

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

ГИДРОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

**ҚР ЕЖ 3.04-102-2014
СП РК 3.04-102-2014**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства
национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «ИННОБИЛД» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3. **БЕКІТІЛГЕН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29 желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылдың 1 шілдесінен бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ИННОБИЛД»
2. **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. **УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от 29 декабря 2014 года №156- НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі Уәкілетті мемлекеттік органның рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	V
1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3 ТЕРМИНДЕР, АНЫҚТАМАЛАР МЕН БЕЛГІЛЕР	2
3.1 Терминдер мен анықтамалар	2
3.2 Белгілер.....	3
3.2.1 Сыртқы жүктемелерден түсетін күш және элементтің көлденең қимасындағы әсерлер	3
3.2.2 Материалдардың сипаттамалары	3
3.2.3 Элементтің көлденең қимасында бойлық арматураның орналасқан орнының сипаттамалары.....	4
3.2.4 Геометриялық сипаттамалар.....	4
3.2.5 Коэффициенттер	5
4 ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕР.....	5
4.1 Жалпы ережелер	5
4.2 Бетон және темірбетон конструкцияларға арналған материалдар	6
4.2.1 Бетон.....	6
4.2.2 Арматура.....	23
4.3 Конструктивтік шешімдер	28
4.3.1 Тұрақты және уақытша жіктер	28
4.3.2 Бойлық және көлденең арматуралау	28
4.3.3 Алдын ала кернеуленген темірбетон элементтерін құрастыру жөніндегі қосымша нұсқаулар	31
4.4 Негізгі есептік жағдайлар	32
4.5 Бетон және темірбетон конструкциялардың элементтерін беріктік пен төзімділікке есептеу	35
4.5.1 Бетон элементтерді беріктікке есептеу	35
4.5.2 Темірбетон элементтерді беріктікке есептеу	39
4.5.3 Темірбетон элементтерді төзімділікке есептеу	54
4.6 Сызаттардың түзілуі мен ашылуы бойынша және деформациялар бойынша темірбетон конструкциялар элементтерін есептеу	56
4.6.1 Темірбетон конструкциялар элементтерін сызаттардың түзілуі бойынша есептеу	56
4.6.2 Темірбетон элементтерді сызаттардың ашылуы бойынша есептеу.....	58
4.6.3 Темірбетон конструкциялар элементтерін деформациялар бойынша есептеу.....	63
4.7 Бетон және темірбетон конструкциялар элементтерін температуралық, ылғалдылық, сейсмикалық әсерлерге есептеу	64
4.8 Қоршаған ортаны қорғау	70
5 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ РЕСУРСТАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ	71
А қосымшасы (міндетті) Бетон элементтерін таврлық, екі таврлық және қораптық қима беріктігіне есептеу үшін k коэффициентін анықауға арналған номограмма.....	72

ҚР ЕЖ 3.04-102-2014

Б қосымшасы (ақпараттық) Сызаттардың ашылуы бойынша есептелетін тікбұрышты қималы элементтердің сызаттарға төзімді емес бөліктерінің қаттылық коэффициентін анықтауға.....	73
В қосымшасы (ақпараттық) Конструкцияларды температуралық әсерлерге арналған бетон сипаттамалары.....	74

КІРІСПЕ

Осы ережелер жинағы нормалаудың параметрлік әдісіне сәйкес Қазақстан Республикасының құрылыс саласындағы нормативтік базаны реформалау шегінде әзірленді.

Ережелер жинағында гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларын жобалау жөніндегі қолайлы шешімдер бар, оны орындау нәтижесінде ҚР ҚН «Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкциялары» құрылыс нормаларының жұмыс сипаттамаларына қойылатын белгіленген талаптар іске асырылады.

Осы ережелер жинағы ҚР ҚН «Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларында» белгіленген параметрлерді орындаудың бірден-бір әдісі болып табылмайды.

Әзірленген ережелер жинағы бетон және темірбетон конструкцияларды жобалауды жетілдіру есебінен гидротехникалық құрылыстардың пайдалану сенімділігін арттыруға ықпал етеді.

Ережелер жинағын әзірлеген кезде озық отандық және шетелдік тәжірибенің техника және технология ғылымының жетістіктері ескерілді.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ГИДРОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН
КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ

1.1 Осы ережелер жинағы гидротехникалық имараттарының бетон және темірбетон конструкцияларын жобалауға қолайлы шешімдерді белгілейді.

1.2 Ережелер жинағы жаңадан салынатын, реконструкцияланатын және жөнделетін энергетикалық және су-көлік гидротораптарының құрамына кіретін су ортасының әсерінде тұрақты немесе кезеңдік болатын барлық кластағы бетон және темірбетон конструкцияларға, сондай-ақ су тасқынымен күресуге және аумақты су басу және су тасқынынан қорғауға арналған құрылыстарға таратылады.

1.3 Осы ережелер жинағы пайдаланылатын құрылыстардың күйін есептік бағалау кезінде қолданылуы мүмкін (оның ішінде табиғи бақылау мен тексеру мәліметтерін ескере отырып).

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы ережелер жинағын қолдану үшін мынадай нормативтік құжаттар қажет:

ҚР ЕЖ 2.01-101-2013 Құрылыс конструкцияларын тот басудан қорғау.

ҚР ЕЖ 3.04-101-2013 Гидротехникалық имараттар.

ҚР ЕЖ 3.04-107-2014 Гидротехникалық имараттарға түсетін жүктемелер мен әсер етулер (толқындық, мұзды және кемелік).

ҚР СТ 937-92 Бетон және темірбетон құрама конструкциялар және бұйымдар. Жалпы техникалық шарттар.

ҚР СТ 2197-1-2012 Бетонға арналған ұшқыш күл. 1-бөлім. Анықтама, талаптар және сәйкестік өлшемдері.

ҚР СТ EN 197-1-2011 Цемент. 1-бөлім. Қарапайым цементке арналған құрам, ерекшеліктер және сәйкестік өлшемдері.

ҚР СТ EN 206-1-2011 Бетон. 1-бөлім. Техникалық талаптар, көрсеткіштер, өндіріс және сәйкестік.

ҚР СТ EN 934-2-2011 Бетонға, ерітіндіге және инъекциялық ерітіндіге арналған қоспалар. 2-бөлім. Бетонға арналған қоспалар. Анықтама, талаптар, сәйкестік, таңбалау және этикет қағаз жапсыру.

Ресми басылым

ҚР СТ EN 10080-2011 Темірбетон конструкцияларға арналған арматура. Дәнекерлеу арматурасы. Жалпы ережелер.

ҚР СТ EN 12620-2011 Бетонға арналған толтырғыштар.

МЕМСТ 7473-2010 Бетон қоспалары. Техникалық шарттар.

МЕМСТ 10922-2012 Арматуралық және дәнекерлік салма бұйымдар, темірбетон конструкциялардың дәнекерлік арматурасы мен салма бұйымдардың қосылысы. Жалпы техникалық шарттар.

МЕМСТ 18105-2010 Бетондар. Бақылау және беріктікті бағалау ережесі.

МЕМСТ 24211-2008 Бетонға және құрылыс ерітінділеріне арналған қоспалар. Жалпы техникалық шарттар.

МЕМСТ 26633-2012 Ауыр және ұсақ микротүйіршікті бетондар. Техникалық шарттар.

МЕМСТ 27751-88 Құрылыс конструкциялары мен негіздердің сенімділігі. Есеп жөніндегі негізгі ереже.

МЕМСТ 31938-2012 Бетон конструкцияларды арматуралауға арналған композиттік полимерлік арматура. Жалпы техникалық шарттар.

Ескертпе - Осы құрылыс нормаларын пайдаланған кезде ағымдағы жылғы жағдай бойынша жасалатын «Сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы Қазақстан Республикасының аумағында қолданылатын нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілер тізбесі», «Қазақстан Республикасының стандарттау бойынша нормативтік құжаттар көрсеткіштері» және «Қазақстан Республикасының стандарттау бойынша мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» ақпараттық тізімдемесі және ай сайын шығатын тиісті ақпараттық бюллетень-журнал бойынша тексерген жөн. Егер сілтеме құжат ауыстырылса (өзгерсе), онда осы нормативті пайдаланған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтеме құжат ауыстырусыз күшін жойса, онда оған сілтеме жасалған ереже осы сілтемеге қатысы жоқ бөлігіне қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР, АНЫҚТАМАЛАР МЕН БЕЛГІЛЕР

3.1 Терминдер мен анықтамалар

Осы ережелер жинағында осы объектілерге құрылыс нормаларында келтірілген терминдер мен анықтамалар, сондай-ақ тиісті анықтамалары бар төмендегідей терминдер қолданылады:

3.1.1 Бетонның тоттануға төзімділігі: Тоттану ортасының немесе бетондағы ішкі тоттанудың сыртқы физикалық, химиялық, физика-химиялық немесе биологиялық әсерге бетонның қарсы тұру қабілеті.

3.1.2 Бетонның серпімділік модулі: Үлгіні осьтік сығу кезінде қалыпты кернеу және оған сәйкес салыстырмалы бойлық лезде серпілетін деформация арасындағы пропорционалдық коэффициент.

3.1.3 Бетонның жылу бөлгіштігі: Цемент гидратациясы есебінен бетон конструкциясы денесінде түзілетін жылу мөлшері (кДж/кг немесе ккал/кг алынған).

3.1.4 Бетонның жылу өткізгіштігі: Бетонның өзінің қалыңдығы арқылы үстіңгі беттегі температура айырмасының әсерінен туындайтын жылу ағынын өткізу қабілетін көрсететін бетонның жылу қорғаныс қасиетін бағалау кезінде қолданылатын сипаттама.

3.1.5 Қиманың жұмыс биіктігі: Элементтің сығылған қырынан созылған бойлық арматураның ауырлық орталығына дейінгі қашықтық.

3.1.6 Композиттік арматура: Шыны, базальт, көміртекті немесе арамидті талшықтардан жасалған термореактивті немесе термопластикалық полимерлі байланыстырушымен сіңдірілген және қатайтылған металл емес шыбықтар. Шыны талшықтардан жасалған арматураны шыныпластик (АШП), базальт талшықтардан жасалған – базальтопластик (АБП), көміртекті талшықтардан жасалған – көмірпластик және т. б. деп атау қабылданған.

3.1.7 Шекті күш: Қабылданған материалдар сипаттамалары кезінде элементтің, оның қимасының қабылдауы мүмкін ең көп күш.

3.2 Белгілер

3.2.1 Сыртқы жүктемелерден түсетін күш және элементтің көлденең қимасындағы әсерлер

M – иілу моменті;

N – бойлық күш салу;

Q – көлденең күш салу.

3.2.2 Материалдардың сипаттамалары

$R_b, R_{b,ser}$ – 180 тәулік (немесе 1 жыл) бетон жасындағы бірінші және екінші топтардың шекті күйлеріне сәйкес осьтік сығылуға бетонның есептік кедергілері;

$R_{bt}, R_{bt, ser}$ – бірінші және екінші топтардың шекті күйлеріне сәйкес осьтік сығылуға бетонның есептік кедергілері;

$R_s, R_{s,ser}$ – бірінші және екінші топтардың шекті күйлеріне сәйкес созылуға шыбықты арматураның есептік кедергілері;

R_{si} – табақты арматураның есептік кедергілері;

R_{sw} – элементтің бойлық осіне қималарды, көлбеулерді есептеу кезінде бірінші топтың шекті күйлері үшін созылуға көлденең арматураның есептік кедергісі;

R_{sc} – бірінші топтың шекті күйлері үшін сығылуға арматураның есептік кедергісі;

E_b – сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі;

E_s – арматураның серпімділік модулі;

ν – Пуассон коэффициенті;

ν_1 – Арматура E_s және бетонның E_b тиісті серпімділік модульдерінің қатынасы;

ν_2 – өндірістік құрамдағы бетон беріктігінің вариация коэффициенті.

3.2.3 Элементтің көлденең қимасында бойлық арматураның орналасқан орнының сипаттамалары

S – бойлық арматураның белгілеуі:

а) иілетін элементтер үшін – аймақта орналасқан, сыртқы күштердің әсерінен созылған;

б) сығылған элементтер үшін – аймақта орналасқан, күш әсерінен созылған немесе қиманың ең көп сығылған жағында;

в) орталықтан тыс орналасқан созылған элементтер үшін – сыртқы бойлық осьті салу нүктесінен ең қашықтатылған;

г) орталықтағы созылған элементтер үшін – элементтің бүкіл көлденең қимасында;

S' – бойлық арматураның белгілеуі:

а) иілетін элементтер үшін – аймақта орналасқан, сыртқы күштердің әсерінен сығылған;

б) сығылған элементтер үшін – аймақта орналасқан, сыртқы күштер әсерінен созылған немесе қиманың ең көп сығылған жағында;

в) орталықтан тыс орналасқан созылған элементтер үшін – сыртқы бойлық осьті салу нүктесінен ең қашықтатылған;

3.2.4 Геометриялық сипаттамалар

b – тікбұрышты қима ені, таврлы немесе қос таврлы қима қырының ені;

h – тікбұрышты, таврлы немесе қос таврлы қима биіктігі;

a, a' – сәйкесінше S және S' арматурадағы тең әсер ететін күштен қиманың жақын жатқан қырына дейінгі қашықтық;

h_0, h'_0 – ($h_0 = h - a, h'_0 = h - a'$) қиманың жұмыс биіктігі;

x – қиманың (бетонның) сығылған аймағының биіктігі;

ξ – x / h_0 тең бетонның сығылған аймағының салыстырмалы биіктігі;

s – элементтің ұзындығы бойынша өлшенген қамыттар арасындағы қашықтық;

e_0 – келтірілген қиманың ауырлық орталығына қатысты бойлық күш N эксцентриситеті;

e, e' – сәйкесінше S және S' арматурадағы бойлық күш салу нүктесінен сәйкесінше тең әсер ететін күш салуға дейінгі қашықтық;

d – арматуралық шыбықтардың номиналды диаметрі;

F – көлденең қимадағы бүкіл бетонның ауданы;

A_b – бетонның сығылған аймағы қимасының ауданы;

A_{red} – элементтің келтірілген қимасының ауданы;

A_s, A'_s – сәйкесінше S және S' арматура қималарының ауданы;

A_{sw} – көлбеу қиманы қиып өтетін, элементтің бойлық осіне бір қалыпты жазықтықта орналасқан қамыттар қимасының ауданы;

$A_{s, inc}$ – көлбеу қиманы қиып өтетін, элементтің бойлық осіне бір көлбеу жазықтықта орналасқан жазылған шыбықтар қимасының ауданы;

I – элемент қимасының ауырлық орталығына қатысты бетон қимасының инерция моменті;

I_{red} – элементтің ауырлық орталығына қатысты оның келтірілген қимасының инерция моменті;

I_s – элементтің ауырлық орталығына қатысты арматура қимасы ауданының инерция моменті;

I_b – қиманың ауырлық орталығына қатысты бетонның сығылған аймағының инерция моменті;

S_b – арматураға тең әсер ететін күш салу нүктесіне қатысты бетонның сығылған аймағы ауданының статикалық моменті;

S_s, S'_s – сәйкесінше S және S' арматураға тең әсер ететін күш салу нүктесіне қатысты бүкіл бойлық арматура қимасы ауданының статикалық моменті.

3.2.5 Коэффициенттер

γ_{lc} – жүктемелер үйлесімі;

γ_n – құрылыстың арналуы бойынша сенімділік;

γ_c – құрылыстың жұмыс істеу шарттары;

γ_b – бетонның жұмыс істеу шарттары;

γ_s – арматураның жұмыс істеу шарттары;

μ – арматура қимасы ауданының S элементтің көлденең қимасы ауданына bh_0 қатынасы ретінде анықталатын арматуралау, сығылған және созылған сөрелер аспаларын ескерусіз.

4 ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕР

4.1 Жалпы ережелер

4.1.1 Құрама конструкциялар элементтерін таңдаған кезде беріктігі жоғары бетон және арматурадан жасалған алдын ала кернеуленген конструкцияларды, сонымен қатар жеңіл бетоннан жасалған конструкцияларды қарастыру қажет.

4.1.2 Құрама конструкциялардың элементтері мамандандырылған кәсіпорындарда механикаландырылған дайындау шарттарына жауап беруі тиіс.

Құрама конструкцияларды дайындау, тасымалдау шарттарын, монтаждау механизмдерінің жүк көтергіштігін ескере отырып, оларды ірілендіру орындылығын қарастыру керек.

Құрама конструкциялардағы элементтердің тораптары мен жалғауларының конструкциялары күшті сенімді беруді, түйісу аймағындағы элементтердің беріктігін, сонымен қатар түйіске қоса салынған бетонның конструкция бетонымен байланысуын қамтамасыз етуі тиіс.

4.1.3 Гидротехникалық құрылыс конструкцияларын жобалаған кезде ҚР ЕЖ 3.04-107 бойынша (қажетті сенімділік арқылы кернелген және деформацияланған жағдай сипаты есеппен анықталмайды) конструкцияның статикалық және динамикалық

жұмысының күрделі жағдайы үшін жобалау мен құрылыс жүргізудің қабылданған тәжірибесі жеткіліксіз болғанда сынақ жүргізу керек.

4.1.4 Конструкциялардың талап етілетін су өткізбеушілігін және аязға төзімділігін қамтамасыз ету үшін, сонымен қатар олардың есептік қималарында судың қарсы қысымын азайту үшін келесі шараларды қарастыру қажет:

- су өткізбеушілігі және аязға төзімділігі бойынша тиісті маркалар бетонның қысым түсіретін қыры жағынан және сыртқы беттер жағынан салу (әсіресе су деңгейі айнымалы аймақтарда);

- бетонға беттік белсенді қоспаларды қолдану (ауа енгізетін, пластификациялаушы және т. б.);

- құрылыстардың сыртқы беттерін гидрооқшаулау және жылуи гидрооқшаулау;

- қысым түсірілетін қырлар жағынан және құрылыстың пайдалану жүктемелерінен созылатын беттері жағынан бетонды қысу;

- қысым түсетін қыры жағынан дренаж орнату.

Шараны таңдауды нұсқаларды техника-экономикалық салыстыру негізінде жүргізу қажет.

4.2 Бетон және темірбетон конструкцияларға арналған материалдар

4.2.1 Бетон

4.2.1.1 Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде жұмыстың түріне және шарттарына байланысты бетон сапасының келесі көрсеткіштерін белгілеу қажет:

а) $t = 0,95$ қамтамасыз етілуімен бетонның кепілдікті беріктігінің мәніне, МПА, жауап беретін сығылу беріктігі бойынша бетон кластары. Массивті құрылыстарда $t = 0,9$ қамтамасыз етілуімен бетонның кепілдікті беріктігінің мәндеріне ие бетонды қолдануға болады. Бетон гравитациялық бөгеттердің ішкі аймағы үшін $t = 0,85$ қамтамасыз етілуімен бетонның кепілдікті беріктігінің мәндеріне ие бетонды қолдануға жол беріледі.

Жобаларда сығылу беріктігі бойынша бетонның келесі кластарын қарастыру керек: МЕМСТ 26633 бойынша В5, В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В25, В30, В35, В40.

Ескертпе – Ғылыми зерттеулерді жүргізгеннен кейін тиісті негіздеме кезінде цилиндрлік беріктігі ҚР СТ EN 206-1 бойынша бетон кластарын қабылдауға жол беріледі.

б) осьтік созылуға беріктігі бойынша бетон кластары. Бұл сипаттаманы ол басты мәнге ие болған кезде және өндірісте бақыланатын жағдайларда белгілейді.

Жобаларда осьтік созылуға беріктігі бойынша бетонның келесі кластарын қарастыру керек: В_т0,8, В_т1,2, В_т1,6, В_т2,0, В_т2,4, В_т2,8, В_т3,2;

в) бетонның аязға төзімділігі бойынша маркалары.

Жобаларда аязға төзімділігі бойынша бетонның келесі маркаларын қарастыру керек: F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500, F600, F700, F800, F1000;

г) су өткізбеушілік бойынша бетон маркалары.

Жобаларда су өткізбеушілігі бойынша бетонның келесі маркаларын қарастыру қажет: W2, W4, W6, W8, W10, W12, W16, W18, W20.

4.2.1.2 Су деңгейі айнымалы аймақтағы (соның ішінде оның үстіндегі 0,5 метрлік аймақта) энергетикалық құрылыстар үшін аязға төзімділігі бойынша бетон маркасын 1-кесте бойынша қабылдау керек.

1-кесте – Аязға төзімділік бойынша бетон маркасы

Климаттық жағдайлар	Жылына алма-кезек мұздату және жібіту циклдері ішінде аязға төзімділік бойынша бетон маркасы						
	≤ 25	26-50	51-100	101-150	151-200	201-250	251-300
Қалыпты	F50	F100	F150	F200	F300	F400	F600
Қатаң	F100	F150	F200	F300	F400	F600	F800
Өте қатаң	F200	F300	F400	F500	F600	F800	F1000
Ескертпелер 1 Климаттық жағдайлар ең суық айдың орташа айлық температурасымен сипатталады: қалыпты - минус 10°C жоғары, қатаң - минус 10 бастап минус 20°C дейін (қоса алғанда), өте қатаң - минус 20°C төмен. 2 Құрылыс ауданы үшін ең суық айдың орташа айлық температурасы нормативтік құжаттар бойынша, сонымен қатар гидрометеорологиялық қызмет деректері бойынша анықталады. 3 Мұздату-жібіту және агрессивті су-ортаның бір уақыттағы әсері кезінде ҚР ЕЖ 2.01-101, ҚР СТ EN 197-1, ҚР СТ EN 206-1 және МЕМСТ 18105 бойынша материалдар мен конструкцияларға қойылатын талаптарды ескеру және аязға төзімділігі бойынша ең жоғары маркалар бетонын қолдану қажет: әлсіз және орташа агрессивті су-орта әсері кезінде – бір сатыға, ал күшті агрессивті су-орта әсері кезінде – екі сатыға.							

4.2.1.3 Су қоймасының іске қосу аймағында ағынды көп жылдық және жылдық реттеу су қоймаларымен гидротораптардың тегеурінді конструкциялары үшін аязға төзімділік бойынша бетон маркасы қалыпты жағдай үшін - F150 төмен емес, қатаң жағдай үшін - F200 және өте қатаң климаттық жағдайлар үшін - F300 болуы тиіс.

4.2.1.4 Су үстіндегі аймақ құрылыстары үшін аязға төзімділік бойынша бетон маркасы атмосфералық әсерлерді ескерумен белгіленеді, бірақ қалыпты жағдай үшін - F100 төмен емес, қатаң жағдай үшін – F150 және өте қатаң климаттық жағдайлар үшін – F200.

Ескертпе – Жүктемелер мен әсерлердің негізгі үйлесімдері кезінде құрылыстар мен конструкциялардың сыртқы аймақтары үшін созылатын кернеу (деформация) орын алады, аязға төзімділігі өте жоғары бетонды (бірақ бір сатыдан кем емес) қолдану керек.

4.2.1.5 Ауыспалы қату және еру есептік циклдерінің 250 астам саны кезінде бетондардың арнайы түрін немесе конструктивтік жылу қорғанысын қолдану керек.

4.2.1.6 Су өткізбеушілік бойынша бетон маркасын метрмен алынған конструкция қалыңдығына (немесе қысым қырынан дренажға дейінгі қашықтыққа) метрмен алынған

ең жоғарғы қысымның қатынасы ретінде анықталатын қысым градиентіне және құрылыспен жанасатын су температурасына, °C, 2-кесте бойынша, тәуелді немесе ҚР ЕЖ 2.01-101 сәйкес орта агрессивтілігіне байланысты тағайындайды.

2-кесте – Су өткізбеушілік бойынша бетон маркасы

Су температурасы, °C	Тегеурін градиенттерінде су өткізбеушілік бойынша бетон маркасы			
	5 дейін (қоса алғанда)	5 жоғары 10 дейін	10 жоғары 20 дейін	20 жоғары 30 дейін (қоса алғанда)
10 дейін (қоса алғанда)	W2	W4	W6	W8
10 жоғары 30 дейін (қоса алғанда)	W4	W6	W8	W10
30 жоғары	W6	W8	W10	W12
Ескертпе – Тегеурін градиенті 30 жоғары конструкциялар үшін су өткізбеушілік бойынша бетон маркасын W16 және жоғары белгілеу қажет.				

4.2.1.7 Сызаттарға төзімді емес тегеурін темірбетон конструкцияларда және теңіз құрылыстарының тегеурінсіз конструкцияларында су өткізбеушілік бойынша бетон маркасы W4 төмен емес болуы тиіс.

4.2.1.8 Тиісті негіздеме кезінде 4.2.1.1 тізбеленгендерден ерекше сығылу беріктігі бойынша бетон кластарының, сонымен қатар B40 және жоғары кластардың аралық мәндерін қоюға жол беріледі.

Осы бетонның сипаттамаларын бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі және интерполяция жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша қабылдау керек.

4.2.1.9 Гидротехникалық құрылыстар конструкцияларының бетонына сығылу және созылу беріктігі, аязға төзімділік, су өткізбеушілік және т. б. бойынша қойылатын талаптарды құрылыстар аймақтары бойынша дифференциалды белгілеу қажет, бұл жағдайда бетонның техникалық сипаттамаларына қойылатын талаптар құрылыс және пайдалану кезеңінде әртүрлі аймақтардың бетоны мен құрылыс бөліктері жұмысының іс жүзіндегі шарттарына сәйкес келуі тиіс.

4.2.1.10 Сығылуға, осьтік созылуға беріктігі бойынша оның кластарына және су өткізбеушілік бойынша маркасына жауап беретін бетонның қатаю мерзімі (жасы) әдеттегідей өзен гидротехникалық құрылыстар үшін - 180 тәулік, теңіз және өзен порт құрылыстарының құрама және тұтас құймалы конструкциялар үшін - 28 тәулік. Аязға төзімділік бойынша бетонның жобалық маркасына жауап беретін бетонның қатаю мерзімі (жасы) 28 тәулік, жылы қалыпта тұрғызылатын массивті конструкциялар үшін - 60 тәулік.

Егер конструкцияларды іс жүзінде жүктеу мерзімдері, оларды тұрғызу тәсілдері, бетонды қатайту шарттары, қолданылатын цементтің түрі және сапасы белгілі болса, онда басқа жастағы бетон класын белгілеуге жол беріледі.

4.2.1.11 Құрама, соның ішінде алдын ала кернеуленген конструкциялар үшін бетонның өткізілетін сығылу беріктігін ҚР СТ 937 сәйкес қабылдау керек, бірақ бетонның қабылдаған класты беріктігінен 70% кем болмауы.

4.2.1.12 Көп рет қайталатын жүктеменің әсеріне есептелетін ауыр бетоннан жасалған темірбетон элементтер және темірбетон сығылған шыбықты конструкциялар (қадалардағы, қада-жабындардағы) үшін сығылу беріктігі B15 төмен емес бетон класын қолдану керек.

4.2.1.13 Алдын ала кернеуленген элементтер үшін сығылу беріктігі бойынша шыбықты арматурасы бар конструкциялар үшін – B15 кем емес; топыраққа қағумен немесе дірілдетумен кіргізілген элементтер үшін – B30 кем емес бетон класын алу керек.

4.2.1.14 Бетон қоспаларда беттік белсенді заттар қоспаларын (ЛСТ, С-3, СДО, ЛХД СДБ, СНВ, ЛХД және басқа) кең қолдануды, сонымен қатар белсенді минералды қоспа ретінде жылу станцияларының тиісті нормативтік құжаттардың (ҚР СТ EN 934-2, ҚР СТ 2197-1, МЕМСТ 24211, МЕМСТ 7473 қараңыз) талаптарына жауап беретін шығарынды күлін, сонымен қатар ҚР СТ EN 12620, МЕМСТ 26633 талаптарына жауап беретін толтырғыштарды қолдануды қарастыру керек.

4.2.1.15 Құрылыстар бетонына тартылатын үйінділері бар су ағынымен шайылуға кедергісі және кавитацияға қарсы төзімділігі бойынша талаптар қойылған кезде сығылу беріктігі бойынша бетон класы B25 төмен емес, аязға төзімділігі бойынша бетон маркасы - F300 төмен емес, су өткізбеушілік бойынша бетон маркасы - W8 төмен емес болуы тиіс.

4.2.1.16 Бетонның нормативтік және есептік кедергілері сығылуға және осьтік созылуға беріктігі бойынша бетон кластарына байланысты 3 және 4-кестелері бойынша алу қажет. Бетонның аралық кластарын алған жағдайда нормативтік және есептік кедергілерді интерполяция бойынша алу қажет.

4.2.1.17 Бірінші топтың шекті күйлері үшін бетонның есептік кедергілері R_b , және R_{bt} бетонның беріктігіне жүктемелер үйлесімінің әсерін, оны пайдалану жүктемелерімен жүктеген уақытта конструкциядағы бетон жасындағы және бетонның беріктігі бойынша класына сәйкес келетін бетон жасындағы айырмаларды ескеретін бетон жұмыс шарттары коэффициенттеріне γ_{bi} , көбейту арқылы төмендейді (немесе артады).

Жұмыс шарттары коэффициенттері құрылыстағы және бақылау үлгілеріндегі бетон беріктігінің айырмаларын, жүктеу сызбаларын, қима бойынша деформация градиентін, көлденең қима пішінін, күрделі кернеуленген күйді, конструкциялардың, құрылыс жіктерінің типін және өлшемдерін, жүктемелердің көп рет қайталануын; арматуралау сызбаларын, коэффициентін және дисперстілігін, тағы басқа факторларды ескереді.

Бетон жұмысы шартының коэффициенттерін γ_b 5-кесте бойынша алу қажет.

4.2.1.18 $R_{b,ser}$ және $R_{br,ser}$ екінші топтың шекті жағдайы үшін бетонның есептік қарсылығы 4.6.1.2 (білікті конструкциялар элементінің бойлық өсіне қалыпты жарықшақтар есебі бойынша), 4.6.1.3 (бетондық элементтердің бойлық өсіне қалыпты жарықшақтардың пайда болуы бойынша), 4.7.8 (температуралық әсерлерден

жарықшақтардың пайда болуы бойынша) тағы басқа көзделген жағдайларды қоспағанда, $\gamma_{b1} = 1$ бетоны жұмысы жағдайының коэффициенті бар есепке кіреді.

3-кесте - Сығылу беріктігі бойынша бетон кластарына байланысты бетонның нормативтік және есептік кедергілері

Сығылу беріктігі бойынша бетон класы	Бетонның нормативтік және есептік кедергілері, МПа (кгс/см ³)					
	Екінші топтың шекті күйлері үшін нормативтік кедергілер; есептік кедергілер			Бірінші топтың шекті күйлері үшін есептік кедергілер		
	осьтік сығылу (призмалық беріктік) $R_{bn}, R_{b,ser}$	осьтік созылу $R_{bt}, R_{bt,ser}$		осьтік сығылу (призмалық беріктік) R_b	осьтік созылу R_{bt}	
		Вибрацияланған бетон	Тығыздалған бетон		Вибрацияланған бетон	Тығыздалған бетон
B5	3,5(35,7)	0,55(5,61)	0,39 (3,98)	2,8(28,6)	0,37(3,77)	0,26 (2,65)
B7,5	5,5(56,1)	0,70(7,14)	0,58 (5,92)	4,5(45,9)	0,48(4,89)	0,39 (3,98)
B10	7,5(76,5)	0,85(8,67)	0,78 (7,96)	6,0(61,2)	0,57(5,81)	0,52 (5,35)
B12,5	9,5(96,9)	1,00(10,2)	0,95 (9,70)	7,5(76,5)	0,66(6,73)	0,63 (6,42)
B15	11,0(112)	1,15(11,7)	1,10 (11,2)	8,5(86,7)	0,75(7,65)	0,73 (7,45)
B17,5	13,0 (133)	1,27 (13,0)	1,23 (12,6)	10,3 (105)	0,83 (8,41)	0,80 (8,20)
B20	15,0(153)	1,40(14,3)	1,38 (14,1)	11,5(117)	0,90(9,18)	0,90 (9,15)
B22,5	16,7 (170)	1,50 (15,3)	-	13,1 (134)	0,97 (10,0)	-
B25	18,5(189)	1,60(16,3)	-	14,5(148)	1,05(10,7)	-
B27,5	20,2 (206)	1,70 (17,3)	-	15,8 (161)	1,12 (11,4)	-
B30	22,0(224)	1,80(18,4)	-	17,0(173)	1,20(12,2)	-
B35	25,5(260)	1,95(19,9)	-	19,5(199)	1,30(13,3)	-
B40	29,0(296)	2,10(21,4)	-	22,0(224)	1,40(14,3)	-

4.2.1.19 Темірбетон конструкцияларын төзімділікке есептеген кезде R_b және R_{bt} бетонының есептік қарсылығы 6-кесте бойынша қабылданатын γ_{b2} жұмыс жағдайының коэффициентіне көбейтуге жатады.

**4-кесте - Осытік созылуға беріктігі бойынша бетон кластарына байланысты
бетонның нормативтік және есептік кедергілері**

Осытік созылу беріктігі бойынша бетон класы	Бетонның нормативтік және есептік кедергілері, МПа (кгс/ см ³)	
	Екінші топтың шекті күйлері үшін нормативтік кедергілер; есептік кедергілер $R_{btн}$, $R_{bt,ser}$	Бірінші топтың шекті күйлері үшін есептік кедергілер R_{bt}
Bt0,8	0,80 (8,1)	0,62 (6,32)
Bt1,2	1,20 (12,2)	0,93 (9,49)
Bt1,6	1,60 (16,3)	1,25 (12,7)
Bt2,0	2,00 (20,4)	1,55 (15,8)
Bt2,4	2,40 (24,5)	1,85 (18,9)
Bt2,8	2,80 (28,6)	2,15 (21,9)
Bt3,2	3,20 (32,6)	2,45 (25,0)

5-кесте - Бетон жұмысы шарттарының коэффициенттері

Бетонның жұмыс шарты коэффициенттерін енгізуді негіздейтін факторлар	Бетон жұмысы шартының коэффициенттері	
	шартты белгілеу	мәні
Бетон конструкциялар үшін жүктеменің ерекше үйлесімдері	γ_{b1}	1,1
Жүктеменің көп рет қайталануы	γ_{b2}	6-кестені қараңыз
Темірбетон конструкциялар	γ_{b3}	1,1
Бетон конструкциялар:		
а) жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі, сейсмикалық әсерлерді ескере отырып	γ_{b1}	1,1
б) су қысымын қабылдамайтын және агрессивті ортаның әсеріне ұшырамайтын, қиманың созылған аймағының кедергілерін ескерусіз есептелетін орталықтан тыс сығылған элементтер	γ_{b2}	1,3 (1,2)
в) жүктемелер мен әсерлердің негізгі үйлесімі	γ_{b1}	0,9
г) жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі, сейсмикалық әсерлерді ескере отырып	γ_{b1}	1,1
д) су қысымын қабылдамайтын және агрессивті ортаның әсеріне ұшырамайтын, қиманың созылған аймағының кедергілерін ескерусіз есептелетін орталықтан тыс сығылған элементтер	γ_{b2}	1,3 (1,2)

5-кесте - Бетон жұмысы шарттарының коэффициенттері (жалғасы)

Бетонның жұмыс шарты коэффициенттерін енгізуді негіздейтін факторлар	Бетон жұмысы шартының коэффициенттері	
	шартты белгілер	мәні
е) басқа бетон элементтер	γ_{b2}	1,0 (0,9)
ж) қима бойынша созылатын деформация градиентінің әсері	γ_{b3}	4.2.1.21 бойынша
е) конструкцияның көлденең қимасы пішінінің әсері	γ_{b4}	4.2.1.22 бойынша
и) күрделі кернеуленген күйдің әсері	γ_{b5}	4.2.1.23 бойынша
к) конструкция өлшемдерінің әсері	γ_{b6}	4.7.5 бойынша
Темірбетон конструкциялар:		
а) жүктемелер мен әсерлердің негізгі үйлесімі	γ_{b7}	1,1
б) жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі, сейсмикалық әсерлерді ескерусіз	γ_{b7}	1,2
в) жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі, сейсмикалық әсерлерді ескере отырып:		
Қалыпты қима бойынша А-I, А-II, А-III, Вр-I кластарының арматурасы бар элементтерді есептеген кезде;	γ_{b7}	1,3
басқа кластардың арматурасы бар сол;	γ_{b7}	1,2
көлбеу қималар бойынша элементтерді есептеген кезде	γ_{b7}	1,1
г) арматура қатарлары санының әсері	γ_{b8}	4.2.1.25 бойынша
д) арматуралау коэффициенті мен дисперстілігінің әсері	γ_{b9}	4.2.1.26 бойынша
е) созылған аймақ бетонының серпімді емес жұмысының әсері	γ_{b10}	4.2.1.27 бойынша
ж) әртүрлі белгі кернеулері әсері кезінде жазық кернеуленген күйдің әсері	γ_{b11}	4.2.1.28 бойынша
Бетон және темірбетон конструкциялар		
а) жүктеменің көп рет қайталануы	γ_{b12}	4.2.1.29 бойынша
б) құрылыс жіктерінің бетон беріктігіне әсері:		
Сығылған бетон;	γ_{b13}	1,0
созылған бетон	γ_{b13}	4.2.1.30 бойынша
в) бетон жасының конструкцияны пайдалану жүктемелерімен жүктеу уақытына әсері	γ_{b14}	4.2.1.31 бойынша

5-кесте - Бетон жұмысы шарттарының коэффициенттері (жалғасы)

Бетонның жұмыс шарты коэффициенттерін енгізуді негіздейтін факторлар	Бетон жұмысы шартының коэффициенттері	
	шартты белгілеу	мәні
г) конструкциядағы және бақылау үлгілеріндегі бетон беріктігі айырмаларының әсері	γ_{b15}	4.2.1.32 бойынша
Ескертпелер 1 Бетон беріктігіне әсер ететін бірнеше факторлар бір уақытта әсер еткен кезде есептеуге жұмыс шарттарының тиісті коэффициенттерінің туындысы алынады, бірақ $\gamma_b = 0,45$ кем емес және $\gamma_b = 2,0$ артық емес. 2 γ_{b14} коэффициенті 1 жыл немесе одан артық мерзім ішінде тұрғызылатын массивті конструкциялардың беріктігі негізделген кезде ескеріледі. 3 γ_{b15} коэффициенттің ең төменгі көлемі 1,5 м кем емес конструкциялардың беріктігі негізделген кезде ескеріледі.		

4.2.1.20 Жан-жақты сығылу кезіндегі бетонның есептік кедергісін R_{ba} , МПа мынадай формула бойынша анықтау қажет:

$$R_{ba} = R_b + \delta \cdot (1 - \alpha_2) \delta_1, \quad (1)$$

мұнда δ – тәжірибелік зерттеулер нәтижелері негізінде алынатын коэффициент; сығылу беріктігі бойынша В15, В20, В25 кластарының бетондары үшін олар болмаған жағдайда δ коэффициентін келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\delta = 30 / \sqrt{R_b} \quad (2)$$

6-кесте - Көп рет қайталанатын жүктеме кезіндегі бетон жұмыс шарттарының коэффициенті

Ылғалдық бойынша бетон күйі	Көп рет қайталанатын жүктеме және тең цикл асимметриясы коэффициенті, ρ_b , кезіндегі бетон жұмыс шарттарының коэффициенттері γ_{b2}							
	0-0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq 0,8$
Табиғи ылғалдылық	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
Сумен қаныққан	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,85	0,95	1,0
Ескертпелер 1 Маркасы 28 тәулік жаста белгіленген бетондар үшін γ_{b2} коэффициентін бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес қабылдау қажет. 2 ρ_b коэффициенті тең: $\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$, мұнда $\sigma_{b,min}$, $\sigma_{b,max}$ – сәйкесінше жүктемені өзгерту циклі шегінде бетондағы ең кіші және ең үлкен кернеулер.								

δ_1 - абсолютті шамасы бойынша ең кіші негізгі кернеу, МПа;

α_2 - тиімді кеуектілік коэффициенті.

I және II класты құрылыстар үшін α_2 коэффициентін тәжірибелік жолмен анықтау қажет. Тәжірибелік деректер болмаған жағдайда коэффициентті: $\delta_1 < 0,4 \cdot R_b$ кезінде – 0,7; $\delta > 0,4 \cdot R_b$ кезінде – 0,5 тең деп алуға жол беріледі.

4.2.1.21 Созылған бетонның беріктігіне қима бойынша деформация градиентінің әсерін ескеретін бетон конструкцияларының жұмыс шарттарының коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{b3} = 1 + c / h_t \quad (3)$$

және $\gamma_{b3} = 2$ артық емес қабылданады.

мұнда c – бетон класына, оның құрылымына, ылғалдылығына және басқа факторларға байланысты параметр;

h_t – бетонның серпімді жұмысы болжанған кезде анықталатын қиманың созылған аймағының биіктігі, см.

c параметрінің мәндерін тәжірибелік зерттеулер негізінде анықтау қажет. I және II класты құрылыстар үшін жобалаудың алдын ала сатысында, ал III және IV кластарының құрылыстары үшін барлық жағдайларда c параметрін 7-кесте бойынша алу қажет.

4.2.1.22 Бетон конструкциялардың жұмыс шарттарының созылған бетонның беріктігіне олардың көлденең қимасы пішінінің әсерін ескеретін коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{b4} = 1 - K (1 - 1 / \gamma_{b3}), \quad (4)$$

мұнда K – қима пішініне және оның өлшемдерінің қатынасына байланысты коэффициент.

Тікбұрышты, дөңгелек, айқыш түріндегі қималар үшін, сонымен қатар сығылған аймақтағы сөресі бар таврлы қималар үшін $K = 0$.

Сақиналы қималар үшін K коэффициенті ішкі диаметр өлшемінің сыртқы диаметр өлшеміне қатынасына тең.

Созылған аймақтағы сөресі бар таврлы қималар үшін, қорап тәрізді және қос таврлы қималар үшін K коэффициентін былайша:

$$\frac{b_f - b}{h_f} \geq 6 \text{ кезінде мынадай формула бойынша:}$$

$$K = 1 - h_f / 2 h_t, \quad (5)$$

$$\frac{b_f - b}{h_f} < 6 \text{ кезінде - В қосымшасының номограммасы бойынша анықтау керек.}$$

Мұнда b_f және h_f – созылған сөренің көлденең қимасының ені мен биіктігі.

