициенты         |       |
|---|----------------------|-------|
|   | $k_1, \text{м}^{-1}$ | $k_2$ |
| Гравий, галька, песок гравелистый крупный и средней крупности | 0,10                 | 3,0   |
| Песок мелкий  | 0,08                 | 2,5   |
| Песок пылеватый, супесь                                       | 0,06                 | 2,0   |
| Суглинок и глина твердые и полутвердые                        | 0,04                 | 2,0   |

|   |      |     |
|---|------|-----|
| Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные | 0,02 | 1,5 |
|---|------|-----|

Величину условного сопротивления  $R_0$  для твердых супесей, суглинков и глин ( $I_L < 0$ ) следует определять по формуле

$$R_0 = 1,5 R_{nc}$$

и принимать, кПа (тс/м<sup>2</sup>): для супесей — не более 981 (100); для суглинков — 1962 (200); для глин — 2943 (300),

где  $R_{nc}$  — предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

Расчетное сопротивление осевому сжатию оснований из неветрелых скальных грунтов  $R$ , кПа (тс/м<sup>2</sup>), следует определять по формуле

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g} \quad (\Psi .2)$$

где  $\gamma_g$  — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

$R_c$  — предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа (тс/м<sup>2</sup>).

Если основания состоят из однородных по глубине слабыветрелых, выветрелых или сильновыветрелых скальных грунтов, их расчетное сопротивление осевому сжатию следует определять, пользуясь результатами статических испытаний грунтов штампом. При отсутствии таких результатов допускается значение  $R$  принимать для слабыветрелых и выветрелых скальных грунтов — по формуле (Ψ.2), принимая значение  $R_c$  с понижающим коэффициентом, равным соответственно 0,6 и 0,3; для сильновыветрелых скальных грунтов — по формуле (Ψ.1) и таблице Ψ.3 как для крупнообломочных грунтов.

**Ψ.2.** При определении расчетного сопротивления оснований из нескальных грунтов по формуле (Ψ.1) заглубление фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует принимать:

а) для промежуточных опор мостов — от поверхности грунта у опоры на уровне срезки в пределах контура фундамента, а в русле рек — от дна водотока у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта при расчетном расходе (см. пп. 1.25 — 1.30);

б) для обсыпных устоев — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину высоты конуса насыпи у передней грани фундамента по оси моста;

в) для труб замкнутого контура — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину минимальной высоты насыпи у рассматриваемого звена;

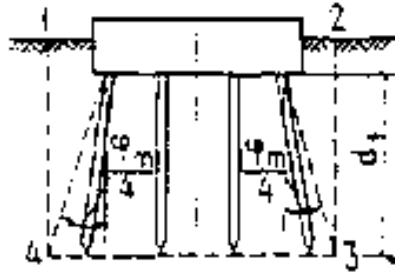
г) для труб незамкнутого контура — от низа лотка или обреза фундамента.

**Ψ.3.** Расчетные сопротивления, вычисленные по формуле (Ψ.1) для глин или суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, следует повышать на величину, равную  $14,7d_w$ , кПа ( $1,5d_w$ , тс/м<sup>2</sup>), где  $d_w$  — глубина воды, м, от наименьшего уровня межени до уровня, принимаемого по п. Ψ.2.2,а.

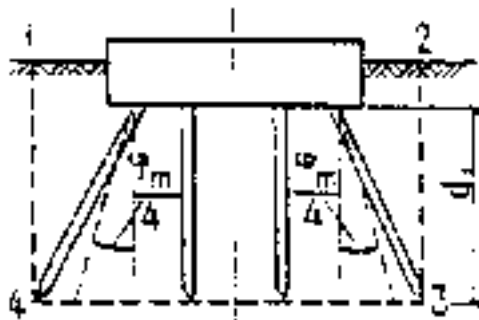
**\*Приложение Σ**  
(Обязательное)

**МЕТОДИКА ПРОВЕРКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПО ГРУНТУ ФУНДАМЕНТА  
ИЗ СВАЙ ИЛИ ОПУСКНОГО  
КОЛОДЦА КАК УСЛОВНОГО ФУНДАМЕНТА  
МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ**

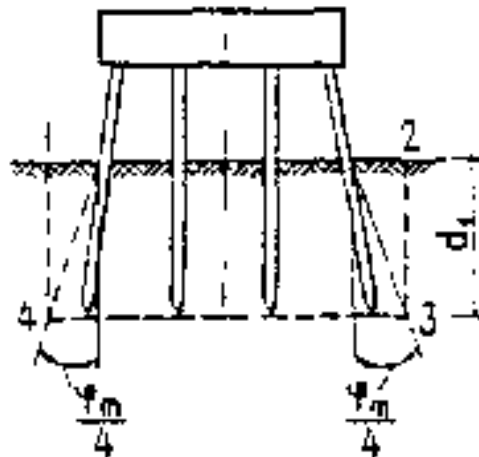
Условный фундамент следует принимать в форме прямоугольного параллелепипеда. Его размеры для свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком необходимо определять по рис. Σ.1 и Σ.2, с расположенным над грунтом ростверком — по рис. Σ.3 и Σ.4, для фундамента из опускного колодца — по рис. Σ.5.