7-кесте – Қиманың созылған аймағы биіктігінің параметрі

Сығылу беріктігі бойынша бетон класы	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
с, см	8,0	7,9	7,7	7,5	7,3	6,7	6,1	5,5	4,9	4,4

4.2.1.23 Бетон конструкциялар бетонының жұмыс шарттарының оның беріктігіне қос осы ті кернеуленген күйінің әсерін ескеретін коэффициенті формула бойынша анықталады:

а) әртүрлі белгі кернеуінің әсері кезінде:

сығылған бетонның беріктігін тексерген кезде:

$$\gamma_{b5} = \left[1 + (\sigma_1 / |\sigma_3|) (R_b / R_{bt}) \right]^{-1}; \quad (6)$$

созылған бетонның беріктігін тексерген кезде:

$$\gamma_{b5} = \left[1 + (|\sigma_3| / \sigma_1) (R_{bt} R_b) \right]^{-1}, \quad (7)$$

мұнда σ_1 және σ_3 – бетондағы негізгі кернеулердің ең төменгі және ең жоғарғы мәндері, МПа;

б) бір белгі кернеуінің әсері кезінде $\gamma_{b5} = 1,0$.

4.2.1.24 Бетон конструкциялар бетонының жұмыс шарттарының оның беріктігіне көлемдік кернеуленген күйдің әсерін ескеретін коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

а) жан-жақты сығылған кезде:

$$\gamma_{b5} = 1 + 4(1 - \alpha_2) \cdot (\sigma_1 / R_b); \quad (8)$$

б) үшінші өсі бойынша созумен екі өстің сығылуы кезінде:

сығылған бетонның беріктігін тексерген кезде (4) формула бойынша;

созылған бетонның беріктігін тексерген кезде:

$$\gamma_{b5} = \left\{ 1 + \left[(|\sigma_2| + |\sigma_3|) / \sigma_1 \right] (R_{bt} / R_b) \right\}^{-1}; \quad (9)$$

в) үшінші ось бойынша созумен екі осьті сығылу кезінде:

сығылған бетонның беріктігін тексерген кезде:

$$\gamma_{b5} = \left\{ 1 + (\sigma_1 + \sigma_2) / |\sigma_3| (R_b / R_{bt}) \right\}^{-1}; \quad (10)$$

созылған бетонның беріктігін тексерген кезде - (5) формуласы бойынша,
мұнда α_2 – бетонның тиімді кеуектілік коэффициенті;
 σ_2 – орташа шамалы негізгі кернеу, МПа.

I және II класты құрылыстар үшін α_2 коэффициентін тәжірибелік жолмен анықтау қажет. Тәжірибелік деректер болмаған жағдайда α_2 коэффициентін келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\alpha_2 = 0,5 (1 - \sigma_1 / R_b), \quad (11)$$

және $\alpha_2 = 0,15$ кем емес алынады.

4.2.1.25 Темірбетон конструкциялардың созылған бетонының жұмыс шарттарының арматуралау сызбасының әсерін ескеретін коэффициенті келесілерге тең деп алынады:

- $\gamma_{b8} = 1,0$ – бір қатарлы арматуралау кезінде, сонымен қатар арматура қатарлары арасындағы немесе қатардағы шыбықтар арасындағы қашықтық $8 \cdot d$ (d – арматура диаметрі) артық, әдеттегідей, көп қатарлы арматуралау кезінде;

- $\gamma_{b8} = 1,2$ – көп қатарлы арматуралау кезінде арматура қатарлары арасындағы немесе қатардағы шыбықтар арасындағы қашықтық $8 \cdot d$ тең немесе кіші.

4.2.1.26 Орталықты созылған темірбетон конструкциялар бетонының жұмыс шарттарының арматуралау коэффициентін және дисперстік коэффициентінің әсерін ескеретін коэффициенті мынадай формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{b9} = 1 + 100 \cdot \mu^2 \cdot \nu^2 / d, \quad (12)$$

мұнда μ – арматуралау коэффициенті;

$\nu = E_s / E_b$;

d - арматура диаметрі, мм.

$100 \cdot \mu / d \leq 0,05$ кезінде $\gamma_{b9} = 1,0$ алу керек.

4.2.1.27 Созылған темірбетон конструкциялар бетонының жұмыс шарттарының оның серпімді емес жұмысының әсерін ескеретін коэффициенті формула бойынша анықталады:

Қиманың созылған аймағын бір қатарлы арматуралау кезінде, сонымен қатар әдеттегі көп қатарлы арматуралау кезінде:

$$\gamma_{b10} = 1 + (\alpha + 4 \cdot d) / h_t, \quad (13)$$

және

$$\gamma_{b10} = 1 + (c + 4 \cdot d) / h_t; \quad (14)$$

артық емес қабылданады.

арматура қатарлары арасындағы және қатардағы шыбықтар арасындағы қашықтық $8 \cdot d$ тең немесе кіші көп қатарлы арматуралау кезінде

$$\gamma_{b10} = 1 + (\alpha + 4 \cdot d_h + \sum a_i'') / h_t, \quad (15)$$

және

$$\gamma_{b10} = 1 + (c + 4 \cdot d_h + \sum a_i'') / h_t \quad (16)$$

артық емес қабылданады.

(15) және (16) формулаларда

a – қиманың созылған қырынан созылған арматураның жақын жатқан қатары өсіне дейінгі қашықтық;

a'' – арматура қатарлары арасындағы қашықтық,

c – 6-кесте бойынша анықталатын параметр;

h_t – қиманың созылған аймағының биіктігі;

d_h – арматура қатарының бейтарап өсіне жақын жатқан шыбықтардың диаметрі.

Ескертпе – γ_{b10} коэффициентін анықтаған кезде келтірілген қима қарастырылады, бұл жағдайда сығылған аймақта арматураның болуына жол беру ескерілмейді.

4.2.1.28 Созылған темірбетон конструкциялары бетонының жұмыс шарттарының әртүрлі белгі кернеулері әсері кезіндегі жазық кернеуленген күй әсерін ескеретін коэффициенті мынадай формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{b11} = \left[1 + \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} (\sigma_{mc} / \sigma_{mt}) (R_{bt,ser} / R_{b,ser}) \right]^{-1}, \quad (17)$$

мұнда σ_{mc} , σ_{mt} – сығылатын және созылатын кернеулер.

$\gamma_{b8} \gamma_{b10} \leq 2$ кезінде $\gamma_{b8} \gamma_{b10} = 2$ алу қажет.

4.2.1.29 Бетон және темірбетон конструкциялары бетонының жұмыс шарттарының оларды көп рет жүктеу әсерін ескеретін коэффициенті формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{b12} = 1,3 - \left[\lg N / (\lg 2 \times 10^6) \right] (1,3 - \gamma'_{b12}), \quad (18)$$

мұнда N – жүктеу циклдерінің саны;

γ'_{b12} – 6, 8-кестелер бойынша алынатын $N = 2 \times 10^6$ жүктеу циклдерінің саны кезінде жұмыс шарттарының коэффициенті.

8-кестеде келтірілгеннен кем N циклдер саны кезінде $\gamma_{b12} = 1,0$ алу керек.

4.2.1.30 I және II класты құрылыстар үшін бетон және темірбетон конструкциялардың созылған бетонының жұмыс шарттарының бетондау жіктерінің әсерін ескеретін коэффициентін тәжірибелер негізінде анықтау керек.

I және II класты құрылыстар үшін жобалаудың алдын ала кезеңдерінде, ал III және IV кластарының құрылыстары үшін барлық жағдайларда $\gamma_{b13} = 0,5$ алуға жол беріледі.

Сығылған бетон үшін барлық жағдайларда $\gamma_{b13} = 1,0$ алу керек.

8-кесте – Жүктеу циклдерінің ең төменгі саны

Цикл асимметриясы коэффициенті кезінде жүктеу циклдерінің ең төменгі саны N_{min}								
0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
3×10^3	6×10^3	10^4	2×10^4	3×10^4	6×10^4	2×10^5	2×10^6	10^8

4.2.1.31 Конструкцияларды пайдалану жүктемелерімен жүктеу уақытына бетонның сығылу немесе созылу беріктігі бойынша класына сәйкес келетін бетонның қатаю жасымен бетон жасындағы айырма әсерін ескеретін бетонның жұмыс шарттарының коэффициенттері I және II класты құрылыстар үшін тәжірибелік түрде анықталады, ал тәжірибелік деректер болмаған кезде және III және IV класты құрылыстар үшін 9-кесте бойынша алынады.

4.2.1.32 Құрылыстар мен бақылау үлгілері бетонының беріктігіндегі айырманы ескеретін бетонның жұмыс шарттарының коэффициенті тең деп алынады:

$\gamma_{b15} = 1,0$ – қол вибраторлармен бөлумен және тығыздаумен бетон қоспасын механикаландырылған дайындау, тасымалдау және жіберу кезінде;

$\gamma_{b15} = 1,1$ – оны тасымалдау, төсеу және тығыздауды толық механикаландырумен бетон қоспасын автоматты дайындау кезінде.

4.2.1.33 Сығылу және созылу кезіндегі массивті конструкциялар бетонының бастапқы серпімділік модулін E_b 10-кесте бойынша алу қажет.

9-кесте - Құрылысты жүктеу уақытына бетон жасы бойынша жұмыс шартының коэффициенті

Құрылысты жүктеу уақытына бетон жасы, жыл	γ_{b14} коэффициенті		
	аудандар үшін сығылу кезінде		созылған кезде
	сыртқы ауаның орташа жылдық температурасымен, 0°C және жоғары	сыртқы ауаның теріс орташа жылдық температурасымен	
0,5	1,0/0,9	1,0/0,9	1,0/0,9

9-кестенің жалғасы

Құрылысты жүктеу уақытына бетон жасы, жыл	γ_{b14} коэффициенті		
	аудандар үшін сығылу кезінде		созылған кезде
	сыртқы ауаның орташа жылдық температурасымен, 0°C және жоғары	сыртқы ауаның теріс орташа жылдық температурасымен	
1,0	1,1/1,0	1,05/1,0	1,05/1,0
2,0	1,15/1,1	1,10/1,05	1,10/1,05
3,0 және артық	1,20/1,15	1,15/1,10	1,15/1,10
Ескертпе – Алымында 180 тәулік бетонның жобалық жасы кезінде, бөлімінде - 360 тәулік бетонның жобалық жасы кезінде γ_{b14} коэффициентінің мәндері келтірілген.			

10 -кесте – Сығылу және созылу кезіндегі массивті конструкциялар бетонының бастапқы серпімділік модулі

Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде				
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15
Төсеу тәсілі - вибрацияланған						
	40	23,0 (235)	28,0 (285)	31,0 (316)	33,5 (342)	35,5 (362)
4 дейін	80	26,0 (265)	30,0 (306)	34,0 (347)	36,5 (373)	38,5 (393)
	120	28,5 (291)	33,0 (340)	36,5 (373)	38,5 (393)	40,5 (414)
	40	19,5 (199)	24,0 (245)	27,0 (275)	29,5 (302)	31,5 (322)
4-8	80	22,5 (230)	28,0 (286)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)
	120	24,5 (250)	29,0 (296)	32,5 (331)	35,0 (357)	37,0 (378)
	40	13,0 (133)	16,0 (163)	18,0 (184)	21,0 (214)	23,0 (235)
8 жоғары	80	15,5 (158)	19,0 (194)	22,0 (224)	24,5 (250)	26,5 (270)
	120	17,5 (178)	21,5 (219)	24,5 (250)	27,0 (276)	29,0 (296)

**10 -кесте – Сығылу және созылу кезіндегі массивті конструкциялар бетонының
бастапқы серпімділік модулі (жалғасы)**

Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде			
		B17,5	B20	B22,5	B25
4 дейін	40	37,0 (380)	38,5 (394)	39,5 (405)	40,5 (414)
	80	40,0 (410)	41,5 (424)	42,5 (435)	43,5 (445)
	120	42,0 (430)	43,5 (445)	44,5 (455)	45,5 (465)
4-8	40	33,0 (335)	34,5 (352)	36,0 (365)	37,0 (378)
	80	36,0 (370)	37,5 (382)	39,0 (400)	40,0 (408)
	120	38,5 (395)	40,0 (408)	41,0 (420)	42,0 (429)
8 жоғары	40	25,5 (260)	27,0 (275)	28,5 (290)	30,0 (306)
	80	28,5 (290)	30,0 (306)	31,5 (320)	33,0 (337)
	120	31,0 (315)	32,5 (332)	34,0 (345)	35,0 (357)
Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде			
		B27,5	B30	B32,5	B35
4 дейін	40	42,0 (430)	42,5 (434)	44,5 (455)	44,5 (455)
	80	44,5 (455)	45,0 (460)	46,5 (475)	46,5 (475)
	120	46,5 (475)	47,0 (480)	48,5 (495)	48,5 (496)
4-8	40	38,0 (385)	39,0 (398)	41,0 (420)	41,0 (420)
	80	41,0 (420)	42,0 (429)	44,0 (450)	44,0 (450)
	120	43,0 (440)	43,5 (445)	45,5 (465)	45,0 (460)
8 жоғары	40	31,5 (320)	32,5 (331)	34,5 (350)	34,5 (352)
	80	34,0 (345)	35,0 (357)	36,5 (370)	37,5 (382)
	120	36,0 (365)	37,0 (378)	38,0 (390)	39,5 (403)

10 -кесте – Сығылу және созылу кезіндегі массивті конструкциялар бетонының бастапқы серпімділік модулі (жалғасы)

Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде				
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15
Төсеу тәсілі – тығыздау Бетондау қабаттарын бойлай						
-	40	20,5 (210)	25,0 (255)	28,0 (285)	30,0 (310)	32,0 (325)
-	80	23,0 (235)	27,0 (275)	30,5 (310)	33,0 (335)	35,0 (350)
Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонының бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде				
		B17,5	B20	B22,5	B25	
-	40	33,0 (340)	35,0 (355)	36,0 (365)	37,0 (375)	
-	80	36,5 (375)	38,0 (390)	39,0 (400)	40,0 (410)	
Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде				
		B27,5	B30	B32,5	B35	
-	40	38,0 (385)	39,0 (400)	40,5 (415)	-	
-	80	41,0 (420)	42,0 (430)	44,0 (450)	-	
Бетондау қабаттарына көлденең						
Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде				
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15
-	40	16,0 (165)	18,5 (190)	20,5 (210)	22,0 (225)	23,5 (240)
-	80	18,0 (185)	20,5 (210)	22,5 (230)	24,0 (245)	25,5 (260)

**10 кесте – Сығылу және созылу кезіндегі, массивті конструкциялар бетонының
бастапқы серпімділік модулі (жалғасы)**

Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде			
		B17,5	B20	B22,5	B25
-	40	25,0 (255)	26,0 (265)	27,0 (275)	28,0 (285)
-	80	27,0 (275)	28,0 (285)	29,5 (300)	30,5 (310)
Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу және созылу кезіндегі бетонның бастапқы серпімділік модулі $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезінде			
		B27,5	B30	B32,5	B35
-	40	29,0 (295)	30,0 (305)	31,5 (320)	-
-	80	31,5 (320)	32,5 (330)	34,0 (345)	-

4.2.1.34 Беріктікке есептеу кезінде және жұқа қабырғалы шыбықты және плиталық элементтер деформациялар бойынша бетонның серпімділік модулін барлық жағдайларда ірі толтырғыштардың ең жоғарғы диаметрі 40 мм және конустың шөгуі 8 см тең және артық бетондағыдай 10-кесте бойынша алу қажет.

4.2.1.35 Бетонның ығысу модулін, G_b , $0,4 \cdot E_b$ тең деп алу қажет.

Көлденең деформацияның бастапқы коэффициенті (Пуассон коэффициенті) ν : массивті конструкциялар үшін - 0,15, шыбықты және плиталық конструкциялар үшін - 0,20 тең деп алынады.

4.2.1.36 Тәжірибелік деректер болмаған кезде ауыр бетонның тығыздығын 2,3-2,5 т/м³ тең деп алуға жол беріледі (11-кестені қараңыз).

**11-кесте - Толтырғыштың ең жоғарғы ірілігі кезіндегі бетонның орташа
тығыздығы**

Толтырғыш тығыздығы, т/м ³	Толтырғыштың ең жоғарғы ірілігі, мм, кезіндегі бетонның орташа тығыздығы, т/м ³				
	10	20	40	80	120
2,60–2,65	2,26	2,32	2,37	2,41	2,43
2,65–2,70	2,30	2,36	2,40	2,45	2,47
2,70–2,75	2,33	2,39	2,44	2,49	2,50

4.2.2 Арматура

4.2.2.1 А-IIIв, А-IV және А-V класты арматуралық болатты алдын ала кернеуленген конструкциялар үшін қолдану ұсынылады.

4.2.2.2 Гидротехникалық құрылыстардың темірбетон конструкцияларда қолданылатын арматураның негізгі түрлерінің нормативтік және есептік кедергілері арматура класына байланысты 12-кесте бойынша қабылдануы тиіс.

12 -кесте - Арматураның негізгі түрлерінің нормативтік және есептік кедергілері

Арматураның түрі және класы	Екінші топтың шекті күйлері бойынша созылудың нормативтік кедергілері және созылудың есептік кедергілері, МПа (кгс/см ²) $R_{sx}; R_{s,ser}$	Бірінші топтың шекті күйлері үшін арматураның есептік кедергілері, МПа (кгс/см ²)		
		созылу		сығылу
		бойлық R_s	көлденең (қамыттар, жазылған шыбықтар) R_{sw}	R_{sc}
Кластарының шыбықты арматурасы:				
А-I	235 (2400)	225 (2300)	175(1800)	225 (2300)
А-II	295 (3000)	280(2850)	225 (2300)	280(2850)
А-III, диаметрі, мм:				
6-8	390(4000)	355(3600)	285* (2900)	355 (3600)
10-40	390(4000)	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)
А-IV	590(6000)	510(5200)	405 (4150)	400(4000)
А-V	785 (8000)	680(6950)	545 (5550)	400(4000)
Бақылаумен А-IIIв класты сорумен нығайтылған:				
кернеулер және ұзартулар	540(5500)	490(5000)	390 (4000)	200(2000)

12 -кесте - Арматураның негізгі түрлерінің нормативтік және есептік кедергілері (жалғасы)

Арматураның түрі және класы	Екінші топтың шекті күйлері бойынша созылудың нормативтік кедергілері және созылудың есептік кедергілері, МПа (кгс/см ²) $R_{sx}; R_{s,ser}$	Бірінші топтың шекті күйлері үшін арматураның есептік кедергілері, МПа (кгс/см ²)		
		созылу		сығылу
		бойлық R_s	көлденең (қамыттар, жазылған шыбықтар) R_{sw}	R_{sc}
тек ұзартулар	540 (5500)	450 (4600)	360 (3700)	200 (2000)
Вр-I класының сымды арматурасы, диаметрі, мм:				
3	410 (4200)	375 (3850)	270 (2750)	375 (3850)
4	405 (4150)	365 (3750)	265 (2700)	365 (3750)
5	395 (4050)	360 (3700)	260 (2650)	360 (3700)
*Диаметрі бойлық шыбықтардың диаметрінен 1/3 кіші А-III класы арматурасынан жасалған қамыттар үшін дәнекерлеу каркастарында R_{sw} 255 МПа (2600 кгс/см²) тең. Бетонмен арматураның тіркесуі болмаған кезде R_{sc} нөлге тең.				

4.2.2.3 Кернеуленбеген арматураның жұмыс шарттарының коэффициенттерін 13-кесте бойынша, ал кернеуленген арматура үшін – қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша алу керек.

Екінші топтың шекті күйлері бойынша есептеу кезіндегі арматураның жұмыс шарттарының коэффициенті бірлікке тең деп алынады.

4.2.2.4 Төзімділікке есептеу кезінде кернеуленбеген созылған шыбықты арматураның есептік кедергісін келесі формула формуласы бойынша анықтау керек:

$$R'_s = \gamma_{sl} \cdot R_s, \quad (19)$$

мұнда γ_{sl} – мына формула бойынша анықталатын арматура жұмыс шарттарының коэффициенті:

$$\gamma_{s1} = 3,25 - [\lg N (\lg 2 \cdot 10^6)] (3,25 - \gamma'_{s1}) \quad (20)$$

және $\gamma_{s1} = 1,0$ артық емес алынады.

13-кесте - Арматура жұмыс шартының коэффициенті

Арматура жұмыс шарттарының коэффициенттерін енгізуді негіздейтін факторлар	Арматура жұмыс шарттарының коэффициенттері	
	шартты белгілеу	мәні
Жүктеменің көп рет қайталануы	γ_{s1}	4.2.2.5 қараңыз ((19) және (20) формулалары бойынша $\gamma_{s1} = 1,0$ артық емес)
Темірбетон элементтер	γ_{s2}	1,1
Болаттемірбетон конструкциялар (ашық және жерасты)	γ_{s3}	0,9
Ескертпе – Бір уақытта әсер ететін бірнеше факторлар болған кезде есептеуге жұмыс шарттарының тиісті коэффициенттерінің туындысы енгізіледі.		

Мұнда γ'_{s1} - жүктеу циклдерінің $N = 2 \cdot 10^6$ саны кезінде арматураның жұмыс шарттарының коэффициенті.

γ'_{s1} мәндері келесідей анықталады:

- А-I, А-II, А-III класты арматура үшін - (20) формуласы бойынша;
- арматураның басқа кластары үшін – бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша (14-кестені қараңыз);

$$\gamma'_{s1} = \frac{1,8 \cdot \eta_0 \cdot \eta_s \cdot \eta_c}{1 - \rho_s (1 - \frac{\eta_0 \cdot \eta_s \cdot \eta_c}{1,8})} \quad (21)$$

мұнда η_0 – 14-кесте бойынша алынатын арматура класын ескеретін коэффициент;
 η_s – 15-кесте бойынша алынатын арматура диаметрін ескеретін коэффициент;
 η_c – 16-кесте бойынша алынатын дәнекерлеу түйісінің түрін ескеретін коэффициент;
 $\rho_s = \sigma_{s,min} / \sigma_{s,max}$ - цикл асимметриясының коэффициенті, мұндағы $\sigma_{s,min}$ және $\sigma_{s,max}$ – сәйкесінше созылатын арматурадағы ең кіші және ең үлкен кернеулер.

Төзімділікке созылған арматура егер (21) формула бойынша анықталатын γ'_{s1} коэффициенті 1,0 үлкен болса тексерілмейді.

Арматураның басқа кластары үшін (20) формуласы $N < 2 \times 10^6$ кезінде дұрыс.

Жүктеу циклдерінің $N \geq 2 \times 10^6$ саны кезінде $\gamma_{s1} = \gamma'_{s1}$ қабылдау керек.

4.2.2.5 Алдын ала кернеуленген конструкцияларды төзімділікке есептеу кезінде арматураның есептік кедергілері қолданыстағы нормативтік-техникалық құжаттар бойынша анықталады.

14 -кесте - Арматура класын ескеретін коэффициент

Арматура класы	Коэффициент η_o
A-I	0,44
A-II	0,32
A-III	0,28

15 -кесте - Арматура диаметрін ескеретін коэффициент

Арматура диаметрі, мм	До 20	30	40	60
Коэффициент η_s	1	0,9	0,85	0,8

Ескертпе – Арматура диаметрінің аралық мәндері үшін η_s сызықтық интерполяция бойынша алынады.

16 -кесте - Дәнекерлеу түйісінің түрін ескеретін коэффициент

Шыбықты арматураның дәнекерлеу жалғауының типі	Коэффициент η_c
Жанаспалы түйісті типтер:	
КС-М (механикалық тазалаумен)	1,0
КС-О (механикалық тазалаусыз)	0,8
Оның ұзындығы кезінде болат төсемедегі ванналық бір электродты дәнекерлеу тәсілімен орындалған түйісті:	
Түйісетін шыбықтардан тұратын ең кіші диаметрлердің 5 және артық	0,8
Түйісетін шыбықтардан тұратын ең кіші диаметрдің 1,5-3	0,6
Жұпты симметриялық қаптамалары бар түйісті	0,55

Ескертпе – Дәнекерлеу түйісті жалғаулары жоқ арматура үшін, η_c бірлікке тең деп алынады.

4.2.2.6 Кернеуленбеген арматура және шыбықты кернеуленген арматураның серпімділік модульдері 17-кесте бойынша, ал басқа түрлердің арматурасы үшін – бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша алынады.

17 -кесте - Кернеуленбейтін арматура және шыбықты кернеуленген арматураның серпімділік модулі

Арматура түрі	Арматура класы	Арматураның серпімділік модулі, $E_s \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²)
Шыбықты	A-I,A-II	210 (2100)
	A-III	200(2000)
	A-IV,A-V	190(1900)
	A-IIIв	180(1800)
Арматуралық сым	Bp-I	170(1700)

4.2.2.7 Гидротехникалық құрылыстардың темірбетон конструкцияларын төзімділікке есептеу кезінде бетонның сығылған аймақтың серпімді емес деформацияларын 18-кесте бойынша бетонға арматураны келтіру коэффициенттерін ν' қабылдаумен бетонның серпімділік модулінің төмендеуімен ескеру қажет.

18-кесте – Бетонға арматураны келтіру коэффициенті

Сығылу беріктігі бойынша бетон класы	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Келтіру коэффициенті ν'	25	23	20	18	15	10

4.2.2.8 Су қоймаларының жағалау бекіткішінің, тірек қабырғалар, қиғаштар, порт жанындағы құрылыстарды және көлдер мен өзендер акваторийінің басқа құрылыстарын, соның ішінде мелиорация құрылыстарын салу кезінде конструкцияларды конструктивтік арматуралау үшін МЕМСТ 31938 талаптарына жауап беретін композиттік арматураны қолдануға жол беріледі.

Үздіксіз арматуралаушы толтырғыш типі бойынша композиттік арматура келесі түрлерге бөлінеді:

- АСК – шыныкомпозитті;
- АБК – базальтокомпозитті;
- АУК – көміркомпозитті;
- ААК – араидокомпозитті;
- АКК – аралас композитті.

4.2.2.9 Композиттік арматура конструктивтік болат арматураның орнына орнатылуы мүмкін. Композиттік арматура қимасының ауданы талап етілетін болат арматураға қарағанда, аз болмауы тиіс.

4.3 Конструктивтік шешімдер

4.3.1 Тұрақты және уақытша жіктер

4.3.1.1 Құрылыстардағы тұрақты жіктер тура немесе температураның айтарлықтай тербелістеріне бейім беттер бойынша кесінділер түрінде орындалуы мүмкін.

4.3.1.2 Тұрақты және уақытша жіктер арасындағы қашықтықты климаттық және геологиялық жағдайларға, құрылыстардың конструктивтік ерекшеліктеріне, жұмыс өндірісінің ретіне және т. б. байланысты белгілеу керек.

4.3.1.3 Массивті тұтас құймалы және құрама-тұтас құймалы құрылыстардың температураның маңызды тербелістеріне бейім және жылжуы құз негізімен немесе құрылыстың ішкі бөлігі бетонымен қиындатылатын бөліктерінде температуралық-шөгу жіктері арасындағы қашықтық бөлім талаптарына сәйкес есептеумен анықталады.

4.3.1.4 Құзды негіздегі бетон құрылыстардағы тұрақты жіктер арасындағы қашықтық 30 м кем емес болуы тиіс.

4.3.2 Бойлық және көлденең арматуралау

4.3.2.1 Өлшемдері талап етілетіндерден асып түсетін гидротехникалық құрылыстардың массивті темірбетон элементтерде есеп бойынша және конструктивтік және технологиялық тұрғыдан белгіленген, ал гидротехникалық туннельдердің қаптамалары - барлық жағдайда арматуралардың ең аз пайызы нормаланбайды және жұмыс арматурасының қимасы есептерге сәйкес белгіленеді.

Қалған темірбетон элементтердің бойлық арматурасының қимасының ауданы бетонның есептік қимасының ауданынан кемінде 0,05 % қабылдануы тиіс.

4.3.2.2 Массивті темірбетон конструкцияларда қима ені бойынша жұмыс арматурасы шыбықтары арасындағы қашықтық бетонды толтыру ірілігімен анықталады, бірақ $2,5 \cdot d$ кем болмайды, мұнда d - жұмыс арматурасының диаметрі.

4.3.2.3 Бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығын келесілер үшін қабылдау керек:

- су, су буы немесе атмосфералық жауын-шашын тікелей әсер етпейтін конструкциялардың алдыңғы беттері үшін жұмыс арматурасы үшін 30 мм кем емес және биіктігі 1 м дейінгі арқалықтар мен плиталардағы тарату арматурасы мен қамыттар үшін 20 мм кем емес, сонымен қатар қабырғасы кіші ұстындарда 1 м артық емес.

- мұздату-жібіту, кавитация немесе қоқыспен мүжілу әсерімен бірге судың тікелей әсеріне ұшырайтын (судың ауыспалы горизонтты аймағы, су ағызу және су жинау беттері, қысымсыз туннельдердің қаптамалары, каналдардың қиябеттерін бекіту плиталары және т. б.) конструкциялар мен құрылыс бөліктерінің алдыңғы беттері үшін 60 мм кем емес және қимасының өлшемі 1 м асатын ең төменгі массивті конструкциялардың жұмыс және тарату арматуралары үшін шыбық диаметрінен кем емес (екі).

Бұл талап бетонның қорғау қабаттарына су буы әсер етіп тұратын құрылыс конструкциялары мен элементтері үшін орындалуы тиіс.

4.3.2.4 Теңіз гидротехникалық құрылыстардың темірбетон конструкцияларында бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығын келесілер үшін қабылдау қажет:

- шыбықты жұмыс арматурасы үшін - кем емес: 50 мм;
- тарату арматуралары мен қамыттар үшін - 30 мм кем емес.

4.3.2.5 Бетонның қорғаныс қабаттары үшін беріктігі бойынша класы В20 төмен емес бетон қолданылуы тиіс, бұл ретте осы бетонның аязға төзімділігі және су өткізбеушілігі жобада осы конструкциялардың немесе құрылыс бөліктерінің алдыңғы беттері үшін ұсынылатындардан төмен болмауы тиіс.

4.3.2.6 Сығылу беріктігі бойынша класы В15 және одан да жоғары бетонды қолдану кезінде зауытта дайындалған құрастырмалы темірбетон элементтер үшін қорғайтын қабат қалыңдығы жоғарыда аталған шамаларға қарсы 10 мм азайтылуы мүмкін.

Агрессивті орта жағдайларында темірбетон конструкцияларды пайдалану кезінде қорғаныс қабатының қалыңдығын 60 мм кем емес етіп белгілеу қажет.

4.3.2.7 Массивті сызатқа төзімді емес темірбетон плиталарымен арматуралау коэффициенті $\mu \leq 0,008$, қимасының биіктігі 60 см және одан да артық қабырғаларда тиісті дәлелденген кезде арматуралардың қиманың биіктігі бойынша сызаттардың ашылуының ең жоғарғы енінің азаюына септігін тигізетін элемент қимасы бойынша көп қатармен орналасуына жол беріледі.

4.3.2.8 Егер арматура шыбықтары екі және одан да көп қатарға орналасатын болса, онда қатардағы шыбықтар диаметрі бір бірінен 40 % асырмай өзгешеленуі тиіс.

4.3.2.9 Алдын ала кернеуленген гидротехникалық құрылыстардың ұзақ мерзімділігі талаптарынан арматура диаметрін ыстықтай соғылған болаттан жасалған жұмыс шыбықты арматура үшін 10 мм кем емес қабылдау керек, тоқылған немесе байланысты дәнекерлеуді қолдана отырып дайындалған шиыршықтар мен қаңқалар және торлар үшін - 6 мм кем емес.

4.3.2.10 Бір бағытта жұмыс жасайтын элементтерге арналған тарату арматурасын ең көп майыстыру моменті орнында жұмыс арматурасының ауданынан 10% аспайтын өлшемде белгілеу керек.

Арматураның дәнекерленген қосылыстарын орындау кезінде қолданыстағы нормативтік құжаттар талаптарын орындаған жөн.

Төзімділікке есептелетін конструкцияларда бір қимада, әдеттегідей, шыбықты созылған жұмыс арматурасының жартысынан кемі түйісуі тиіс. Осы конструкцияларда созылған жұмыс арматурасы үшін айқастырылған жіктерді (дәнекерленбеген және дәнекерленген) қолдануға жол берілмейді.

4.3.2.11 Майыстырылатын элементтерде қима биіктігі 700 мм артық болған кезде бүйір шектерде конструктивтік бойлық шыбықтарды орнату керек. Олардың арасындағы биіктік бойынша арақашықтық 400 мм артық болмауы тиіс, көлденең қима ауданы - келесі өлшемдерге ие бетон қимасының ауданын 0,1 % кем емес: элемент биіктігі шыбықтар арасындағы арақашықтыққа тең, ені - элемент енінің жартысына, бірақ 200 мм артық емес.

4.3.2.12 Жақын жерлерге бойлық есептік арматура орнатылатын темірбетон элементтердің барлық беттерінде шеткі бойлық шыбықтарды қамтитын көлденең арматураны да қарастыру керек. Элементтің әр бетіндегі көлденең шыбықтар арасындағы қашықтық 500 мм артық болмауы және элемент шегінің екі еселенген енінен артық болмауы тиіс.

4.3.2.13 Орталықтан тыс сығылған сызықтық элементтерде, сонымен қатар майыстырылатын элементтердің сығылған аймағында есепте есепке алынатын сығылған бойлық арматура болған кезде қамыттар орнату қажет.

Қамыттар арасындағы қашықтықты тоқылған қаңқаларда $15 \cdot d$ асырмай, дәнекерленген қаңқаларда $20 \cdot d$ асырмай қабылдау керек, мұнда d - сығылған бойлық арматураның ең аз диаметрі. Екі жағдайда да қамыттар арасындағы қашықтық 500 мм аспауы тиіс.

4.3.2.14 Көлденең арматураның конструкциясы сығылған бойлық шыбықтарды бүйір дөңестен кез келген бағыттағы бекітуді қамтамасыз етуі керек. Жұмыс арматурасының дәнекерлеусіз айқаса түйіскен жерлерінде немесе егер бойлық арматура элементінің жалпы қанығуы 3 % артық болса, қамыттарды $10 \cdot d$ аспайтын және 300 мм аспайтын қашықтыққа орнату керек.

Сығылған арматураны есепке алмай есептелген массивті орталықтан тыс сығылған элементтерде конструктивтік көлденең байланыстар (қамыттар) арасындағы қашықтықты элементтің екі биіктігіне (еніне) дейін ұлғайтуға болады.

4.2.3.15 Жазылған арматурасы жоқ элементтерде және көлденең арматурасы есептер бойынша талап етілетін жағдайларда тік көлденең шыбықтар арасындағы қашықтықтарды келесідей қабылдау қажет:

а) қима биіктігі 450 мм кем немесе тең болған кезде тірек жанындағы учаскелерде (аралықтың $1/4$ кем емес) - $h/2$ артық емес және 150 мм артық емес;

- қима биіктігі 450 мм артық болған кезде - $h/3$ артық емес және 500 мм артық емес;

- қима биіктігі 2000 мм тең немесе артық болған кезде - $h/3$ артық емес;

б) қима биіктігі 300 - 2000 мм аралығында болған кезде аралықтың қалған бөлігінде $3/4 \cdot h$ артық емес және 500 мм артық емес;

- қима биіктігі 2000 мм жоғары болған кезде - $3/4 \cdot h$ артық емес.

4.3.2.16 Айналдыра отырып майыстыруға жұмыс жасайтын элементтерде тоқылған қамыттар олардың ұштарын қамыттың 30 диаметріне жіберу арқылы тұйықталуы тиіс, ал дәнекерленген қаңқаларда екі бағыттағы барлық көлденең шыбықтар тұйықталған контур түзе отырып, бұрыштық бойлық шыбықтарға пісірілуі керек.

4.3.2.17 Темірбетон элементтердегі саңылауларды арматуралық торлар мен қаңқалардың ұяшықтары шегінде орналастырған жөн.

Өлшемдері тор ұяшықтарының өлшемдерінен асып кететін саңылаулар қосымша арматурамен жиектелуі керек. Оның қимасының қосынды ауданы осы бағыттағы үзілген жұмыс арматурасының қимасынан кем болмауы тиіс.

4.3.2.18 ГЭС су өткізу жолының болат темірбетон элементтерінде болат қаптаманың қалыңдығы $A_{si} \leq A_s$ шартынан қабылдануы тиіс (мұнда A_{si} және A_s - элементтің есептік қимасындағы тиісінше болат қаптама мен шыбықты арматура қимасының ауданы).

4.3.2.19 Судың ауыспалы деңгейі аймағында орналасқан және кері температура әсер ететін бетон құрылыстардың ашық беттерін, сонымен қатар ыстық құрғақ климат жағдайларында салынатын құрылыстардың ашық беттерін диаметрі 16 мм кем емес А-II класты арматурадан жасалған торлармен арматуралауға жол беріледі. Барлық қалған жағдайларда бетон құрылыстардың ашық беттерін конструктивтік арматуралауға арнайы негіздеме болған кезде ғана жол беріледі.

4.3.3 Алдын ала кернеуленген темірбетон элементтерін құрастыру жөніндегі қосымша нұсқаулар

4.3.3.1 Диаметрі 10 мм және одан артық мерзімдік пішіннің ыстықтай соғылған арматуралы шыбық дайындамаларының ұзындығы бойынша қосылыстарды әдеттегідей байланысты түйіспе дәнекерлеумен жүргізген жөн. Байланысты дәнекерлеуге арналған жабдықтар болмаған кезде доғалы дәнекерлеуді қолдануға жол беріледі. А-ІІІв класы арматураларының шыбықтарын созуға дейін дәнекерлеу қажет. Созылған шыбықтардың дәнекерленген жіктерін көп күш түсетін жерлерге орналастырмау ұсынылады.

4.3.3.2 Алдын ала кернеуленген элементтердің ұштарына кернеу беру аймағының 60% кем емес және 20 см кем емес учаске ұзындығында қосымша көлденең арматура (5 бастап 10 см дейінгі кадаммен дәнекерлеу торлары, бойлық шыбықтардың барлығын қамтитын арматуралар, қамыттар және т. б.) орнатылуы тиіс.

4.3.3.3 Егер элемент ұштарындағы кернеу түсірілетін бойлық арматура жоғарғы немесе төменгі шекке дәл орналастырылса, онда ұш учаскелерінде көлденең арматураны қарастыру қажет (көлденең күшке есептеу кезінде есепке алынбайды). Көлденең арматураның қосынды ауданы төзімділікке есептелмеген конструкцияларда көлденең арматураның қосынды ауданы 20 %, ал төзімділікке есептелген конструкцияларда алғашқы шығындарды есепке ала отырып, қиманың бір шегінде орналасқан бойлық кернеуленген арматурадағы тарттыру күшінің 30 % қабылдауы тиіс

Қосымша көлденең арматура қимасының қосынды ауданын келесі формулалар бойынша анықтау қажет:

төзімділікке есептелмейтін конструкциялар үшін,

$$A_{sw,ad} = 0,2 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sw}} A_{sp}, \quad (22)$$

төзімділікке есептелетін конструкциялар үшін,

$$A_{sw,ad} = 0,3 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sw}} A_{sp}, \quad (23)$$

мұнда σ_{sp} - бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша қабылданатын, алғашқы шығындарды есепке ала отырып, арматурадағы алдын ала кернеу;

A_{sp} - қиманың бір шегіндегі қамыттар ішінде орналасқан кернеуленген бойлық арматура қимасы ауданының үлкені.

4.3.3.4 Қосымша көлденең арматураны А-ІІ немесе А-ІІІ класты болат арматуралардан жасалған дәнекерленген тұйықталған қамыттар түрінде қарастыру ұсынылады.

Егер элементті тіреу шарттарынан оның ұшына болат тірек плитасы орнатылса, онда оны қосымша көлденең арматурамен дәнекерлеу арқылы байланысу керек.

4.4 Негізгі есептік жағдайлар

4.4.1 Бетон және темірбетон элементтердің беріктігі мен сызатқа төзімділігін бағалау әдісі (күш немесе кернеу бойынша) олардың өлшемдерінің қатынастарымен анықталады. 19-кестеде элементтердің жіктелуі және олардың өлшемдерінің қатынастарына байланысты олардың шекті жағдайларының (МЕМСТ 27751 қараңыз) орын алуын бағалау тәсілдері берілген.

19-кесте - Элементтерді жіктеу және олардың өлшемдерінің қатынасына байланысты олардың шекті жағдайларының орын алуын бағалау тәсілдері

Элемент өлшемдерінің қатынасы	Элемент атауы	Шекті жағдайының орын алуын бағалау тәсілдері	
		күш бойынша	кернеу бойынша
А. Аркалық конструкциялар – $b \leq 3 \cdot h$			
$l/h \geq 6$	Шыбықты элемент - аркалық	+	-
$3 \leq l/h < 6$	Қысқа аркалық	+	+
$l/h < 3$	Аркалық-қабырға	-	+
Б. Консолды конструкциялар - $b \leq 3 \cdot h$			
$l/h \geq 3$	Шыбықты элемент - консоль	+	-
$1,5 \leq l/h < 3$	Қысқа консоль	+	+
$l/h < 1,5$	Консоль қабырғасы	-	+
В. Плиткалы конструкциялар - $b > 3 \cdot h$			
$a/h \geq 6$	Жұқа плита	+	-
$3 \leq a/h < 6$	Қалың плита	+	+
$a/h < 3$	Көлемді элемент	-	+
Г. Аркалы және сақиналы конструкциялар			
$t/R \leq 0,1$	Жұқа арка, сақина	+	-
$0,1 < t/R \leq 0,25$	Арка, қалыңдығы орташа сақина	+	+
$t/R > 0,25$	Қалың арка, сақина	-	+

19 кесте – Элементтерді, жіктеу және олардың, өлшемдерінің, қатынасына байланысты, олардың, шекті жағдайларының, орын алуын, бағалау тәсілдері (жалғасы)

Ескертпе - Кестеде келесі белгілеулер қабылданған:
l - арқалықтың немесе консолдың ұзындығы (аралығы);
b және *h* - тиісінше элементтің көлденең қимасының ені және биіктігі;
a - плитаның кіші бетінің ұзындығы;
t - арканың, сақина қабырғасының қалыңдығы;
R - арканың, сақинаның осьтік сызығының радиусы.