**Рис. Σ.1. Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт при угле наклона свай менее  $\varphi_m/4$**



**Рис. Σ.2. Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт при угле наклона свай более  $\varphi_m/4$**



**Рис. Σ.3. Условный свайный фундамент с ростверком, расположенным над грунтом при угле наклона свай менее  $\varphi_m/4$**

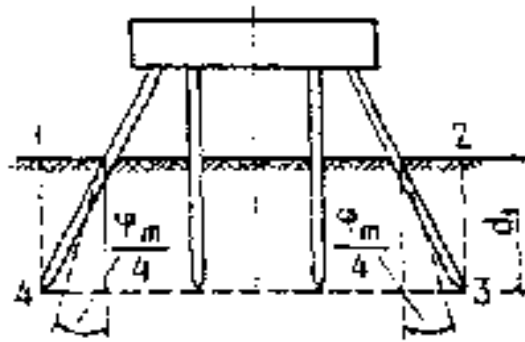


Рис. Σ.4. Условный свайный фундамент с ростверком, расположенным над грунтом при угле наклона свай более  $\varphi_m/4$

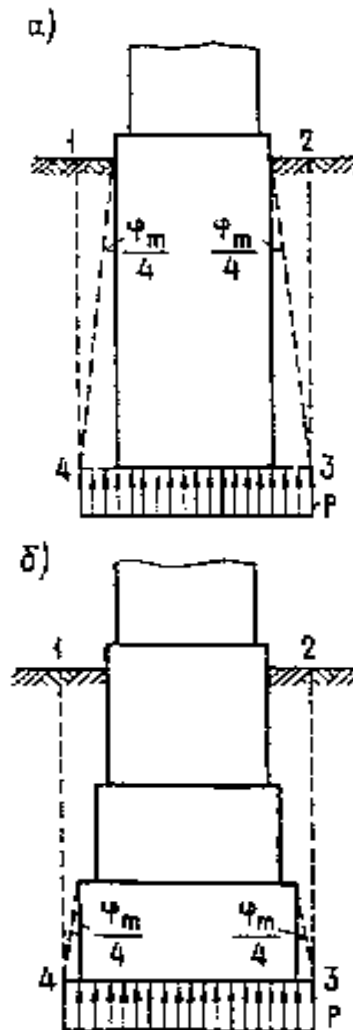


Рис. Σ.5. Условный фундамент из опускного колодца  
а — без уступов; б — с уступами

Приведенное на рис. Σ.1— Σ.5 среднее значение расчетных углов трения грунтов  $\varphi_m$ , прорезанных сваями, следует определять по формуле

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d}, \quad (\Sigma.1)$$

где  $\varphi_i$  — расчетный угол внутреннего трения  $i$ -го слоя грунта, расположенного в пределах глубины погружения свай в грунт;

$h_i$  — толщина этого слоя, м;

$d$  — глубина погружения свай в грунт от подошвы ростверка или расчетной поверхности грунта, м, положение которой следует принимать согласно указаниям п. 7.10.

Несущую способность основания условного фундамента проверяют согласно п.7.8, при этом подлежащие проверке среднее  $p$ , кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), и максимальное  $p_{\max}$ , кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), давления на грунт в сечении 3—4 по подошве условного фундамента (рис.  $\Sigma.1$ —  $\Sigma.5$ ) следует определять по формулам:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}; \quad (\Sigma.2)$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c(3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left( \frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (\Sigma.3)$$

где  $N_c$  — нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания, кН ( $\text{тс}$ ), определяемая с учетом веса грунтового массива 1—2—3—4 вместе с заключенными в нем ростверком и сваями или опускным колодцем;

$F_h$ ,  $M_c$  — соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН ( $\text{тс}$ ), и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта, кН·м ( $\text{тс}\cdot\text{м}$ ), принимаемой по указаниям п. 7.10;

$d_1$  — глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта, м (рис.  $\Sigma.1$ —  $\Sigma.5$ );

$a_c$ ,  $b_c$  — размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном ей, м;

$k$  — коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы фундамента, и принимаемый по таблице  $\Sigma.1$ ;

$c_b$  — коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$  ( $\text{тс}/\text{м}^3$ ), определяемый по формулам:

при  $d_1 \leq 10$  м  $c_b = 10k$ ,  $\text{кН}/\text{м}^3$  ( $\text{тс}/\text{м}^3$ );

при  $d_1 > 10$  м  $c_b = k_{d1}$ .