4.4.2 Құрылыстың көтергіштік қабілеті мен қалыпты пайдалануға жарамдылығын тексеру кезінде ішкі күштерді (майыстыру және айналдыру моменттері, қалыпты және ажырататын күштер), кернеуді, жылжуды және бұру бұрыштарын әдеттегідей бетонның сызаттар түзуіне және жылжығыштығына, конструкцияның материалдардың кернеуі мен деформациясы арасындағы сызықтық емес тәуелділікке негізделген серпімді емес күйін, сонымен қатар құрылысты тұрғызу және кернеулеу ретін есепке ала отырып, анықтау керек.

Элементтер қималарындағы күш пен кернеуді есептеу құрылысты жобалаудың алдын ала сатысында орындалған жағдайда конструкцияның серпімді жұмысын болжай отырып анықтауға жол беріледі.

4.4.3 Сызықтық орын ауыстыру мен бұру бұрыштарын анықтау кезінде бетонда сызаттың түзілуі нәтижесінде қима қаттылығының өзгеруін есепке алу қажет. Сызаттың түзілу жағдайларын сызаттардың түзілуі және ашылуы бойынша темірбетон конструкциялардың элементтерінің есептеулеріне сәйкес қабылдау керек.

Статикалық анықталмайтын шыбықты конструкцияларда, жұқа плиталар мен аркаларда ішкі күштер мен орын ауыстыруларды әдеттегідей бетонда сызаттардың түзілу нәтижесінде қима қаттылығының өзгеруіне негізделген серпімді емес жұмыстарды есепке ала отырып, құрылыс механикасы әдістерімен анықтау керек.

4.4.4 Элементтердің беріктігі мен сызаттарға төзімділігін бағалау кезінде (арқалықтар-қабырғалар, консолды қабырғалар, қалың аркалар мен құбырлар және көлемді элементтер) соңғылары серпімділік теориясы әдісімен анықталады.

4.4.5 Қысқа арқалықтар мен консолдардың, қалың плиталар мен қалыңдығы орташа аркалардың беріктігі мен сызатқа төзімділігін тексеруді кернеу бойынша, сондай-ақ күш бойынша анықтауға жол беріледі. Элементтің есептік қималарындағы кернеу серпімділік теориясының әдістерімен, ал күш қимадағы кернеудің тендей әсер ететін эпюраларының шамасы бойынша анықталады: $N = D - Z$; $M = D \cdot z$ (мұнда D және Z - сығатын және созатын кернеудің тендей әсер ететін эпюралары; z - қос ішкі күш иіні).

4.4.6 Консоль типті немесе ені бойынша жүктемесі тендей таратылған екі қарама-қарсы бетпен тіреліп тұратын плита элементтері консолды немесе арқалықты элементтердегі сияқты беріктік пен сызатқа төзімділік бойынша есептеледі. Бұл жағдайда есептер бірдей енге ие плита учаскесі үшін жүргізіледі.

4.4.7 Тегеурінді шыбықты және плиталы элементтердің есептік қималарында қысымға қарсы күш қарсы қысым әсеріне негізделген кернеу эпюрасының ауданына тең етіп қабылданады. Қиманың жекелеген нүктелеріндегі аталған кернеулер $p \cdot \alpha_{2b}$ тең қабылданады, мұнда p - гидростатикалық қысым қарқындылығы; α_{2b} - бетондағы қарсы қысымның тиімді ауданының коэффициенті.

4.4.8 Сызаты жоқ элементтер үшін тегеурінді (жоғарғы) шектегі қысым шамасынан төменгі шектегі қысым шамасына дейінгі судың p гидростатикалық қысымының қарқындылығын өлшеудің сызықтық заңын қабылдау керек.

4.4.9 Сызаттары бар элементтер үшін гидростатикалық қысымының қарқындылығын өлшеудің сызықтық заңын қиманың сығылған аймағы шегінде ғана қабылдау керек. Сызаттар шегінде су деңгейіндегі сызаттардың тереңдігімен анықталатын тең қысым қабылданады.

4.4.10 I және II класты құрылыстар үшін қарсы қысымның тиімді ауданының коэффициенттерін α_{2b} сүзуге қарсы құрылғыларды есепке ала отырып, эксперименттік зерттеулер негізінде анықтау керек.

4.4.11 Майыстырылатын, орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған шыбықты және плиталы элементтердің эксперименттік зерттеулер деректері болмаған кезде келесі мәндерді қабылдауға жол беріледі α_{2b} :

- 1 - қиманың созылған аймағында және сызаттардың таралу аймағында;
- 0 - элементтер қимасының сығылған аймағында.

4.4.12 Бетонның сығылған аймағының биіктігі жазық қималар гипотезасынан анықталады. Сызаттары бар элементтерде созылған бетон жұмысы есепке алынбайды және қиманың сығылған аймағындағы бетон кернеуі эпюрасының пішімі үш бұрышты етіп қабылданады.

Қосымша кернеуді анықтау кезіндегі қиманың кернеулі күйінің түрі қарсы қысым күшін есепке алмай, барлық жүктемелердің әсері кезінде жазық қима гипотезасынан бекітіледі.

4.4.13 Конструкция элементтерін төзімділікке есептеуді құрылысты (мысалы, гидроагрегаттардың ағынды бөліктері, су лақтырғыштар, су жіберу плиталары, генератор астындағы конструкциялар және басқалары) пайдаланудың барлық есептік кезеңі үшін жүктеменің өзгеру циклінің 2×10^{-6} және одан көп санымен жүргізу қажет.

4.4.14 $h/l \leq 1/3$ (h - көлденең қиманың ең жоғарғы биіктігі, l - жарықтағы аралық) кезінде болатын статикалық анықталатын шыбықты конструкцияларды есептеу кезінде бірінші және екінші топтардың шекті күйі бойынша ішкі күштерді (қалыпты және бөлетін күштер, майыстыру және айналдыру моменттері), сонымен қатар орын ауыстырулар мен бұру бұрыштарын материалдар кедергісінің әдісімен анықтау керек. Сызықтық орын ауыстыру мен бұру бұрыштарын анықтау кезінде бетонда сызаттардың түзілуі нәтижесінде қима қаттылығының өзгеруін есепке алу қажет. Сызаттың түзілу жағдайларын шыбықты конструкциялардың элементтерінің бойлық осіне қалыпты сызаттардың түзілуі бойынша есептерге сәйкес қабылдау керек.

4.4.15 Күшейтілуі тиіс бетон және темірбетон конструкциялардың элементтерін жөндеу немесе реконструкциялар кезінде оларды есептеуді бетонның нақты класын, реконструкцияны бастау моментінде орын алған бетон мен арматурадағы кернеуді және

бетон мен арматура деформацияларының диаграммаларын есепке ала отырып жүргізу керек.

4.5 Бетон және темірбетон конструкциялардың элементтерін беріктік пен төзімділікке есептеу

4.5.1 Бетон элементтерді беріктікке есептеу

4.5.1.1 Шекті жағдайдың орын алуы күш арқылы көрінетін элементтердің беріктігін есептеуді (19-кестені қараңыз) осы бөлім нұсқауларына сәйкес олардың бойлық осьтеріне қалыпты қималар үшін жүргізу керек.

Шекті жағдайдың орын алу шарттары қималардағы күш арқылы өрнектеле алмайтын элементтердің беріктігін есептеуді осы бөлім нұсқауларына сәйкес негізгі кернеу әсерінің ауданы үшін орындау керек (19-кестені қараңыз).

4.5.1.2 Егер сызаттардың түзілуі бұзылуға, рұқсат етілмейтін деформацияларға немесе конструкцияның су өткізбеуі қабілетін бұзуға алып келмесе, беріктігі қиманың созылған аймағындағы бетонның беріктігімен анықталатын бетон конструкцияларды қолдануға жол беріледі. Бұл ретте температуралық-ылғал әсерлерін есепке ала отырып, осындай конструкциялардың элементтерінің сызатқа төзімділігіне тексеру жүргізілуі тиіс.

4.5.1.3 Симметриялы бетонды майыстырылатын элементтерді жүктеменің әсер ету жазықтығына қатысты есептеуді келесі формула бойынша жүргізу қажет:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt} \cdot W_t \quad (24)$$

мұнда γ_{1c} , γ_n - ҚР ЕЖ 3.04-101 бойынша қабылданған коэффициенттер;

γ_c - гидротехникалық құрылыстардың жекелеген түрлерін жобалаудың құрылыс нормалары мен ережелеріне сәйкес қабылданатын құрылыстың жұмыс жасау жағдайларының коэффициенті;

γ_b - 5-кесте бойынша қабылданатын коэффициент ($\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b4} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$);

R_{bt} - бетонның созылуға есептік кедергісі;

W_t - бетонның серпімді жұмысымен анықталатын қиманың созылған шегіне арналған кедергі моменті.

4.5.1.4 Жүктеме әсерінің жазықтығына қатысты симметриялы бетон конструкциялардың орталықтан тыс сығылған элементтерін шеткі сығатын және созатын кернеу шамаларын шектеу шартымен бетон серпімді жұмыс жасайды деген болжаммен келесі формулалар бойынша есептеу керек (1-суретті қараңыз).

Қиманың созылған аймағының кедергісін есепке алмай есептеу кезінде

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_b \leq \varphi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_b, \quad (25)$$

мұнда σ_b - жиектегі сығатын кернеу;

φ - элемент икемділігінің әсерін есепке алатын және 20-кесте бойынша қабылданатын коэффициент;

$$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15};$$

R_b - бетонның сығылуға есептік кедергісі.

Тік бұрышты қима келесі формула бойынша есептеледі:

$$\gamma_{1s} \cdot \gamma_n \cdot N \leq 1,5 \cdot \gamma_s \cdot \gamma_b \cdot \varphi (0,5 - \eta) R_b \cdot F, \quad (26)$$

мұнда $F = b \cdot h$ - элементтің көлденең қимасының ауданы;

$\eta = e_0/h$ - жүктеменің салыстырмалы эксцентриситеті.

Қиманың созылған аймағының кедергісін есепке ала отырып есептеу кезінде

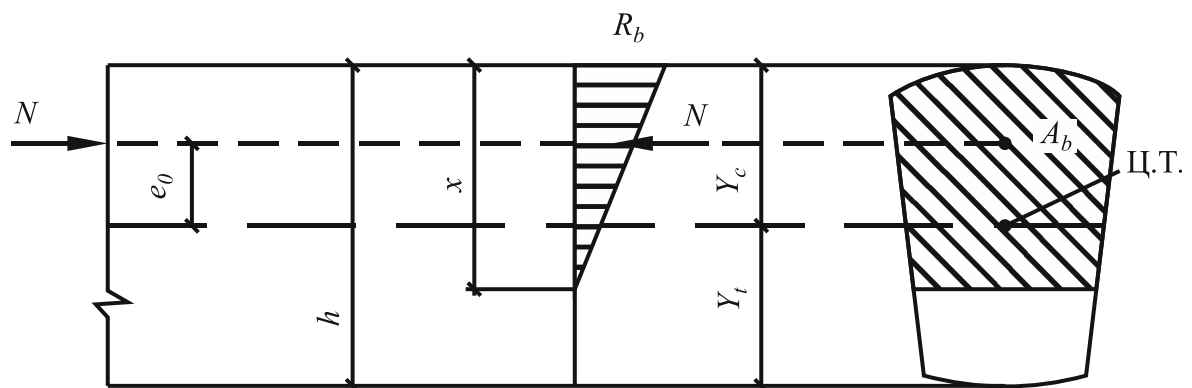
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \left(\frac{N_{e_0}}{W_t} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{sh} \cdot R_{bt}, \quad (27)$$

мұнда $W_t = I / y_t$ - қима кедергісінің моменттері;

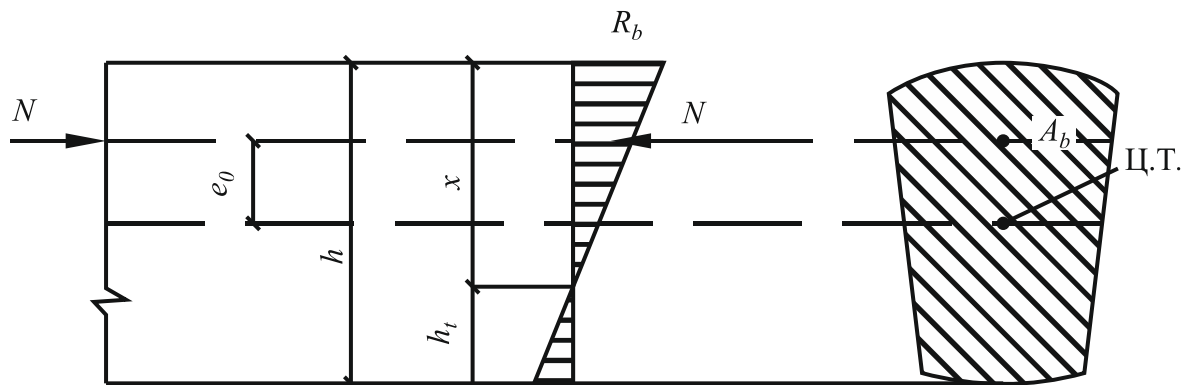
$W_c = I / y_c$;

$$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b4} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}.$$

а)



б)



а - созылған аймақ бетонының кедергісін есепке алмай; б - созылған аймақ бетонының кедергісін есепке ала отырып

1-сурет - Күш схемасы және орталықтан тыс сығылған бетон элементтің бойлық осіне қалыпты қимадағы кернеу эпюрасы

20-кесте - Элемент иілгіштігі әсерін ескеретін коэффициент

Тікбұрышты пішін қимасы үшін l_o / b	Еркін симметриялық пішін қимасы үшін l_o / r	Коэффициент φ
4 дейін	14 дейін	1,00
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86
Қабылданған белгілер: l_o – элементтің есептік ұзындығы; b – тікбұрышты қиманың ең кіші өлшемі; r – қима инерциясының ең кіші радиусі.		

4.5.1.7 (26) формула бойынша есептелетін тік бұрышты қималы элементтерде қиманың ауырлық күшіне қатысты есептік күш эксцентриситетінің мәні сейсмикалық әсерлері жоқ жүктеменің негізгі үйлесімдігі кезінде және жүктемелердің ерекше үйлесімдігі кезінде $0,3 \cdot h$ және сейсмикалық әсерлері бар жүктеменің ерекше үйлесімдігі кезінде $0,325 \cdot h$ аспауы тиіс.

$e_o > 0,3 \cdot h$ (немесе $e_o > 0,325 \cdot h$) кезінде орталықтан тыс сығылған бетон элементтер жарықшада бойлық сызаттардың түзілуіне жол бермеу шарттары бойынша тексерілуі тиіс:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{yt} \leq \varphi \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (28)$$

мұнда σ_{yt} - сығылған аймақ шекарасында бойлық аудандарға әсер ететін созатын кернеу.

Созатын кернеу σ_{yt} , сонымен қатар олар әсер ететін шектердегі аймақ биіктігі h_{yt} жалпы жағдайда соңғы элементтер әдісі (СЭӘ) бойынша есептеумен анықталады.

В20 және одан жоғары класты бетоннан дайындалған элементтер үшін жарықшада бойлық сызаттардың түзілуіне жол бермеу шарттары бойынша тексеруді келесі талаптар орындалған жағдайда орындамау керек:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_b \leq 12 \varphi \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (29)$$

мұнда $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$.

4.5.1.8 Шекті жағдайдың орын алу шарттары күш арқылы өрнектелетін бетонды майысатын және орталықтан тыс сығылған элементтерді елеулі бойлық күштің есептік қималарындағы әсерлер жағдайында келесі шартпен көлденең қималардың беріктігін былайша тексерген жөн:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (30)$$

мұнда $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$;

σ_{mt} - бетондағы көлбеу алаңдар бойынша әсер ететін негізгі созу кернеуі.

Негізгі созатын кернеу бейтарап ось деңгейінде, қиманың ауырлық орталығы деңгейінде, сонымен қатар қима енінің күрт өзгеретін жерлерінде анықталады, бұл таврлы, қос таврлы, крест, қорап тәрізді және басқа да қималарға тән.

Бетондағы негізгі созатын және негізгі сығатын кернеулердің σ_{mt} және σ_{mc} мәндерін келесі формула бойынша анықтау керек:

$$\sigma_{m(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}. \quad (31)$$

мұнда σ_x - сыртқы жүктемеден және алдын ала сығу күшінен элементтің бойлық өсіне перпендикуляр алаңдағы бетонның қалыпты кернеуі;

σ_y - тірек реакцияларының, орталықтағы күштің және таратылған жүктеменің жергілікті әсерінен элементтің бойлық өсіне параллель алаңдағы бетонның қалыпты кернеуі, сонымен қатар қамыттар мен майысқан шыбықтарды алдын ала кернеулеу салдарынан туындайтын сығу күштері;

τ_{xy} - майысқан шыбықтарды алдын ала кернеулеу салдарынан бетондағы сыртқы жүктеме мен күштен туындайтын қатысты кернеу.

σ_x , σ_y және τ_{xy} кернеулері материалдың серпімді жұмыс жасайды деген болжаммен келтірілген қима үшін анықталады.

σ_x және σ_y кернеулері (31) формулаға сәйкес созылатын болса, «плюс» белгісімен, ал егер сығатын болса, «минус» белгісімен қойылады.

Қима биіктігі ауыспалы элементтер үшін τ_{xy} қатысты кернеуді серпімділік теориясы немесе СЭӨ бойынша анықтау керек. Бір шектің екіншісіне қатысты көлбеулік бұрышының θ - 30° аралығындағы мәні кезінде τ_{xy} мәнін келесі формула бойынша анықтайды:

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_y}{l \cdot b} + \left[\frac{M \cdot \operatorname{tg} \theta}{l \cdot h} \right] \cdot (1,5 \cdot y^2 - h \cdot y), \quad (32)$$

мұнда y - элементтің көлбеу (тік) шегінен қатысты кернеу мәні анықталатын мәнге дейінгі қашықтық;

S_y - көлбеу (тік) шектен y қашықтықтағы көлбеумен (тігінен) шектелген қима бөлігінің статикалық моменті.

γ_{b3} коэффициентін анықтау кезінде қиманың созылған аймағының биіктігі h_t негізгі созу кернеуі әсер ететін жазықтықтағы кернеу эпюрасында болады. Егер элементтің көлденең қимасындағы қатысты кернеу шамдан тыс күш әсерінен ғана туындаса, $\gamma_{b3} = 1,0$ қабылдаған жөн (яғни $h_t = \infty$).

4.5.1.9 Шекті жағдайдың орын алу шарттары кернеу арқылы өрнектелетін бетон элементтерді негізгі созатын σ_{mt} және негізгі сығатын σ_{ms} кернеудің мәндерін шектеу талаптарынан есептеген жөн. Негізгі созатын кернеулер бойынша беріктікті тексеру (30) формула бойынша жүргізіледі. Негізгі сығатын кернеулер бойынша беріктікті тексеруді келесі формула бойынша орындаған жөн:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{mc} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (33)$$

мұнда $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$.

4.5.2 Темірбетон элементтерді беріктікке есептеу

4.5.2.1 Шекті жағдайдың орын алу шарттары күш арқылы өрнектелетін темірбетон элементтердің беріктігін есептеуді (19-кестені қараңыз) осы бөлім нұсқауларына сәйкес айтарлықтай қауіпті бағыттағы қиманың бойлық өсіне қалыпты, сонымен қатар қима өсіне көлбеу болатын қималар үшін жүргізген жөн.

4.5.2.2 Шекті жағдайдың орын алу шарттары қимадағы күш арқылы өрнектеле алмайтын темірбетон элементтердің беріктігін есептеуді осы бөлім нұсқауларына сәйкес бетондағы негізгі созатын кернеу әсер ететін аудандар үшін орындаған жөн.

Ескертпе - көлденең қималарының биіктігі 1,5 м асып кететін массивті элементтерді сығылған аймақ бетонындағы үш бұрышты эпюра болжамынан есептеуге болады.

4.5.2.3 Күш түспейтін арматурамен арматураланған момент пен қалыпты күш әсері жазықтығына қатысты симметриялы элементтер үшін шекті мәндерді 21-кесте бойынша қабылдау қажет, ал күш түсірілетін арматурамен арматураланғандар үшін - бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша.

4.5.2.4 Егер сығылған арматураны есепке алмай анықталған сығылған аймақ биіктігі $2a'$ кем болса, онда сығылған арматураны есепте есепке алмауға болады.

4.5.2.5 $\xi \leq \xi_R$ кезінде көлденең қиманың тік өсіне қатысты симметриялы майыстырылатын темірбетон (болаттемірбетон) элементтер беріктіктің келесі шарттарын қанағаттандыруы тиіс:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot S'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot S'_{si}). \quad (34)$$

Бұл жағдайда бейтарап ось жағдайы мынадай шартпен анықталады:

$$\gamma_b \cdot R_b \cdot A_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot A'_{si} = \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}. \quad (35)$$

(34) және (35) формулаларда

$R_s, R_c, R_{si}, R'_{si}$ - тиісінше созылған және сығылған шыбықты арматураның, созылған және сығылған табақты арматураның есептік кедергілері;

21-кесте – Бетонның сығылған аймағының салыстырмалы биіктігінің шекті мәндері

Арматура класы	Бетонның ... класы кезіндегі шекті мәндер ξ_R		
	B15 және төмен	B20; B25; B30	B35 және жоғары
A-I	0,70	0,65	0,60
A-II, A-III, Bp-I	0,65	0,60	0,50

$A_b, A_s, A'_s, A_{si}, A'_{si}$ - тиісінше бетонның сығылған аймағының, созылған және сығылған шыбықты арматураның, созылған және сығылған табақты арматураның көлденең қимасының ауданы;

S_b, S'_s, S'_{si} - тиісінше бетонның сығылған аймағының, сығылған шыбықты және табақты арматураның созылған шыбықты және табақты арматурадағы теңдей әсер ететін күш түсіру нүктесіне қатысты статикалық моменттері.

Табақты арматураның есептік кедергілері қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша анықталады.

Тік бұрышты қималы элементтер үшін $A_b = b \cdot x; A_{si} = b \cdot d_{si}; A'_{si} = b \cdot d'_{si};$

$$S_b = A_b \cdot (h_o - 0,5 \cdot x); S'_s = A'_s \cdot (h_o - a'); S'_{si} = A'_{si} \cdot (h_o - 0,5 \cdot d_{si}),$$

мұнда h және b - тиісінше элементтің көлденең қимасының биіктігі мен ені;

a, a' - тиісінше созылған A_s және сығылған A'_s шыбықты арматураның теңдей әсер ететін күшінен бетон қимасының ең жақын шегіне дейінгі қашықтық;

d_{si}, d'_{si} - тиісінше созылған A_{si} және сығылған A'_{si} табақты арматураның қалыңдығы;

$h_o = h - y_s - d'_s$ - қиманың жұмыс биіктігі.

Созылған шыбықты және табақты арматурадағы теңдей әсер ететін күш түсіретін нүктенің күйі (2-суретті қараңыз) келесі шарттан анықталады:

$$y_s = [R_s \cdot A_s (a + d_{si}) + 0,5 \cdot R_{si} \cdot A_{si} \cdot d_{si}] / (R_s \cdot A_s + R_{si} \cdot A_{si}). \quad (36)$$

Қандай да бір элементтің қарастырылатын конструкциясында арматуралау болмаған кезде (сығылған табақты және шыбықты арматура, созылған табақты арматура) (34) және (35) формулаларда осы арматуралау элементтеріне сәйкес келетін қиманың геометриялық сипаттамаларын нөлге тең қабылдаған жөн.

4.5.2.6 $\xi \leq \xi_R$ кезінде тік бұрышты қиманың майыстырылатын элементтерін (табақты арматурасы жоқ) есептеуді келесі формулалар бойынша жүргізу керек:

темірбетон элементтері:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' (h_0 - \alpha')], \quad (37)$$

$$\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' = \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x; \quad (38)$$

болаттемірбетон элементтері:

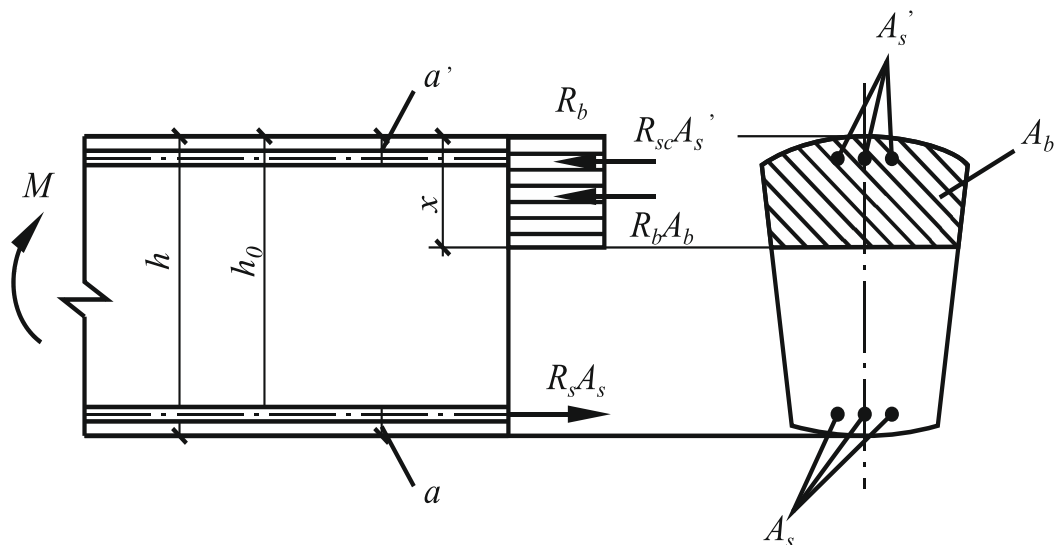
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' (h_0 - \alpha') + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' \left(h_0 - \frac{d_{st}}{2} \right)], \quad (39)$$

$$\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}' = \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x, \quad (40)$$

мұнда A_s' , A_{si}' - тиісінше созылған және сығылған болат қаптама қималарының ауданы;

d_{si} - болат қаптама қалыңдығы;

R_{si} - болат конструкцияларды жобалау нормаларына сәйкес анықталатын болат қаптаманың есептік кедергісі.



2-сурет - Күш схемасы және беріктігі бойынша есептеулер кезінде майыстырылатын темірбетон элементтің бойлық осіне қалыпты қимадағы кернеу эпюрасы

$\xi > \xi_R$ кезінде В30 және одан төмен класты бетоннан дайындалған темірбетон және болаттемірбетон элементтерді есептеуді $x = \xi_R h_0$ қабылдай отырып, (37), (38) формулалар

бойынша жүргізуге жол беріледі. В30 жоғары класты бетоннан дайындалған элементтер үшін осы ережелерде қабылданған есептік коэффициенттерді есепке ала отырып, бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес жүргізу керек.

4.5.2.7 $\xi \leq \xi_R$ кезінде көлденең қиманың тік өсіне қатысты симметриялы орталықтан тыс сығылған темірбетон элементтерді есептеуді (3-суретті қараңыз) келесі формулалар бойынша жүргізу керек:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N_e \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot S'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot S'_{si}), \quad (41)$$

мұнда e - созылған арматурадағы теңдей әсер ететін күш түсіру нүктесіне қатысты сыртқы бойлық күш түсіру эксцентриситеті.

Бұл жағдайда бейтарап ось жағдайы мынадай шартпен анықталады:

$\xi \leq \xi_R$ кезінде келесі шарттан:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot A'_{si} - \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}); \quad (42)$$

$\xi > \xi_R$ кезінде келесі шарттан:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot A'_{si} - \gamma_s \cdot \sigma_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot \sigma_{si} \cdot A_{si}), \quad (43)$$

мұнда σ_s және σ_{si} - тиісінше созылған шыбықты және табақты арматурадағы келесі формулалар бойынша анықталатын кернеу:

$$\sigma_s = \{ 2 [(1-\xi)/(1-\xi_R)] - 1 \} R_s, \quad (44)$$

$$\sigma_{si} = \{ 2 [(1-\xi)/(1-\xi_R)] - 1 \} R_{si} \quad (45)$$

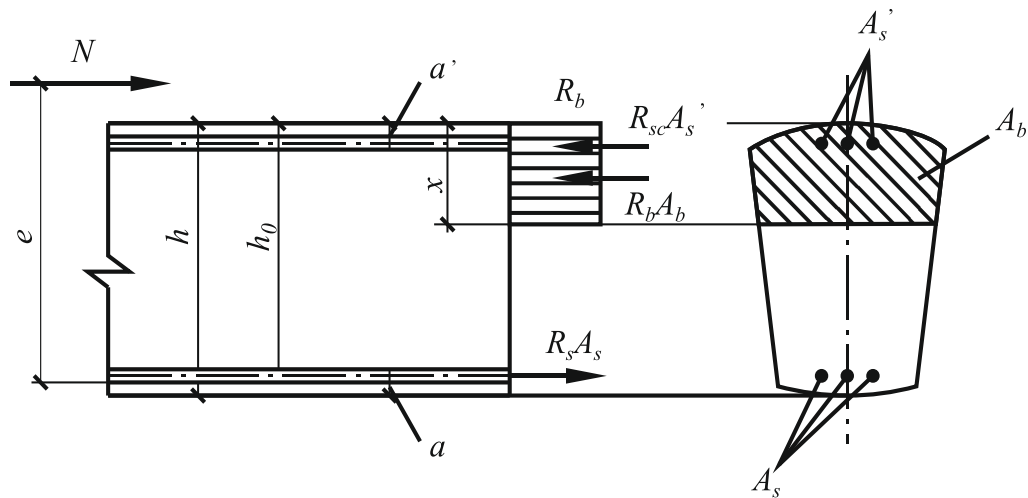
4.5.2.8 Тік бұрышты қиманың орталықтан тыс сығылған элементтерін есептеу:
 $A_b = b \cdot x$;

$$A_{si} = b \cdot d_{si}; S_b = b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x); S'_s = A'_s (h_0 - a'); S'_{si} = b \cdot d_{si} (h_0 - 0,5 \cdot d'_{si}).$$

Қандай да бір элементтің қарастырылатын конструкциясында арматуралау болмаған кезде (сығылған табақты және шыбықты арматура, созылған табақты арматура) (41)-(43) формулаларда осы арматуралау элементтеріне сәйкес келетін қиманың геометриялық сипаттамаларын нөлге тең етіп қабылдаған жөн.

Тік бұрышты қималы темірбетон (табақты арматурасы жоқ) элементтер үшін беріктік шарты (44) келесі түрге ие болады:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N_e \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s (h_o - \alpha')], \quad (46)$$



3-сурет - Күш схемасы және беріктігі бойынша есептеулер кезінде орталықтан тыс сығылған темірбетон элементтің бойлық осіне қалыпты қимадағы кернеу эпюрасы

Бұл жағдайда бейтарап ось жағдайы мынадай шартпен анықталады:

$\xi \leq \xi_R$ кезінде келесі формула бойынша:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N = \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s), \quad (47)$$

$\xi > \xi_R$ кезінде

бетонның В30 және төмен класы кезінде - (48) формула бойынша:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N = \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_s \cdot \sigma_s \cdot A_s), \quad (48)$$

мұнда σ_s - (38) формула бойынша анықталатын созылған шыбықты арматурадағы кернеу;

бетонның В30 жоғары класы кезінде осы ережелерде қабылданған есептік коэффициенттерді есепке ала отырып, бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес жүргізу керек.

4.5.2.9 Орталықтан тыс сығылған элементтерді $l_o / r \geq 35$, ал тік бұрышты қималы элементтерді $l_o / b \geq 10$ иілгіштік кезінде есептеуді бойлық күш эксцентриситеті жазықтығында, сондай-ақ бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес қалыпты жазықтықта майысуды есепке ала отырып жүргізген жөн.

4.5.2.10 Орталықтан сығылған темірбетон элементтерді (табақты арматурасы жоқ) есептеуді келесі формула бойынша жүргізу керек:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s. \quad (49)$$

4.5.2.11 Дөңгелек су аққылардың темірбетон қаптамаларының судың біркелкі ішкі әсерінің әсері кезінде созылуға беріктігін есептеуді келесі формула бойынша жүргізу керек:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}), \quad (50)$$

мұнда N - гидродинамикалық құрамдасты есепке ала отырып, қаптамадағы гидростатикалық қысымнан күш.

Ескертпе - Орталықтан созылғандарға бойлық күштің N әсер ету сызығы элементтің көлденең қимасындағы барлық арматурадағы теңдей әсер ететін күшке сай келетін элементтер жатады ($e' = e$; 4, а сурет).

4.5.2.12 ГЭС және ГАЭС су өткізетін жолдың болаттемірбетон элементтерінің (турбиналы су құбырлары, олардың айрықтары мен буындары, турбина блоктары, ысырмалы камералар және басқалары), орын алу шектерінің шарттары кернеу арқылы өрнектелетін гравитациялық бөгеттердің және басқа да құрылыстардың массивінде орналасқан болаттемірбетон конструкцияларындағы есептік қималардағы кернеудің бір мәнді эпюрасы кезінде келесі шарттардан есептеледі:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_s \leq \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_s; \quad (51)$$

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{si} \leq \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_{si}, \quad (52)$$

мұнда σ_s және σ_{si} - шыбықты арматура мен қаптамадағы созатын кернеу.

4.5.2.13 Орталықтан тыс созылған темірбетон (болаттемірбетон) элементтерді есептеуді бойлық күштің N күйіне байланысты жүргізген жөн.

Егер бойлық күш N A_s және A_{si} арматураларындағы теңдей әсер ететін күштер арасына түсірілген болса (4-суретті қараңыз а), есептеуді келесі формулалар бойынша жүргізеді:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N e \frac{e}{e - e'} \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A'_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A'_{si}), \quad (53)$$

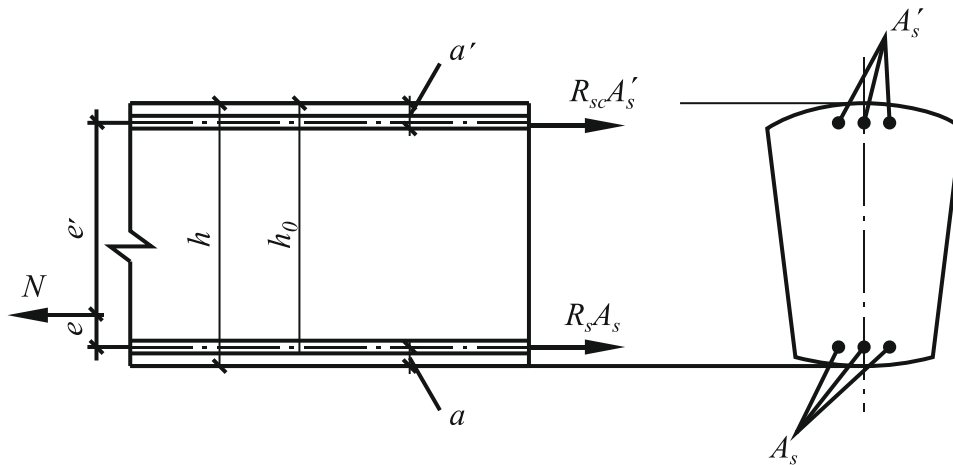
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N e' \frac{e'}{e - e'} \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}). \quad (54)$$

A_s және A_{si} арматурасындағы теңдей әсер ететін күш күйі (30) формула бойынша анықталады.

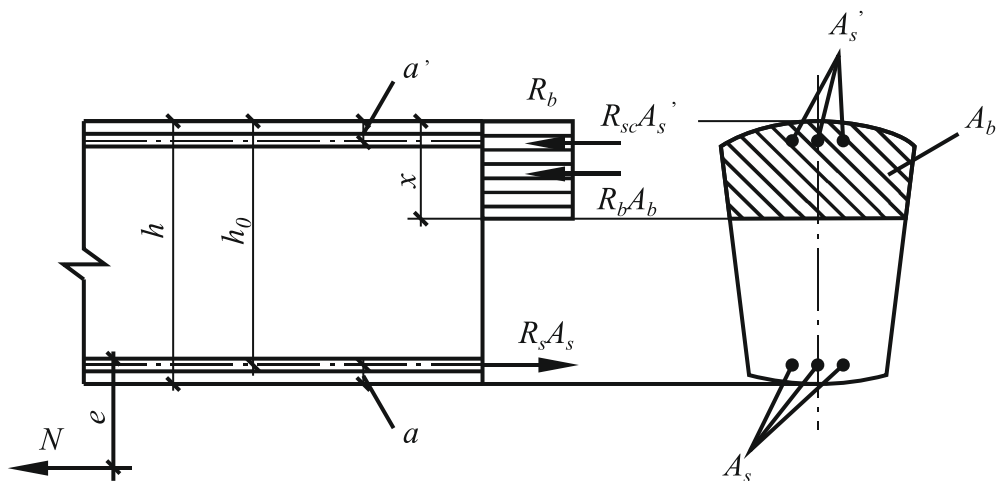
A'_s және A'_{si} арматурасындағы теңдей әсер ететін күш күйі келесі шарттан анықталады:

$$y'_s = [R_s \cdot A'_s(a' + d'_{si}) + 0,5 \cdot R_{si} \cdot A'_{si} \cdot d'_{si}] / (R_s \cdot A'_s + R_{si} \cdot A'_{si}) . \quad (55)$$

а)



б)



а - бойлық күш N және S' арматурасында теңдей әсер ететін күштер арасына салынған;

б - бойлық күш N және S' арматурасында теңдей әсер ететін күш арасындағы қашықтықтан тыс түсірілген

4-сурет - Күш схемасы және беріктігі бойынша есептеулер кезінде орталықтан тыс созылған темірбетон элементтің бойлық өсіне қалыпты қимадағы кернеу эпюрасы

Темірбетон (табақты арматурасы жоқ) элементтердің беріктігін тексеру кезінде (47), (48) формулаларда A_{si} , A'_{si} , d_{si} және d'_{si} мәндерін нөлге тең етіп қабылдаған жөн.

Егер бойлық күш N A_s және A_{si} арматурасындағы теңдей әсер ететін күштер арасындағы қашықтықтан тыс түсірілген болса (4-суретті қараңыз, б) $\xi \leq \xi_R$ кезінде есепті келесі формулалар бойынша жүргізеді:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Ne \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot S'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot S'_{si}). \quad (56)$$

Бұл жағдайда бейтарап өсінің жағдайы мынадай шартпен анықталады:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si} - \gamma_b \cdot R_b \cdot A_b - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot A'_{si}). \quad (57)$$

Қандай да бір элементтің қарастырылатын конструкциясында арматуралау болмаған кезде (сығылған табақты және шыбықты арматура, созылған табақты арматура) (50) және (51) формулаларда осы арматуралау элементтеріне сәйкес келетін көлденең қиманың геометриялық сипаттамаларын нөлге тең етіп қабылдаған жөн.

Тік бұрышты қималы темірбетон (табақты арматурасы жоқ) элементтер үшін беріктік шарты (51) келесі түрге ие болады:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Ne \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s (h_o - \alpha')], \quad (58)$$

Бұл жағдайда бейтарап ось жағдайы мынадай шартпен анықталады:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x). \quad (59)$$

$\xi > \xi_R$ кезінде есептеуді $x = \xi_R \cdot h_o$ қабылдай отырып, (52) формула бойынша жүргізеді.

4.5.2.14 Көлденең күш әсеріне есептеу кезінде келесі шарт сақталуы керек:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq 0,25 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o. \quad (60)$$

мұнда b - қимадағы элементтің ең төменгі ені.

4.5.2.15 Элементтің бойлық осіне көлденең орналасқан қиманы көлденең күші әсеріне беріктігі бойынша есептеуді келесі шарттар орындалған жағдайда жүргізбеуге болады:

а) кеңістікте жұмыс жасайтын плиталы конструкциялар үшін және тірек қабырғаларының тік консолдарын қоспағанда, серпімді негіздегі конструкциялар үшін:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq 0,25 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o; \quad (61)$$

б) барлық қалған конструкциялар үшін

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot Q_b, \quad (62)$$

мұнда Q_b - көлбеу қимадағы сығылған аймақ бетоны қабылдайтын көлденең күш, келесі формула бойынша анықталады:

$$Q_b \leq \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o \cdot \operatorname{tg} \beta, \quad (63)$$

мұнда $\varphi_2 = 0,5 + 2 \cdot \xi$;

$\varphi_3 = 1,0$ – қимасының биіктігі $h < 0,6$ м элементтер үшін;

0,83 – қимасының биіктігі $h \geq 0,6$ м элементтер үшін;

γ_j - 22-кесте бойынша қабылданатын көлденең күштер әсер ететін аймақтағы құрылыс жіктерінің әсерін есепке алатын коэффициент.

22-кесте - Элементтің бойлық осіне көлбеу қималарды беріктікке, көлденең күш пен майыстыру кезеңінің әсеріне есептеу кезіндегі қосымша коэффициент

I_j / h_j	0,45 және одан аз	0,55	0,65 және одан көп
γ_j	1,0	0,9	0,8
Кестеде қабылданған белгілер: I_j - жік бойынша қима мен көлденең қима шегіндегі сығылған аймақтағы көлбеу қима ұшы арқылы өтетін қалыпты қима арасындағы қашықтық; h_j - қиманың жік бойынша биіктігі.			

Қиманың ξ сығылған аймағының салыстырмалы биіктігі келесі формулалар бойынша анықталады:

майыстырылатын элементтер үшін

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b}; \quad (64)$$

үлкен эксцентриситеті бар орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған элементтер үшін

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} \pm \frac{N}{b \cdot h_o \cdot R_b}; \quad (65)$$

мұнда «плюс» және «минус» белгілерін тиісінше орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған элементтер үшін қабылдау керек.

Эксцентриситеті аз орталықтан тыс созылған элементтер үшін $Q_b = 0$ қабылдау керек.

$$\beta \text{ элементінің көлбеу қимасы мен бойлық осі арасындағы бұрыш } \operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q \cdot h_o}}$$

формуласы бойынша анықталады, бірақ 1,5 артық және 0,5 кем болмауы керек (M және Q

– сығылған аймақтағы көлденең қима ұшы арқылы өтетін қалыпты қимадағы майыстыру кезеңі және көлденең күш).

Қимасының биіктігі $h \geq 60$ см болатын элементтер үшін (63) формула бойынша анықталатын Q_b мәнін 1,2 есе азайту керек.

4.5.2.16 Көлденең күштер әсер ететін аймақта құрылыс жіктері болған кезде (61) және (62) формулалардың оң жақ бөлігіне 22-кесте бойынша қабылданатын γ_j қосымша коэффициентін енгізу керек.

(60) шарттағы көлденең күшті келесі формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

$$Q_{b1} = [0,6 \cdot \varphi_s \cdot \varphi_3 (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] / c, \quad (66)$$

бірақ артық емес

$$Q_{b1} = \varphi_s \cdot \varphi_3 (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o, \quad (67)$$

$$Q_{b2} = [0,8 \cdot \varphi_s \cdot \varphi_3 (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o] / [1 + M / (Q \cdot h_o)], \quad (68)$$

мұнда φ_s - келесі формула бойынша анықталатын бойлық арматураның әсерін есепке алатын коэффициент

$$\varphi_s = 1 + 50 A_s / (b \cdot h_o) \quad (69)$$

және 2,0 асырмай қабылданады;

φ_n - бойлық күш әсерін есепке алатын коэффициент (қарсы тегеурінді есепке алатын), келесі формулалар бойынша анықталады:

бойлық сығу күшінің әсері кезінде:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot N / (R_{bt} \cdot b \cdot h_o), \quad (70)$$

0,5 асырмай қабылданады;

бойлық созу күшінің әсері кезінде:

$$\varphi_n = 0,2 \cdot N / (R_{bt} \cdot b \cdot h_o), \quad (71)$$

абсолютті мән бойынша 0,8 асырмай;

c - тіреуден бастап есептегенде элементтің бойлық өсінің көлбеу қимасы проекциясының ұзындығы.

Элемент есебінің жалпы жағдайында бірқатар қималарды c есепке алу және (66) формула бойынша анықтау керек. Орталықтағы күш элементтеріне әсер ету кезінде Q_{b1} мәндері тіреуден осы күш түсірілетін нүктеге дейінгі қашықтыққа тең қабылданады.

Таратылған жүктеме элементіне әсер кезінде қарқынды мән келесі формула бойынша анықталады:

$$c = \{ [[0,6 \cdot \varphi_s (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] / g_1] \}^{1/2}. \quad (72)$$

Егер (62) шарт Q_b Q_{b1} орнына оң жақ бөлікке қойған кезде қанағаттандырылмаса, бірқатар көлдеу қималарды есептеу керек, олар үшін (68) формула бойынша M және Q мәндерін табу, Q_{b2} мәнін анықтау және $Q_b = Q_{b2}$ кезінде (62) шартын тексеру керек.

Егер (58) шарт оны Q_{b1} немесе Q_{b2} көлденең күштерінің бірінің оң жақ бөлігіне қойған кезде сақталып қалса, көлденең арматураны есептеу жүргізілмейді.

4.5.2.17 Тұрақты биіктік элементтерінің көлденең қималарындағы көлденең арматураны есептеуді (5-суретті қараңыз) келесі формула бойынша жүргізген жөн:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q_1 \leq \gamma_c (\sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} + \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha + \gamma_{b7} \cdot Q_b), \quad (73)$$

мұнда Q_1 - көлбеу қимада әсер ететін көлденең күші, яғни қарастырылатын көлбеу қиманың бір жағында орналасқан сыртқы жүктемеден барлық көлденең күштердің тең әсер ететін күші;

$\sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{sw}$, $\sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha$ - тиісінше қамыттарға және көлденең қимамен жанасатын майысқан шыбықтар қабылдайтын көлденең күштер сомасы;

α - көлденең қимадағы элементтің бойлық осіне майысқан шыбықтардың көлбеулік бұрышы.

Егер сыртқы жүктеме 5 а суретте көрсетілгендей элементке қарай әсер ететін болса, есептік көлденең күшті келесі формула бойынша анықтау керек:

$$Q = Q - Q_g + V \cdot \cos \beta, \quad (74)$$

мұнда Q - тірек қимадағы көлденең күші;

Q_g - көлдеу қима проекциясының ұзындығы шегінде элементтің бойлық осіне әсер ететін сыртқы жүктеменің тең әсері;

V - пьезометрлік қысымның сызықтық таралу болжамымен анықталатын көлденең қимада әсер ететін қарсы қысым күші және $\alpha_{2b} = 1,0$.

Егер сыртқы жүктеме 5 б-суретте көрсетілгендей элементке қарсы әсер етсе, онда (74) формуладағы Q_g мәні есепке алынбайды.

4.5.2.18 $Q_b = Q_{b1}$ және $Q_b = Q_{b2}$ кезінде (2) шарт орындалмаса, қамыттармен арматураланған элементтерді есептеуді келесі шарттан ең қауіптің көлбеу қима бойынша жүргізуге жол беріледі:

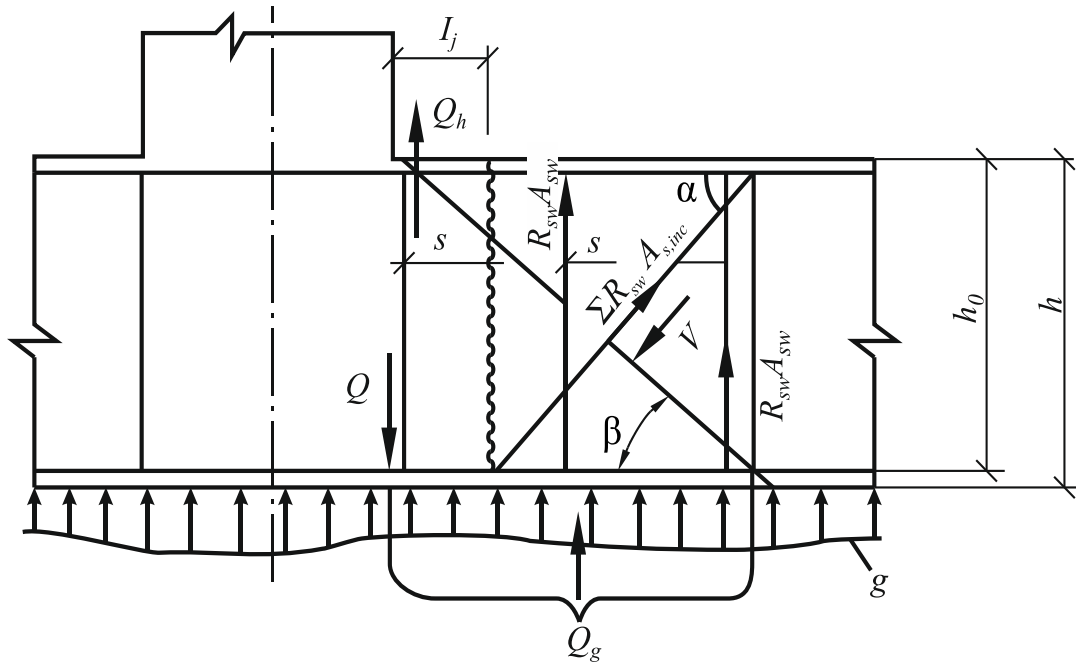
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq \gamma_c (\gamma_{b7} \cdot Q_{b1} + Q_{sw}), \quad (75)$$

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq \gamma_c (\gamma_{b7} \cdot Q_{b2} + Q_{sw}), \quad (76)$$

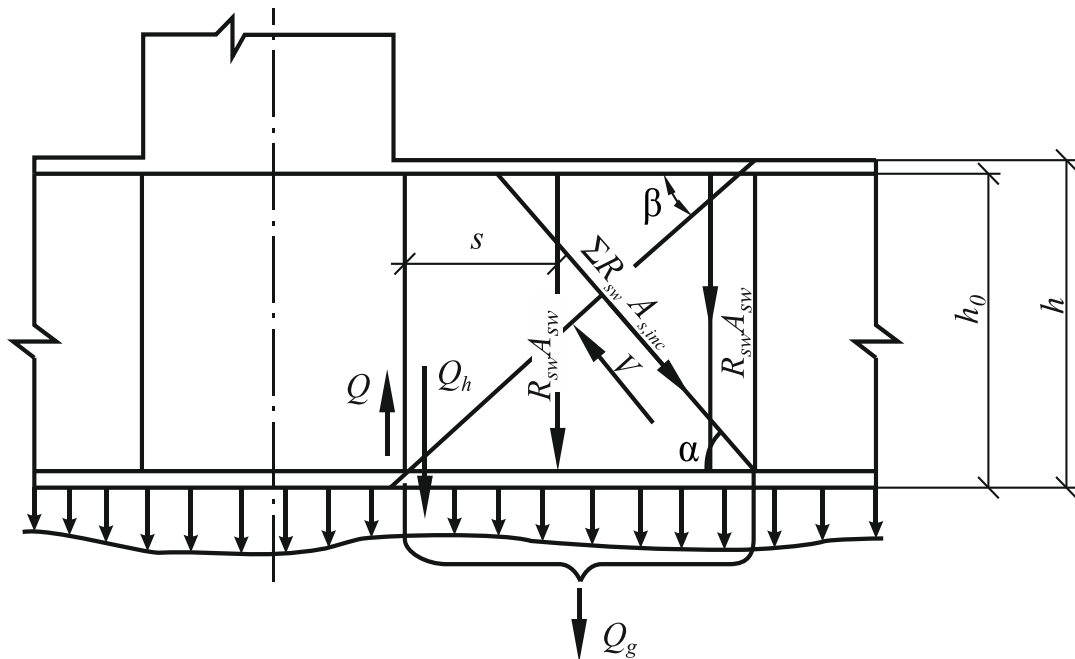
мұнда Q_{sw} - ең қауіпті көлденең қима шегінде қамыттар қабылдайтын және келесі формула бойынша анықталатын көлденең күш:

$$Q_{sw} = q_{sw} \{ [0,6 \cdot \varphi_s (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] / q_{sw} \}^{1/2}, \quad (77)$$

а)



б)



а - жүктеме элементке қарай әсер етеді; б - жүктеме элементке қарсы әсер етеді, мұнда "плюс" және "минус" мәндерін орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған элементтер үшін қабылдаған жөн.

5-сурет - Көлденең күш әсеріне беріктігі бойынша есептеу кезінде темірбетон элементтің бойлық өсіне көлбеу қимадағы күш схемасы

мұнда q_{sw} - келесі формула бойынша анықталатын көлденең қима шегіндегі элемент ұзындығы бірлігінде қамытқа түсірілетін күш:

$$q_{sw} = \frac{\gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}, \quad (78)$$

мұнда s - қамыт қадамы.

Элементтерді есептеу кезінде (75) және (76) шарттардан алынған қамыттардың ең аз саны қабылданады.

Көлденең шыбықтар (қамыттар) арасындағы, алдыңғы иілім соңы мен кейінгі иілім басы арасындағы, сонымен қатар тіреуге жақын иілім тіреуі мен ұшы арасындағы қашықтық төмендегі формула бойынша анықталатын S_{max} мәнінен артық болмауы тиіс:

$$S_{max} = \frac{\gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot \varphi_2 \cdot R_{bt} \cdot h_0^2}{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot Q_1}. \quad (79)$$

4.5.2.19 Қиманың айнымалы биіктігі элементтерін көлденең күш әсеріне есептеу келесі түрде жүргізіледі:

- егер элемент қырларының бірі көлденең немесе тік, ал екіншісі көлбеу болса, онда элемент өсі сәйкесінше көлденең немесе тік алынады. Көлбеу қиманың жұмыс биіктігі ретінде элемент өсіне нормальға көлбеу қиманың жұмыс бөлігінің проекциясын алу керек: көлбеу сығылған қыры бар элемент үшін – сығылған аймақтағы көлбеу қиманың ұшында (6-суретті қараңыз, а), көлбеу созылған қыры бар элемент үшін – созылған аймақтағы көлбеу қиманың басында (6-суретті қараңыз, б);

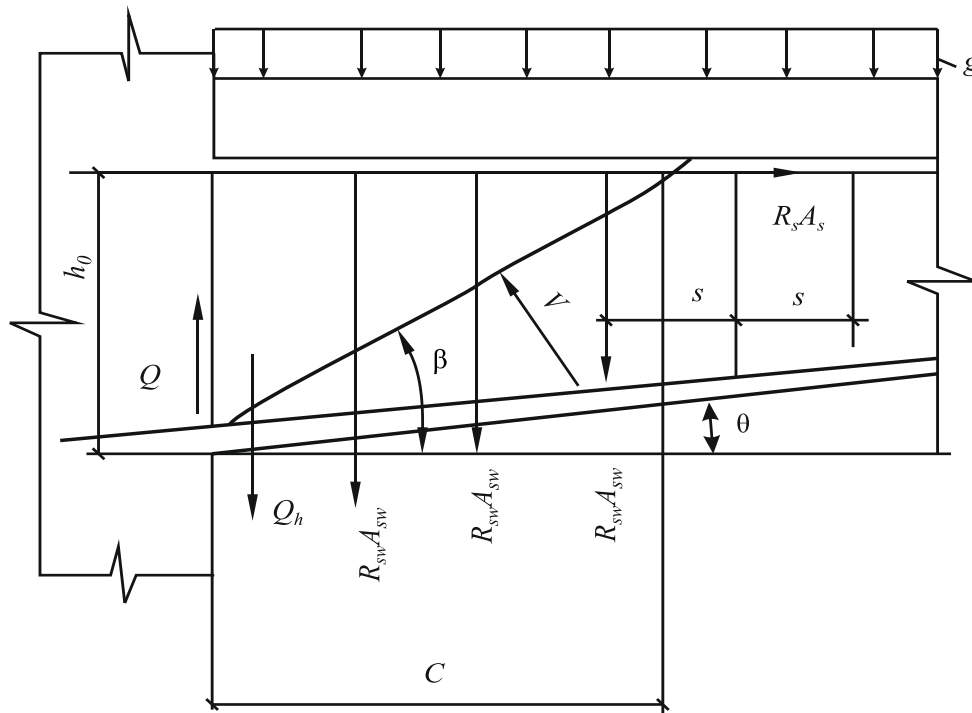
- егер элементтің екі қыры көлбеу болса, элементтің өсі ретінде элемент қырларынан тең қашықтатылған нүктелердің геометриялық орнын алу керек. Қиманың жұмысшы биіктігі ретінде элемент өсіне нормальға көлбеу қиманың жұмыс бөлігінің проекциясын алу керек.

4.5.2.20 Элементтің бойлық өсіне көлбеу қималарды иілу кезеңі әсеріне есептеуді көлденең күштер әсері кезінде беріктікке тексерілетін қималар үшін, сонымен қатар бойлық созылған арматура ауданының өзгеру нүктелері (арматураның теориялық үзілу немесе оның диаметрінің өзгеру нүктелері) арқылы өтетін қималар үшін және элементтің көлденең қимасы өлшемдерінің күрт өзгеру орындарында формула бойынша жүргізу керек:

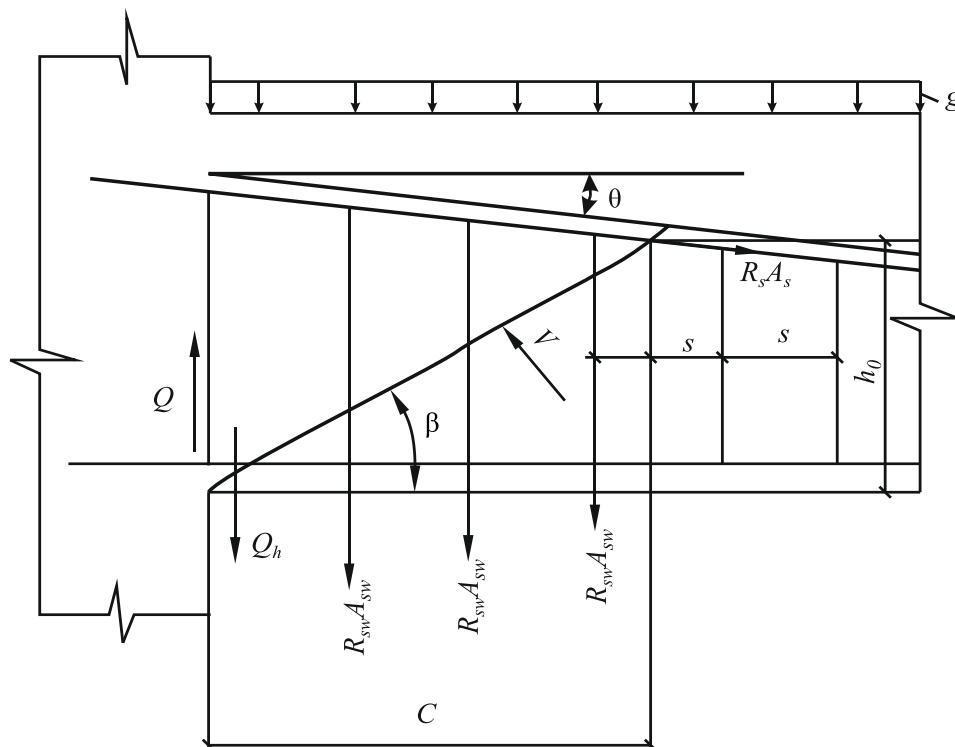
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot z + \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc} + \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,w} \cdot z_{s,w}), \quad (80)$$

мұнда M – сығылған аймаққа біркелкі әсер ететін күш салу нүктесі арқылы өтетін және мезет әсері жазықтығына перпендикуляр өсіне қатысты қарастырып отырған көлбеу қимадан бір жағында орналасқан барлық сыртқы күштердің (қарсы тегеурінді ескере отырып) моменті;

а)



б)



а – сығылған көлбеу қыр; б – созылған көлбеу қыр

6-сурет – Көлбеу қыры бар темірбетон элементтің бойлық осіне көлбеу қимадағы оны көлденең күш әсеріне беріктігін есептеу кезіндегі күштердің сызбасы

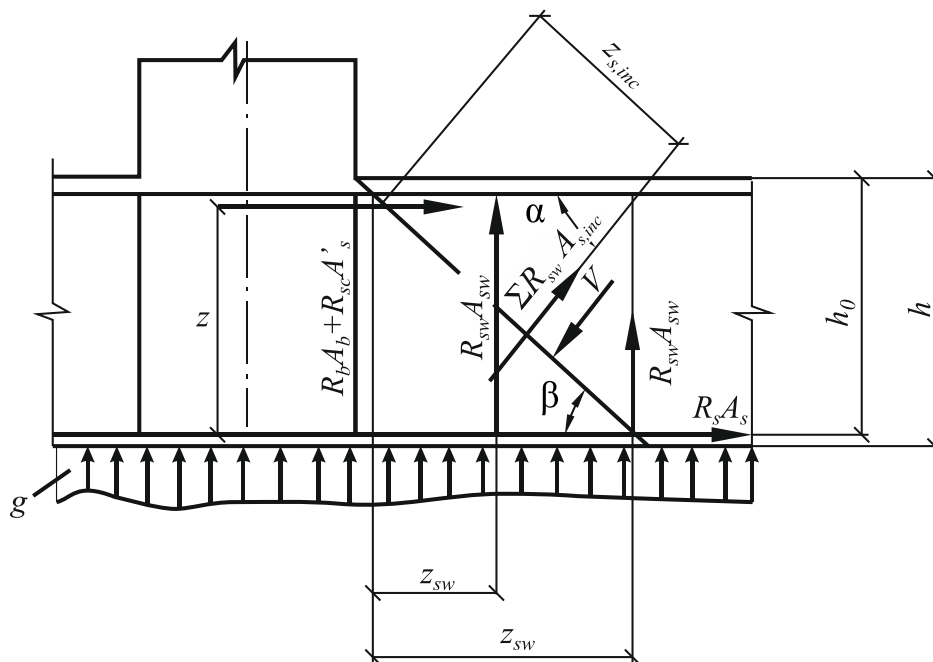
$\gamma_s R_s \cdot z, \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc}, \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,w} \cdot z_{s,w}$ – сәйкесінше сол өске қатысты кезеңдер сомасы

бойлық арматурадағы, жазылған шыбықтардағы және көлбеу қиманың созылған аймағын қиып өтетін қамыттардағы күштер;

$z, z_{s,inc}, z_{s,w}$ – сол оське қатысты жазылған шыбықтардағы және қамыттардағы бойлық арматурадағы күштердің иіндері (7-суретті қараңыз).

Егер көлбеу қима иілу кезеңі белгісінің өзгеру аймағында орналасқан болса, иілуді тексеруді екі қырда орналасқан бойлық арматурамен көлбеу қиманың қиылысу нүктелеріне қатысты жүргізу қажет. Бұл жағдайда $Q_b = 0$ деп алу керек.

Элементтің бойлық өсіне қалыпты сызықпен өлшенген көлбеу қимадағы сығылған аймақтың биіктігі 4.5.2.5 - 4.5.2.6 талаптарына сәйкес анықталады.



7-сурет – Темірбетон элементтің бойлық осіне көлбеу қимадағы оны иілу кезеңі әсеріне беріктігін есептеу кезіндегі күштердің сызбасы

4.5.2.21 Қиманың биіктігі тұрақты немесе баяу өзгертін элементтерді көлбеу қиманың беріктігі бойынша келесі жағдайлардың біріндегі иілу кезеңінің әсеріне есептемеуге жол беріледі:

- егер бүкіл бойлық арматура тірелгенге дейін немесе элементтің ұшына дейін жеткізілсе немесе жеткілікті анкерлеуі болса;

- плиталы кеңістікті жұмыс істейтін конструкцияларда;
 - егер элементтің ұзындығы бойынша үзілетін бойлық созылған шыбықтар олар есептеу бойынша талап етілмейтін қалыпты қимаға, келесі формула бойынша анықталатын l_d және одан жоғары ұзындыққа кіргізіледі:

$$l_g = \frac{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot Q_1 - 0,75 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha}{1,5 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d, \quad (81)$$

мұнда Q – шыбықтың теориялық үзілу нүктесі арқылы өтетін қалыпты қимадағы көлденең күш;

$A_{s,inc}$, α – сәйкесінше ұзындығы l_d учаске шектерінде орналасқан жазылған шыбықтар қимасының ауданы және көлбеу бұрышы;

q_{sw} – (78) формуласы бойынша анықталатын ұзындығы l_d учаскедегі элемент ұзындығының бірлігіндегі қамыттардағы күш;

мұнда d – үзілетін шыбықтың диаметрі, см;

егер тірек қабырғаларын қоспағанда серпімді негіздегі конструкцияларда:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq 0,25 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot R_{bt, ser} \cdot b \cdot h_0; \quad (82)$$

шарты орындалса.

4.5.2.22 Ұзындығы тірек қимасындағы оның биіктігіне h тең немесе аз консольді есептеуді (қысқа консоль) қолданыстағы нормативтік құжаттар бойынша жүргізу керек.

4.5.2.23 Шекті жағдай күш арқылы көрсетілетін тікбұрышты қималы массивті темірбетон элементтерді жобалау кезінде бейтарап өс деңгейінде және элементтің созылған аймағында сызаттар түзілгенге дейін және кейінгі құрылыс жіктерінің бойлық деңгейінде бойлық қиманың беріктігін тексеру керек.

4.5.3 Темірбетон элементтерді төзімділікке есептеу

4.5.3.1 Элементтің бойлық өсіне қалыпты қималар төзімділігін есептеу келесі шарттармен жүргізілуі тиіс:

сығылған бетон үшін

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_b \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_b, \quad (83)$$

созылған арматура үшін

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_s \leq \gamma_c \cdot \gamma_{s1} \cdot R_s, \quad (84)$$

мұнда σ_b және σ_s – сәйкесінше бетондағы сығылатын кернеу және арматурадағы созылатын кернеулердің ең жоғарғы мәндері;

$$\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}.$$

4.5.3.2 Темірбетон конструкциялар элементтерін төзімділікке есептеуді 4.2.1.18 (созылған шыбықты арматура үшін бетонның есептік кедергілері) сәйкес анықталған бетонның $R'_b = R_b \cdot \gamma_{b2}$ және арматураның $R'_s = R_s \cdot \gamma_{s1}$ тиісті есептік кедергілері бар бетондағы және созылған арматурадағы шекті кернеулерді салыстыру арқылы жүргізу керек. Сығылған арматура төзімділікке есептелмейді.

4.5.3.3 Сызаттарсыз элементтердегі бетондағы және арматурадағы шеткі кернеулер 4.2.2.8 (бетонға арматураны келтіру коэффициенттерін ν' қабылдаумен) нұсқауларын ескерумен келтірілген қималар бойынша серпімді денеге арналған есептеу бойынша анықталады.

Сызаттары бар элементтерде келтірілген қиманың ауданы және кедергілер моментін бетонның созылған аймағын ескерусіз анықтау керек. Арматурадағы кернеулерді осы ережелер жинағының 4.6.2.3 (сызаттардың ашылуының енін есептеулер кезінде арматурадағы кернеуді анықтау) сәйкес анықтау керек.

4.5.3.4 Элементтің бойлық өсіне көлбеу қималардың төзімділігін есептеуді мына шарттармен орындау керек:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (85)$$

мұнда σ_{mt} – бетондағы созылатын басты кернеулер;

$$\gamma_b = \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}.$$

4.5.3.5 Көлбеу қималарының төзімділікке есептеу кезінде темірбетон конструкция элементтеріндегі басты созатын кернеулер егер олардың шамасы R'_{bt} аспаса, бетонмен қабылданады. Егер басты созатын кернеулер R'_{bt} асатын болса, онда олардың тең әсер етушісі ондағы кернеулер есептік кедергілерге тең болған R'_s кезде көлденең арматураға толығымен берілуі тиіс.

4.5.3.6 Басты созатын кернеулер σ_m шамасын келесі формула бойынша анықтау керек:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}, \quad (86)$$

Қатар созылған және сығылған қырлы тікбұрышты қиманың шыбықты элементтері үшін басты созатын кернеулерді анықтаған кезде $\sigma_y = 0$, ал кернеу σ_x және τ_{xy} келесі формулалар бойынша анықтау керек:

$$\sigma_x = \frac{M_y}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}; \quad (87)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b} . \quad (88)$$

(86) - (88) формулаларда:

σ_x және τ - сәйкесінше бетондағы қалыпты және жанама кернеу;

A_{red} , I_{red} – келтірілген қиманың оның ауырлық орталығына қатысты ауданы және инерция кезеңі;

S_{red} – деңгейінде жанама кернеулер анықталатын өстен бір жақта жатқан келтірілген қима бөлігінің статикалық кезеңі;

y – деңгейінде кернеу анықталатын сызыққа дейінгі келтірілген қиманың ауырлық орталығынан басталатын қашықтық;

b – сол деңгейдегі қима ені.

Тікбұрышты қималы элементтер үшін жанама кернеуді τ мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\tau = Q / b \cdot z, \quad (89)$$

мұнда $z = 0,9 \cdot h_0$.

(86) формуласында созатын кернеулерді «плюс» белгісімен, ал сығатын – «минус» белгісімен енгізу керек.

(79) формуласында "минус" белгісі орталықтан сығылған, ал "плюс" белгісі – орталықтан тыс созылған элементтер үшін қабылданады.

Келтірілген қиманың геометриялық параметрлерін 4.2.2.8 (бетонға арматураны келтіру коэффициенттерін ν' қабылдаумен) нұсқауларын ескерумен анықтау керек.

Қимасының биіктігі айнымалы элементтер үшін жанама кернеулерді τ_{xy} 4.5.1.8 ((32) формуласы бойынша) нұсқауларын ескере отырып анықтау керек.

Егер (85) шарты орындалмаса, онда басты созатын кернеулердің тең әсер етуші ондағы $\sigma_s \leq \gamma_{s1} \cdot R_s$ кернеулер кезінде көлденең арматураға толығымен берілуі тиіс.

4.6 Сызаттардың түзілуі мен ашылуы бойынша және деформациялар бойынша темірбетон конструкциялар элементтерін есептеу

4.6.1 Темірбетон конструкциялар элементтерін сызаттардың түзілуі бойынша есептеу

4.6.1.1 Ашылуы 0,2 мм асатын сызаттарға жол берілмейтін конструкциялар қатарына келесі жатады:

- судың айнымалы деңгейінде орналасқан және жүйелі мұздату және жібуге ұшырайтын тегеурінді және тегеурінсіз элементтер.

Сызаттарға жол берілмейтін конструкциялар қатарына мыналар жатады:

- бұл талапты конструктивтік және технологиялық шаралармен қамтамасыз ету мүмкін емес жағдайларда су өткізбеушілік талабы қойылатын конструкциялар;

- топыраққа қағумен немесе вибрациялаумен кіргізілетін айлақ жағалау элементтері;
 - айлақ жағалаудың беткі элементтері, дайындау, тасымалдау және монтаждау сатыларына арналған қадалар және қада-жабындар.

4.6.1.2 Шыбықты конструкциялар элементінің бойлық өсіне қалыпты сызаттардың түзілуі бойынша есептеуді былайша жүргізу керек:

а) орталықты созылған элементтер үшін мына формула бойынша:

$$\gamma_{1c} \cdot N \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,ser} \cdot A_{red}, \quad (90)$$

мұнда γ_b – бір қатарлы арматуралау кезінде 1,0 тең; көп қатарлы арматуралау кезінде 1,2 тең коэффициент; ($\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b9} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$);

$\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b9} > 2$ кезінде $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b9} = 2$ алу керек;

б) иілетін элементтер үшін мына формула бойынша:

$$\gamma_{1c} \cdot M \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,red} \cdot W_{t,red}, \quad (91)$$

мұнда γ_b - 4.5.3.5а ($\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$) сәйкес анықталатын коэффициент.

$\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} > 2$ кезінде $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} = 2$ алу керек;

в) орталықтан тыс сығылған элементтер үшін мына формула бойынша:

$$\gamma_{1c} \left(\frac{M}{W_{t,red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,ser}, \quad (92)$$

мұнда $\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$.

$\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} > 2$ кезінде $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} = 2$ алу керек;

г) орталықтан тыс созылған элементтер үшін мына формула бойынша:

$$\gamma_{1c} \left(\frac{M}{\gamma_{b10} W_{t,red}} + \frac{N}{\gamma_{b9} A_{red}} \right) \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,ser}, \quad (93)$$

мұнда γ_b – орталықты созылған элемент үшін анықталған коэффициент ($\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$).

(93) формуласы бойынша есептеу кезінде мыналарды алу керек:

γ_{b9} – сол көлденең қиманың орталық созылған элементіне арналғандай;

γ_{b10} – сол көлденең қиманың орталық иілетін элементіне арналғандай.

Ескертпе – (71) – (74) формулаларда теңдік белгісі сызаттардың түзілу шартына, теңсіздік белгісі – сызаттарға төзімділік шартына сәйкес келеді.

4.6.1.3 Шекті күштері күштер арқылы көрсетілетін бетон элементтердің бойлық өсіне қалыпты сызаттардың түзілуі бойынша есептеулерді оларда $\gamma_n = 1,0$, $\gamma_{lc} = 1,0$ және R_{bt} орнына $R_{bt,ser}$ алып, (24) және (27) формулалары бойынша жүргізу қажет.

Элементтің бойлық өсіне көлбеу сызаттардың түзілуі бойынша есептеу мына формула бойынша жүргізілуі тиіс:

$$\gamma_{lc} \cdot \sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (94)$$

мұнда $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – бетон элементтер есептеулері кезінде;

$\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} \cdot \gamma_{b11} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – темірбетон элементтер есептеулері кезінде;

$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – көп рет қайталанатын жүктеме әсері кезінде бетон элементтер есептеулері кезінде;

$\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b11} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – көп рет қайталанатын жүктеме әсері кезінде темірбетон элементтер есептеулері кезінде;

(94) шарттарын тексеру элементтің сыртқы қырлары үшін келтірілген қима инерциясының басты орталық өстерімен олардың қиылысу нүктелерінде, ал таврлы немесе қос таврлы қима элементтері үшін сығылған сөрелердің қабырғаға ұштасу орындарында жүргізіледі.

γ_{b3} коэффициенттерін анықтаған кезде – бетон конструкциялар үшін және γ_{b10} – темірбетон конструкциялар үшін қиманың созылған аймағының биіктігі h_t басты созатын кернеулер жазықтығында кернеулер эпюрасы бойынша орналасады.

γ_{b8} коэффициентінің мәні сызаттарға төзімділік тексеру жүргізілетін элемент аумағындағы арматуралау сызбасына байланысты (бір қатарлы немесе көп қатарлы, дисперсті немесе әдеттегідей).

4.6.1.4 Сызаттардың түзілуі бойынша есептеулерде (90), (92), (93), (94) шарттарында $R_{bt,ser}$ орнына $\psi \cdot R_{bt,ser}$ шамасын енгізіп, құрылыс жіктерінің төмендетілген созылу беріктігін ескеру қажет.

I және II класты құрылыстар үшін жобалаудың алдын ала кезеңдерінде, ал III және IV кластардың құрылыстары үшін барлық жағдайларда $\psi = 0,5$ алуға жол беріледі.

4.6.2 Темірбетон элементтерді сызаттардың ашылуы бойынша есептеу

4.6.2.1 Сызаттары бар шыбықты элементтерде бойлық өске қалыпты сызаттардың ашылуы бойынша есептеулерді мына шарттармен орындау керек:

$$a_{cr} \leq \gamma_c \cdot \Delta_{cr}, \quad (95)$$

мұнда a_{cr} – сызаттардың ашылуының есептік ені, мм;

Δ_{cr} – 4.6.2.4 (ҚР ЕЖ 2.01-101 және 23, 24 25-кестелер бойынша) бойынша анықталатын сызаттар ашылуының жол берілетін ені, мм;

4.6.2.2 Сызаттардың ашылу енін a_{cr} , мм, мына формула бойынша анықтау керек:

$$a_{cr} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \frac{\sigma_s - \sigma_{s,bg}}{E_s} 7 (4 - 100 \cdot \mu) \sqrt{d}, \quad (96)$$

мұнда δ – келесі элементтер үшін тең алынатын коэффициент:
 иілетін және орталықтан тыс сығылған.....1,0;
 орталықта және орталықтан тыс созылған.....1,2;
 φ_1 - коэффициент, тең алынады:
 жүктемелердің уақытша әсерін ескерген кезде.....1,0;
 $F_1 / F_c < 2 / 3$ кезінде..... 1,0;
 $F_1 / F_c \geq 2 / 3$ кезінде..... 1,3,
 мұнда F_c және F_1 – сәйкесінше толық жүктеме әсерінен (тұрақты, ұзақ мерзімді, қысқа мерзімді) және тұрақты және ұзақ мерзімді жүктемелер әсерінен ең үлкен жалпылама күштер (иілу моменті, қалыпты күш және т.б.);
 көп рет қайталанатын жүктемені ескерген кезде
 бетонның ауа-құрғақ күйі кезінде $2-p_s$, мұнда p_s - цикл асимметриясының коэффициенті;
 η – келесі арматура кезінде тең қабылданатын коэффициент:
 мерзімді пішінді шыбықты 1,0;
 тегіс шыбықты 1,4;
 мерзімді пішінді сымды 1,2;
 σ_s – қиманың созылған аймағы бетонының кедергілерін ескерусіз; 4.4.7-4.4.12 (тегеурінді шыбықты және плиталық элементтердің есептік қималарында қарсы қысым күштерін анықтау) сәйкес анықталатын судың сүзу қысымын ескерумен 4.6.2.3 (сызаттардың ашылу ені есептеулері кезіндегі арматурадағы кернеулер) сәйкес анықталатын созылған арматурадағы кернеу;
 $\sigma_{s,bg}$ – бетонның ісінуінен арматурадағы бастапқы созылатын кернеу. Суда орналасқан конструкциялар үшін, $\sigma_{s,bg} = 20$ МПа; ұзақ уақыт, соның ішінде құрылыс уақытында кептірілетін конструкциялар үшін, $\sigma_{s,bg} = 0$;
 μ – қиманы арматуралау коэффициенті, $\mu = A_s / b \cdot h_0$, бірақ 0,02 артық емес;
 d – арматура шыбықтарының диаметрі, мм.

Шыбықтардың әртүрлі диаметрлері кезінде алу керек
$$d = \frac{\sum_j^k n_i \cdot d_i^2}{\sum_j n_i \cdot d_i},$$

мұнда n – бір диаметрдегі шыбықтардың саны.

4.6.2.3 Сызаттардың ашылу енін есептеулердегі арматурадағы кернеуді келесі формула бойынша анықтау керек:
 иілетін элементтер үшін

$$\sigma_s = M / A_s \cdot z, \quad (97)$$

орталықтан созылған элементтер үшін

$$\sigma_s = N / A_s, \quad (98)$$

үлкен эксцентриситеттер кезінде орталықтан тыс созылған және орталықтан тыс сығылған элементтер үшін

$$\sigma_s = \frac{N(e \pm z)}{A_s \cdot z}, \quad (99)$$

кіші эксцентриситеттер кезінде орталықтан тыс созылған элементтер үшін:
S арматура үшін

$$\sigma_s = \frac{Ne'}{A_s(h_0 - a')}, \quad (100)$$

S' арматура үшін

$$\sigma_s = \frac{Ne}{A'_s(h_0 - a')}. \quad (101)$$

(92) формуласында «плюс» белгісі орталықтан тыс созылу кезінде, «минус» - орталықтан тыс сығылу кезінде алынады.

(90) және (92) формулаларда z (күштердің ішкі жұбының иіні) есептік жүктемелер кезіндегі беріктікке қималарды есептеу нәтижелері бойынша алуға жол беріледі.

4.6.2.4 Сызаттардың жол берілген ашылу енін Δ_{cr} , мм, ҚР ЕЖ 2.01-101 бойынша анықтау, ал массивті тегеурін конструкциялары үшін тоттануға төзімділік, арматураның сақталу шарттары бойынша және мұздату және жібу үдерістерінің әсері бойынша 23, 24 және 25-кестелерде келтірілген шамалардан асырмай алу керек.

II-IV кластарының құрылыстар үшін сызаттардың ашылуының шекті ені кестелер бойынша алынған Δ_{cr} мәндерін сәйкесінше 1,3; 1,6; 2,0 тең коэффициенттерге көбейтумен анықталады. Бұл жағдайда сызаттардың ашылу ені 0,5 мм артық емес алынады.

23, 24, 25-кестелерде келтірілген Δ_{cr} мәндері А-I, А-II, А-III, Вр-I кластарының арматураларын қолдануды ескере отырып қабылданады. Басқа кластардың арматураларын қолданған кезде сызаттардың ашылуының шекті ені бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі қолданыстағы нормативтік құжаттарға сәйкес алынады, бірақ осы кестелер бойынша алынған шамалардан артық емес.

1 мг·экв/л кем су-ортаның бикарбонатты сілтілігі немесе Cl' және SO_4^{-2} иондарының жалпы концентрациясы 1000 мг/л артық кезінде Δ_{cr} мәндерін екі есе азайту қажет. 0,25 мг·экв/л кем су-ортаның бикарбонатты сілтілігінің орташа жылдық мәні кезінде және

қорғаныс шаралары болмаған жағдайда тегеурін конструкцияларды сызаттарға төзімді түрде жобалау керек.

Қорғаныс шараларын қолданған кезде Δ_{cr} мәндерін арнайы зерттеулер негізінде белгілеу керек.

Арматураның диаметрі 40 мм және одан артық болған кезде Δ_{cr} мәнін 25 % көбейтуге жол беріледі.

Жұқа қабырғалы конструкциялар үшін (қима биіктігі 1,5 м кем) сызаттардың жол берілген ашылу енін 0,5 коэффициентіне көбейту керек.

23-кесте - Тоттануға төзімділік шарты бойынша I класты құрылыстарда сызаттардың жол берілген ашылу ені

Судың гидрокарбонатты сілтілігі, мг·экв/л	Тоттануға төзімділік шарты бойынша I класс құрылыстарында сызаттардың жол берілген ашылу ені Δ_{cr} , мм	Қысым кезінде бетонның С/Ц ең жоғарғы мәні, Н, м		
		10	50	200
0,25 дейін қоса алғанда	Жол берілмейді	0,50	0,48	0,45
0,4	0,05	0,55	0,50	0,45
0,4	0,10	0,48	0,45	0,42
0,8	0,05	0,63	0,48	0,52
0,8	0,10	0,59	0,55	0,50
0,8	0,15	0,56	0,52	0,48
0,8	0,20	0,54	0,50	0,46
0,8	0,25	0,52	0,49	0,45
0,8	0,35	0,50	0,47	0,44
0,8	0,50	0,48	0,45	0,43
1,6	0,05	0,70	0,69	0,64
1,6	0,10	0,70	0,66	0,62
1,6	0,15	0,68	0,64	0,60
1,6	0,20	0,66	0,62	0,58
1,6	0,25	0,64	0,60	0,57
1,6	0,35	0,62	0,58	0,55
1,6	0,50	0,60	0,56	0,53
2,4	0,05	0,70	0,70	0,70
2,4	0,10	0,70	0,70	0,69
2,4	0,15	0,70	0,70	0,66

**23-кесте - Тоттануға төзімділік шарты бойынша I класты құрылыстарда
сызаттардың жол берілген ашылу ені (жалғасы)**

Судың гидрокарбонатты сілтілігі, мг·экв/л	Тоттануға төзімділік шарты бойынша I класты құрылыстарда сызаттардың жол берілген ашылу ені Δ_{cr} , мм	Қысым кезінде бетонның С/Ц максималды мәні, Н, м		
		10	50	200
2,4	0,25	0,70	0,66	0,62
2,4	0,35	0,68	0,64	0,60
2,4	0,50	0,66	0,62	0,59
3,2 және жоғары	Шектелмейді			

**24-кесте - Арматураны сақтау шарты бойынша сызаттардың жол берілген
ашылу ені**

Конструкцияға ортаның әсер ету жағдайлары	Тегеурін градиенті I	Арматураны сақтау шарты бойынша I класты құрылыстарда сызаттардың жол берілген ашылу ені Δ_{cr} , мм, сулы ортада $[\tilde{N}'] + 0,25[SO_4'']$ иондарының жалпы концентрациясы кезінде, мг/л			
		50 кем	100	200	400-1000
Тұрақты сумен қанықтыру	5 дейін	0,50	0,40	0,35	0,30
	50	0,45	0,35	0,30	0,25
	300	0,40	0,30	0,25	0,20
Жылына циклдер саны кезіндегі сумен мерзімді қанықтыру:					
100 кем	5 дейін	0,30	0,25	0,20	0,15
	50	0,30	0,20	0,15	0,10
	300	0,30	0,20	0,10	0,05
200-1000	5 дейін	0,25	0,20	0,15	0,10
	50	0,20	0,15	0,10	0,05
	300	0,20	0,10	0,10	0,05
Капиллярлы сору, шашыранды	-	0,20	0,15	0,10	0,05

25-кесте - Қату және еру шарты бойынша сызаттардың жол берілген ашылу ені

Қату циклдерінің есептік саны	Аязға төзімділік бойынша бетон маркасы	Қату және еру шарты бойынша I класты құрылыстарда сызаттардың жол берілген ашылу ені Δ_{cr} , мм					
		Ауа температурасы кезінде тұтас мұз аймағындағы тұщы суда, °C			Ауа температурасы кезінде судың капиллярлы көтерілу аймағындағы ауада, °C		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
50	F 50	0,05	0	0	0,15	0,10	0
	F 100	0,10	0,05	0	0,20	0,15	0,10
	F200	0,20	0,15	0,05	0,30	0,25	0,15
	F 300	0,30	0,25	0,15	0,40	0,30	0,20
	F400	0,30	0,30	0,20	0,50	0,40	0,25
100	F 50	0	0	0	0	0	0
	F 100	0,05	0	0	0,15	0,10	0
	F200	0,15	0,10	0,05	0,25	0,15	0,10
	F400	0,30	0,30	0,20	0,50	0,40	0,25
	F 300	0,25	0,20	0,10	0,35	0,25	0,15
	F400	0,30	0,25	0,15	0,40	0,30	0,20
200	F 50	0	0	0	0	0	0
	F 100	0	0	0	0	0	0
	F200	0,10	0,05	0	0,20	0,10	0,05
	F 300	0,20	0,10	0,05	0,30	0,20	0,10
	F400	0,30	0,15	0,10	0,35	0,25	0,15
300	F 50	0	0	0	0	0	0
	F 100	0	0	0	0	0	0
	F200	0,05	0	0	0,15	0,05	0
	F 300	0,15	0,05	0	0,25	0,10	0,05
	F400	0,25	0,10	0,05	0,30	0,20	0,10

4.6.3 Темірбетон конструкциялар элементтерін деформациялар бойынша есептеу

4.6.3.1 Темірбетон конструкцияларының деформациялары, сонымен қатар статикалық анықталмайтын конструкциялары элементтеріндегі күштер сызаттар мен бетонның серпімді емес қасиеттерін ескере отырып, құрылыс механикасы әдістерімен анықталады.