Таблица  $\Sigma.1$ 

| Грунт   | Коэффициент $k$ ,<br>$\text{кН}/\text{м}^4$ ( $\text{тс}/\text{м}^4$ ) |
|---|--|
| Текучепластичные глины и суглинки ( $0,75 < I_L \leq 1$ )   | 490-1960<br>(50-200)   |
| Мягкопластичные глины и суглинки ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ ); пластичные супеси ( $0 \leq I_L \leq 1$ ); пылеватые пески ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ )  | 1961-3920<br>(200-400)   |
| Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки ( $0 \leq I_L \leq 0,5$ ); твердые супеси ( $I_L < 0$ ); пески мелкие ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ) и средней крупности ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ) | 3921-5880<br>(400-600)   |
| Твердые глины и суглинки ( $I_L < 0$ ); пески крупные ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )  | 5881-9800<br>(600-1000)  |
| Пески гравелистые ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ) и галька с песчаным заполнителем   | 9801-19600<br>(1000-2000)  |

## МЕТОДИКА ПРОВЕРКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ ГРУНТА

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта следует производить исходя из условия

$$\gamma(d + z_i) + \alpha(p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad (\text{Ø.1})$$

где  $p$  - среднее давление на грунт, действующее под подошвой условного фундамента мелкого заложения, кПа (тс/м<sup>2</sup>);

$\gamma$  - среднее (по слоям) значение расчетного удельного веса грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта; допускается принимать  $\gamma = 19,62$  кН/м<sup>3</sup> (2 тс/м<sup>3</sup>);

$d$  - заглубление подошвы фундамента мелкого заложения от расчетной поверхности грунта, м, принимаемое согласно приложению Ψ;

$z_i$  - расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м;

$\alpha$  — коэффициент, принимаемый по таблице Ø.1;

$R$  — расчетное сопротивление подстилающего грунта, кПа (тс/м<sup>2</sup>), определяемое по формуле (Ψ.1) приложения Ψ для глубины расположения кровли проверяемого слоя грунта;

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4.

Значение коэффициента  $\alpha$  принимается по таблице в зависимости от отношения  $z_i/b$  для круглого и от отношений  $z_i/b$  и  $a/b$  для прямоугольного в плане фундаментов. Здесь  $a$  — большая сторона прямоугольного в плане фундамента,  $b$  — меньшая его сторона или диаметр круглого в плане фундамента.

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта под фундаментом из свай или из опускного колодца следует производить как под условным фундаментом размерами, принимаемыми согласно приложению Σ.

Таблица Ø.1

| $\frac{z_i}{b}$ | Коэффициент $\alpha$            |   |       |       |       |       |       |
|-----------------|---------------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|
|                 | для круглого в плане фундамента | для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы $a / b$ |       |       |       |       |       |
|                 |                                 | 1   | 1,2   | 1,4   | 1,6   | 1,8   | 2,0   |
| 1               | 2                               | 3   | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     |
| 0               | 1,000                           | 1,000   | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,2             | 0,949                           | 0,960   | 0,968 | 0,972 | 0,974 | 0,975 | 0,976 |
| 0,4             | 0,756                           | 0,800   | 0,830 | 0,848 | 0,859 | 0,866 | 0,870 |
| 0,6             | 0,547                           | 0,606   | 0,651 | 0,682 | 0,703 | 0,717 | 0,727 |
| 0,8             | 0,390                           | 0,449   | 0,496 | 0,532 | 0,558 | 0,578 | 0,593 |
| 1,0             | 0,285                           | 0,334   | 0,378 | 0,414 | 0,441 | 0,463 | 0,482 |
| 1,2             | 0,214                           | 0,257   | 0,294 | 0,325 | 0,352 | 0,374 | 0,392 |
| 1,4             | 0,165                           | 0,201   | 0,232 | 0,260 | 0,284 | 0,304 | 0,321 |
| 1,6             | 0,130                           | 0,160   | 0,187 | 0,210 | 0,232 | 0,251 | 0,267 |

|     |       |       |       |       |       |       |       |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1,8 | 0,106 | 0,130 | 1,153 | 0,173 | 0,192 | 0,209 | 0,224 |
| 2,0 | 0,087 | 0,108 | 0,127 | 0,145 | 0,161 | 0,176 | 0,189 |
| 2,2 | 0,073 | 0,090 | 0,107 | 0,122 | 0,137 | 0,150 | 0,163 |
| 2,4 | 0,062 | 0,077 | 0,092 | 0,105 | 0,118 | 0,130 | 0,141 |
| 2,6 | 0,053 | 0,066 | 0,079 | 0,091 | 0,102 | 0,112 | 0,123 |
| 2,8 | 0,046 | 0,058 | 0,069 | 0,079 | 0,089 | 0,099 | 0,108 |
| 3,0 | 0,040 | 0,051 | 0,060 | 0,070 | 0,078 | 0,087 | 0,095 |
| 3,2 | 0,036 | 0,045 | 0,053 | 0,062 | 0,070 | 0,077 | 0,085 |
| 3,4 | 0,032 | 0,040 | 0,048 | 0,055 | 0,062 | 0,069 | 0,076 |
| 3,6 | 0,028 | 0,036 | 0,042 | 0,049 | 0,056 | 0,062 | 0,068 |
| 3,8 | 0,024 | 0,032 | 0,038 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,062 |
| 4,0 | 0,022 | 0,029 | 0,035 | 0,049 | 0,046 | 0,051 | 0,056 |
| 4,2 | 0,021 | 0,026 | 0,031 | 0,037 | 0,042 | 0,048 | 0,051 |
| 4,4 | 0,019 | 0,024 | 0,029 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,047 |
| 4,6 | 0,018 | 0,022 | 0,026 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,043 |
| 4,8 | 0,016 | 0,020 | 0,024 | 0,028 | 0,032 | 0,036 | 0,040 |
| 5,0 | 0,015 | 0,019 | 0,022 | 0,026 | 0,030 | 0,033 | 0,037 |