Күрделі статикалық анықталмайтын жүйелер кезінде материалдар кедергісінің формулалары бойынша жылжуды анықтауға жол беріледі.

4.6.3.2 Қысқа мерзімді жүктеменің әсері кезінде иілетін, орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған элементтердің қаттылығын келесі формулалар бойынша анықтау керек:

сызаттарға төзімді элементтер немесе олардың учаскелері үшін

$$B_k = 0,9 \cdot E_b \cdot I_{red}; \quad (102)$$

сызаттарға төзімді емес элементтер немесе олардың учаскелері үшін

$$B_k = 1,1 \cdot E_b \cdot I_{red} (I_b + \nu I_s). \quad (103)$$

Тікбұрышты көлденең қималы иілетін элементтердің сызаттарға төзімді емес учаскелерінің қаттылығын анықтау үшін Γ ақпараттық қосымшасында берілген номограмманы және тәуелділікті қолдануға жол беріледі.

4.6.3.3 Қысқа мерзімді және ұзақ мерзімді жүктемелердің бір уақыттағы әсерлері кезінде иілетін, орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған элементтердің қаттылығын келесі формулалар бойынша анықтау керек:

сызаттарға төзімді элементтер немесе олардың учаскелері үшін

$$B = 0,8 \cdot E_b \cdot I_{red}, \quad (104)$$

сызаттарға төзімді емес элементтер немесе олардың учаскелері үшін

$$B = B_k (C + V) / (\delta \cdot C + V), \quad (105)$$

мұнда C – ұзақ мерзімді әсер ететін жүктемелерден жалпылама күш;

V – қысқа мерзімді әсер ететін жүктемелерден жалпылама күш;

δ – қаттылықтың төмендеу коэффициенті. Сәресі бар таврлы қималар үшін сығылған аймақта $\delta = 1,5$, созылған аймақта $\delta = 2,5$, тікбұрышты, қос таврлы, қорапты және басқа тұйықталған қималар үшін $\delta = 2$.

4.7 Бетон және темірбетон конструкциялар элементтерін температуралық, ылғалдылық, сейсмикалық әсерлерге есептеу

4.7.1 Пайдалану кезеңінің температуралық әсерлеріне сыртқы ауа, су қоймаларындағы су температурасының климаттық тербелістері және құрылысты пайдалануға жылыту (немесе салқындату) жатады.

4.7.2 Құрылыс кезеңінің температуралық әсерлері экзотермияны және бетонның қатаюының басқа шарттарын, соның ішінде конструкцияның температуралық режимін реттеу жөніндегі конструктивтік және технологиялық шараларды, құрылыс жіктерін тұйықтау температурасын, орташа көп жылдық пайдалану температураларына дейін конструкцияның толық салқындауын, сыртқы ауа және су қоймаларындағы су температурасының тербелістерін ескере отырып анықталады.

4.7.3 I класты құрылыстар үшін бетонның жылуфизикалық сипаттамалары арнайы зерттеулер негізінде белгіленеді. Басқа кластардың құрылыстары үшін және I класты құрылыстарды алдын ала жобалау кезінде бетонның аталған сипаттамаларын

ұсынылатын В қосымшасының, В.1 және В.2 кестелері-кестелері бойынша алуға жол беріледі.

4.7.4 Конструкциялардың термокернеуленген күйін есептеу үшін қажет бетонның деформативтік сипаттамаларын алуға жол беріледі:

Бетонның бастапқы серпімділік модулі, МПа, 180 тәуліктен кем жастағы – мына формула бойынша:

$$E_b(t) = 10^5 / \left[1,7 + \frac{360}{x [\ln(t/180) + 5,2]} \right], \quad (106)$$

мұнда x – А ақпараттық қосымшасының А.3 кестесі бойынша алынатын өлшемсіз параметрі;

t – бетонның жасы, тәул.;

180 тәулік және одан жоғары жастағы бетонның бастапқы серпімділік модулін 4.2.1.33 (сығылу және созылу кезінде массивті конструкциялар бетонының бастапқы серпімділік модулін 10-кесте бойынша алу) сәйкес алу керек.

Бетонның қозғалғыштығының сипаттамаларын В ақпараттық қосымшасының В.4-кестесі бойынша алу керек.

I класты құрылыстар үшін бетонның деформативтік сипаттамаларын өндірістік құрамдағы бетоннан алынған үлгілердегі зерттеулермен нақтылау керек.

4.7.5 Бетон және темірбетон конструкцияларды температуралық сызаттар түзілу (болдырмау) бойынша есептеуді келесі формулалар бойынша жүргізу керек:

а) сызаттардың түзілуін тексеру және олардың өлшемдерін анықтау кезінде

$$A(t) \geq \frac{[\gamma_{cm} \cdot \eta \cdot \psi(t) \cdot R_{bt}]^2}{2 \cdot E_b(t)}. \quad (107)$$

Беттік сызаттардың түзілуі үшін (93) шарты тереңдігі перпендикуляр бет бағытында $1,3d_{max}$ кем емес болатындай, мұнда d_{max} – бетонның ірі толтырғышының ең жоғарғы өлшемі, созылу аймағы шектерінде орындалуы қажет.

б) шекті жағдайдың екінші тобы бойынша есептелетін конструкцияларда сызаттарды болдырмау кезінде

$$A(t) \leq \frac{[\gamma_{cm} \cdot \psi(t) \cdot R_{bt}]^2}{2 \cdot E_b(t)}; \quad (108)$$

в) шекті жағдайдың бірінші тобы бойынша есептелетін конструкцияларда сызаттарды болдырмау кезінде

$$A(t) \leq \frac{[\gamma_{cm} \cdot \psi(t) \cdot R_{bt}]^2}{2 \cdot E_b(t)}, \quad (109)$$

мұнда R_{bt} және $R_{bt} - 4.2.1.17$ және 4.2.18 (сығылуға және осьтік созылуға беріктігі бойынша бетон кластарына байланысты жұмыс шартының коэффициенттерін ескере отырып, 3 және 4-кестелер бойынша алу керек) сәйкес анықталатын сәйкесінше бетонның осьтік созылуға нормативтік және есептік кедергілері;

$\eta - 4.7.6$ сәйкес анықталатын өстік созылуға бетонның нормативтік кедергісінен өндірістік құрамдағы бетонның өстік созылуынан орташа беріктікке өту коэффициенті;

$\psi(t) - 4.7.7$ (құрылыс кезеңі үшін бетон жасына байланысты $\psi(t)$ мәні Д ақпараттық қосымшасының Д.5-кестесі бойынша) сәйкес алынатын t жасқа осьтік созылуға бетон беріктігінің тәуелділігін ескеретін коэффициент;

$E_{bt}(t) - 4.7.4$ ((106) формула бойынша) сәйкес анықталатын бетонның серпімділік модулі;

$\gamma_{b6} -$ массивті құрылыстар үшін - 1,15, басқалар үшін - 1,0 тең жұмыс шартының коэффициенті;

$A(t) -$ бетондағы толық және мәжбүрлі температуралық деформациялардың тиісті айырмасындағы созылу кернеуінің жұмысы:

$$A(t) = \int_{t_0}^t \sigma^+(\tau) \frac{\partial [\varepsilon(\tau) - \alpha \cdot T(\tau)]}{\partial \tau} d\tau, \quad (110)$$

мұнда $\tau -$ ағымдағы уақыт;

$t_0 -$ бетонның ұстау уақыты;

$T(\tau) - \tau$ уақыт кезеңіндегі бетон температурасы;

$\alpha -$ бетонның сызықты кеңеюінің температуралық коэффициенті;

$\varepsilon(\tau) -$ уақыттағы айнымалы бетонның серпімділік модулі және қозғалғыштығын ескере отырып анықталған бетон деформациялары;

$\sigma^+(\tau) -$ бетондағы созатын кернеу:

$$\sigma(\tau) > 0 \text{ кезінде } \sigma^+(\tau) = \sigma(\tau);$$

$$\sigma(\tau) \leq 0 \text{ кезінде } \sigma^+(\tau) = 0,$$

мұнда $\sigma(\tau) -$ уақыттағы айнымалы бетонның серпімділік модулі және қозғалғыштығын ескере отырып анықталған бетон кернеулері;

4.7.6 η коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

$$\eta = (1 - \varepsilon \cdot \nu_2)^{-1}, \quad (111)$$

мұнда $\varepsilon -$ бетонның кепілдікті беріктігінің белгіленген қамсыздандыруына q байланысты және $q = 0,95$ кезінде 1,64, $q = 0,90$ кезінде 1,28 және $q = 0,85$ кезінде 1,04 тең коэффициент;

ν_2 – өндірістік құрамдағы бетон беріктігінің вариация коэффициенті.

Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкциялары жобаларында $q = 0,95$ кезінде $\nu = 0,135$, $q = 0,90$ кезінде $\nu = 0,17$, $q = 0,85$ кезінде $\nu = 0,213$ тең деп алу керек.

4.7.7 $\psi(t)$ мәнін бетонның жасына байланысты құрылыс кезеңі үшін В ақпараттық қосымшасының В.5-кестесі бойынша, пайдалану кезеңі үшін әдеттегідей 1,0 тең алу керек.

I және II класты құрылыстар үшін $\psi(t)$ коэффициентін өндірістік құрам бетонынан алынған ірі масштабты үлгілердегі зерттеулермен нақтылау керек.

4.7.8 I және II класты құрылыстар үшін техника-экономикалық негіздемеде, ал III және IV кластардың құрылыстары үшін – барлық жағдайларда температуралық әсерлерден сызаттардың түзілуі (болдырмау) бойынша есептеуді келесі формула бойынша жүргізуге жол беріледі:

$$\sigma(\tau) \leq \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b6} \cdot \varepsilon_{\text{lim}} \varphi(t) \cdot E_b(t), \quad (112)$$

мұнда $\sigma(\tau)$ - t уақыт кезеңіндегі температуралық кернеулер;

ε_{lim} – Д ақпараттық қосымшасының Д.6-кестесі бойынша анықталатын бетонның шекті созылуы;

$\varphi(t)$ – Д ақпараттық қосымшасының Д.7-кестесі бойынша анықталатын бетон жасына ε_{lim} тәуелділігін ескеретін коэффициент.

γ_{b3} коэффициентін анықтаған кезде h_t мәндерін блок шегіндегі немесе созылатын кернеулер эпюрасы учаскесінде кернеудің нөлдік градиенті бар аймақ болған кезде созылатын кернеулер эпюрасы учаскесінің ұзындығына тең деп алу керек.

4.7.9 Сейсмикалық аудандардағы құрылыс, реконструкция, күшейту және қалпына келтіру үшін жобаланатын гидротехникалық құрылыстар конструкцияларын есептеуде (сейсмикалығы 7, 8, 9 және 10 балл алаңдарда тұрғызылатын немесе орналасқан) сейсмикалық әсерлерді ескерумен жүктемелердің негізгі және ерекше үйлесімдерін орындалу тиіс.

4.7.10 Сейсмикалық әсерлерді ескерумен конструкцияларды есептеу бірінші топтың шекті жағдайы бойынша жүргізіледі.

Технологиялық және пайдалану талаптарымен негізделген жағдайларда шекті жағдайдың екінші тобы бойынша есептеу жүргізуге жол беріледі.

4.7.11 Конструкцияларды беріктікке және төзімділікке есептеу кезінде басқа нормаларға сәйкес алынатын жұмыс шартының коэффициентінен басқа бетон конструкциялары үшін $\gamma_t = 1,0$ және темірбетон конструкциялары үшін бетонды γ_{bt} ретінде 26-кесте бойынша және арматураны γ_{st} ретінде 27-кесте бойынша анықталатын жұмыс шартының қосымша коэффициенттерін енгізу керек.

26-кесте – γ_{bt} бетон жұмысының шарты коэффициентінің мәні

Бетон түрі	Сығылуға беріктігі бойынша бетон класы кезінде γ_{bt} бетон жұмысының шарты коэффициентінің мәні			
	B7,5	B15	B30	B40
ауыр	1,0	1,0	0,95	0,9
жеңіл	1,0	1,0	0,9	-
Ескертпе – Бетонның аралық класы үшін γ_{bt} мәнін интерполяция бойынша қабылдау керек. Еңіс қиманың беріктігін көлденең күшке есептеген кезде γ_{bt} мәнін 0,9 коэффициентіне көбейту керек.				

4.7.12 Сейсмикалық әсерлер кезінде темірбетон қабырғалардағы және қаттылық диафрагмаларындағы тік және көлденең арматура қимасының ауданы келесілерді құрауы тиіс:

- темірбетон қабырғаларында және қатаң диафрагмаларда тік және бойлық арматуралардың қима аудандарында келесіні қарастыру керек:

а) перифериялық учаскелерде – бетон қимасы ауданынан 0,2 % кем емес және 4 % артық емес;

б) далалық жағдайларда – бетон қимасы ауданынан 0,1 % кем емес және 4 % артық емес.

- орталықтан тыс сығылған және иілетін элементтерде қамыттар есептеу бойынша және 400 мм артық емес және $12 \cdot d$ кем емес қашықтықтарға қойылуы тиіс, мұндағы d – бойлық сығылған шыбықтардың ең кіші диаметрі. Бойлық арматура қимасының ауданы 3 % асатын орталықтан тыс сығылған элементтерде қамыттарды $8 \cdot d$ артық емес және 250 мм артық емес қашықтыққа орнату керек;

- темірбетон рамалардың қатты тораптары дәнекерлеу торларымен, шиыршықтармен және 100 мм артық емес қадаммен орнатылған тұйықталған қамыттармен күшейтілуі тиіс.

- рамалардың қатты тораптарына (оның ішіне іргетастарына) ұштасатын ригельдер және ұстындардың учаскелері олардың қимасының бір жарым биіктігіне тең қашықтықта есептеу бойынша, бірақ 100 мм артық емес қадаммен орнатылған тұйықталған көлденең арматурамен (қамыттармен) арматуралануы тиіс. Бірінші қамыт торап қырынан 50 мм артық емес қашықтықта орналасуы тиіс;

- бойлық арматура диаметрі 22 мм артық кезінде қабырғалар және қаттылық диафрагмаларының перифериялық учаскелерінің бойлық арматурасын, сонымен қатар ұстындардың бойлық арматурасын жалғауларды дәнекерлеуде орындау керек. Бойлық арматураны түйістіру үшін тиісті тәжірибелік негіздемелер кезінде механикалық түйіс жалғауларды (престелген муфталары, бұрандалы муфталары және басқалары бар түйістер) қолдануға жол беріледі;

- жұмыс арматурасының жалғауларын (дәнекерлеуде немесе дәнекерлеусіз) әдеттегідей темірбетон және бетон конструкцияларды жобалау жөніндегі тиісті ережелерді ескерумен жан-жаққа орналастыру тиіс;

27-кетсе – Арматура жұмысының шарты коэффициентінің мәні

Арматура класы	Мыналар кезінде γ_{st} арматура жұмысының шарты коэффициентінің мәні		
	созу		сығу R_s
	R_s	R_{sw}	
A-I, Bp-I	1,2	A-I, Bp-I A-II A-III	1,2
A-II	1,15		1,15
A-III	1,1		1,1
A-IIIв, A-IV, A-V, A-VI Bp-II, K-7, K-19	1,0	A-IIIв, A-IV, A-V, A-VI Bp-II, K-7, K-19	1,0
Ескертпе – Арматураның дәнекерлік қосылыстарын есептеген кезде γ_{st} мәнін имектеп және контактілік дәнекерлеу үшін 0,9, ванналы дәнекерлеу үшін – 0,8 болып қабылданған коэффициентке көбейту керек.			

- түгендемелік (алынбалы) пішіндердегі ванналық дәнекерлеудегі және қалған болат қапсырма-қаптамалардағы дәнекерлеуді арматураның түйісті жалғауларға олардың сапасын бұзатын әдістермен орындау шарттары кезінде жол беріледі;

- қабырғалар және қаттылық диафрагмасындағы арматураның дәнекерлеусіз айқаса түйісуі кезінде бойлық арматуралардың айқас түйісуінің айқасу аймағындағы ең аз ұзындығы құрылыстың, әдеттегі талаптарының мәндерінен 25 %-ға артық болуы тиіс;

- ригельдер арматурасының дәнекерлеусіз айқаса түйісу әдісінде бойлық арматуралардың айқасу аймағында қамыттар қадамы $h/4$ -тен аспай, (h – арматура қимасының биіктігі), болуы тиіс

;

- дәнекерлеусіз айқаса түйісу ригельдері арматурасының қайта жіберілу аймағында қамыттар қадамы $h/4$ артық емес болуы тиіс (h – арматура қимасының биіктігі).

- майысқан қамыттардың ұштары бойлық арматураның айналасында қайырылуы және қамыттың $6 \cdot d$ кем емес және 8 см кем емес ұзындығын қима тереңдігіне кіргізілуі тиіс.

4.7.13 Алдын ала кернеуленген темірбетон конструкцияларды жобалаған кезде келесі талаптар ескерілуі тиіс:

- қима беріктігі олардың сызаттарға төзімділігін кем дегенде 25 % асуы тиіс;

- бойлық кернеуленген арматура бетонмен ұстасуы тиіс;

- диаметрі 28 мм және жоғары кернеуленген шыбықты арматура ұштарында анкерлік құрылғылар болуы тиіс;

- үлкен аралықты және жауапты иілетін конструкциялар үшін, сонымен қатар каркас ғимараттар ұстындары үшін аралас арматуралау ұсынылады. Алдын ала кернеуленген

конструкцияларда 2 % кем үзілу кезінде салыстырмалы ұзартқышы бар арматураны қолдануға жол беріледі;

- сейсмикалық әсерлерді, қима беріктігі шарттарынан анықталатын күштерді ескере отырып, жүктемелердің ерекше үйлесіміне есептеуге тиесілі алдын ала кернеуленген конструкцияларда кем дегенде 25 % сызаттар түзілу кезінде қимамен қабылданатын күштен аспауы тиіс;

- алдын ала кернеуленген конструкцияларда жарылудан кейін салыстырмалы ұзарту 2 % төмен арматураны қолдануға жол берілмейді;

- бетонға арматурасы керілген алдын ала кернеуленген конструкцияларда кернеуленген арматураны кейін бетонмен немесе ерітіндімен тұтас құйылатын жабық каналдарда орналастыру керек.

4.7.14 Құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларының деформациялық және беріктік сипаттамаларын сейсмикалық әсер ерекшеліктерін ескере отырып, тәжірибе жүзінде анықтау керек. Деформациялық сипаттамаларды бүкіл қима және құрылыстың көлемі бойынша орташаландырып алуға, ал құрылыстарды сейсмикалық әсерлерді ескере отырып, жүктемелердің ерекше үйлесімдеріне есептеу кезінде статикалық беріктік сипаттамаларын қолдануға жол беріледі.

4.7.15 Тірек гидротехникалық құрылыстар конструкцияларының беріктігін бір өлшемді (консольді) және екі өлшемді сызбалар бойынша есептеулерде көлденең сейсмикалық әсерлерді (құрылыс өсін бойлай және көлденең бағыттарда) ескеру керек; кеңістіктік сызба бойынша есептеулерде жоспардағы бағыттарға ие көлбеу сейсмикалық әсерлерді де және 30° көлденең жазықтыққа көлбеу бұрышын ескеру орынды.

4.7.16 Гидротехникалық құрылыстар конструкциялары төзімділігін есептеулерде көлденең жазықтыққа 30° бұрышпен бағытталған көлбеу немесе ең қауіпті көлденең сейсмикалық әсерді ескеру керек. Бұл жағдайда негіздің сейсмикалық үдеуі векторы модулінің мәні A тең деп алынады (A мәнін есептік сейсмикалық аймақтар үшін сәйкесінше, 7, 8, 9 баллдар болғанда, 0,1; 0,2; 0,4 тең деп алу керек).

4.8 Қоршаған ортаны қорғау

4.8.1 Темірбетон конструкцияларды жобалаған кезде қоршаған ортаға шекті жол берілген жүктемелерді ескеру, зиянды қалдықтармен ластанудың алдын алу, жою, оларды зарарсыздандыру және жоюдың сенімді және тиімді шараларын қарастыру керек.

4.8.2 Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларын жобалаған және салған кезде қоршаған ортаның химиялық, физикалық және биологиялық ластануына ықпал ететін материалдарды, сондай-ақ технологияны қолданбау керек.

4.8.3 Темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде қоршаған ортаны қорғау бойынша шараларды орындау үшін бетонның ресурстарды үнемдейтін, аз қалдықты және қалдықсыз технологиялар мен өндірістерін қолдану керек.

4.8.4 Гидротехникалық құрылыстар конструкцияларын жобалау кезінде қоршаған ортаны қорғауды орындау үшін тозаң және газ лақтырындыларын, қатты қалдықтарды және өзге әсерлерді төмендету керек.

4.8.5 Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларын жобалаған кезде осы аймақтың электр энергиясы мен сумен жабдықтаудың шынаы қажеттілігі, аймақ құрылысы, қоршаған табиғи ортаға кері өзгерістерге жол бермеу бойынша табиғатты барынша сақтау жөніндегі шаралар толық ескерілуі тиіс.

5 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ РЕСУРСТАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ

5.1 Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде энергия үнемдеудің және табиғи ресурстарды тиімді қолданудың оңтайлы техника-экономикалық көрсеткіштеріне қол жеткізу мақсатында беріктігі жоғары бетондар мен арматураларды қолдануды қарастыру ұсынылады.

5.2 Бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау кезінде табиғи ресурстарды ұтымды қолдануды қамтамасыз ету үшін бетонға беттік белсенді қоспаларды (ауа енгізетін, пластификациялаушы және т. б.) кең қолдануды қарастыру керек.

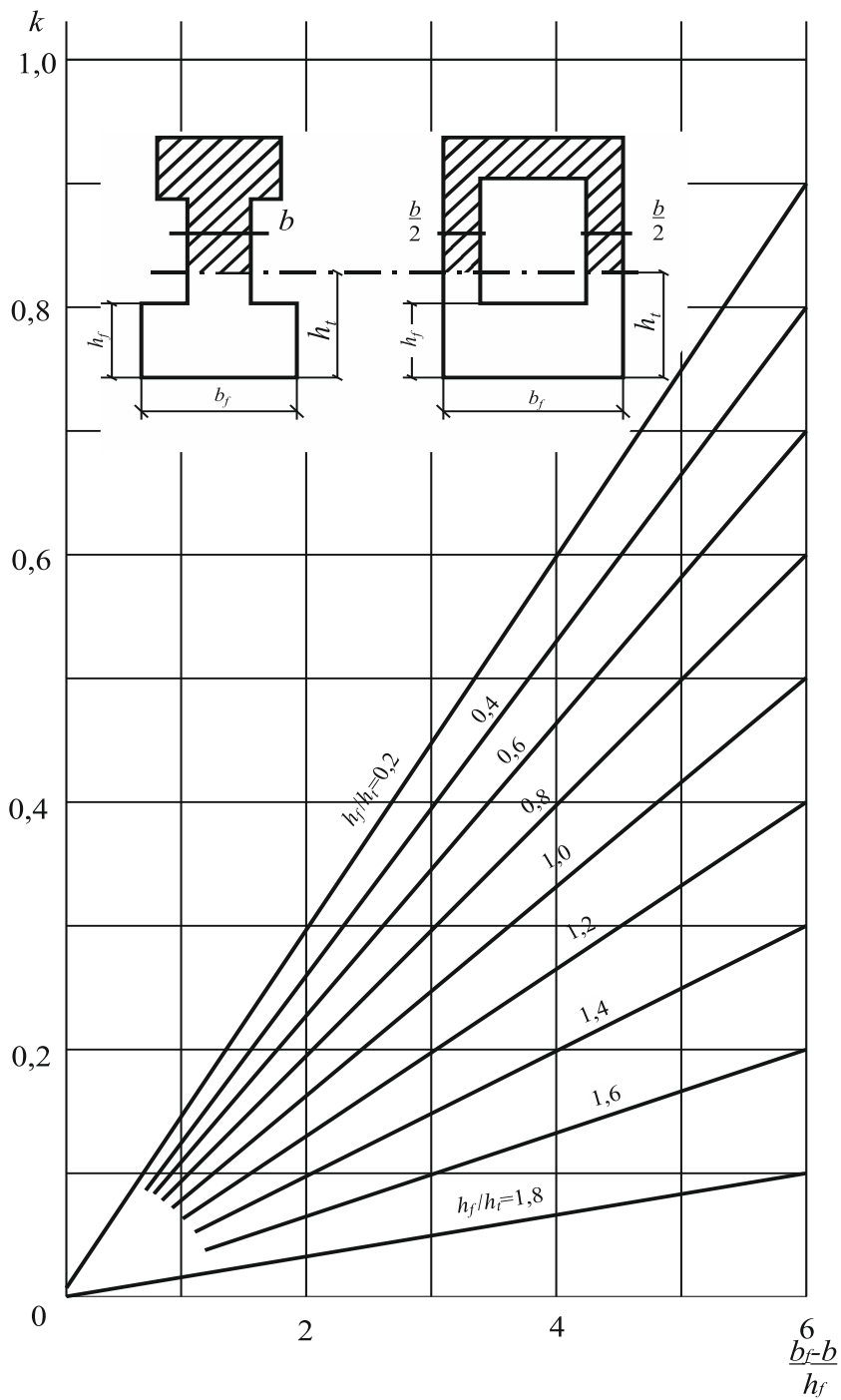
5.3 Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларының элементтерін жобалаған кезде қиыршық тас, ірі құм, құм сияқты жоғары сапалы инертті толтырғыштарды қолдану есебінен цементтің үлестік шығынын төмендетуді қамтамасыз ету керек.

5.4 Табиғи ресурстарды тиімді пайдалану үшін бетон мен темірбетон конструкцияларын жобалауды монтаждық жаңа техникалық шешімін, технологиялық әдістерді, осы конструкциялар жобаларын жақсартуды ескере отырып жүзеге асыру керек.

5.5 Гидротехникалық құрылыстардың бетон және темірбетон конструкцияларын жобалаған кезде ресурс үнемдеу мақсатында бұйымдарды ірілендіруді және олардың зауыттық дайындығын арттыруды, материалдың сынуын, конструкциялар жұмсайтын энергия мен жұмсайтын еңбекті төмендетуді, пайдаланудың әртүрлі жағдайларында олардың ұзақ мерзімділігін ұлғайтуды қарастыру керек.

А қосымшасы
(міндетті)

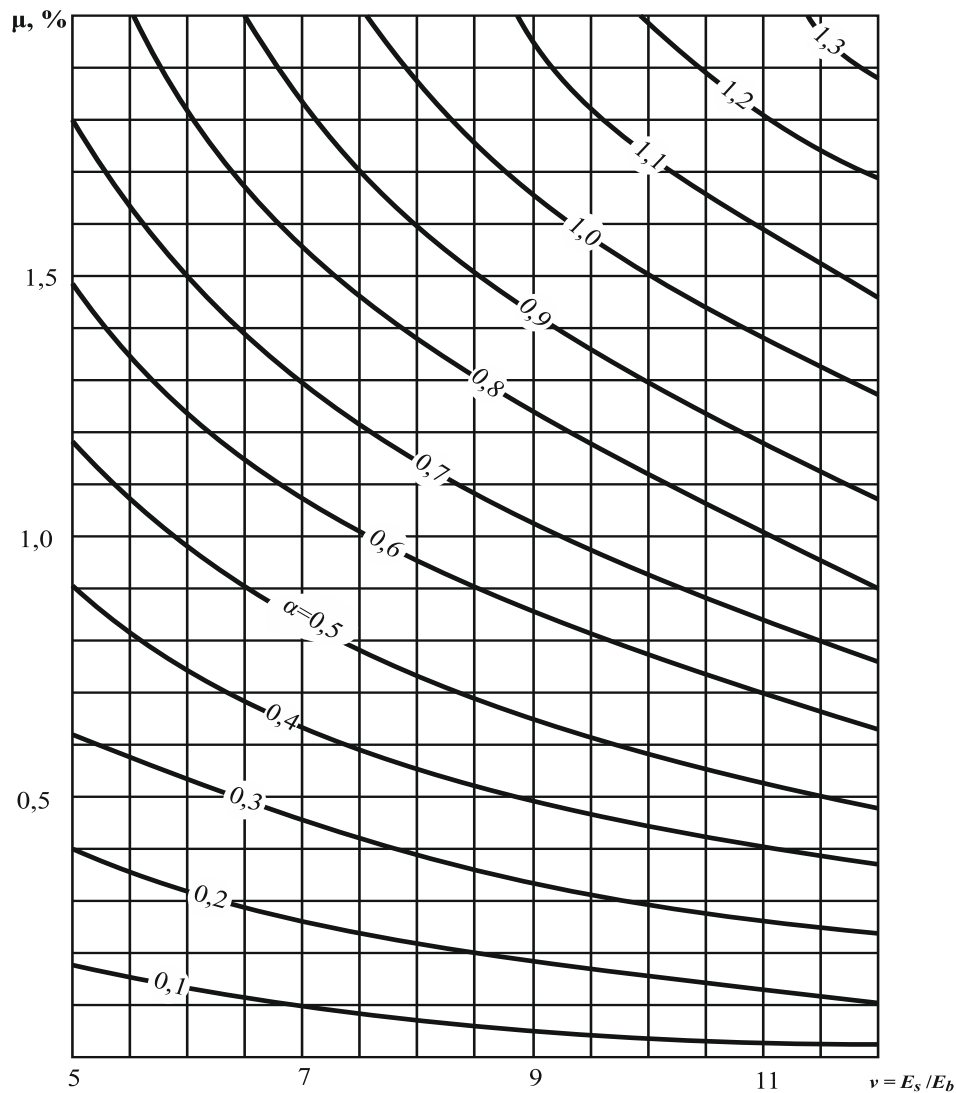
Бетон элементтерін таврлық, екі таврлық және қораптық қима беріктігіне есептеу үшін k коэффициентін анықтауға арналған номограмма



А.1-сурет - Бетон элементтерін таврлық, екі таврлық және қораптық қима беріктігіне есептеу үшін k коэффициентін анықтауға арналған номограмма

Б қосымшасы
(ақпараттық)

Сызаттардың ашылуы бойынша есептелетін тікбұрышты қималы элементтердің сызаттарға төзімді емес бөліктерінің қаттылық коэффициентін анықтауға арналған номограмма



Б.1-сурет - Сызаттардың ашылуы бойынша есептелетін тікбұрышты қималы элементтердің сызаттарға төзімді емес бөліктерінің қаттылық коэффициентін анықтауға арналған номограмма

$$\alpha = 4,4 \xi^3 + 13,2 \nu \mu (1 - \xi)^2, \quad (\text{Б.1})$$

$$B_k = a E_b I_o, \quad (\text{Б.2})$$

мұнда I_o - биіктігі h_o элемент қимасының инерция кезеңі.

В қосымшасы
(ақпараттық)

Конструкцияларды температуралық әсерлерге есептеуге арналған бетон сипаттамалары

В.1-кестесі – Бетонның жылуфизикалық сипаттамалары

Бетон сипаттамасы	Әріптік белгілеу	Өлшемділігі	Мәні
Сызықты кеңейтудің температуралық коэффициенті	α_{bt}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	1×10^{-5}
Жылуөткізгіштік	λ_b	$\frac{\text{Вт} \cdot \text{м}}{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}$	$\frac{2,67}{2,3}$
Температура өткізгіштік	a_T	$\frac{\text{м}^2 \cdot \text{с}}{\text{с}^2 \cdot \text{м}^2}$	$\frac{11 \cdot 10^{-7}}{4 \cdot 10^{-3}}$
Меншікті жылу сыйымдылығы	c_b	$\frac{\text{Дж}}{\text{кг} \cdot ^{\circ}\text{C}}$	$\frac{1}{0,24}$
Бетонның ашық бетінен жылу жіберу коэффициенті:	β	$\frac{\text{Вт} \cdot \text{м}^2}{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}$	$\frac{24}{20}$
сыртқы ауаға			$\frac{7-12}{5-10}$
қуысты жіктер, ахталар, шатырлар ішіндегі ауаға			∞
суға			
Ескертпе – Бетон сипаттамаларының мәндері және өлшемділігі келтірілген: сызықтың үстінде ӨЖ бірліктерінде, сызықтың астында қолданыстағы жүйелерде (бірліктердің техникалық жүйесі).			

В.2-кестесі – Бетонның жылу бөлу сипаттамалары

Цемент типі	Цемент маркасы	Бетонның жылу бөлуі, кДж/ккал, 1 кг бетон жасындағы цементке, тәул.			
		3	7	28	90
Портландцемент	300	210/50	250/60	295/70	300/72
	400	250/60	295/70	345/82	355/85
	500	295/70	335/80	385/92	400/95
Пуццоландаланған портландцемент, шлакопортландцемент	300	175/42	230/55	270/65	280/67
	400	210/50	265/63	320/77	335/80

В.3-кестесі – χ параметрі

Бетон қоспасы конусының шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезіндегі χ									
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
4 дейін	40	27	37	45	54	62	77	90	106	125	146
	80	32	44	56	67	77	98	116	133	153	180
	120	37	52	67	77	90	116	139	162	191	216
4-8	40	20	28	35	41	47	58	69	80	94	115
	80	25	37	42	50	58	72	86	102	120	139
	120	29	40	50	60	69	86	102	116	132	154
8 жоғары	40	11	15	19	23	26	35	42	50	62	74
	80	15	19	24	29	33	42	52	60	72	86
	120	17	24	29	35	40	50	60	69	83	98

В.4-кестесі – Бетонның қозғалғыштығының сипаттамалары

Жүктеу жасы, тәул.	Бетон қозғалғыштығының өлшемі $c(t, \tau) \cdot 10^5$, МПа ⁻¹ , жүктеу ұзақтығы кезінде $(t - \tau)$, тәул.								
	0	10	25	50	100	200	500	1000	1500
0,125	0	0,90	16,00	20,00	24,00	27,00	31,00	32,00	32,00
10	0	1,10	1,76	2,23	2,67	3,06	3,48	3,60	3,60
30	0	0,85	1,41	1,80	2,18	2,52	2,89	3,00	3,00
112	0	0,50	0,80	1,18	1,45	1,70	1,92	1,98	1,98
205	0	0,35	0,67	0,88	1,09	1,26	1,42	1,46	1,46
512	0	0,21	0,46	0,65	0,80	0,91	0,98	1,00	1,00
1500	0	0,21	0,46	0,65	0,80	0,91	0,98	1,00	1,00

В.5-кестесі – $\psi(t)$ коэффициенті

Бетонның сығылу беріктігіне жету жасы, тәул.	Бетон жасы кезіндегі $\psi(t)$ коэффициенті, тәул.							
	3	7	14	28	45	90	180	360
180	0,31	0,47	0,62	0,78	0,85	0,93	1,00	1,07
360	0,29	0,44	0,59	0,72	0,80	0,86	0,93	1,00

В.6-кестесі – Бетонның шекті созылуы

Конустың шөгуі, см	Ірі толтырғыштың ең жоғарғы өлшемі, мм	Бетонның сығылу беріктігі класы кезіндегі бетонның шекті созылуы $\varepsilon_{bm} \cdot 10^5$									
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
4 дейін	40	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	80	3,0	3,2	3,5	3,7	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
	120	2,7	3,0	3,2	3,5	3,7	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2
4-8	40	4,0	4,2	4,5	4,7	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
	80	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	120	3,2	3,5	3,7	4,0	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2	6,7
8 жоғары	40	6,0	6,2	6,4	6,5	6,7	7,0	7,4	7,7	8,0	8,5
	80	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,2	6,6	7,0	7,5	7,8
	120	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3	5,8	6,2	6,7	7,0	7,5

В.7-кестесі – $\varphi(t)$ коэффициенті

Бетонның жасы, тәул.	180 тәулік жастағы сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезіндегі $\varphi(t)$									
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
3	0,94	0,89	0,84	0,80	0,76	0,71	0,66	0,63	0,61	0,60
7	0,95	0,90	0,86	0,83	0,80	0,76	0,73	0,71	0,70	0,70
14	0,96	0,92	0,89	0,86	0,84	0,81	0,79	0,78	0,77	0,77
28	0,97	0,95	0,93	0,91	0,90	0,88	0,87	0,86	0,86	0,86

В.7-кестесі – $\phi(t)$ коэффициенті (жалғасы)

Бетонның жасы, тәул.	180 тәулік жастағы сығылу беріктігі бойынша бетон класы кезіндегі $\phi(t)$									
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
45	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91	0,91
90	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
180 және жоғары	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

В.8-кесте – Құрылыс жіктері бойынша бетонды қалаудың ығысу сипаттамаларының есептік мәні

Ығысу сипаттамасы	Блоктарға секциялық бөлінген құрылыстар				Блоктарға бағаналы бөлінген құрылыстар							
	Кластың дірілдетілген бетоны		Кластың тығыздалған бетоны		Кластың дірілдетілген бетоны							
	B5	B17,5	B20	B40	B5	B17,5	B20	30	B5	B17,5	B20	B40
Үйкелу-ұстасу коэффициенті	1,1		1,2		1,0		1,1		1,0		1,1	
Ұстасу, МПа	0,3		0,4		0,2		0,3		0,1		0,2	
Ескертпе – Ығысу сипаттамаларының есептік мәндерінің қамтамасыз етілуі 90 % тең деп алынған.												

ӘОЖ 627.8.0124(083.74)

МСЖ 91.100.30

91.080.40

93.160

Түйінді сөздер: конструкциялар, бетон, арматура, есептік көрсеткіштер, беріктік бойынша есептеу, сызаттардың ашылуы бойынша есептеу, деформациялар бойынша есептеу, конструктивтік талаптар, гидротехникалық құрылыстар.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	V
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	1
3 ТЕРМИНЫ, ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОБОЗНАЧЕНИЯ	2
3.1 Термины и определения.....	2
3.2 Обозначения	3
3.2.1 Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента	3
3.2.2 Характеристики материалов	3
3.2.3 Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента	4
3.2.4 Геометрические характеристики	4
3.2.5 Коэффициенты	5
4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ.....	5
4.1 Общие положения	5
4.2 Материалы для бетонных и железобетонных конструкций.....	6
4.2.1 Бетон.....	6
4.2.2 Арматура.....	23
4.3 Конструктивные решения.....	28
4.3.1 Постоянные и временные швы	28
4.3.2 Продольное и поперечное армирование.....	28
4.3.3 Дополнительные указания, по конструированию, предварительно напряженных, железобетонных элементов.....	31
4.4 Основные расчетные положения	32
4.5 Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на прочность и выносливость	35
4.5.1 Расчет бетонных элементов на прочность.....	35
4.5.2 Расчет железобетонных элементов на прочность.....	39
4.5.3 Расчет железобетонных элементов на выносливость	55
4.6 Расчет элементов железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.....	57
4.6.1 Расчет железобетонных элементов по образованию трещин.....	57
4.6.2 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	59
4.6.3 Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям.....	64
4.7 Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на температурные, влажностные, сейсмические воздействия	65
4.8 Охрана окружающей среды.....	71
5 ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ	72
Приложение А (обязательное) Номограмма для определения коэффициента k для	

расчета прочности бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений	73
Приложение Б (информационное) Номограмма для определения коэффициента жесткости нетрещиностойких участков элементов прямоугольного сечения, рассчитываемых по раскрытию трещин	74
Приложение В (информационное) Характеристики бетона для расчета конструкций на температурные воздействия.....	75

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий свод правил разработан в рамках реформирования нормативной базы строительной сферы Республики Казахстан в соответствии с параметрическим методом нормирования.

Свод правил содержит приемлемые решения по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, в результате выполнения которых будут реализованы установленные требования к рабочим характеристикам строительных норм СН РК «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений».