окончание таблицы Ø.1

| $\frac{z_i}{b}$ | Коэффициент $\alpha$  |       |       |       |       |            |
|-----------------|---|-------|-------|-------|-------|------------|
|                 | для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы $a / b$ |       |       |       |       |            |
|                 | 2,4   | 2,8   | 3,2   | 4     | 5     | 10 и более |
| 1               | 9   | 10    | 11    | 12    | 13    | 14         |
| 0               | 1,000   | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000      |
| 0,2             | 0,976   | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977      |
| 0,4             | 0,875   | 0,972 | 0,879 | 0,880 | 0,881 | 0,881      |
| 0,6             | 0,757   | 0,746 | 0,749 | 0,753 | 0,754 | 0,755      |
| 0,8             | 0,612   | 0,623 | 0,630 | 0,636 | 0,639 | 0,642      |
| 1,0             | 0,505   | 0,520 | 0,529 | 0,540 | 0,545 | 0,550      |
| 1,2             | 0,419   | 0,437 | 0,449 | 0,462 | 0,470 | 0,477      |
| 1,4             | 0,350   | 0,369 | 0,383 | 0,400 | 0,410 | 0,420      |
| 1,6             | 0,294   | 0,314 | 0,329 | 0,348 | 0,360 | 0,374      |
| 1,8             | 0,250   | 0,270 | 0,285 | 0,305 | 0,320 | 0,337      |
| 2,0             | 0,214   | 0,233 | 0,241 | 0,270 | 0,285 | 0,304      |

|     |       |       |       |       |       |       |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2,2 | 0,185 | 0,208 | 0,218 | 0,239 | 0,256 | 0,280 |
| 2,4 | 0,161 | 0,178 | 0,192 | 0,213 | 0,230 | 0,258 |
| 2,6 | 0,141 | 0,157 | 0,170 | 0,191 | 0,208 | 0,239 |
| 2,8 | 0,124 | 0,139 | 0,152 | 0,172 | 0,189 | 0,228 |
| 3,0 | 0,110 | 1,124 | 0,136 | 0,155 | 0,172 | 0,208 |
| 3,2 | 0,098 | 0,111 | 0,122 | 0,141 | 0,158 | 0,190 |
| 3,4 | 0,088 | 0,100 | 0,110 | 0,128 | 0,144 | 0,184 |
| 3,6 | 0,080 | 0,090 | 0,100 | 0,117 | 0,133 | 0,175 |
| 3,8 | 0,072 | 0,082 | 0,091 | 0,107 | 0,123 | 0,166 |
| 4,0 | 0,066 | 0,075 | 0,084 | 0,095 | 0,113 | 0,158 |
| 4,2 | 0,060 | 0,069 | 0,077 | 0,091 | 0,105 | 0,150 |
| 4,4 | 0,055 | 0,063 | 0,070 | 0,084 | 0,098 | 0,144 |
| 4,6 | 0,051 | 0,058 | 0,065 | 0,078 | 0,091 | 0,137 |
| 4,8 | 0,047 | 0,054 | 0,060 | 0,072 | 0,085 | 0,132 |
| 5,0 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,067 | 0,079 | 0,126 |



## МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДАВЛЕНИЙ НА ОСНОВАНИЕ УСТОЯ ОТ ВЕСА ПРИМЫКАЮЩЕЙ ЧАСТИ ПОДХОДНОЙ НАСЫПИ

**П.1.** Дополнительное давление на грунты основания под задней гранью устоя (в уровне подошвы фундамента) от веса подходной насыпи (см. рис. П.1)  $p_1'$ , кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), следует определять по формуле

$$p_1' = \alpha_1 \gamma h_1 \quad (\text{П.1})$$

Для обсыпного устоя дополнительное давление на грунты основания под передней гранью устоя от веса конуса устоя  $p_2'$ , кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), следует определять по формуле

$$p_2' = \alpha_2 \gamma h_2 \quad (\text{П.2})$$

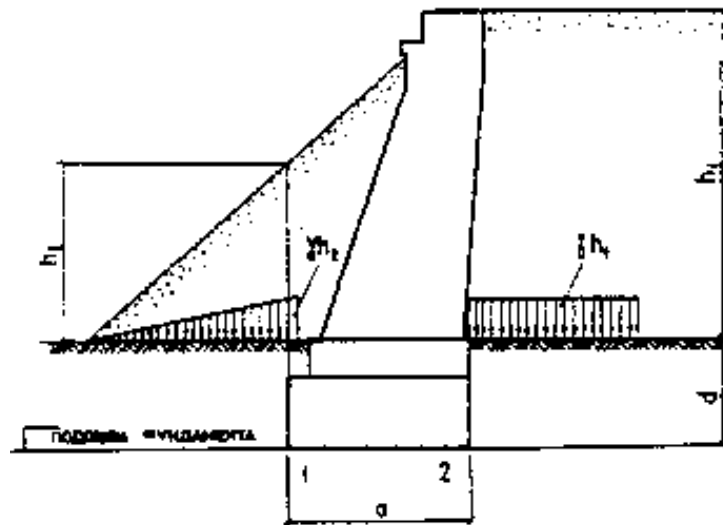
Давления  $p_1$  и  $p_2$  следует определять суммированием по соответствующим граням фундамента давления от расчетных нагрузок с добавлением  $p_1'$  и  $p_2'$ . В формулах (П.1) и (П.2):