Настоящий свод правил не является единственным способом выполнения параметров, установленных в СН РК «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений».

Разработанный свод правил будет способствовать повышению эксплуатационной надежности гидротехнических сооружений за счет совершенствования проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

При разработке свода правил учтены достижения науки, техники и технологии, передовой отечественный и зарубежный опыт.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

**CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE HYDRAULIC STRUCTURES
DESIGN**

Дата введения – 2014-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящий свод правил устанавливает приемлемые решения к проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

1.2 Свод правил распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций для вновь строящихся, реконструируемых и ремонтируемых речных и морских бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений всех классов, входящих в состав энергетических и водно-транспортных гидроузлов, находящихся постоянно или периодически под воздействием водной среды, а также сооружений для борьбы с наводнениями и защиты территории от затопления и подтопления.

1.3 Настоящий свод правил может использоваться при расчетной оценке состояния эксплуатируемых сооружений (в том числе с учетом данных натурных наблюдений и обследований).

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего свода правил необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СП РК 2.01-101-2013 Защита строительных конструкций от коррозии.

СП РК 3.04-101-2013 Гидротехнические сооружения.

СП РК 3.04-107-2014 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

СТ РК 937-92 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические условия

СТ РК 2197-1-2012 Зола летучая для бетона. Часть 1. Определение, требования и критерии соответствия.

СТ РК EN 197-1-2011 Цемент. Часть 1. Состав, спецификации и критерии соответствия для обычных цементов.

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие.

Издание официальное

СТ РК EN 934-2-2011 Добавки для бетона, раствора и инъекционного раствора. Часть 2. Добавки для бетона. Определение, требования, соответствие, маркировка и этикетирование.

СТ РК EN 10080-2011 Арматура для железобетонных конструкций. Сварная арматура. Общие положения.

СТ РК EN 12620-2011 Заполнители для бетона.

ГОСТ 7473-2010 Смеси бетонные. Технические условия.

ГОСТ 10922-2012 Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязанные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия.

ГОСТ 18105-2010 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.

ГОСТ 24211-2008 Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия.

ГОСТ 26633-2012 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.

ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.

ГОСТ 31938-2012 Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия.

Примечание - При пользовании целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным каталогам «Перечень нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указатель нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указатель межгосударственных нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан», составляемым ежегодно по состоянию на текущий год и соответствующим ежемесячно издаваемым информационным бюллетеням-журналам и указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ, ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОБОЗНАЧЕНИЯ

3.1 Термины и определения

В настоящем своде правил применяются термины и определения, приведенные в строительных нормах к данному объекту, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1.1 Коррозионная стойкость бетона: Способность бетона сопротивляться внешнему физическому, химическому, физико-химическому или биологическому воздействию коррозионной среды или внутренней коррозии в бетоне.

3.1.2 Модуль упругости бетона: Коэффициент пропорциональности между нормальным напряжением и соответствующей ему относительной продольной упруго-мгновенной деформацией при осевом сжатии образца.

3.1.3 Тепловыделение бетона: Количество теплоты (в кДж/кг или в ккал/кг), образующееся в теле бетонной конструкции за счет гидратации цемента.

3.1.4 Теплопроводность бетона: Характеристика, применяемая при оценке теплозащитных свойств бетона, выражающая его способность проводить через свою толщину тепловой поток, возникающий под влиянием разности температур на поверхностях

3.1.5 Рабочая высота сечения: Расстояние от сжатой грани элемента до центра тяжести растянутой продольной арматуры.

3.1.6. Композитная арматура: Неметаллические стержни из стеклянных, базальтовых, углеродных или арамидных волокон, пропитанных термореактивным или термопластичным полимерным связующим и отверждённых. Арматуру, изготовленную из стеклянных волокон, принято называть стеклопластиковой (АСП), из базальтовых волокон - базальтопластиковой (АБП), из углеродных волокон – углепластиковой и т.д.

3.1.7 Предельное усилие: Наибольшее усилие, которое может быть воспринято элементом, его сечением при принятых характеристиках материалов.

3.2 Обозначения

3.2.1 Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M – изгибающий момент;

N – продольная сила;

Q – поперечная сила.

3.2.2 Характеристики материалов

$R_b, R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию, соответственно, для предельных состояний первой и второй групп в возрасте бетона 180 сут (или 1 год);

$R_{bt}, R_{bt, ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению, соответственно, для предельных состояний первой и второй групп;

$R_s, R_{s,ser}$ – расчетные сопротивления стержневой арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй групп;

R_{si} – расчетные сопротивления листовой арматуры;

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению для предельных состояний первой группы при расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры;

ν – коэффициент Пуассона;

ν_1 – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b ;

ν_2 – коэффициент вариации прочности бетона производственного состава.

3.2.3 Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

S – обозначение продольной арматуры:

а) для изгибаемых элементов – расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий;

б) для сжатых элементов – расположенной в зоне, растянутой от действий усилий или у наиболее сжатой стороны сечения;

в) для внецентренно растянутых элементов – наименее удаленной от точки приложения внешней продольной оси;

г) для центрально растянутых элементов – всей в поперечном сечении элемента;

S' – обозначение продольной арматуры:

а) для изгибаемых элементов – расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий;

б) для сжатых элементов – расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий или у наиболее сжатой стороны сечения;

в) для внецентренно растянутых элементов – наиболее удаленной от точки приложения внешней продольной силы.

3.2.4 Геометрические характеристики

b – ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового или двутаврового сечения;

h – высота прямоугольного, таврового или двутаврового сечения;

a, a' – расстояние от равнодействующей усилий, соответственно, в арматуре S и S' до ближайшей грани сечения;

h_0, h'_0 – рабочая высота сечения ($h_0 = h - a, h'_0 = h - a'$);

x – высота сжатой зоны сечения (бетона);

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная x / h_0 ;

s – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_0 – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

e, e' – расстояние от точки приложения продольной силы соответственно до равнодействующей усилий в арматуре S и S' ;

d – номинальный диаметр арматурных стержней;

F – площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_b – площадь сечения сжатой зоны бетона;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента;

A_s, A'_s – площадь сечений арматуры, соответственно, S и S' ;

A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$A_{s, inc}$ – площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

I – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

I_s – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести элемента;

I_b – момент инерции сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения;

S_b – статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре;

S_s, S'_s – статические моменты площади сечения всей продольной арматуры относительно точки приложения равнодействующей усилий, соответственно, в арматуре S и S' .

3.2.5 Коэффициенты

γ_{lc} – сочетаний нагрузок;

γ_n – надежности по назначению сооружения;

γ_c – условий работы сооружения;

γ_b – условий работы бетона;

γ_s – условий работы арматуры;

μ – армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента bh_o , без учета свесов сжатых и растянутых полок.

4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ

4.1 Общие положения

4.1.1 При выборе элементов сборных конструкций следует рассматривать предварительно напряженные конструкции из высокопрочных бетонов и арматуры, а также конструкции из легких бетонов.

4.1.2 Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях.

Следует рассматривать целесообразность укрупнения сборных конструкций с учетом условий их изготовления, транспортирования, грузоподъемности монтажных механизмов.

Конструкции узлов и соединений элементов в сборных конструкциях должны обеспечивать надежную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции.

4.1.3 При проектировании конструкций гидротехнических сооружений, недостаточно апробированных практикой проектирования и строительства, для сложных условий статической и динамической работы конструкций по СП РК 3.04-107 (когда

характер напряженного и деформированного состояния с необходимой достоверностью не может быть определен расчетом) следует проводить исследования.

4.1.4 Для обеспечения требуемой водонепроницаемости и морозостойкости конструкций, а также для уменьшения противодавления воды в их расчетных сечениях следует предусматривать следующие мероприятия:

- укладку бетона соответствующих марок по водонепроницаемости и морозостойкости со стороны напорной грани и наружных поверхностей (особенно в зонах переменного уровня воды);
- применение поверхностно-активных добавок к бетону (воздухововлекающих, пластифицирующих и др.);
- гидроизоляцию и теплогидроизоляцию наружных поверхностей сооружений;
- обжатие бетона со стороны напорных граней и со стороны поверхностей сооружения, испытывающих растяжение от эксплуатационных нагрузок;
- устройство дренажа со стороны напорной грани.

Выбор мероприятия следует производить на основе технико-экономического сравнения вариантов.

4.2 Материалы для бетонных и железобетонных конструкций

4.2.1 Бетон

4.2.1.1 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений в зависимости от вида и условий работы следует устанавливать показатели качества бетона, основными из которых являются следующие:

а) классы бетона по прочности на сжатие, которые отвечают значению гарантированной прочности бетона, МПа, с обеспеченностью $t = 0,95$. В массивных сооружениях допускается применение бетонов со значениями гарантированной прочности с обеспеченностью $t = 0,9$. Для внутренней зоны бетонных гравитационных плотин допускается применение бетонов со значениями гарантированной прочности с обеспеченностью $t = 0,85$.

В проектах необходимо предусматривать следующие классы бетона по прочности на сжатие: В5, В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В25, В30, В35, В40 по ГОСТ 26633;

Примечание – При соответствующем обосновании, после проведения научных исследований допускается принимать классы бетона по цилиндрической прочности по СТ РК EN 206-1.

б) классы бетона по прочности на осевое растяжение. Эту характеристику устанавливают в тех случаях, когда она имеет главенствующее значение и контролируется на производстве.

В проектах необходимо предусматривать следующие классы бетона по прочности на осевое растяжение: В_т0,8, В_т1,2, В_т1,6, В_т2,0, В_т2,4, В_т2,8, В_т3,2;

в) марки бетона по морозостойкости.

В проектах необходимо предусматривать следующие марки бетона по морозостойкости: F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500, F600, F700, F800, F1000;

г) марки бетона по водонепроницаемости.

В проектах необходимо предусматривать следующие марки бетона по водонепроницаемости: W2, W4, W6, W8, W10, W12, W16, W18, W20.

4.2.1.2 Для энергетических сооружений в зоне переменного уровня воды (включая 0,5 - метровую зону над ней) марку бетона по морозостойкости следует принимать по таблице 1.

Таблица 1 – Марка бетона по морозостойкости

Климатические условия	Марка бетона по морозостойкости при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания в год						
	≤ 25	26-50	51-100	101-150	151-200	201-250	251-300
Умеренные	F50	F100	F150	F200	F300	F400	F600
Суровые	F100	F150	F200	F300	F400	F600	F800
Особо суровые	F200	F300	F400	F500	F600	F800	F1000
Примечания - 1 Климатические условия характеризуются среднемесячной температурой наиболее холодного месяца: умеренные - выше минус 10 °С, суровые - от минус 10 до минус 20 °С включительно, особо суровые - ниже минус 20 °С. 2 Среднемесячные температуры наиболее холодного месяца для района строительства определяются по нормативным документам, а также по данным гидрометеорологической службы. 3 При одновременном воздействии замораживания - оттаивания и агрессивной воды-среды необходимо учитывать требования, предъявляемые к материалам и конструкциям по СП РК 2.01-101, СТ РК EN 197-1, СТ РК EN 206-1 и ГОСТ 18105, и применять бетоны более высоких марок по морозостойкости: при воздействии слабо- и среднеагрессивной воды-среды - на одну ступень, а при воздействии сильноагрессивной воды-среды - на две ступени.							

4.2.1.3 Для напорных конструкций гидроузлов с водохранилищами многолетнего и годового регулирования стока в зоне сработки водохранилища до горизонта мертвого объема марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже F150 - для умеренных, F200 - для суровых и F300 - для особо суровых климатических условий.

4.2.1.4 Для надводной зоны сооружений марка бетона по морозостойкости назначается с учетом атмосферных воздействий, но не ниже F100 - для умеренных, F150 - для суровых и F200 - для особо суровых климатических условий.

Примечание - Для наружных зон сооружений и конструкций, где при основных сочетаниях нагрузок и воздействий имеют место растягивающие напряжения (деформации), следует применять бетон с более высокой (не менее, чем на одну ступень) морозостойкостью.

4.2.1.5 При числе расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания более 250 следует применять специальные виды бетонов или конструктивную теплозащиту.

4.2.1.6 Марку бетона по водонепроницаемости назначают в зависимости от градиента напора, определяемого как отношение максимального напора в метрах к толщине конструкции (или расстоянию от напорной грани до дренажа) в метрах, и температуры контактирующей с сооружением воды, °С, по таблице 2 или в зависимости от агрессивности среды в соответствии с СП РК 2.01-101.

Таблица 2 - Марка бетона по водонепроницаемости

Температура воды, °С	Марка бетона по водонепроницаемости при градиентах напора			
	до 5 включительно	свыше 5 до 10	свыше 10 до 20	свыше 20 до 30 включительно
До 10 включительно	W2	W4	W6	W8
Свыше 10 до 30 включительно	W4	W6	W8	W10
Свыше 30	W6	W8	W10	W12
Примечание - Для конструкций с градиентом напора свыше 30 следует назначать марку бетона по водонепроницаемости W16 и выше.				

4.2.1.7 В нетрещиностойких напорных железобетонных конструкциях и безнапорных конструкциях морских сооружений проектная марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже W4.

4.2.1.8 При надлежащем обосновании допускается устанавливать промежуточные значения классов бетона по прочности на сжатие, отличающиеся от перечисленных в п.4.2.1.1, а также классы B40 и выше.

Характеристики этих бетонов следует принимать по действующим нормативным документам по проектированию бетонных и железобетонных конструкций и по интерполяции.

4.2.1.9 Требования к бетону конструкций гидротехнических сооружений по прочности на сжатие и растяжение, морозостойкости, водонепроницаемости и т.д. необходимо устанавливать дифференцированно по зонам сооружения, при этом требования к техническим характеристикам бетона должны соответствовать фактическим условиям работы бетона различных зон и частей сооружений в период строительства и эксплуатации.

4.2.1.10 Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его классам по прочности на сжатие, на осевое растяжение и марке по водонепроницаемости, принимается, как правило, для конструкций речных гидротехнических сооружений 180 сут, для сборных и монолитных конструкций морских и речных портовых сооружений - 28 сут. Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектной марке по морозостойкости, принимается 28 сут, для массивных конструкций, возводимых в теплой опалубке, - 60 сут.

Если известны сроки фактического нагружения конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона, вид и качество применяемого цемента, то допускается устанавливать класс бетона в ином возрасте.

4.2.1.11 Для сборных, в том числе предварительно напряженных конструкций, отпускную прочность бетона на сжатие следует принимать в соответствии с СТ РК 937, но не менее 70 % прочности принятого класса бетона.

4.2.1.12 Для железобетонных элементов из тяжелого бетона, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, и железобетонных сжатых стержневых конструкций (набережные типа эстакад на сваях, сваях-оболочках и т.п.) следует применять бетон класса по прочности на сжатие не ниже В15.

4.2.1.13 Для предварительно напряженных элементов следует принимать бетон класса по прочности на сжатие: не менее В15 - для конструкций со стержневой арматурой; не менее В30 - для элементов, погружаемых в грунт забивкой или вибрированием.

4.2.1.14 В бетонных смесях следует предусматривать широкое применение добавок поверхностно-активных веществ (ЛСТ, С-3, СДО, ЛХД СДБ, СНВ, ЛХД и др.), а также применение в качестве активной минеральной добавки золы-уноса тепловых электростанций, отвечающей требованиям соответствующих нормативных документов (см. СТ РК EN 934-2, СТ РК 2197-1, ГОСТ 24211, ГОСТ 7473), также заполнителей, отвечающих требованиям СТ РК EN 12620, ГОСТ 26633.

4.2.1.15 При предъявлении к бетону сооружений требований к сопротивляемости истиранию потоком воды с влекомыми наносами или стойкости против кавитации, класс бетона по прочности на сжатие должен быть не ниже В25, марка бетона по морозостойкости - не ниже F300, марка бетона по водонепроницаемости - не ниже W8.

4.2.1.16 Нормативные и расчетные сопротивления бетона в зависимости от классов бетона по прочности на сжатие и на осевое растяжение следует принимать по таблицам 3 и 4. В случае принятия промежуточных классов бетона нормативные и расчетные сопротивления следует принимать по интерполяции.

4.2.1.17 Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие влияние на его прочность сочетания нагрузок, различия в возрасте бетона в конструкции ко времени ее нагружения эксплуатационными нагрузками и в возрасте бетона, соответствующем его классу по прочности.

Коэффициенты условий работы учитывают различия в прочности бетона в сооружении и в контрольных образцах, схемы нагружения, градиента деформаций по сечению, формы поперечного сечения, сложного напряженного состояния, типа и размеров конструкций, строительных швов, многократного повторения нагрузок, схемы, коэффициента и дисперсности армирования, других факторов.

Коэффициенты условий работы бетона γ_b следует принимать по таблице 5.

4.2.1.18 Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{br,ser}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{bI} = 1$, за исключением случаев, указанных в п.4.6.1.2 (по расчету трещин, нормальных к продольной оси элемента стержневых конструкций), п.4.6.1.3 (по образованию трещин,

нормальных к продольной оси бетонных элементов), п.4.7.8 (расчет по образованию трещин от температурных воздействий).

Таблица 3 - Нормативные и расчетные сопротивления бетона в зависимости от классов бетона по прочности на сжатие

Класс бетона по прочности на сжатие	Нормативные и расчетные сопротивления бетона, МПа (кгс/см ²)					
	нормативные сопротивления; расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы			расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы		
	сжатие осевое (призменная прочность) $R_{bn}, R_{b,ser}$	растяжение осевое $R_{bt}, R_{bt,ser}$		сжатие осевое (призменная прочность) R_b	растяжение осевое R_{bt}	
		бетон вибрированный	бетон укатанный		бетон вибрированный	бетон укатанный
B5	3,5 (35,7)	0,55 (5,61)	0,39 (3,98)	2,8 (28,6)	0,37 (3,77)	0,26 (2,65)
B7,5	5,5 (56,1)	0,70 (7,14)	0,58 (5,92)	4,5 (45,9)	0,48 (4,89)	0,39 (3,98)
B10	7,5 (76,5)	0,85 (8,67)	0,78 (7,96)	6,0 (61,2)	0,57 (5,81)	0,52 (5,35)
B12,5	9,5 (96,9)	1,00 (10,2)	0,95 (9,70)	7,5 (76,5)	0,66 (6,73)	0,63 (6,42)
B15	11,0 (112)	1,15 (11,7)	1,10 (11,2)	8,5 (86,7)	0,75 (7,65)	0,73 (7,45)
B17,5	13,0 (133)	1,27 (13,0)	1,23 (12,6)	10,3 (105)	0,83 (8,41)	0,80 (8,20)
B20	15,0 (153)	1,40 (14,3)	1,38 (14,1)	11,5 (117)	0,90 (9,18)	0,90 (9,15)
B22,5	16,7 (170)	1,50 (15,3)	-	13,1 (134)	0,97 (10,0)	-
B25	18,5 (189)	1,60 (16,3)	-	14,5 (148)	1,05 (10,7)	-
B27,5	20,2 (206)	1,70 (17,3)	-	15,8 (161)	1,12 (11,4)	-
B30	22,0 (224)	1,80 (18,4)	-	17,0 (173)	1,20 (12,2)	-
B35	25,5 (260)	1,95 (19,9)	-	19,5 (199)	1,30 (13,3)	-
B40	29,0 (296)	2,10 (21,4)	-	22,0 (224)	1,40 (14,3)	-

Таблица 4 - Нормативные и расчетные сопротивления бетона в зависимости от классов бетона по прочности на осевое растяжение

Класс бетона по прочности на осевое растяжение	Нормативные и расчетные сопротивления бетона, МПа (кгс/см ²)	
	нормативные сопротивления; расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы $R_{btн}$, $R_{bt,ser}$	расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы R_{bt}
Bt0,8	0,80 (8,1)	0,62 (6,32)
Bt1,2	1,20 (12,2)	0,93 (9,49)
Bt1,6	1,60 (16,3)	1,25 (12,7)
Bt2,0	2,00 (20,4)	1,55 (15,8)
Bt2,4	2,40 (24,5)	1,85 (18,9)
Bt2,8	2,80 (28,6)	2,15 (21,9)
Bt3,2	3,20 (32,6)	2,45 (25,0)

Таблица 5 - Коэффициенты условий работы бетона

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	значение
Особые сочетания нагрузок для бетонных конструкций	γ_{b1}	1,1
Многократное повторение нагрузки	γ_{b2}	См. таблицу 6
Железобетонные конструкции	γ_{b3}	
Бетонные конструкции:		
а) особое сочетание нагрузок и воздействий с учетом сейсмических	γ_{b1}	1,1
б) внецентренно сжатые элементы, не воспринимающие напор воды и не подверженные действию агрессивной среды, рассчитываемые без учета сопротивления растянутой зоны сечения	γ_{b2}	1,3 (1,2)
в) основное сочетание нагрузок и воздействий	γ_{b1}	0,9
г) особое сочетание нагрузок и воздействий с учетом сейсмических	γ_{b1}	1,1

Таблица 5 - Коэффициенты условий работы бетона (продолжение)

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	значение
д) внецентренно сжатые элементы, не воспринимающие напор воды и не подверженные действию агрессивной среды, рассчитываемые без учета сопротивления растянутой зоны сечения	γ_{b2}	1,3 (1,2)
и) влияние сложного напряженного состояния	γ_{b5}	По п.4.2.1.23
к) влияние размеров конструкций Железобетонные конструкции:	γ_{b6}	По п.4.7.5
а) основное сочетание нагрузок и воздействий	γ_{b7}	1,1
б) особое сочетание нагрузок и воздействий без учета сейсмических	γ_{b7}	1,2
в) особое сочетание нагрузок и воздействий с учетом сейсмических:		
при расчете элементов с арматурой классов А-I, А-II, А-III, Вр-I по нормальным сечениям;	γ_{b7}	1,3
то же с арматурой других классов;	γ_{b7}	1,2
при расчете элементов по наклонным сечениям	γ_{b7}	1,1
г) влияние числа рядов арматуры	γ_{b8}	По п.4.2.1.25
д) влияние коэффициента и дисперсности армирования	γ_{b9}	По п.4.2.1.26
е) влияние неупругой работы бетона растянутой зоны	γ_{b10}	По п.4.2.1.27
ж) влияние плоского напряженного состояния при действии напряжений разного знака Бетонные и железобетонные конструкции:	γ_{b11}	По п.4.2.1.28
а) многократное повторение нагрузки	γ_{b12}	По 4.2.1.29
б) влияние на прочность бетона строительных швов:		
сжатого бетона;	γ_{b13}	1,0
растянутого бетона	γ_{b13}	По 4.2.1.30

Таблица 5 - Коэффициенты условий работы бетона (продолжение)

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	значение
в) влияние возраста бетона ко времени нагружения конструкции эксплуатационными нагрузками	γ_{b14}	По п.4.2.1.31
г) влияние различия в прочности бетона в конструкции и в контрольных образцах	γ_{b15}	По п.4.2.1.32
Примечания 1 При одновременном действии нескольких факторов, влияющих на прочность бетона, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы, но не менее $\gamma_b = 0,45$ и не более $\gamma_b = 2,0$. 2 Коэффициент γ_{b14} учитывается при обосновании прочности массивных конструкций, возводимых в течение 1 года и более. 3 Коэффициент γ_{b15} учитывается при обосновании прочности конструкций, минимальный размер которых не менее 1,5 .		

4.2.1.19 При расчете железобетонных конструкций на выносливость расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} надлежит умножать на коэффициент условий работы γ_{b2} , принимаемый по таблице 6.

Таблица 6 - Коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющейся нагрузке

Состояние бетона по влажности	Коэффициенты условий работы бетона γ_{b2} при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла ρ_b , равном							
	0-0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq 0,8$
Естественной влажности	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
Водонасыщенный	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,85	0,95	1,0
Примечания 1 Коэффициент γ_{b2} для бетонов, марка которых установлена в возрасте 28 сут, принимается в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. 2 Коэффициент ρ_b равен: $\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$, где $\sigma_{b,min}$, $\sigma_{b,max}$ – соответственно, наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки.								

4.2.1.20 Расчетное сопротивление бетона при всестороннем сжатии R_{ba} , МПа, следует определять по формуле:

$$R_{ba} = R_b + \delta \cdot (1 - \alpha_2) \delta_1, \quad (1)$$

где δ - коэффициент, принимаемый на основании результатов экспериментальных исследований; при их отсутствии для бетонов классов по прочности на сжатие В15, В20, В25 коэффициент δ допускается определять по формуле:

$$\delta = 30 / \sqrt{R_b}, \quad (2)$$

где δ_1 - наименьшее по абсолютной величине главное напряжение, МПа;

α_2 - коэффициент эффективной пористости.

Для сооружений I и II классов коэффициент α_2 следует определять экспериментальным путем. При отсутствии экспериментальных данных допускается коэффициент принимать равным: при $\delta_1 < 0,4 \cdot R_b - 0,7$; при $\delta_1 > 0,4 \cdot R_b - 0,5$.

4.2.1.21 Коэффициент условий работы бетонных конструкций, учитывающий влияние на прочность растянутого бетона градиента деформаций по сечению, определяется по формуле:

$$\gamma_{b3} = 1 + c / h_t \quad (3)$$

и принимается не более $\gamma_{b3} = 2$,

где c - параметр, зависящий от класса бетона, его структуры, влажности и других факторов;

h_t - высота растянутой зоны сечения, см, определенная в предположении упругой работы бетона.

Значения параметра c следует определять на основании экспериментальных исследований. Для сооружений I и II классов на предварительной стадии проектирования, а для сооружений III и IV классов во всех случаях параметр c допускается принимать по таблице 7.

4.2.1.22 Коэффициент условий работы бетонных конструкций, учитывающий влияние на прочность растянутого бетона формы их поперечного сечения, определяется по формуле:

$$\gamma_{b4} = 1 - K (1 - 1 / \gamma_{b3}), \quad (4)$$

где K - коэффициент, зависящий от формы сечения и соотношения его размеров.

Для прямоугольных, круговых, крестовых сечений, а также для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $K = 0$.

Для кольцевых сечений коэффициент K равен отношению размеров внутреннего диаметра к наружному.

Для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне, для коробчатых и двутавровых сечений коэффициент K следует определять:

при $\frac{b_f - b}{h_f} \geq 6$ по формуле:

$$K = 1 - h_f / 2 h_t, \quad (5)$$

при $\frac{b_f - b}{h_f} < 6$ - по номограмме приложения А.

Здесь b_f и h_f - ширина и высота поперечного сечения растянутой полки.

Таблица 7 – Параметр высоты растянутой зоны сечения

Класс бетона по прочности на сжатие	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
c , см	8,0	7,9	7,7	7,5	7,3	6,7	6,1	5,5	4,9	4,4

4.2.1.23 Коэффициент условий работы бетона бетонных конструкций, учитывающий влияние на его прочность двухосного напряженного состояния, определяется по формулам:

а) при действии напряжений разного знака:

при проверке прочности сжатого бетона:

$$\gamma_{b5} = \left[1 + (\sigma_1 / |\sigma_3|) (R_b / R_{bt}) \right]^{-1}; \quad (6)$$

при проверке прочности растянутого бетона:

$$\gamma_{b5} = \left[1 + (|\sigma_3| / \sigma_1) (R_{bt} / R_b) \right]^{-1}, \quad (7)$$

где σ_1 и σ_3 - максимальные и минимальные значения главных напряжений в бетоне, МПа;

б) при действии напряжений одного знака $\gamma_{b5} = 1,0$.

4.2.1.24 Коэффициент условий работы бетона бетонных конструкций, учитывающий влияние на его прочность объемного напряженного состояния, определяется по формулам:

а) при всестороннем сжатии:

$$\gamma_{b5} = 1 + 4(1 - \alpha_2) \cdot (\sigma_1 / R_b); \quad (8)$$

б) при двухосном сжатии с растяжением по третьей оси:
при проверке прочности сжатого бетона - по формуле (4);
при проверке прочности растянутого бетона:

$$\gamma_{b5} = \left\{ 1 + \left[(|\sigma_2| + |\sigma_3|) / \sigma_1 \right] (R_{bt} / R_b) \right\}^{-1}; \quad (9)$$

в) при двухосном растяжении со сжатием по третьей оси:
при проверке прочности сжатого бетона:

$$\gamma_{b5} = \left\{ 1 + (\sigma_1 + \sigma_2) / |\sigma_3| (R_b / R_{bt}) \right\}^{-1}; \quad (10)$$

при проверке прочности растянутого бетона - по формуле (5),
где α_2 - коэффициент эффективной пористости бетона;
 σ_2 - среднее по величине главное напряжение, МПа.

Для сооружений I и II классов коэффициент α_2 надлежит определять экспериментальным путем. При отсутствии экспериментальных данных допускается коэффициент α_2 определять по формуле:

$$\alpha_2 = 0,5 (1 - \sigma_1 / R_b), \quad (11)$$

и принимать не менее $\alpha_2 = 0,15$.

4.2.1.25 Коэффициент условий работы растянутого бетона железобетонных конструкций, учитывающий влияние схемы армирования, принимается равным:

- $\gamma_{b8} = 1,0$ - при однорядном армировании, а также при обычном многорядном, когда расстояние между рядами арматуры или между стержнями в ряду больше $8 \cdot d$ (d - диаметр арматуры);

- $\gamma_{b8} = 1,2$ - при многорядном армировании, когда расстояние между рядами арматуры и между стержнями в ряду равно или меньше $8 \cdot d$.

4.2.1.26 Коэффициент условий работы бетона центрально растянутых железобетонных элементов, учитывающий влияние коэффициента и дисперсности армирования, определяется по формуле:

$$\gamma_{b9} = 1 + 100 \cdot \mu^2 \cdot \nu^2 / d, \quad (12)$$

где μ - коэффициент армирования;

$\nu = E_s / E_b$;

d - диаметр арматуры, мм.

При $100 \cdot \mu / d \leq 0,05$ следует принимать $\gamma_{b9} = 1,0$.

4.2.1.27 Коэффициент условий работы растянутого бетона железобетонных конструкций, учитывающий влияние его неупругой работы, определяется по формулам:

при однорядном армировании растянутой зоны сечения, а также при обычном многорядном:

$$\gamma_{b10} = 1 + (\alpha + 4 \cdot d) / h_t, \quad (13)$$

и принимается не более

$$\gamma_{b10} = 1 + (c + 4 \cdot d) / h_t, \quad (14)$$

при многорядном дисперсном армировании, когда расстояние между рядами арматуры и стержнями в ряду равно или меньше $8d$.

$$\gamma_{b10} = 1 + (\alpha + 4 \cdot d_h + \sum a_i'') / h_t, \quad (15)$$

и принимается не более

$$\gamma_{b10} = 1 + (c + 4 \cdot d_h + \sum a_i'') / h_t. \quad (16)$$

В формулах (15) и (16)

α - расстояние от растянутой грани сечения до оси ближайшего ряда растянутой арматуры;

a'' - расстояние между рядами арматуры,

c - параметр, определяемый по таблице 6;

h_t - высота растянутой зоны сечения;

d_h - диаметр стержней ближайшего к нейтральной оси ряда арматуры.

Примечание - При определении коэффициента γ_{b10} рассматривается приведенное сечение, при этом наличие арматуры в сжатой зоне допускается не учитывать.

4.2.1.28 Коэффициент условий работы растянутого бетона железобетонных элементов, учитывающий влияние плоского напряженного состояния при действии напряжений разного знака, определяется по формуле:

$$\gamma_{b11} = \left[1 + \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} (\sigma_{mc} / \sigma_{mt}) (R_{bt,ser} / R_{b,ser}) \right]^{-1}, \quad (17)$$

где σ_{mc} , σ_{mt} - сжимающие и растягивающие напряжения.

При $\gamma_{b8} \gamma_{b10} \leq 2$ следует принимать $\gamma_{b8} \gamma_{b10} = 2$.

4.2.1.29 Коэффициент условий работы бетона бетонных и железобетонных конструкций, учитывающий влияние многократного их нагружения, определяется по

формуле:

$$\gamma_{b12} = 1,3 - \left[\lg N / (\lg 2 \times 10^6) \right] (1,3 - \gamma'_{b12}), \quad (18)$$

где N - число циклов нагружения;

γ'_{b12} - коэффициент условий работы бетона при числе циклов нагружения $N = 2 \times 10^6$, принимаемый по таблицам 6, 8.

При числе циклов N менее приведенных в таблице 8 следует принимать $\gamma_{b12} = 1,0$.

Таблица 8 - Минимальное число циклов нагружения

Минимальное число циклов нагружения N_{min} при коэффициенте асимметрии цикла								
0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
3×10^3	6×10^3	10^4	2×10^4	3×10^4	6×10^4	2×10^5	2×10^6	10^8

4.2.1.30 Для сооружений I и II классов коэффициент условий работы растянутого бетона бетонных и железобетонных конструкций, учитывающий влияние швов бетонирования, следует определять на основании экспериментов.

Для сооружений I и II классов на предварительных стадиях проектирования, а для сооружений III и IV классов - во всех случаях допускается принимать $\gamma_{b13} = 0,5$.

Для сжатого бетона во всех случаях следует принимать $\gamma_{b13} = 1,0$.

4.2.1.31 Коэффициенты условий работы бетона, учитывающие влияние разницы в возрасте бетона ко времени нагружения конструкций эксплуатационными нагрузками с возрастом твердения бетона, соответствующим его классу по прочности на сжатие или растяжение, для сооружений I и II классов определяются экспериментально, а при отсутствии экспериментальных данных и для сооружений III и IV классов принимаются по таблице 9.

4.2.1.32 Коэффициент условий работы бетона, учитывающий различие в прочности бетона сооружения и контрольных образцов принимается равным:

$\gamma_{b15} = 1,0$ - при механизированном изготовлении, транспортировке и подаче бетонной смеси с распределением и уплотнением ручными вибраторами;

$\gamma_{b15} = 1,1$ - при автоматизированном приготовлении бетонной смеси, полностью механизированной ее транспортировке, укладке и уплотнении.

Таблица 9 - Коэффициент условий работы по возрасту бетона ко времени нагружения сооружения

Возраст бетона ко времени нагружения сооружения, год	Коэффициент γ_{b14}		
	при сжатии для районов		при растяжении
	со среднегодовой температурой наружного воздуха 0 °C и выше	с отрицательной среднегодовой температурой наружного воздуха	
0,5	1,0/0,9	1,0/0,9	1,0/0,9
1,0	1,1/1,0	1,05/1,0	1,05/1,0
2,0	1,15/1,1	1,10/1,05	1,10/1,05
3,0 и более	1,20/1,15	1,15/1,10	1,15/1,10
Примечание - В числителе приведены значения коэффициента γ_{b14} при проектном возрасте бетона 180 сут, в знаменателе - при проектном возрасте бетона 360 сут			

4.2.1.33 Начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении E_b следует принимать по таблице 10.

Таблица 10 - Начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие				
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15
Способ укладки - вибрированный						
	40	23,0 (235)	28,0 (285)	31,0 (316)	33,5 (342)	35,5 (362)
До 4	80	26,0 (265)	30,0 (306)	34,0 (347)	36,5 (373)	38,5 (393)
	120	28,5 (291)	33,0 (340)	36,5 (373)	38,5 (393)	40,5 (414)
	40	19,5 (199)	24,0 (245)	27,0 (275)	29,5 (302)	31,5 (322)
4-8	80	22,5 (230)	28,0 (286)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)
	120	24,5 (250)	29,0 (296)	32,5 (331)	35,0 (357)	37,0 (378)
	40	13,0 (133)	16,0 (163)	18,0 (184)	21,0 (214)	23,0 (235)
Свыше 8	80	15,5 (158)	19,0 (194)	22,0 (224)	24,5 (250)	26,5 (270)
	120	17,5 (178)	21,5 (219)	24,5 (250)	27,0 (276)	29,0 (296)

Таблица 10 - Начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении (продолжение)

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие			
		B17,5	B20	B22,5	B25
До 4	40	37,0 (380)	38,5 (394)	39,5 (405)	40,5 (414)
	80	40,0 (410)	41,5 (424)	42,5 (435)	43,5 (445)
	120	42,0 (430)	43,5 (445)	44,5 (455)	45,5 (465)
4-8	40	33,0 (335)	34,5 (352)	36,0 (365)	37,0 (378)
	80	36,0 (370)	37,5 (382)	39,0 (400)	40,0 (408)
	120	38,5 (395)	40,0 (408)	41,0 (420)	42,0 (429)
Свыше 8	40	25,5 (260)	27,0 (275)	28,5 (290)	30,0 (306)
	80	28,5 (290)	30,0 (306)	31,5 (320)	33,0 (337)
	120	31,0 (315)	32,5 (332)	34,0 (345)	35,0 (357)
Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие			
		B27,5	B30	B32,5	B35
До 4	40	42,0 (430)	42,5 (434)	44,5 (455)	44,5 (455)
	80	44,5 (455)	45,0 (460)	46,5 (475)	46,5 (475)
	120	46,5 (475)	47,0 (480)	48,5 (495)	48,5 (496)
4-8	40	38,0 (385)	39,0 (398)	41,0 (420)	41,0 (420)
	80	41,0 (420)	42,0 (429)	44,0 (450)	44,0 (450)
	120	43,0 (440)	43,5 (445)	45,5 (465)	45,0 (460)
Свыше 8	40	31,5 (320)	32,5 (331)	34,5 (350)	34,5 (352)
	80	34,0 (345)	35,0 (357)	36,5 (370)	37,5 (382)
	120	36,0 (365)	37,0 (378)	38,0 (390)	39,5 (403)

Таблица 10 - Начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении (продолжение)

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие				
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15
Способ укладки – укатка Вдоль слоев бетонирования						
-	40	20,5 (210)	25,0 (255)	28,0 (285)	30,0 (310)	32,0 (325)
-	80	23,0 (235)	27,0 (275)	30,5 (310)	33,0 (335)	35,0 (350)
Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие				
		B17,5	B20	B22,5	B25	
-	40	33,0 (340)	35,0 (355)	36,0 (365)	37,0 (375)	
-	80	36,5 (375)	38,0 (390)	39,0 (400)	40,0 (410)	
Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие				
		B27,5	B30	B32,5	B35	
-	40	38,0 (385)	39,0 (400)	40,5 (415)	-	
-	80	41,0 (420)	42,0 (430)	44,0 (450)	-	
Поперек слоев бетонирования						
Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/ см ²), при классе бетона по прочности на сжатие				
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15
-	40	16,0 (165)	18,5 (190)	20,5 (210)	22,0 (225)	23,5 (240)
-	80	18,0 (185)	20,5 (210)	22,5 (230)	24,0 (245)	25,5 (260)

Таблица 10 - Начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении (продолжение)

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие			
		B17,5	B20	B22,5	B25
-	40	25,0 (255)	26,0 (265)	27,0 (275)	28,0 (285)
-	80	27,0 (275)	28,0 (285)	29,5 (300)	30,5 (310)
Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие			
		B27,5	B30	B32,5	B35
-	40	29,0 (295)	30,0 (305)	31,5 (320)	-
-	80	31,5 (320)	32,5 (330)	34,0 (345)	-

4.2.1.34 При расчете на прочность и по деформациям тонкостенных стержневых и плитных элементов модуль упругости бетона следует во всех случаях принимать по таблице 10 как для бетона с максимальным диаметром крупного заполнителя 40 мм и осадкой конуса, равной 8 см и более.

4.2.1.35 Модуль сдвига бетона G_b следует принимать равным $0,4 \cdot E_b$.

Начальный коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) ν принимается равным: для массивных конструкций - 0,15, для стержневых и плитных конструкций - 0,20.

4.2.1.36 Плотность тяжелого бетона при отсутствии опытных данных допускается принимать равным 2,3-2,5 т/м³ (см. таблицу 11).

Таблица 11 - Средняя плотность бетона при максимальной крупности заполнителя

Плотность заполнителя, т/м ³	Средняя плотность бетона т/м ³ , при максимальной крупности заполнителя, мм				
	10	20	40	80	120
2,60 - 2,65	2,26	2,32	2,37	2,41	2,43
2,65 - 2,70	2,30	2,36	2,40	2,45	2,47
2,70 - 2,75	2,33	2,39	2,44	2,49	2,50

4.2.2 Арматура

4.2.2.1 Арматурную сталь классов А-IV, А-V, В-II, Вр-II, К-7 рекомендуется применять для предварительно напряженных конструкций.

4.2.2.2 Нормативные и расчетные сопротивления основных видов арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений, в зависимости от класса арматуры должны приниматься по таблице 12.

Таблица 12 - Нормативные и расчетные сопротивления основных видов арматуры

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению и расчетные сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы, МПа (кгс/см ²), $R_{sx}; R_{s,ser}$	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		сжатию
		продольной R_s	поперечной (хомутов, отогнутых стержней) R_{sw}	R_{sc}
Стержневая арматура классов:				
А-I	235 (2400)	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
А-II	295 (3000)	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)
А-III, диаметром, мм:				
6-8	390 (4000)	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)
10-40	390 (4000)	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)
А-IV	590 (6000)	510 (5200)	405 (4150)	400 (4000)
А-V	785 (8000)	680 (6950)	545 (5550)	400 (4000)
Проволочная арматура класса Вр-I, диаметром, мм:				
3	410 (4200)	375 (3850)	270 (2750)	375 (3850)
4	405 (4150)	365 (3750)	265 (2700)	365 (3750)

**Таблица 12 - Нормативные и расчетные сопротивления основных видов
арматуры (продолжение)**

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению и расчетные сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы, МПа (кгс/см ²), $R_{sx}; R_{s,ser}$	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		сжатию
		продольной R_s	поперечной (хомутов, отогнутых стержней) R_{sw}	R_{sc}
5	395 (4050)	360 (3700)	260 (2650)	360 (3700)
*В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, R_{sw} равно 255 МПа (2600 кгс/см²). При отсутствии сцепления арматуры с бетоном R_{sc} равно нулю.				

4.2.2.3 Коэффициенты условий работы ненапрягаемой арматуры следует принимать по таблице 13, а напрягаемой арматуры - по действующим нормативным документам.

Коэффициент условий работы арматуры при расчете по предельным состояниям второй группы принимается равным единице.