$\gamma$  — расчетный удельный вес насыпного грунта, допускается принимать  $\gamma = 17,7 \text{ кН}/\text{м}^3$  ( $1,8 \text{ тс}/\text{м}^3$ );

$h_1$  — высота насыпи, м;

$h_2$  — высота конуса над передней гранью фундамента, м;

$\alpha_1, \alpha_2$  — коэффициенты, принимаемые соответственно по таблице П.1 и П.2.



**Рис. П.1.** Дополнительные давления от веса подходной насыпи на грунты основания обсыпного устоя  
1 — передняя грань; 2 — задняя грань

Таблица П.1

| Глубина заложения фундамента $d$ , м | Высота насыпи $h_1$ , м | Значение коэффициента $\alpha_1$ |   |      |    |
|--------------------------------------|-------------------------|----------------------------------|---|------|----|
|                                      |                         | для задней грани устоя           | для передней грани устоя при длине подошвы фундамента $a$ , м |      |    |
|                                      |                         |                                  | до 5  | 10   | 15 |
| 5                                    | 10                      | 0,45                             | 0,10  | 0    | 0  |
|                                      | 20                      | 0,50                             | 0,10  | 0,05 | 0  |
|                                      | 30                      | 0,50                             | -   | 0,06 | 0  |

|    |    |      |      |      |      |
|----|----|------|------|------|------|
| 10 | 10 | 0,40 | 0,20 | 0,05 | 0    |
|    | 20 | 0,45 | 0,25 | 0,10 | 0,05 |
|    | 30 | 0,50 | 0    | 0,10 | 0,05 |
| 15 | 10 | 0,30 | 0,20 | 0,15 | 0,10 |
|    | 20 | 0,35 | 0,30 | 0,20 | 0,15 |
|    | 30 | 0,40 | -    | 0,20 | 0,15 |
| 20 | 10 | 0,35 | 0,20 | 0,10 | 0,05 |
|    | 20 | 0,40 | 0,25 | 0,15 | 0,10 |
|    | 30 | 0,45 | -    | 0,20 | 0,15 |
| 25 | 10 | 0,25 | 0,20 | 0,20 | 0,15 |
|    | 20 | 0,30 | 0,30 | 0,20 | 0,20 |
|    | 30 | 0,35 | -    | 0,20 | 0,20 |
| 30 | 10 | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,15 |
|    | 20 | 0,25 | 0,30 | 0,25 | 0,20 |
|    | 30 | 0,30 | -    | 0,25 | 0,20 |

*Примечания:* 1. Для промежуточных значений  $d$ ,  $h_1$  и  $a$  коэффициент  $\alpha_1$  следует определять по интерполяции. 2. При расчете фундамент глубокого заложения рассматривается как условный, ограниченный контуром, принимаемым согласно приложению  $\Sigma$ .

Таблица П.2

| Глубина заложения фундамента $d$ , м | Значение коэффициента $\alpha_2$ при высоте конуса $h_2$ , м |     |     |
|--------------------------------------|--|-----|-----|
|                                      | 10   | 20  | 30  |
| 5                                    | 0,4  | 0,5 | 0,6 |
| 10                                   | 0,3  | 0,4 | 0,5 |
| 15                                   | 0,2  | 0,3 | 0,4 |
| 20                                   | 0,1  | 0,2 | 0,3 |
| 25                                   | 0  | 0,1 | 0,2 |
| 30                                   | 0  | 0   | 0,1 |

*Примечание.* Для промежуточных значений  $d$  и  $h_2$  коэффициент  $\alpha_2$  следует определять по интерполяции.

**П.2.** Относительный эксцентриситет равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента мелкого заложения следует определять по формуле

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 \left( \frac{a}{y} - 1 \right) + p_2}; \quad (\text{П.3})$$

где  $a$  — длина подошвы фундамента, м (см. рис. П.1);

$y$  — расстояние от главной центральной оси подошвы фундамента до более нагруженного ребра, м;

$e_0$ ,  $r$  — те же значения, что и в п. 7.7.