4.2.2.4 Расчетное сопротивление ненапрягаемой растянутой стержневой арматуры R'_s при расчете на выносливость следует определять по формуле:

$$R'_s = \gamma_{sl} \cdot R_s, \quad (19)$$

где γ_{sl} - коэффициент условий работы арматуры, определяемый по формуле:

$$\gamma_{sl} = 3,25 - [\lg N (\lg 2 \cdot 10^6)] (3,25 - \gamma'_{sl}) \quad (20)$$

и принимаемый не более $\gamma_{sl} = 1,0$.

Здесь γ'_{sl} - коэффициент условий работы арматуры при числе циклов нагружения $N = 2 \cdot 10^6$.

Значения γ'_{sl} определяются:

- для арматуры классов А-I, А-II, А-III - по формуле (20);

Таблица 13 - Коэффициент условий работы арматуры

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры	
	условное обозначение	значение
Многократное повторение нагрузки	γ_{s1}	См. 4.2.2.5 (по формулам (19) и (20) принимаемый не более $\gamma_{s1} = 1,0$)
Железобетонные элементы	γ_{s2}	1,1
Сталежелезобетонные конструкции (открытые и подземные)	γ_{s3}	0,9
Примечание - При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.		

- для других классов арматуры - по действующим нормативным документам по проектированию бетонных и железобетонных конструкций (см. таблицу 14);

$$\gamma'_{s1} = \frac{1,8 \cdot \eta_0 \cdot \eta_s \cdot \eta_c}{1 - \rho_s \left(1 - \frac{\eta_0 \cdot \eta_s \cdot \eta_c}{1,8}\right)}, \quad (21)$$

здесь η_0 - коэффициент, учитывающий класс арматуры, принимаемый по таблице 14;
 η_s - коэффициент, учитывающий диаметр арматуры, принимаемый по таблице 15;
 η_c - коэффициент, учитывающий тип сварного стыка, принимаемый по таблице 16;
 $\rho_s = \sigma_{s,min} / \sigma_{s,max}$ - коэффициент асимметрии цикла, где $\sigma_{s,min}$ и $\sigma_{s,max}$ - соответственно, наименьшее и наибольшее напряжения в растянутой арматуре.

Растянутая арматура на выносливость не проверяется, если коэффициент γ'_{s1} , определяемый по формуле (21), больше 1,0.

Для других классов арматуры формула (20) справедлива при $N < 2 \times 10^6$.

При числе циклов нагружения $N \geq 2 \times 10^6$ следует принимать $\gamma_{s1} = \gamma'_{s1}$.

4.2.2.5 Расчетные сопротивления арматуры при расчете на выносливость предварительно напряженных конструкций определяются по действующим нормативно-техническим документам.

Таблица 14 - Коэффициент, учитывающий класс арматуры

Класс арматуры	Коэффициент η_o
A-I	0,44
A-II	0,32
A-III	0,28

Таблица 15 - Коэффициент, учитывающий диаметр арматуры

Диаметр арматуры, мм	До 20	30	40	60
Коэффициент η_s	1	0,9	0,85	0,8
Примечание - Для промежуточных значений диаметра арматуры η_s принимается по линейной интерполяции.				

Таблица 16 - Коэффициент, учитывающий тип сварного стыка

Тип сварного соединения стержневой арматуры	Коэффициент η_c
Контактное стыковое типов:	
КС-М (с механической зачисткой)	1,0
КС-О (без механической зачистки)	0,8
Стыковое, выполненное способом ванной одноэлектродной сварки на стальной подкладке при ее длине:	
5 и более диаметров наименьшего из стыкуемых стержней	0,8
1,5-3 диаметра наименьшего из стыкуемых стержней	0,6
Стыковое с парными симметричными накладками	0,55
Примечание - Для арматуры, не имеющей сварных стыковых соединений, η_c принимается равным единице.	

4.2.2.6 Модули упругости ненапрягаемой арматуры и стержневой напрягаемой арматуры принимаются по таблице 17, а арматуры других видов – по действующим нормативным документам по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Таблица 17 - Модуль упругости ненапрягаемой арматуры и стержневой напрягаемой арматуры

Вид арматуры	Класс арматуры	Модуль упругости арматуры, $E_s \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²)
Стержневая	A-I, A-II	210 (2100)
	A-III	200 (2000)
	A-IV, A-V	190 (1900)
	A-IIIв	180 (1800)
Арматурная проволока	Bp-I	170 (1700)

4.2.2.7 При расчете железобетонных конструкций гидротехнических сооружений на выносливость неупругие деформации в сжатой зоне бетона следует учитывать снижением модуля упругости бетона, принимая коэффициенты приведения арматуры к бетону ν' по таблице 18.

Таблица 18 - Коэффициент приведения арматуры к бетону

Класс бетона по прочности на сжатие	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Коэффициент приведения ν'	25	23	20	18	15	10

4.2.2.8 Для конструктивного армирования конструкций при устройстве сооружений берегоукрепления водоемов, подпорных стен, откосов, припортовых и других сооружений в акватории озер и рек, в том числе сооружений мелиорации, допускается применение композитной арматуры, отвечающей требованиям ГОСТ 31938.

По типу непрерывного армирующего наполнителя композитная арматура подразделяется на виды:

- АСК – стеклокомпозитную;
- АБК – базальтокомпозитную;
- АУК – углекомпозитную;
- ААК – арамидокомпозитную;
- АКК – комбинированную композитную.

4.2.2.9 Композитная арматура может устанавливаться вместо конструктивной стальной арматуры. Площадь сечения композитной арматуры должна быть не меньшей, чем требуемой стальной арматуры.

4.3 Конструктивные решения

4.3.1 Постоянные и временные швы

4.3.1.1 Постоянные швы в сооружениях могут выполняться сквозными или в виде надрезов по поверхностям, подверженным значительным колебаниям температуры.

4.3.1.2 Расстояние между постоянными и временными швами следует назначать в зависимости от климатических и геологических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п.

4.3.1.3 В частях массивных монолитных и сборно-монолитных сооружений, которые подвержены значительным колебаниям температуры и перемещения которых затрудняются связью со скальным основанием или с бетоном внутренних частей сооружения, расстояние между температурно-усадочными швами определяют расчетом в соответствии с требованиями раздела.

4.3.1.4 Расстояние между постоянными швами в бетонных сооружениях на скальном основании должно быть не более 30 м.

4.3.2 Продольное и поперечное армирование

4.3.2.1 В массивных железобетонных элементах гидротехнических сооружений, размеры которых превышают требуемые по расчету и назначены по конструктивным или технологическим соображениям, а в обделках гидротехнических туннелей - во всех случаях, минимальный процент армирования не нормируется и сечение рабочей арматуры назначается в соответствии с расчетом.

Площадь сечения продольной арматуры остальных железобетонных элементов должна приниматься не менее 0,05 % от площади расчетного сечения бетона.

4.3.2.2 В массивных железобетонных конструкциях расстояния в свету между стержнями рабочей арматуры по ширине сечения определяются крупностью заполнителя бетона, но не менее $2,5 \cdot d$, где d - диаметр рабочей арматуры.

4.3.2.3 Толщину защитного слоя бетона следует принимать:

- для лицевых поверхностей конструкций, не подвергающихся непосредственному воздействию воды, паров воды или атмосферных осадков, не менее 30 мм для рабочей арматуры и не менее 20 мм для распределительной арматуры и хомутов в балках и плитах высотой до 1 м, а также в колоннах с меньшей стороной не более 1 м;

- для лицевых поверхностей конструкций и частей сооружений, подвергающихся непосредственному воздействию воды (зоны переменного горизонта воды, поверхности водосливов и водосбросов, обделки безнапорных туннелей, плиты крепления откосов каналов и т.п.) в сочетании с воздействием замораживания-оттаивания, кавитации или истирания наносами, не менее 60 мм и не менее (двух) диаметров стержня для рабочей и распределительной арматуры массивных конструкций с минимальным размером сечения более 1 м.

Это же требование должно выполняться для конструкций и элементов сооружений, защитные слои бетона, которые систематически подвергаются воздействию паров воды.

4.3.2.4 Толщину защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях морских гидротехнических сооружений необходимо принимать:

- для рабочей арматуры стержневой - не менее 50 мм;
- для распределительной арматуры и хомутов - не менее 30 мм.

4.3.2.5 Для защитных слоев бетона должен применяться бетон класса по прочности не ниже В20, при этом морозостойкость и водонепроницаемость этого бетона должны быть не ниже предъявленных проектом к лицевым поверхностям данных конструкций или частей сооружения.

4.3.2.6 Для сборных железобетонных элементов заводского изготовления при применении бетона класса по прочности на сжатие В15 и выше толщина защитного слоя может быть уменьшена на 10 мм против указанных выше величин.

При эксплуатации железобетонных конструкций в условиях агрессивной среды толщину защитного слоя необходимо назначать не менее 60 мм.

4.3.2.7 В массивных нетрещиностойких железобетонных плитах и стенах сечением высотой 60 см и более с коэффициентом армирования $\mu \leq 0,008$ при надлежащем обосновании допускается многорядное расположение арматуры по сечению элемента, способствующее уменьшению максимальной ширины раскрытия трещин по высоте сечения.

4.3.2.8 Если стержни арматуры размещаются в два и более ряда, то диаметры стержней рядов должны отличаться друг от друга не более чем на 40 %.

4.3.2.9 Из условия долговечности гидротехнических сооружений без предварительного напряжения диаметр арматуры следует принимать для рабочей стержневой арматуры из горячекатаной стали не менее 10 мм, для спиралей и для каркасов и сеток вязаных или изготовленных с применением контактной сварки - не менее 6 мм.

4.3.2.10 Распределительную арматуру для элементов, работающих в одном направлении, следует назначать в размере не более 10% площади рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента.

При выполнении сварных соединений арматуры следует выполнять требования действующих нормативных документов.

В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, в одном сечении должно стыковаться, как правило, не более половины стержневой растянутой рабочей арматуры. Применение стыков внахлестку (без сварки и со сваркой) для растянутой рабочей арматуры в этих конструкциях не допускается.

4.3.2.11 В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней следует устанавливать конструктивные продольные стержни. Расстояние между ними по высоте должно быть не более 400 мм, площадь поперечного сечения - не менее 0,1 % площади сечения бетона со следующими размерами: высота элемента равна расстоянию между стержнями, ширина - половине ширины элемента, но не более 200 мм.

4.3.2.12 У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная расчетная арматура, необходимо предусматривать также поперечную арматуру, охватывающую крайние продольные стержни. Расстояние между поперечными

стержнями у каждой поверхности элемента должно быть не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

4.3.2.13 Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры необходимо устанавливать хомуты.

Расстояние между хомутами следует принимать в вязаных каркасах не более $15 \cdot d$, в сварных - не более $20 \cdot d$, где d - наименьший диаметр сжатой продольной арматуры. В обоих случаях расстояние между хомутами должно быть не более 500 мм.

4.3.2.14 Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых продольных стержней от бокового выпучивания в любом направлении. В местах стыковки рабочей арматуры внахлестку без сварки или если общее насыщение элемента продольной арматуры составляет более 3 %, хомуты следует устанавливать на расстоянии не более $10 \cdot d$ и не более 300 мм.

В массивных внецентренно сжатых элементах, рассчитанных без учета сжатой арматуры, расстояние между конструктивными поперечными связями (хомутами) допускается увеличивать до двух высот (ширин) элемента.

4.2.3.15 Расстояние между вертикальными поперечными стержнями в элементах, не имеющих отогнутой арматуры, и в случаях, когда поперечная арматура требуется по расчету, необходимо принимать:

а) на опираниях участках (не менее $1/4$ пролета) при высоте сечения менее или равном 450 мм - не более $h/2$ и не более 150 мм;

- при высоте сечения более 450 мм - не более $h/3$ и не более 500 мм;

- при высоте сечения, равной или более 2000 мм, - не более $h/3$;

б) на остальной части пролета при высоте сечения от 300 до 2000 мм - не более $3/4 \cdot h$ и не более 500 мм;

- при высоте сечения более 2000 мм - не более $3/4 \cdot h$.

4.3.2.16 В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов на 30 диаметров хомута, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур.

4.3.2.17 Отверстия в железобетонных элементах следует располагать в пределах ячеек арматурных сеток и каркасов.

Отверстия с размерами, превышающими размеры ячеек сеток, должны окаймляться дополнительной арматурой. Суммарная площадь ее сечения должна быть не менее сечения прерванной рабочей арматуры того же направления.

4.3.2.18 В сталежелезобетонных элементах водоподводящего тракта ГЭС толщина стальной облицовки должна приниматься из условия $A_{si} \leq A_s$ (здесь A_{si} и A_s - площадь сечения соответственно стальной облицовки и стержневой арматуры в расчетном сечении элемента).

4.3.2.19 Открытые поверхности бетонных сооружений, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подвергающиеся воздействию отрицательных температур, а также открытые поверхности сооружений, возводимых в условиях жаркого сухого климата, допускается армировать сетками из арматуры класса А-II диаметром не менее

16 мм. Во всех остальных случаях конструктивное армирование открытых поверхностей бетонных сооружений допускается только при специальном обосновании.

4.3.3 Дополнительные указания, по конструированию, предварительно напряженных, железобетонных элементов

4.3.3.1 Соединение по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаной стали периодического профиля диаметром 10 мм и более, как правило, следует производить контактной стыковой сваркой. При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку. Стержни арматуры класса А-IIIв необходимо сваривать до вытяжки. Сварные стыки растянутых стержней не рекомендуется располагать в местах наибольших усилий.

4.3.3.2 У концов предварительно напряженных элементов должна быть установлена дополнительная поперечная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т.п. с шагом от 5 до 10 см) на длине участка не менее 60 % зоны передачи напряжений и не менее 20 см.

4.3.3.3 Если напрягаемая продольная арматура у торцов элемента располагается сосредоточенно у верхней или нижней грани, то на концевых участках необходимо предусматривать поперечную арматуру (не учитываемую в расчете на поперечные силы). Суммарная площадь поперечной арматуры должна воспринимать в конструкциях, не рассчитываемых на выносливость, 20 %, а в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, 30 % усилия натяжения в продольной напрягаемой арматуре, которая расположена у одной грани сечения, с учетом первых потерь.

Суммарную площадь сечения дополнительной поперечной арматуры необходимо определять по формулам:

для конструкций, не рассчитываемых на выносливость,

$$A_{sw,ad} = 0,2 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sw}} A_{sp} , \quad (22)$$

для конструкций, рассчитываемых на выносливость,

$$A_{sw,ad} = 0,3 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sw}} A_{sp} , \quad (23)$$

где σ_{sp} - предварительное напряжение в арматуре с учетом первых потерь, принимаемое по действующим нормативным документам по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

A_{sp} - большая из площадей сечения напрягаемой продольной арматуры, расположенной внутри хомутов у одной грани сечения.

4.3.3.4 Дополнительную поперечную арматуру рекомендуется предусматривать в виде сварных замкнутых хомутов из арматурной стали классов А-II или А-III.

Если из условия опирания элемента на его концевом участке устанавливают стальную опорную плиту, то дополнительную поперечную арматуру следует соединять с ней сваркой.

4.4 Основные расчетные положения

4.4.1 Способ оценки прочности и трещиностойкости бетонных и железобетонных элементов (по усилиям или по напряжениям) определяется соотношением их размеров. В таблице 19 приведена классификация элементов и способы оценки наступления их предельных состояний (см. ГОСТ 27751) в зависимости от соотношения их размеров.

Таблица 19 - Классификация элементов и способы оценки наступления их предельных состояний в зависимости от соотношения их размеров

Отношение размеров элемента	Наименование элемента	Способ оценки наступления предельного состояния	
		по усилиям	по напряжениям
А. Балочные конструкции – $b \leq 3 \cdot h$			
$l/h \geq 6$	Стержневой элемент - балка	+	-
$3 \leq l/h < 6$	Короткая балка	+	+
$l/h < 3$	Балка-стенка	-	+
Б. Консольные конструкции - $b \leq 3 \cdot h$			
$l/h \geq 3$	Стержневой элемент - консоль	+	-
$1,5 \leq l/h < 3$	Короткая консоль	+	+
$l/h < 1,5$	Консольная стенка	-	+
В. Плитные конструкции - $b > 3 \cdot h$			
$a/h \geq 6$	Тонкая плита	+	-
$3 \leq a/h < 6$	Толстая плита	+	+
$a/h < 3$	Объемный элемент	-	+
Г. Арочные и кольцевые конструкции			
$t/R \leq 0,1$	Тонкая арка, кольцо	+	-
$0,1 < t/R \leq 0,25$	Арка, кольцо средней толщины	+	+
$t/R > 0,25$	Толстая арка, кольцо	-	+

Таблица 19 - Классификация элементов и способы оценки наступления их предельных состояний в зависимости от соотношения их размеров
(продолжение)

Примечание - В таблице приняты следующие обозначения:

l - длина (пролет) балки или консоли;

b и h – соответственно, ширина и высота поперечного сечения элемента;

a - длина меньшей стороны плиты;

t - толщина арки, стенки кольца;

R - радиус осевой линии арки, кольца.

4.4.2 При проверке несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации сооружения внутренние усилия (изгибающие и крутящие моменты, нормальные и перерезывающие силы), напряжения, перемещения и углы поворота следует определять, как правило, с учетом неупругого поведения конструкций, обусловленного трещинообразованием и ползучестью бетона, нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями материалов, а также с учетом последовательности возведения и нагружения сооружения.

Допускается усилия и напряжения в сечениях элементов определять в предположении упругой работы конструкции в тех случаях, когда расчет выполняется на предварительной стадии проектирования сооружения.

4.4.3 При определении линейных перемещений и углов поворота необходимо учитывать изменение жесткости сечений в результате трещинообразования в бетоне. Условия трещинообразования следует принимать в соответствии с расчетом элементов железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин.

В статически неопределимых стержневых конструкциях, тонких плитах и арках внутренние усилия и перемещения следует определять методами строительной механики с учетом, как правило, неупругой работы, обусловленной изменением жесткости сечений в результате трещинообразования в бетоне.

4.4.4 При оценке прочности и трещиностойкости элементов (балки-стенки, консольные стенки, толстые арки, трубы и объемные элементы) последние определяются методами теории упругости.

4.4.5 Проверку прочности и трещиностойкости коротких балок и консолей, толстых плит и арок средней толщины допускается производить как по напряжениям, так и по усилиям. Напряжения в расчетных сечениях элемента определяются методами теории упругости, а усилия - по величинам равнодействующей эпюр напряжений в сечении: $N = D - Z$; $M = D \cdot z$ (здесь D и Z - равнодействующие эпюр сжимающих и растягивающих напряжений; z - плечо пары внутренних сил).

4.4.6 Плитные элементы консольного типа или опирающиеся по двум противоположным сторонам, нагрузка по ширине которых распределена равномерно, рассчитываются по прочности и трещиностойкости аналогично консольным или балочным элементам. Расчеты в этом случае производятся для участка плиты единичной ширины.

4.4.7 В расчетных сечениях напорных стержневых и плитных элементов усилие противодействия принимается равным площади эпюры напряжений, обусловленных воздействием противодействия. Указанные напряжения в отдельных точках сечения принимаются равными $p \cdot \alpha_{2b}$, где p - интенсивность гидростатического давления; α_{2b} - коэффициент эффективной площади противодействия в бетоне.

4.4.8 Для элементов без трещин следует принимать линейный закон изменения интенсивности гидростатического давления воды p от величины давления на напорной (верховой) грани до величины давления на низовой грани.

4.4.9 Для элементов с трещинами линейный закон изменения интенсивности гидростатического давления следует принимать только в пределах сжатой зоны сечения. В пределах трещин принимается равномерное давление, определяемое заглублением трещин под уровень воды.

4.4.10 Коэффициенты эффективной площади противодействия α_{2b} для сооружений I и II классов следует определять на основании экспериментальных исследований с учетом противифльтрационных устройств.

4.4.11 При отсутствии данных экспериментальных исследований в сечениях изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых стержневых и плитных элементов допускается принимать следующие значения α_{2b} :

- 1 - в растянутой зоне сечений и в зоне распространения трещин;
- 0 - в сжатой зоне сечений элементов.

4.4.12 Высота сжатой зоны бетона определяется исходя из гипотезы плоских сечений. В элементах с трещинами работа растянутого бетона не учитывается и форма эпюры напряжений бетона в сжатой зоне сечения принимается треугольной.

Вид напряженного состояния сечения при определении дополнительных напряжений устанавливается исходя из гипотезы плоских сечений при действии всех нагрузок без учета силы противодействия.

4.4.13 Расчет элементов конструкций на выносливость необходимо производить при числе циклов изменения нагрузки 2×10^6 и более за весь расчетный срок эксплуатации сооружения (например, проточные части гидроагрегатов, водосбросы, плиты водобоя, подгенераторные конструкции и др.).

4.4.14 При расчете статически определимых стержневых конструкций, у которых $h/l \leq 1/3$ (h - максимальная высота поперечного сечения, l - пролет в свету), по предельным состояниям первой и второй групп внутренние усилия (нормальные и перерезывающие силы, изгибающие и крутящие моменты), а также перемещения и углы поворота следует определять методами сопротивления материалов. При определении линейных перемещений и углов поворота необходимо учитывать изменение жесткости сечений в результате трещинообразования в бетоне. Условия трещинообразования следует принимать в соответствии с расчетом по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента стержневых конструкций.

4.4.15 Расчеты элементов бетонных и железобетонных конструкций, подлежащих усилению, при их ремонте или реконструкции следует проводить с учетом фактических классов бетона, напряжений в бетоне и арматуре, имевших место к моменту начала реконструкции, и диаграмм деформирования бетона и арматуры.

4.5 Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на прочность и выносливость

4.5.1 Расчет бетонных элементов на прочность

4.5.1.1 Расчет прочности элементов, условия наступления предельных состояний которых выражаются через усилия (см. таблицу 19), следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси, в соответствии с указаниями данного подраздела.

Расчеты прочности элементов, в которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечениях, следует выполнять для площадок действия главных напряжений (см. таблицу 19) в соответствии с указаниями данного подраздела.

4.5.1.2 Допускается применять бетонные конструкции, прочность которых определяется прочностью бетона растянутой зоны сечения, в том случае, если образование трещин в них не приводит к разрушению, к недопустимым деформациям или к нарушению водонепроницаемости конструкции. При этом должна быть проведена проверка трещиностойкости элементов таких конструкций с учетом температурно-влажностных воздействий.

4.5.1.3 Расчет бетонных изгибаемых элементов, симметричных относительно плоскости действия нагрузки, необходимо производить по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt} \cdot W_t \quad (24)$$

где γ_{1c} , γ_n - коэффициенты, принимаемые по СП РК 3.04-101;

γ_c - коэффициент условий работы сооружения, принимаемый по строительным нормам и правилам на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений;

γ_b - коэффициент, принимаемый по таблице 5 ($\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b4} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$);

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона на растяжение;

W_t - момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый в предположении упругой работы бетона.

4.5.1.4 Внецентренно сжатые элементы бетонных конструкций, симметричные относительно плоскости действия нагрузки, следует рассчитывать в предположении упругой работы бетона (см. рисунок 1) из условия ограничения величин краевых сжимающих и растягивающих напряжений по следующим формулам.

При расчете без учета сопротивления растянутой зоны сечения

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_b \leq \varphi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_b, \quad (25)$$

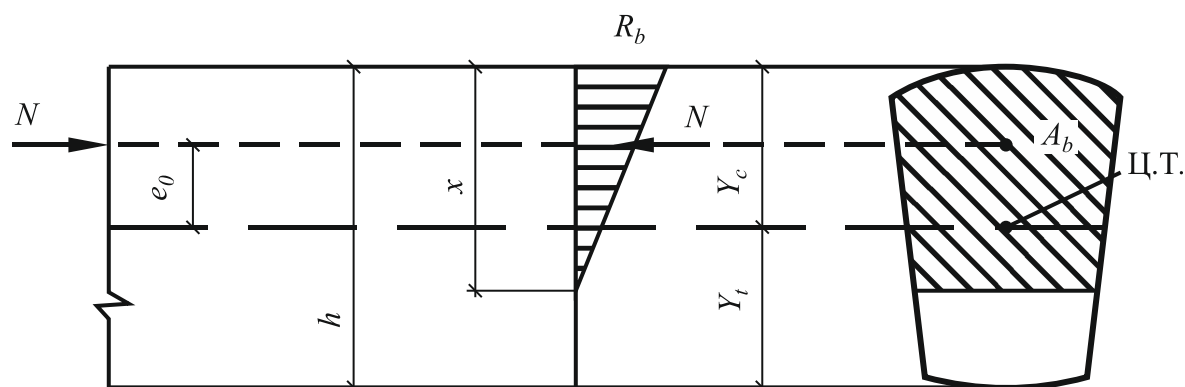
где σ_b - краевое сжимающее напряжение;

φ - коэффициент, учитывающий влияние гибкости элемента и принимаемый по таблице 20;

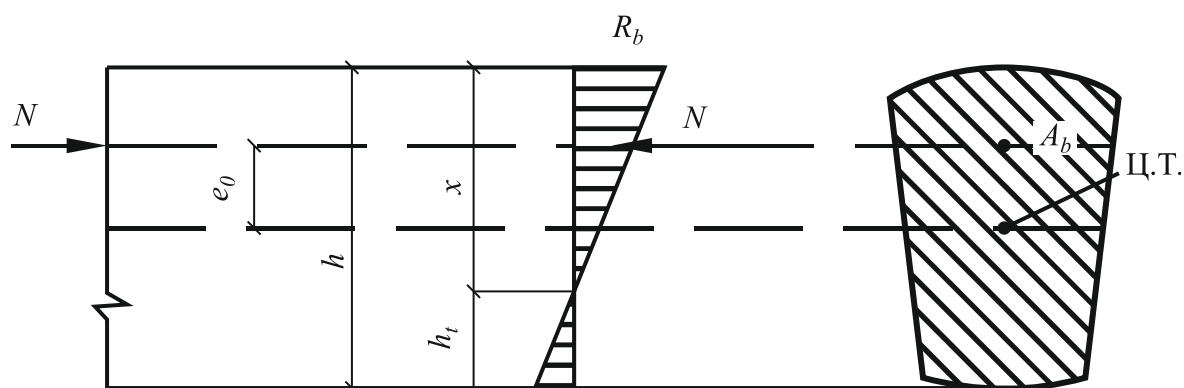
$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$;

R_b - расчетное сопротивление бетона на сжатие.

а)



б)



а - без учета сопротивления бетона растянутой зоны; б - с учетом сопротивления бетона растянутой зоны

Рисунок 1 - Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента

Прямоугольные сечения рассчитываются по формуле:

$$\gamma_{1s} \cdot \gamma_n \cdot N \leq 1,5 \cdot \gamma_s \cdot \gamma_b \cdot \varphi (0,5 - \eta) R_b \cdot F, \quad (26)$$

где $F = b \cdot h$ - площадь поперечного сечения элемента;

$\eta = e_0/h$ - относительный эксцентриситет приложения нагрузки.

При расчете с учетом сопротивления растянутой зоны сечения

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \left(\frac{N_{e_0}}{W_t} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{sh} \cdot R_{bt}, \quad (27)$$

где $W_t = I / y_t$ - моменты сопротивления сечения;

$$W_c = I / y_t;$$

$$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b4} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}.$$

По формуле (27) следует рассчитывать также внецентренно сжатые бетонные конструкции с однозначной эпюрой напряжений при $e_o \leq W_t / A$.

4.5.1.5 При расчете гибких бетонных элементов при $l_o / b > 12$ или $l_o / r > 35$ следует учитывать влияние длительного действия нагрузки на несущую способность конструкции в соответствии с требованиями действующих нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций с введением расчетных коэффициентов, принятых в настоящих нормах (см. таблицу 20).

4.5.1.6 В элементах, рассчитываемых по формуле (25), величина эксцентриситета расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должна превышать $0,6 \cdot y$ при основном сочетании нагрузок и $0,65 \cdot y$ - при особом сочетании нагрузок, включающем сейсмические воздействия, где y - расстояние от центра тяжести сечения до его наиболее напряженной грани.

Таблица 20 - Коэффициент, учитывающий влияние гибкости элемента

l_o / b для сечения прямоугольной формы	l_o / r для сечения произвольной симметричной формы	Коэффициент φ
До 4	До 14	1,00
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86
Принятые обозначения: l_o - расчетная длина элемента; b - наименьший размер прямоугольного сечения; r - наименьший радиус инерции сечения.		

4.5.1.7 В элементах прямоугольного сечения, рассчитываемых по формуле (26), значение эксцентриситета расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должно превышать $0,3 \cdot h$ при основном сочетании нагрузок и при особом сочетании нагрузок, не включающем сейсмические воздействия, и $0,325 \cdot h$ - при особом сочетании нагрузок, включающем сейсмические воздействия.

Внецентренно сжатые бетонные элементы при $e_o > 0,3 \cdot h$ (или $e_o > 0,325 \cdot h$) должны проверяться по условию недопущения образования продольных трещин откола:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{yt} \leq \varphi \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (28)$$

где σ_{yt} - растягивающее напряжение, действующее по продольным площадкам на границе сжатой зоны.

Растягивающие напряжения σ_{yt} , а также высота зоны h_{yt} , в пределах которой они действуют, определяются в общем случае расчетом по методу конечных элементов (МКЭ).

Для элементов, изготовленных из бетона класса В20 и выше, проверку по условию недопущения образования продольных трещин откола допускается не проводить, если выполняется условие:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_b \leq 12 \cdot \varphi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (29)$$

где $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$.

4.5.1.8 Бетонные изгибаемые и внецентренно сжатые элементы, у которых условия наступления предельных состояний выражаются через усилия, в случае действия в расчетных сечениях значительных поперечных сил следует проверять по прочности наклонных сечений из условия:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (30)$$

где $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$;

σ_{mt} - главное растягивающее напряжение в бетоне, действующее по наклонным площадкам.

Главные растягивающие напряжения определяются на уровне нейтральной оси, на уровне центра тяжести сечения, а также в местах резкого изменения ширины сечения, что характерно для тавровых, двутавровых, крестовых, коробчатых и других сечений.

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} следует определять по формуле:

$$\sigma_{m(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (31)$$

где σ_x - нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия;

σ_y - нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки, а также усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней;

τ_{xy} - касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напряжения отогнутых стержней.

Напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} определяются для приведенного сечения в предположении упругой работы материала.

Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (31) со знаком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус» - если сжимающие.

Для элементов с переменной высотой сечения касательные напряжения τ_{xy} следует определять по теории упругости или МКЭ. При значениях угла наклона одной грани по отношению к другой θ до 30° допускается τ_{xy} определять по формуле:

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_y}{l \cdot b} + \left[\frac{M \cdot \operatorname{tg} \theta}{l \cdot h} \right] \cdot (1,5 \cdot y^2 - h \cdot y), \quad (32)$$

где y - расстояние от горизонтальной (вертикальной) грани элемента до точки, в которой определяются значения касательных напряжений;

S_y - статический момент части сечения, ограниченной горизонталью (вертикалью) на расстоянии y от горизонтальной (вертикальной) грани.

При определении коэффициента γ_{b3} высота растянутой зоны сечения h_t находится по эпюре напряжений в плоскости действия главных растягивающих напряжений. Если касательные напряжения в поперечном сечении элемента вызваны только действием перерезывающей силы, следует принимать $\gamma_{b3} = 1,0$ (то есть $h_t = \infty$).

4.5.1.9 Бетонные элементы, у которых условия наступления предельных состояний выражаются через напряжения, следует рассчитывать из условия ограничения величин главных растягивающих σ_{mt} и главных сжимающих σ_{ms} напряжений. Проверка прочности по главным растягивающим напряжениям производится по формуле (30). Проверку прочности по главным сжимающим напряжениям следует выполнять по формуле:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{mc} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (33)$$

где $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$.

4.5.2 Расчет железобетонных элементов на прочность

4.5.2.1 Расчет прочности железобетонных элементов, у которых условия наступления предельных состояний выражаются через усилия (см. таблицу 19), следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к оси сечений наиболее опасного направления в соответствии с указаниями данного подраздела.

4.5.2.2 Расчет прочности железобетонных элементов, в которых условия наступления предельных состояний не могут быть выражены через усилия в сечениях, следует выполнять для площадок действия главных растягивающих напряжений в бетоне в соответствии с указаниями данного подраздела.

Примечание - Допускается массивные элементы, высота поперечного сечения которых превышает 1,5 м, рассчитывать в предположении треугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны.

4.5.2.3 Для элементов, симметричных относительно плоскости действия момента и нормальной силы, армированных ненапрягаемой арматурой, граничные значения

надлежит принимать по таблице 21, а армированных напрягаемой арматурой - по действующим нормативным документам по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

4.5.2.4 Если высота сжатой зоны, определяемая без учета сжатой арматуры, меньше $2a'$, то сжатую арматуру в расчете можно не учитывать.

Таблица 21 – Граничные значения относительной высоты сжатой зоны бетона

Класс арматуры	Граничные значения ξ_R при классе бетона		
	B15 и ниже	B20; B25; B30	B35 и выше
A-I	0,70	0,65	0,60
A-II, A-III, Bp-I	0,65	0,60	0,50

4.5.2.5 Изгибаемые железобетонные (сталежелезобетонные) элементы, симметричные относительно вертикальной оси поперечного сечения (см. рисунок 2), при $\xi \leq \xi_R$ должны удовлетворять следующему условию прочности:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot S'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot S'_{si}). \quad (34)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из условия:

$$\gamma_b \cdot R_b \cdot A_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot A'_{si} = \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}. \quad (35)$$

В формулах (34) и (35)

$R_s, R_c, R_{si}, R'_{si}$ - расчетные сопротивления, соответственно, растянутой и сжатой стержневой арматуры, растянутой и сжатой листовой арматуры;

$A_b, A_s, A'_s, A_{si}, A'_{si}$ - площадь поперечного сечения, соответственно, сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой стержневой арматуры, растянутой и сжатой листовой арматуры;

S_b, S'_s, S'_{si} - статические моменты площади поперечного сечения, соответственно, сжатой зоны бетона, сжатой стержневой и листовой арматуры относительно точки приложения равнодействующей усилий в растянутой стержневой и листовой арматуре.

Расчетные сопротивления листовой арматуры определяются по действующим нормативным документам.

Для элементов прямоугольного сечения $A_b = b \cdot x; A_{si} = b \cdot d_{si}; A'_{si} = b \cdot d'_{si};$

$$S_b = A_b \cdot (h_o - 0,5 \cdot x); S'_s = A'_s \cdot (h_o - a'); S'_{si} = A'_{si} \cdot (h_o - 0,5 \cdot d_{si}),$$

где h и b – соответственно, высота и ширина поперечного сечения элемента;

a, a' - расстояние от равнодействующей усилий, соответственно, в растянутой A_s и сжатой A'_s стержневой арматуре до ближайшей грани бетонного сечения;

d_{si}, d'_{si} - толщина, соответственно, растянутой A_{si} и сжатой A'_{si} листовой арматуры;

$h_o = h - y_s - d'_s$ - рабочая высота сечения.

Положение точки приложения равнодействующей усилий в растянутой стержневой и листовой арматуре (см. рисунок 2) определяется из условия:

$$y_s = [R_s \cdot A_s (a + d_{si}) + 0,5 \cdot R_{si} \cdot A_{si} \cdot d_{si}] / (R_s \cdot A_s + R_{si} \cdot A_{si}). \quad (36)$$

При отсутствии в рассматриваемой конструкции какого-либо элемента армирования (сжатой листовой и стержневой арматуры, растянутой листовой арматуры) в формулах (34) и (35) следует принимать равными нулю соответствующие этим элементам армирования геометрические характеристики сечения.

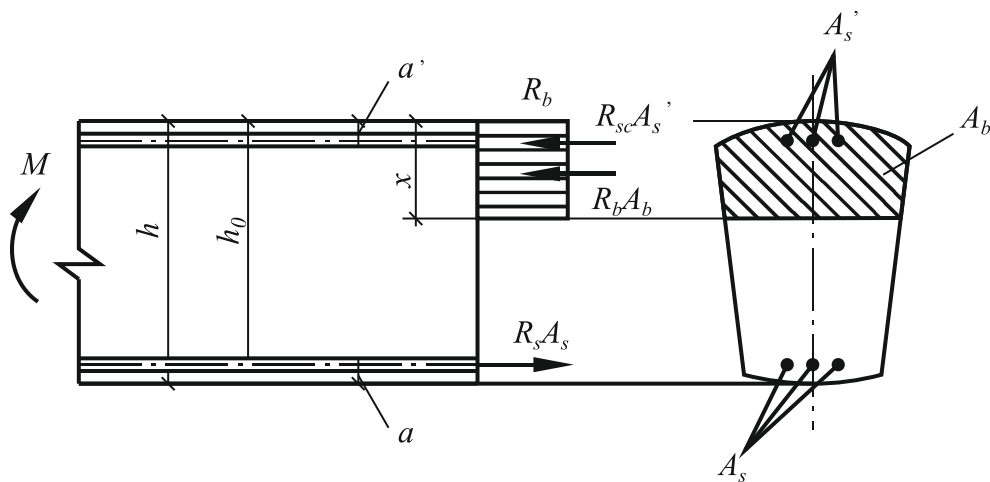


Рисунок 2 - Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

4.5.2.6 Расчет изгибаемых элементов (не имеющих листовой арматуры) прямоугольного сечения при $\xi \leq \xi_R$ следует производить по формулам:

железобетонных элементов:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a')], \quad (37)$$

$$\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s = \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x; \quad (38)$$

сталежелезобетонных элементов:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a') + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s \left(h_o - \frac{d_{st}}{2} \right)], \quad (39)$$

$$\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}' = \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x, \quad (40)$$

где A_s' , A_{si}' - площади сечений, соответственно, растянутой и сжатой стальных оболочек;

d_{si} - толщина стальной оболочки;

R_{si} - расчетное сопротивление стальной оболочки, определяемое в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций.

Расчет железобетонных и сталежелезобетонных элементов из бетона класса В30 и ниже при $\xi > \xi_R$ допускается производить по формулам (37), (38), принимая $x = \xi_R h_0$. Для элементов из бетона класса выше В30 расчет следует производить в соответствии с требованиями действующих нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций с учетом расчетных коэффициентов, принятых в настоящих правилах.

4.5.2.7 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов симметричного относительно вертикальной оси поперечного сечения (см. рисунок 3) при $\xi \leq \xi_R$ следует производить по формуле:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N_e \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot S_s' + \gamma_s \cdot R_{si}' \cdot S_{si}'), \quad (41)$$

где e - эксцентриситет приложения внешней продольной силы относительно точки приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

При этом положение нейтральной оси определяется:

при $\xi \leq \xi_R$ из условия:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' + \gamma_s \cdot R_{si}' \cdot A_{si}' - \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}); \quad (42)$$

при $\xi > \xi_R$ из условия:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A_s' + \gamma_s \cdot R_{si}' \cdot A_{si}' - \gamma_s \cdot \sigma_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot \sigma_{si} \cdot A_{si}), \quad (43)$$

где σ_s и σ_{si} - напряжения соответственно в растянутой стержневой и листовой арматуре, определяемые по формулам:

$$\sigma_s = \left\{ 2 \left[\frac{(1-\xi)}{(1-\xi_R)} \right] - 1 \right\} R_s, \quad (44)$$

$$\sigma_{si} = \left\{ 2 \left[\frac{(1-\xi)}{(1-\xi_R)} \right] - 1 \right\} R_{si}. \quad (45)$$

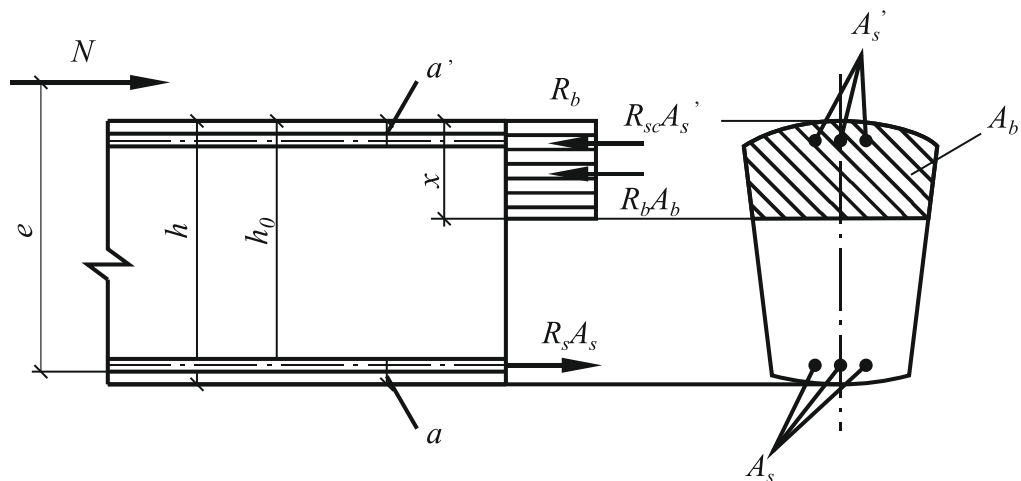


Рисунок 3 - Схема усилий и эпюр напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

4.5.2.8 Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения: $A_b = b \cdot x$;

$$A_{si} = b \cdot d_{si}; S_b = b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x); S'_s = A'_s (h_0 - a'); S'_{si} = b \cdot d_{si} (h_0 - 0,5 \cdot d'_{si}).$$

При отсутствии в рассматриваемой конструкции какого-либо элемента армирования (сжатой листовой и стержневой арматуры, растянутой листовой арматуры) в формулах (41) - (43) следует принимать равными нулю соответствующие этим элементам армирования геометрические характеристики поперечного сечения.

Для железобетонных (не имеющих листовой арматуры) элементов прямоугольного сечения условие прочности (44) принимает вид:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N_e \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')]. \quad (46)$$

При этом положение нейтральной оси определяется:

при $\xi \leq \xi_R$ по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N = \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s), \quad (47)$$

при $\xi > \xi_R$

при классе бетона В30 и ниже - по формуле (48):

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N = \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_s \cdot \sigma_s \cdot A_s), \quad (48)$$

где σ_s - напряжение в растянутой стержневой арматуре, определяемое по формуле (38);

при классе бетона выше В30 расчет следует производить в соответствии с требованиями действующих нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций с учетом расчетных коэффициентов, принятых в настоящих правилах.