## Библиография

1. Концепция по повышению эксплуатационной надежности мостовых сооружений на автомобильных дорогах государств - участников СНГ на 2008–2015.
2. КМК 2.05-03-97. Мосты и трубы, 1997.
3. СНиП 2.05-03-84\*. Мосты и трубы, 1986.
4. СН 200-62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб, 1962.
5. СТ РК 1380-2005. Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Нагрузки и воздействия. (Казахстан).
6. СТ РК 1379-2005. Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Габариты приближения конструкций. (Казахстан).
7. СНиП 2.05-03-84\*. Мосты и трубы. Актуализированная редакция, 2011 (Россия).
8. Двн.В.2.3-14:2006. Мости и Трубы. Правила проектирования, 2006 (Украина).
9. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретическая книга 1. Москва, 1972.
10. Островидов А.М. Кузнецов И.А. Таблица для проектирования мостов. Москва, 1959.
11. Справочник инженера-дорожника. Проектирования мостов и труб. Москва, 1964.
12. Улицкий И.И. «Железобетонные конструкции расчет и конструирование. Киев – 1958.
13. Водопропускные трубы под насыпями. Москва, 1982.
14. ОДМ 218.4.003-2009. Рекомендации по объединению металлических балок с монолитной железобетонной плитой посредством непрерывных гребенчатых упоров в сталежелезобетонных пролетных строениях мостов, 2009.
15. С. Р. Владимирский. Металлические пролетные строения мостов с ортотропными плитами. Конструирование и расчет. Учебное пособие, 2006.
16. Руководство по определению грузоподъемности опор железнодорожных мостов. Москва. Транспорт, 1995.
17. Руководство по защите металлоконструкций от коррозии и ремонту лакокрасочных покрытий металлических пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов. Москва, 2003;
18. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. 2 кн. учебник для ВУЗ / П. М. Саламахин, Л. В. Маковский, В. И. Попов и др., 2007.
19. А. В. Дарков, Н. Н. Шапошников. Строительная механика. Выс. школа, 1986.
20. ТКП EN 1992-2 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.
21. ТКП EN 1993-2 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 22. Стальные мосты.
22. ТКП EN 1993-1-7-200. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-7. Расчет соединений.
23. ТКП EN 1993-1-9-200. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталость.
24. ТКП EN 1995-1-1-200. Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
25. ТКП EN 1994-2. Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Общие правила и правила для мостов.
26. Поливанов Н.И. Железобетонные мосты. Автотрансмост. Москва, 1950.
27. Россиский В.А. Назаренко Б.П. Словинский Н.Л. примеры проектирования сборный железобетонных мостов, издательство литературы по строительству. Москва, 1969..
28. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций, издательство литературы по строительству. Москва, 1969.
29. Таблицы для проектирования мостов, литература по автотранспорту. Москва, 1979. Справочное.

30. Расчет железобетонных конструкций и их конструирование, Госстрой УССР, Киев, 1969.
31. Примеры проектирования сборных ж/б мостов. Высший школа. Москва, 1979.
32. Металлическая конструкция в примерах. Москва. Стройиздат, 1976.
33. Примеры по расчету стальных конструкций. Москва, 1969г.
34. Информация конструктора металлических конструкций. Киев. Будивильний, 1980.
35. Проектирование автодорожных мостов и путепроводов. Киев. Будивильний, 1978.
36. Статистика сооружений. Москва. Стройиздат, 1989.
37. Расчет ж/б мостов. Транспорт. Москва, 1970.
38. Мосты автомобильных дорогах (проектирование и расчет). Издательства автотранс. Москва, 1956.
39. Информация теории расчета для проектировщика. Стройиздат, 1972.
40. Рекомендации по проектированию и строительству береговых опор диванного типа на малых и средних автодорожных мостах. Минтрансстрой. Москва, 1988.
41. Технические указания по расчету балочных плит мостового перехода. ВСН58-61. Минтрансстрой, 1962.
42. Пособие для устройства развернутой переходной части мостовых пролетных строений с плитами. Госдорнии. Киев, 1974.
43. инструкция по устройству и проектированию полимерных опорных частей моста. ВСН 86-83. Москва, 1983.
44. ГОСТ 32020 – 2012. МГС. Опорные части резиновые для мостостроения, 2012.

## СОДЕРЖАНИЕ

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
|          | <b>*ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....</b>  | <b>3</b>  |
| <b>1</b> | <b>Общие указания.....</b>   | <b>4</b>  |
|          | Расположение мостов и труб.....  | 5         |
|          | Основные требования к конструкциям.....  | 7         |
|          | Габариты.....  | 10        |
|          | Расчет мостов и труб на воздействие водного потока.....                          | 13        |
|          | Общие указания.....  | 13        |
|          | Расчет несущих конструкций и оснований мостов и труб на силовые воздействия..... | 17        |
|          | Общие указания.....  | 17        |
|          | Деформации, перемещения, продольный профиль конструкций.....                     | 19        |
|          | Верхнее строение пути на железнодорожных мостах.....                             | 23        |
|          | Мостовое полотно автодорожных и городских мостов.....                            | 24        |
|          | Сопряжение мостов с подходами.....   | 28        |
|          | Отвод воды.....  | 31        |
|          | Эксплуатационные устройства.....   | 32        |
|          | Охрана окружающей среды .....  | 35        |
| <b>2</b> | <b>*НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ.....</b>  | <b>37</b> |
|          | Сочетания нагрузок.....  | 37        |
|          | Постоянные нагрузки и воздействия.....   | 39        |
|          | Временные нагрузки от подвижного состава и пешеходов.....                        | 42        |
|          | Прочие временные нагрузки и воздействия.....                                     | 60        |
| <b>3</b> | <b>*БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....</b>                               | <b>70</b> |
|          | Основные расчетные требования.....   | 70        |
|          | Материалы для бетонных и железобетонных конструкций.....                         | 78        |
|          | Бетон.....   | 78        |
|          | Общие характеристики.....  | 78        |
|          | Расчетные сопротивления.....   | 81        |
|          | Характеристики деформативных свойств.....  | 87        |
|          | Арматура.....  | 88        |
|          | Стальные изделия.....  | 91        |
|          | Расчетные характеристики арматуры.....   | 92        |
|          | Коэффициенты условий работы арматуры.....  | 94        |
|          | Расчетные характеристики для стальных изделий.....                               | 97        |
|          | Характеристики деформативных свойств арматуры и отношение модулей упругости..... | 98        |
|          | Расчет по предельным состояниям первой группы.....                               | 99        |
|          | Расчет по прочности и устойчивости.....  | 99        |
|          | Общие указания.....  | 99        |
|          | Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.....           | 104       |
|          | Расчет изгибаемых железобетонных элементов.....                                  | 107       |
|          | Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов.....                               | 108       |
|          | Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов.....                         | 110       |
|          | Расчет центрально-растянутых элементов.....                                      | 115       |
|          | Расчет внецентренно растянутых элементов.....                                    | 115       |
|          | Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента.....            | 116       |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
|          | Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы.....      | 117        |
|          | Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего моментов..... | 120        |
|          | Расчет стыков на сдвиг.....   | 121        |
|          | Расчет на местное сжатие (смятие).....  | 122        |
|          | Расчет на выносливость.....   | 124        |
|          | Расчет по предельным состояниям второй группы.....  | 127        |
|          | Расчет по трещиностойкости.....   | 127        |
|          | Общие положения.....  | 127        |
|          | Расчет по образованию трещин.....   | 130        |
|          | Расчет по раскрытию трещин.....   | 133        |
|          | Определение прогибов и углов поворота.....  | 137        |
|          | Конструктивные требования.....  | 139        |
|          | Минимальные размеры сечения элементов.....  | 140        |
|          | Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры.....   | 141        |
|          | Защитный слой бетона.....   | 142        |
|          | Минимальные расстояния между арматурными элементами.....  | 143        |
|          | Анкеровка ненапрягаемой арматуры.....   | 145        |
|          | Анкеровка напрягаемой арматуры.....   | 146        |
|          | Продольное армирование элементов.....   | 147        |
|          | Поперечное армирование элементов.....   | 149        |
|          | Сварные соединения арматуры.....  | 152        |
|          | Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки).....   | 153        |
|          | Стыки элементов сборных конструкций.....  | 154        |
|          | Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов.....     | 155        |
|          | Закладные изделия.....  | 157        |
|          | Конструирование опор.....   | 158        |
|          | Гидроизоляция конструкций.....  | 160        |
| <b>4</b> | <b>*СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....</b>   | <b>162</b> |
|          | Общие положения.....  | 162        |
|          | Материалы и полуфабрикаты .....   |            |
|          | Расчетные характеристики материалов и соединений.....   | 166        |
|          | Учет условий работы и назначения конструкций.....   | 173        |
|          | Расчеты.....  | 173        |
|          | Общие положения.....  | 173        |
|          | Расчеты по прочности.....   | 175        |
|          | Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы.....   | 175        |
|          | Изгибаемые элементы.....  | 175        |
|          | Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом.....  | 178        |
|          | Расчеты на прочность и ползучесть стальных канатов.....   | 181        |
|          | Расчеты по устойчивости.....  | 182        |
|          | Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости.....                | 187        |
|          | Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости.....                   | 189        |
|          | Расчетные длины.....  | 190        |
|          | Предельная гибкость стержневых элементов.....   | 195        |
|          | Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений.....                              | 195        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
|          | Особенности расчетов несущих элементов и соединений.....  | 198        |
|          | Элементы главных ферм.....  | 189        |
|          | Элементы проезжей части.....  | 201        |
|          | Элементы связей.....  | 203        |
|          | Расчет соединений.....  | 205        |
|          | Расчет соединительных планок и перфорированных листов.....                                      | 216        |
|          | Расчет опорных частей.....  | 217        |
|          | Конструирование.....  | 218        |
|          | Общие положения.....  | 218        |
|          | Сечения элементов.....  | 220        |
|          | Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок.....  | 222        |
|          | Предварительно напряженные пролетные строения.....  | 225        |
|          | Сварные, фрикционные и болтовые соединения.....   | 226        |
|          | Детали конструкции.....   | 231        |
|          | Конструкции планок и перфорированных листов.....  | 233        |
|          | Особенности конструкции болтосварных пролетных строений.....                                    | 233        |
|          | Конструкция ортотропной плиты проезжей части.....   | 235        |
|          | Конструкция опорных частей.....   | 236        |
| <b>5</b> | <b>*СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....</b>  | <b>237</b> |
|          | Общие положения.....  | 237        |
|          | Расчеты.....  | 237        |
|          | Основные положения.....   | 237        |
|          | Расчет конструкций.....   | 243        |
|          | Расчет по прочности.....  | 243        |
|          | Расчет на выносливость.....   | 249        |
|          | Расчет по трещиностойкости.....   | 251        |
|          | Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией.....                           | 252        |
|          | Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам..... | 254        |
|          | Конструирование.....  | 255        |
| <b>6</b> | <b>*ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....</b>   | <b>257</b> |
|          | Общие указания.....   | 257        |
|          | Материалы.....  | 258        |
|          | Расчетные характеристики материалов и соединений.....   | 259        |
|          | Расчеты.....  | 264        |
|          | Определение усилий и моментов.....  | 264        |
|          | Расчетная длина сжатых элементов и гибкость элементов.....                                      | 265        |
|          | Расчет элементов конструкций.....   | 267        |
|          | Расчет соединений.....  | 270        |
|          | Конструирование.....  | 273        |
|          | Основные требования.....  | 273        |
|          | Наименьшие размеры элементов и допускаемые их гибкости.....                                     | 274        |
|          | Стыки и соединения.....   | 275        |
|          | Элементы пролетных строений и опор.....   | 278        |
| <b>7</b> | <b>*ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ.....</b>   | <b>281</b> |
|          | Общие положения.....  | 281        |
|          | Расчеты.....  | 281        |
|          | Конструирование.....  | 285        |
|          | <i>*Приложение А. Термины и определения .....</i>   | <i>288</i> |
|          | <i>*Приложение В. Классификация мостовых сооружений и труб.....</i>                             | <i>291</i> |

|  |            |
|--|------------|
| <b>*Приложение С. Основные буквенные обозначения используемых величин ....</b>   | <b>293</b> |
| <b>*Приложение D. Перечень нормативных документов .....</b>  | <b>303</b> |
| <b>*Приложение E. Габариты приближения конструкций мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных автомобильных дорогах, в сельскохозяйственных предприятиях, на внутренних автомобильных дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах.....</b> | <b>307</b> |
| <b>*Приложение F Коэффициент сочетания <math>\eta</math> для временных нагрузок и воздействий.....</b>   | <b>315</b> |
| <b>*Приложение G. Методика определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов.....</b>  | <b>318</b> |
| <b>*Приложение H. Методика определения коэффициента вертикального давления грунта при расчете звеньев (секций) труб.....</b>   | <b>320</b> |
| <b>*Приложение I. Нормативная временная вертикальная нагрузка СК от железнодорожного подвижного состава и правила загрузки ею линий влияния.....</b>   | <b>321</b> |
| <b>*Приложение J. Эквивалентные нагрузки от одиночных тяжелых нагрузок НК-80 и НГ-60.....</b>  | <b>326</b> |
| <b>*Приложение K. Эквивалентные нагрузки от одиночных автомобилей, стоящих и движущихся колонн автомобилей АБ.....</b>   | <b>329</b> |
| <b>*Приложение L. Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои) от транспортных средств железных и автомобильных дорог.....</b>   | <b>332</b> |
| <b>*Приложение M. Аэродинамические коэффициенты.....</b>   | <b>335</b> |
| <b>*Приложение N. Нормативная ледовая нагрузка.....</b>  | <b>337</b> |
| <b>*Приложение O. Потери предварительного напряжения арматуры.....</b>   | <b>339</b> |
| <b>*Приложение P. Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб.....</b>  | <b>343</b> |
| <b>*Приложение Q. Определение жесткостей сечений железобетонных элементов для расчета прогибов и углов поворота с учетом ползучести бетона.....</b>  | <b>344</b> |
| <b>*Приложение R. Коэффициенты условий работы канатов.....</b>   | <b>348</b> |
| <b>*Приложение S. Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок.....</b>   | <b>349</b> |
| <b>*Приложение T. Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости.....</b>  | <b>353</b> |
| <b>*Приложение U. Коэффициенты для расчета на выносливость.....</b>  | <b>361</b> |
| <b>*Приложение V. Расчет ортотропной плиты проезжей части по прочности и устойчивости.....</b>   | <b>367</b> |
| <b>*Приложение W. Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях.....</b>  | <b>374</b> |
| <b>*Приложение X. Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий.....</b>  | <b>377</b> |
| <b>*Приложение Y. Распределение сдвигающих усилий по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных случаях воздействий.....</b>  | <b>379</b> |
| <b>*Приложение Z. Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами.....</b>  | <b>380</b> |
| <b>*Приложение Ω. Расчеты по прочности объединения железобетона и стали высокопрочными болтами, обжимающими железобетон.....</b>   | <b>382</b> |



|  |            |
|--|------------|
| <b>*Приложение Ψ. Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию</b>   | <b>383</b> |
| <b>*Приложение Σ. Методика проверки несущей способности по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения.....</b> | <b>386</b> |
| <b>*Приложение Ø. Методика определения несущей способности подстилающего слоя грунта.....</b>  | <b>389</b> |
| <b>*Приложение Π. Методика определения дополнительных давлений на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи.....</b>                          | <b>390</b> |
| <b>Библиография.....</b>   | <b>394</b> |
| <b>Содержание.....</b>   | <b>396</b> |