4.5.2.9 Расчет внецентренно сжатых элементов при гибкости $l_0 / l \geq 35$, а элементов прямоугольного сечения при $l_0 / b \geq 10$ следует производить с учетом прогиба, как в плоскости эксцентриситета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости в соответствии с требованиями действующих нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

4.5.2.10 Расчет центрально растянутых железобетонных элементов (не имеющих листовой арматуры) следует производить по формуле:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s. \quad (49)$$

4.5.2.11 Расчет прочности на растяжение сталежелезобетонных оболочек круглых водоводов при действии равномерного внутреннего давления воды следует производить по формуле:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}), \quad (50)$$

где N - усилие в оболочке от гидростатического давления с учетом гидродинамической составляющей.

Примечание - К центрально-растянутым относятся элементы, в которых линия действия продольной силы N совпадает с равнодействующей усилий во всей арматуре поперечного сечения элемента ($e' = e$; рисунок 4, а).

4.5.2.12 Сталежелезобетонные элементы водоподводящего тракта ГЭС и ГАЭС (турбинные водоводы, их развилки и колена, турбинные блоки, затворные камеры и др.), сталежелезобетонные конструкции, расположенные в массиве гравитационных плотин и других сооружений, условия наступления предельных состояний которых выражаются через напряжения, при однозначной эпюре напряжений в расчетных сечениях рассчитываются из условий:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_s \leq \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_s; \quad (51)$$

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{si} \leq \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_{si}, \quad (52)$$

где σ_s и σ_{si} - растягивающие напряжения соответственно в стержневой арматуре и в облицовке.

4.5.2.13 Расчет внецентренно растянутых железобетонных (сталежелезобетонных) элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы N .

Если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A_s и A_{si} (см. рисунок 4, а), расчет производят по формулам:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N e \frac{e}{e - e'} \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A'_s + \gamma_s \cdot R_s \cdot A'_{si}), \quad (53)$$

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N e' \frac{e'}{e - e'} \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si}). \quad (54)$$

Положение равнодействующей усилий в арматуре A_s и A_{si} определяется по формуле (30).

Положение равнодействующей усилий в арматуре A'_s и A'_{si} определяется из условия:

$$y'_s = [R_s \cdot A'_s (a' + d'_{si}) + 0,5 \cdot R_{si} \cdot A'_{si} \cdot d'_{si}] / (R_s \cdot A'_s + R_{si} \cdot A'_{si}). \quad (55)$$

При проверке прочности железобетонных (не имеющих листовой арматуры) элементов в формулах (47), (48) следует принимать равными нулю величины A_{si} , A'_{si} , d_{si} и d'_{si} .

Если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A_s и A_{si} (см. рисунок 4, б) при $\zeta \leq \zeta_R$ расчет производят по формулам:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N e \leq \gamma_c (\gamma_b \cdot R_b \cdot S_b + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot S'_s + \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot S'_{si}). \quad (56)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из условия:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s + \gamma_s \cdot R_{si} \cdot A_{si} - \gamma_b \cdot R_b \cdot A_b - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_s \cdot R'_{si} \cdot A'_{si}). \quad (57)$$

При отсутствии в рассматриваемой конструкции какого-либо элемента армирования (сжатой листовой и стержневой арматуры, растянутой листовой арматуры) в формулах (50) и (51) следует принимать равными нулю соответствующие этим элементам армирования геометрические характеристики поперечного сечения.

Для железобетонных (не имеющих листовой арматуры) элементов прямоугольного сечения условие прочности (51) принимает вид:

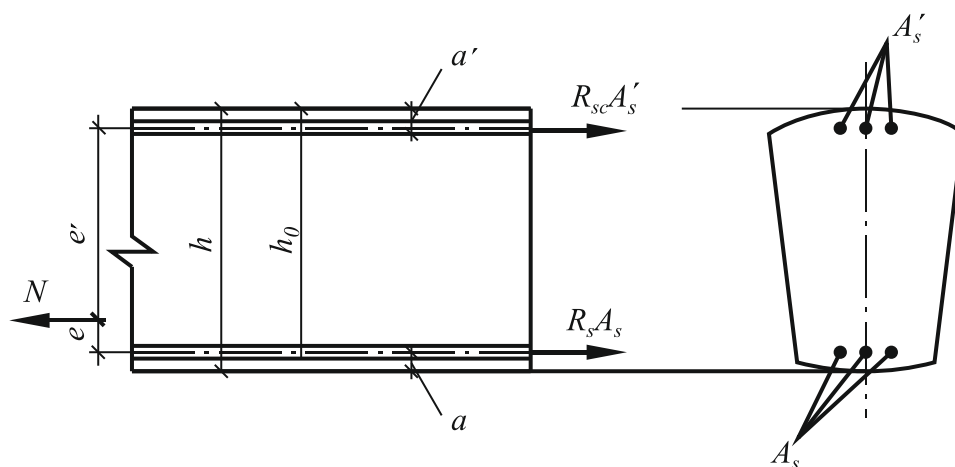
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N e \leq \gamma_c [\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s (h_o - \alpha')]. \quad (58)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из условия:

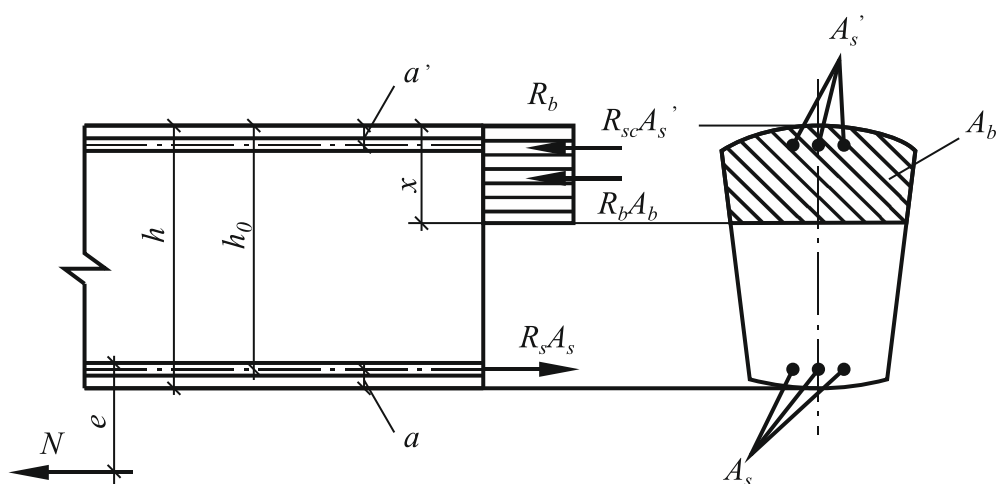
$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot N \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot A_s - \gamma_s \cdot R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x). \quad (59)$$

При $\xi > \xi_R$ расчет производят по формуле (52), принимая $x = \xi_R \cdot h_0$.

а)



б)



а - продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' ; б - продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S'

Рисунок 4 - Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

4.5.2.14 При расчете на действие поперечной силы должно соблюдаться условие:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq 0,25 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (60)$$

где b - минимальная ширина элемента в сечении.

4.5.2.15 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы можно не производить, если соблюдаются условия:

а) для плитных конструкций, работающих пространственно, и для конструкций на упругом основании, за исключением вертикальных консолей подпорных стен:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq 0,25 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o; \quad (61)$$

б) для всех остальных конструкций

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot Q_b, \quad (62)$$

где Q_b - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяемое по формуле:

$$Q_b \leq \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o \cdot \operatorname{tg} \beta, \quad (63)$$

здесь $\varphi_2 = 0,5 + 2 \cdot \xi$;

$\varphi_3 = 1,0$ – для элементов с высотой сечения $h < 0,6$ м;

0,83 – для элементов с высотой сечения $h \geq 0,6$ м;

γ_j - коэффициент, учитывающий влияние строительных швов в зоне действия поперечных сил, принимаемый по таблице 22.

Таблица 22 - Дополнительный коэффициент при расчете на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы и изгибающего момента

I_j / h_j	0,45 и меньше	0,55	0,65 и выше
γ_j	1,0	0,9	0,8
Обозначения, принятые в таблице: I_j - расстояние между сечением по шву и нормальным сечением, проходящим через конец наклонного сечения в сжатой зоне, в пределах наклонного сечения; h_j - высота сечения по шву.			

Относительная высота сжатой зоны сечения ξ определяется по формулам:
для изгибаемых элементов

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b}; \quad (64)$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с большим эксцентриситетом

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} \pm \frac{N}{b \cdot h_0 \cdot R_b}, \quad (65)$$

где знаки «плюс» и «минус» следует применять, соответственно, для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов.

Для внецентренно растянутых элементов с малым эксцентриситетом следует принимать $Q_b = 0$.

Угол между наклонным сечением и продольной осью элемента β определяется по формуле $\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q \cdot h_0}}$, но не более 1,5 и не менее 0,5 (M и Q – изгибающий момент и

поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне).

Для элементов с высотой сечения $h \geq 60$ см величину Q_b , определяемую по формуле (63), следует уменьшить в 1,2 раза.

4.5.2.16 При наличии строительных швов в зоне действия поперечных сил в правую часть формул (61) и (62) следует вводить дополнительный коэффициент γ_j , принимаемый по таблице 22.

Допускается поперечное усилие Q_b в условии (60) определять по формулам:

$$Q_{b1} = [0,6 \cdot \varphi_s \cdot \varphi_3 (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] / c, \quad (66)$$

но не более

$$Q_{b1} = \varphi_s \cdot \varphi_3 (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o, \quad (67)$$

$$Q_{b2} = [0,8 \cdot \varphi_s \cdot \varphi_3 (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o] / [1 + M / (Q \cdot h_o)], \quad (68)$$

где φ_s – коэффициент, учитывающий влияние продольной арматуры, определяемый по формуле

$$\varphi_s = 1 + 50 A_s / (b \cdot h_o) \quad (69)$$

и принимаемый не более 2,0;

φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил (с учетом противодавления), определяемый по формулам:

при действии продольных сжимающих сил:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot N / (R_{bt} \cdot b \cdot h_o), \quad (70)$$

принимаемый не более 0,5;

при действии продольных растягивающих сил:

$$\varphi_n = 0,2 \cdot N / (R_{bt} \cdot b \cdot h_o), \quad (71)$$

принимаемый не более 0,8 по абсолютной величине;

s - длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, отсчитывая от опоры.

В общем случае расчета элемента следует задаваться рядом сечений s и определять по формуле (66). При действии на элемент сосредоточенных сил значения Q_{b1} принимаются равными расстояниям от опоры до точки приложения этих сил.

При действии на элемент распределенной нагрузки интенсивностью значение определяется по формуле:

$$s = \{ [[0,6 \cdot \varphi_s (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] / g_1] \}^{1/2}. \quad (72)$$

Если условие (62) при подстановке в правую часть вместо Q_b Q_{b1} не удовлетворяется, следует задаться рядом наклонных сечений, для которых найти значения M и Q , по формуле (68) определить значение Q_{b2} и проверить условие (62) при $Q_b = Q_{b2}$.

Расчет поперечной арматуры не производится, если условие (58) соблюдается при подстановке в его правую часть одного из поперечных усилий Q_{b1} или Q_{b2} .

4.5.2.17 Расчет поперечной арматуры в наклонных сечениях элементов постоянной высоты (см. рисунок 5) следует производить по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q_1 \leq \gamma_c (\sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} + \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha + \gamma_{b7} \cdot Q_b), \quad (73)$$

где Q_1 - поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т.е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{sw}$, $\sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha$ - суммы поперечных усилий, воспринимаемых, соответственно, хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;

α - угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении.

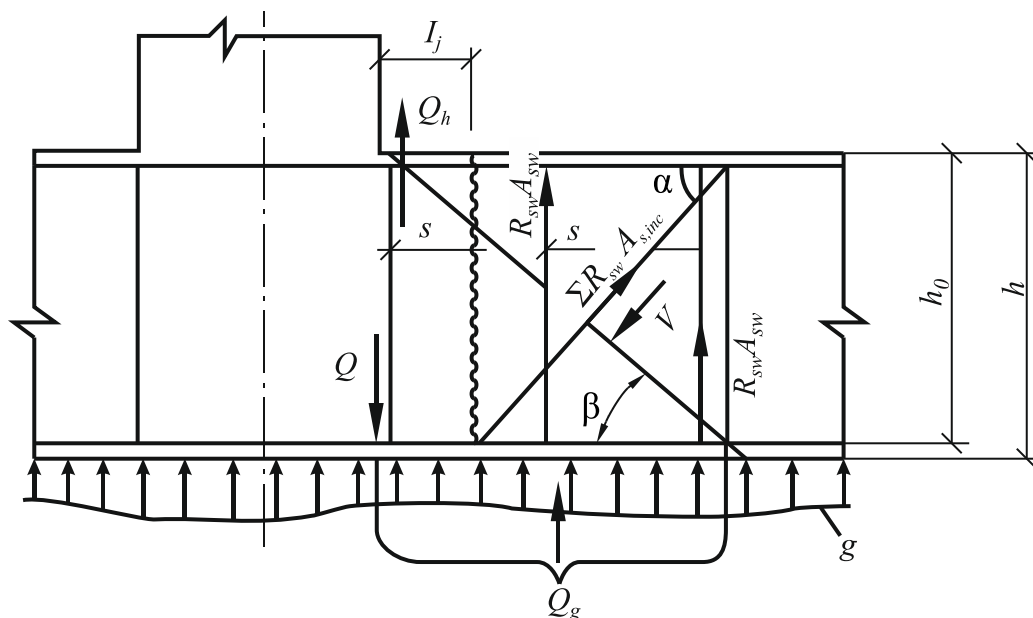
Если внешняя нагрузка действует в сторону элемента, как показано на рисунке 5 а, расчетную поперечную силу надлежит определять по формуле:

$$Q = Q - Q_g + V \cdot \cos \beta, \quad (74)$$

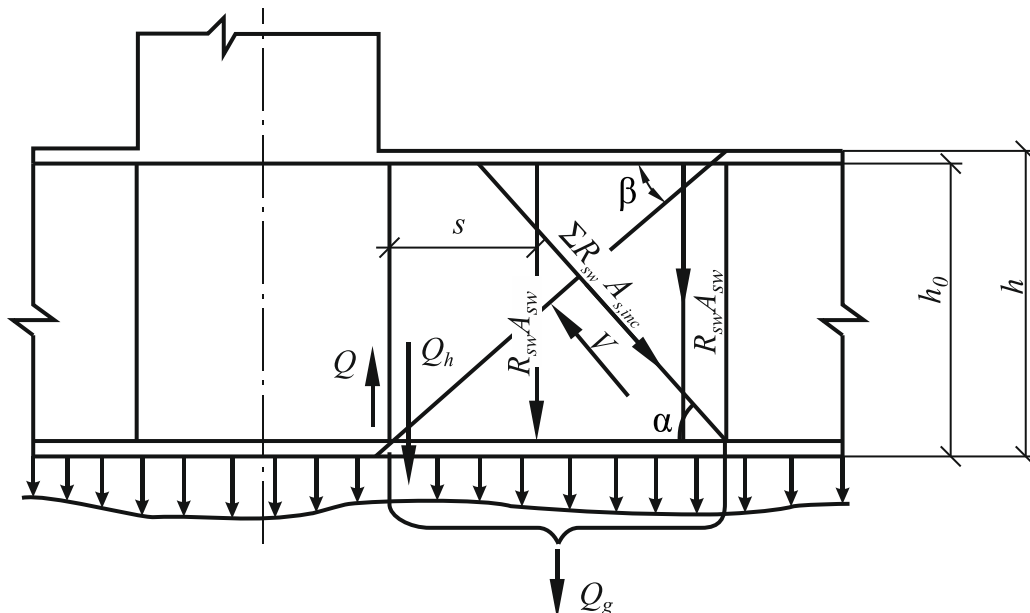
где Q - поперечная сила в опорном сечении;

Q_g - равнодействующая внешней нагрузки, действующей на элемент в пределах длины проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

а)



б)



а - нагрузка действует в сторону элемента; б - нагрузка действует в сторону от элемента, где знаки "плюс" и "минус" следует применять, соответственно, для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

Рисунок 5 - Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

V - сила противодействия, действующая в наклонном сечении, определяемая в предположении линейного распределения пьезометрического давления и $\alpha_{2b} = 1,0$.

Если внешняя нагрузка действует в сторону от элемента, как показано на рисунке 5 б, то Q_g в формуле (74) не учитывается.

4.5.2.18 Если условие (62) при $Q_b = Q_{b1}$ и $Q_b = Q_{b2}$ не выполняется, расчет элементов, армированных хомутами, допускается производить по наиболее опасному наклонному сечению из условий:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq \gamma_c (\gamma_{b7} \cdot Q_{b1} + Q_{sw}), \quad (75)$$

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq \gamma_c (\gamma_{b7} \cdot Q_{b2} + Q_{sw}), \quad (76)$$

где Q_{sw} - поперечное усилие, воспринимаемое хомутами в пределах наиболее опасного наклонного сечения и определяемое по формуле:

$$Q_{sw} = q_{sw} \{ [0,6 \cdot \varphi_s (1 + \varphi_n) \gamma_j \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2] / q_{sw} \}^{1/2}, \quad (77)$$

где q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{\gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}, \quad (78)$$

где s - шаг хомутов.

При расчете элементов принимается наименьшее число хомутов, полученных из условий (75) и (76).

Расстояние между поперечными стержнями (хомутами), между концом предыдущего и началом последующего отгиба, а также между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре, должно быть не более величины S_{max} , определяемой по формуле:

$$S_{max} = \frac{\gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot \varphi_2 \cdot R_{bt} \cdot h_o^2}{\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot Q_1}. \quad (79)$$

4.5.2.19 Расчет элементов переменной высоты сечения на действие поперечной силы производится следующим образом:

- если одна из граней элемента горизонтальна или вертикальна, а вторая наклонна, то ось элемента принимается, соответственно, горизонтальной или вертикальной. За рабочую высоту наклонного сечения следует принимать проекцию рабочей части наклонного сечения на нормаль к оси элемента: для элемента с наклонной сжатой гранью - у конца

наклонного сечения в сжатой зоне (см. рисунок 6, а), для элемента с наклонной растянутой гранью - у начала наклонного сечения в растянутой зоне (см. рисунок 6, б);

- если обе грани элемента наклонные, за ось элемента следует принимать геометрическое место точек, равноудаленных от граней элемента. За рабочую высоту сечения принимается проекция рабочей части наклонного сечения на нормаль к оси элемента.

4.5.2.20 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента следует производить для сечений, проверяемых на прочность при действии поперечных сил, а также для сечений, проходящих через точки изменения площади продольной растянутой арматуры (точки теоретического обрыва арматуры или изменения ее диаметра), и в местах резкого изменения размеров поперечного сечения элемента по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot \gamma_n \cdot M \leq \gamma_c (\gamma_s \cdot R_s \cdot z + \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc} + \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,w} \cdot z_{s,w}), \quad (80)$$

где M - момент всех внешних сил (с учетом противодействия), расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно оси, которая проходит через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярна плоскости действия момента;

$\gamma_s R_s \cdot z, \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc}, \sum \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,w} \cdot z_{s,w}$ - суммы моментов относительно той же оси, соответственно, от усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;

$z, z_{s,inc}, z_{s,w}$ - плечи усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах относительно той же оси (см. рисунок 7).

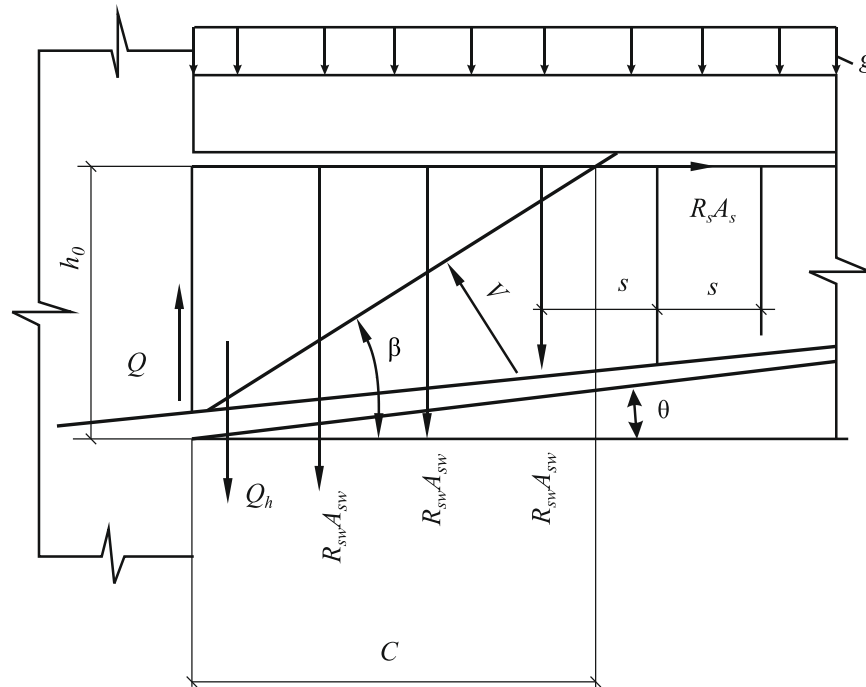
Если наклонное сечение расположено в зоне изменения знака изгибающего момента, проверку на изгиб следует производить относительно точек пересечения наклонного сечения с продольной арматурой, расположенной у обеих граней. При этом следует принимать $Q_b = 0$.

Высота сжатой зоны в наклонном сечении, измеренная по нормали к продольной оси элемента, определяется в соответствии с требованиями п.п.4.5.2.5 - 4.5.2.6.

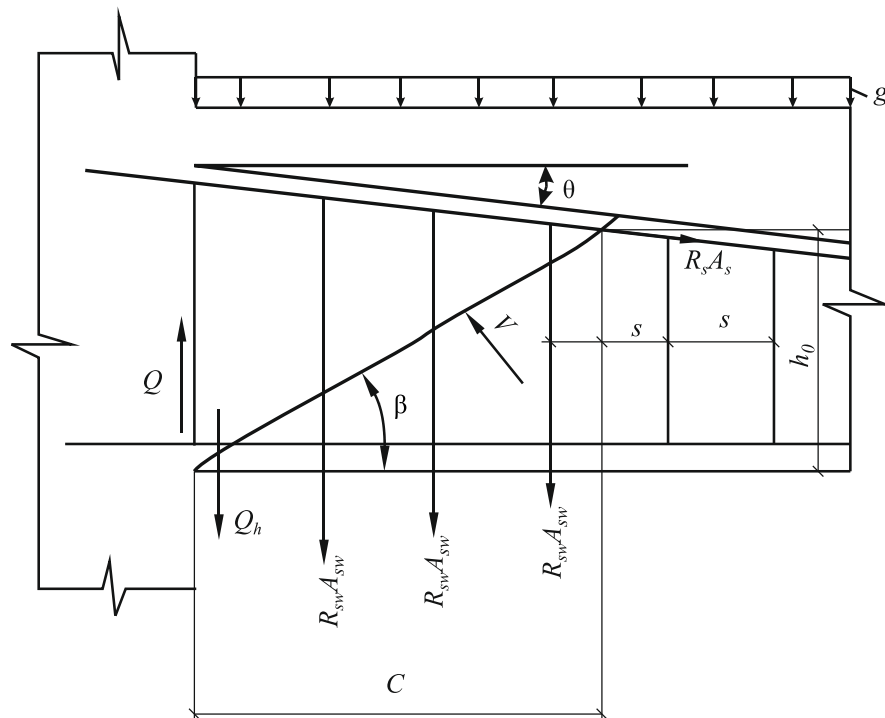
4.5.2.21 Элементы с постоянной или плавно изменяющейся высотой сечения допускается не рассчитывать по прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента в одном из следующих случаев:

- если вся продольная арматура доводится до опоры или до конца элемента и имеет достаточную анкеровку;
- в плитных пространственно работающих конструкциях;
- если продольные растянутые стержни, обрываемые по длине элемента, заводятся на нормальное сечение, в котором они не требуются по расчету, на длину l_d и более, определяемую по формуле:

a)



6)



а - наклонная грань сжата; б - наклонная грань растянута

Рисунок 6 - Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, с наклонной гранью при расчете его по прочности на действие поперечной силы

$$l_d = \frac{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot Q_1 - 0,75 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_s \cdot R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha}{1,5 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d, \quad (81)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;

$A_{s,inc}$, α - соответственно, площадь сечения и угол наклона отогнутых стержней, расположенных в пределах участка длиной l_d ;

q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента на участке длиной l_d , определяемое по формуле (78);

здесь d - диаметр обрываемого стержня, см;

если выполняется условие:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot Q \leq 0,25 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b7} \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0; \quad (82)$$

в конструкциях на упругом основании, за исключением подпорных стен.

4.5.2.22 Расчет консоли, длина которой равна или меньше ее высоты в опорном сечении h (короткая консоль), следует производить по действующим нормативным документам.

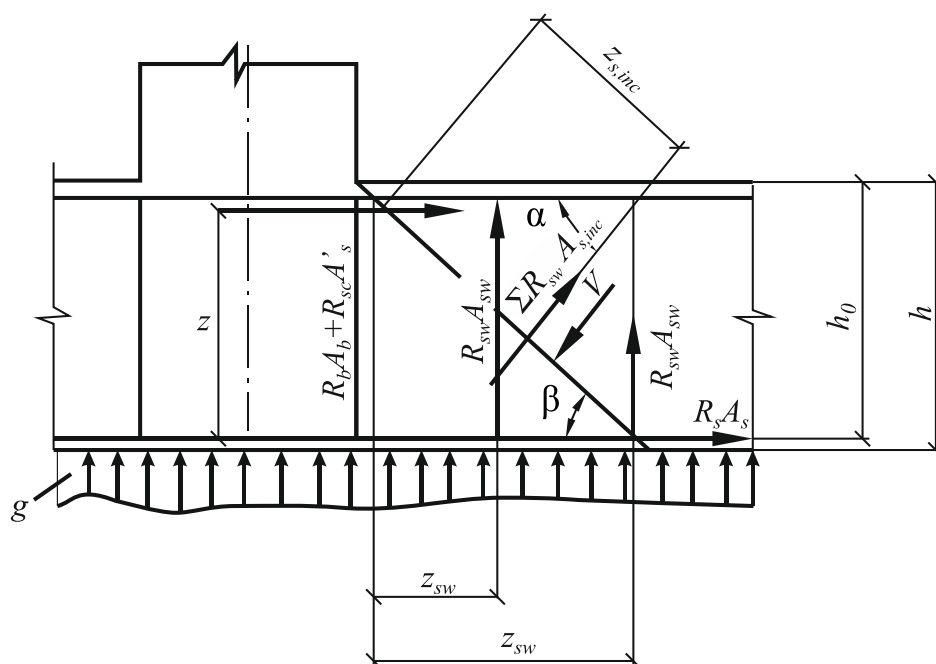


Рисунок 7 - Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

4.5.2.23 При проектировании массивных железобетонных элементов прямоугольного сечения, предельные состояния которых выражаются через усилия, следует проверять

прочность продольных сечений на уровне нейтральной оси и на уровне продольных строительных швов до и после образования трещин в растянутой зоне элемента.

4.5.3 Расчет железобетонных элементов на выносливость

4.5.3.1 Расчет выносливости сечений, нормальных к продольной оси элемента, должен производиться из условий:

для сжатого бетона

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_b \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_b, \quad (83)$$

для растянутой арматуры

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_s \leq \gamma_c \cdot \gamma_{s1} \cdot R_s, \quad (84)$$

где σ_b и σ_s - максимальные значения, соответственно, сжимающих напряжений в бетоне и растягивающих напряжений в арматуре;

$$\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}.$$

4.5.3.2 Расчет элементов железобетонных конструкций на выносливость следует производить путем сравнения краевых напряжений в бетоне и растянутой арматуре с соответствующими расчетными сопротивлениями бетона $R'_b = R_b \cdot \gamma_{b2}$, и арматуры $R'_s = R_s \cdot \gamma_{s1}$, определяемыми в соответствии с п.4.2.1.18 (расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы) и п.4.2.2.5 (расчетное сопротивление ненапрягаемой растянутой стержневой арматуры). Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

4.5.3.3 В элементах без трещин краевые напряжения в бетоне и арматуре определяются по расчету как для упругого тела по приведенным сечениям с учетом указаний 4.2.2.8 (принимая коэффициенты приведения арматуры к бетону ν).

В элементах с трещинами площадь и момент сопротивления приведенного сечения следует определять без учета растянутой зоны бетона. Напряжения в арматуре следует определять согласно п.4.6.2.3 (определение напряжения в арматуре при расчетах ширины раскрытия трещин) настоящего свода правил.

4.5.3.4 Расчет выносливости сечений, наклонных к продольной оси элемента, следует выполнять из условия:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \cdot \sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (85)$$

где σ_{mt} - главные растягивающие напряжения в бетоне;

$$\gamma_b = \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}.$$

4.5.3.5 В элементах железобетонных конструкций при расчете на выносливость наклонных сечений главные растягивающие напряжения воспринимаются бетоном, если их величина не превышает R'_{bt} . Если главные растягивающие напряжения превышают R'_{bt} ,

то их равнодействующая должна быть полностью передана на поперечную арматуру при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R'_s .

4.5.3.6 Величину главных растягивающих напряжений σ_m следует определять по формуле:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}. \quad (86)$$

Для стержневых элементов прямоугольного сечения с параллельными растянутой и сжатой гранями допускается при определении главных растягивающих напряжений принимать $\sigma_y = 0$, а напряжения σ_x и τ_{xy} определять по формулам:

$$\sigma_x = \frac{M_y}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \quad (87)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b}. \quad (88)$$

В формулах (86) - (88):

σ_x и τ - соответственно, нормальное и касательное напряжения в бетоне;

A_{red} , I_{red} - площадь и момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести;

S_{red} - статический момент части приведенного сечения, лежащий по одну сторону от оси, на уровне которой определяются касательные напряжения;

y - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до линии, на уровне которой определяются напряжения;

b - ширина сечения на том же уровне.

Для элементов прямоугольного сечения касательное напряжение τ допускается определять по формуле:

$$\tau = Q / b \cdot z, \quad (89)$$

где $z = 0,9 \cdot h_0$.

В формуле (86) растягивающие напряжения следует вводить со знаком "плюс", а сжимающие - со знаком "минус".

В формуле (79) знак "минус" принимается для внецентренно сжатых, а знак "плюс" - для внецентренно растянутых элементов.

Геометрические параметры приведенного сечения следует определять с учетом указаний п.4.2.2.8 (принимая коэффициенты приведения арматуры к бетону ν').

Для элементов с переменной высотой сечения касательные напряжения τ_{xy} следует определять с учетом указаний п.4.5.1.8 (по формуле (32)).

Если условие (85) не выполняется, то равнодействующая главных растягивающих напряжений должна быть полностью передана на поперечную арматуру при напряжениях в ней $\sigma_s \leq \gamma_{sl} \cdot R_s$.

4.6 Расчет элементов железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин и по деформациям

4.6.1 Расчет железобетонных элементов по образованию трещин

4.6.1.1 К числу конструкций, в которых не допускаются трещины с раскрытием более 0,2 мм, относятся:

- напорные и безнапорные элементы, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подвергающиеся систематическому замораживанию и оттаиванию.

К числу конструкций, в которых трещины не допускаются, относятся:

- конструкции, к которым предъявляется требование водонепроницаемости в тех случаях, когда это требование невозможно обеспечить конструктивными и технологическими мероприятиями;

- элементы причальных набережных, погружаемые в грунт забивкой или вибрированием;

- лицевые элементы причальных набережных, сваи и сваи-оболочки для стадий изготовления, транспортировки и монтажа.

4.6.1.2 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента стержневых конструкций, следует производить:

а) для центрально растянутых элементов по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot N \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,ser} \cdot A_{red}, \quad (90)$$

где γ_b - коэффициент, равный при однорядном армировании 1,0; при многорядном армировании 1,2; ($\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b9} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$).

При $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b9} > 2$ следует принимать $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b9} = 2$;

б) для изгибаемых элементов по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot M \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,red} \cdot W_{t,red}, \quad (91)$$

где γ_b - коэффициент, определяемый согласно 4.5.3.5а ($\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$).

При $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} > 2$ следует принимать $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} = 2$;

в) для внецентренно сжатых элементов по формуле:

$$\gamma_{1c} \left(\frac{M}{W_{t,red}} - \frac{N}{A_{red}} \right) \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,ser}, \quad (92)$$

где $\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$.

При $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} > 2$ следует принимать $\gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} = 2$;

г) для внецентренно растянутых элементов по формуле:

$$\gamma_{1c} \left(\frac{M}{\gamma_{b10} W_{t,red}} + \frac{N}{\gamma_{b9} A_{red}} \right) \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,ser}, \quad (93)$$

где γ_b - коэффициент, определяемый как для центрально растянутого элемента ($\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$).

При расчете по формуле (93) следует принимать:

γ_{b9} - как для центрально растянутого элемента такого же поперечного сечения;

γ_{b10} - как для изгибаемого элемента такого же поперечного сечения.

Примечание – В формулах (71) – (74) знак равенства соответствует условию образования трещин, знак неравенства - условию трещиностойкости.

4.6.1.3 Расчеты по образованию трещин, нормальных к продольной оси бетонных элементов, предельные усилия которых выражаются через усилия, следует производить по формулам (24) и (27), принимая в них $\gamma_n = 1,0$, $\gamma_{1c} = 1,0$ и $R_{bt,ser}$ вместо R_{bt} .

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться по формуле:

$$\gamma_{1c} \cdot \sigma_{mt} \leq \gamma_c \cdot \gamma_b \cdot R_{bt}, \quad (94)$$

где $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – при расчетах бетонных элементов;

$\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b8} \cdot \gamma_{b10} \cdot \gamma_{b11} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – при расчетах железобетонных элементов;

$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b5} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – при расчетах бетонных элементов при действии многократно повторяющейся нагрузки;

$\gamma_b = \gamma_{b7} \cdot \gamma_{b11} \cdot \gamma_{b12} \cdot \gamma_{b13} \cdot \gamma_{b14} \cdot \gamma_{b15}$ – при расчетах железобетонных элементов при действии многократно повторяющейся нагрузки.

Проверка условия (94) производится для наружных граней элемента в точках пересечения их с главными центральными осями инерции приведенного сечения, а для элементов таврового или двутаврового сечений также в местах примыкания сжатых полок к стенке.

При определении коэффициентов γ_{b3} - для бетонных конструкций и γ_{b10} - для железобетонных конструкций высота растянутой зоны сечения h_t находится по эпюре напряжений в плоскости главных растягивающих напряжений.

Значение коэффициента γ_{b8} зависит от схемы армирования (однорядное или многорядное, дисперсное или обычное) области элемента, для которой производится проверка трещиностойкости.

4.6.1.4 При расчетах по образованию трещин следует учитывать пониженную прочность на растяжение строительных швов, вводя в условия (90), (92), (93), (94) вместо $R_{bt,ser}$ величину $\psi \cdot R_{bt,ser}$.

Для сооружений I и II классов на предварительных стадиях проектирования, а для сооружений III и IV классов во всех случаях допускается принимать $\psi = 0,5$.

4.6.2 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

4.6.2.1 В стержневых элементах с трещинами расчет по раскрытию нормальных к продольной оси трещин следует выполнять из условия:

$$a_{cr} \leq \gamma_c \cdot \Delta_{cr}, \quad (95)$$

где a_{cr} - расчетная ширина раскрытия трещин, мм;

Δ_{cr} - допускаемая ширина раскрытия трещин, мм, определяемая по п.4.6.2.4 (по СП РК 2.01-101 и таблицам 23, 24 25).

4.6.2.2 Ширину раскрытия трещин a_{cr} , мм, следует определять по формуле:

$$a_{cr} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \frac{\sigma_s - \sigma_{s,bg}}{E_s} \sqrt{d} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \quad (96)$$

где δ - коэффициент, принимаемый равным для элементов:

изгибаемых и внецентренно сжатых.....1,0;

центрально и внецентренно растянутых.....1,2;

φ_1 - коэффициент, принимаемый равным:

при учете временного действия нагрузок.....1,0;

при $F_1 / F_c < 2 / 3$ 1,0;

при $F_1 / F_c \geq 2 / 3$ 1,3,

здесь F_c и F_1 - наибольшие обобщенные усилия (изгибающий момент, нормальная сила и т.п.), соответственно, от действия полной нагрузки (постоянной, длительной, кратковременной) и от действия постоянной и длительной нагрузок;

при учете многократно повторяющейся нагрузки

при воздушно-сухом состоянии бетона..... $2 - p_s$, здесь p_s - коэффициент асимметрии цикла;

η - коэффициент, принимаемый равным при арматуре:

стержневой периодического профиля.....1,0;

гладкой стержневой.....1,4;

проволочной периодического профиля.....1,2;

σ_s - напряжение в растянутой арматуре, определяемое в соответствии с п.4.6.2.3 (напряжения в арматуре при расчетах ширины раскрытия трещин) без учета сопротивления бетона растянутой зоны сечения, с учетом фильтрационного давления воды, определяемого в соответствии с п.4.4.7-4.4.12 (определение в расчетных сечениях напорных стержневых и плитных элементов усилия противодействия);

$\sigma_{s,bg}$ - начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона. Для конструкций, находящихся в воде, $\sigma_{s,bg} = 20$ МПа; для конструкций, подверженных длительному высыханию, в том числе во время строительства, $\sigma_{s,bg} = 0$;

μ - коэффициент армирования сечения, $\mu = A_s / b \cdot h_0$, но не более 0,02;

d - диаметр стержней арматуры, мм.

При различных диаметрах стержней следует принимать $d = \frac{\sum_j n_i \cdot d_i^2}{\sum_j n_i \cdot d_i}$,

здесь n - число стержней одного диаметра.

4.6.2.3 Напряжения в арматуре при расчетах ширины раскрытия трещин следует определять по следующим формулам:

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = M / A_s \cdot z, \quad (97)$$

для центрально растянутых элементов

$$\sigma_s = N / A_s, \quad (98)$$

для внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов при больших эксцентриситетах

$$\sigma_s = \frac{N(e \pm z)}{A_s \cdot z}, \quad (99)$$

для внецентренно растянутых элементов при малых эксцентриситетах:

для арматуры S

$$\sigma_s = \frac{Ne'}{A_s(h_0 - a')}, \quad (100)$$

для арматуры S'

$$\sigma_s = \frac{Ne}{A'_s(h_0 - a')}. \quad (101)$$

В формуле (92) знак «плюс» принимается при внецентренном растяжении, «минус» - при внецентренном сжатии.

В формулах (90) и (92) z (плечо внутренней пары сил) допускается принимать по результатам расчета сечений на прочность при расчетных нагрузках.

4.6.2.4 Допускаемую ширину раскрытия трещин Δ_{cr} , мм, следует определять по СП РК 2.01-101, а для массивных напорных конструкций принимать не более величин, приведенных в таблицах 23, 24 и 25 по условиям коррозионной стойкости, сохранности арматуры и по влиянию процессов замораживания и оттаивания.

Для сооружений II-IV классов предельная ширина раскрытия трещин определяется умножением полученных по таблицам значений Δ_{cr} , мм, на коэффициенты, равные соответственно 1,3; 1,6; 2,0. При этом ширина раскрытия трещин принимается не более 0,5 мм.

Приведенные в таблицах 23, 24, 25 значения Δ_{cr} принимаются с учетом применения арматуры классов А-I, А-II, А-III, Вр-I. При применении арматуры других классов предельная ширина раскрытия трещин принимается в соответствии с действующими нормативными документами по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, но не более величин, полученных по настоящим таблицам.

При бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 1 мг·экв/л, или суммарной концентрации ионов Cl^- и SO_4^{2-} большей 1000 мг/л, значения Δ_{cr} следует уменьшать в два раза. При среднегодовом значении бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 0,25 мг·экв/л, и при отсутствии защитных мероприятий напорные конструкции следует проектировать трещиностойкими.

Значения Δ_{cr} при использовании защитных мероприятий следует устанавливать на основании специальных исследований.

При диаметрах арматуры 40 мм и более значение Δ_{cr} допускается увеличивать на 25 %.

Для тонкостенных конструкций (с высотой сечения менее 1,5 м) ширину допускаемого раскрытия трещин Δ_{cr} следует умножать на коэффициент 0,5.

Таблица 23 - Допускаемая ширина раскрытия трещин в сооружениях I класса по условию коррозионной стойкости

Гидрокарбонатная щелочность воды W , мг·экв/л	Допускаемая ширина раскрытия трещин Δ_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию коррозионной стойкости	Максимальное значение В/Ц бетона при напоре H , м		
		10	50	200
До 0,25 включительно	Не допускается	0,50	0,48	0,45
0,4	0,05	0,55	0,50	0,45
0,4	0,10	0,48	0,45	0,42
0,8	0,05	0,63	0,48	0,52
0,8	0,10	0,59	0,55	0,50
0,8	0,15	0,56	0,52	0,48
0,8	0,20	0,54	0,50	0,46
0,8	0,25	0,52	0,49	0,45
0,8	0,35	0,50	0,47	0,44
0,8	0,50	0,48	0,45	0,43
1,6	0,05	0,70	0,69	0,64
1,6	0,10	0,70	0,66	0,62
1,6	0,15	0,68	0,64	0,60
1,6	0,20	0,66	0,62	0,58
1,6	0,25	0,64	0,60	0,57
1,6	0,35	0,62	0,58	0,55
1,6	0,50	0,60	0,56	0,53
2,4	0,05	0,70	0,70	0,70
2,4	0,10	0,70	0,70	0,69
2,4	0,15	0,70	0,70	0,66
2,4	0,25	0,70	0,66	0,62
2,4	0,35	0,68	0,64	0,60
2,4	0,50	0,66	0,62	0,59
3,2 и больше	Не ограничивается			

Таблица 24 - Допускаемая ширина раскрытия трещин по условию сохранности арматуры

Условия воздействия среды на конструкцию	Градиент напора I	Допускаемая ширина раскрытия трещин Δ_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию сохранности арматуры при суммарной концентрации ионов $[\tilde{N}'] + 0,25[SO_4'']$ в водной среде, мг/л			
		менее 50	100	200	400-1000
Постоянное водонасыщение	До 5	0,50	0,40	0,35	0,30
	50	0,45	0,35	0,30	0,25
	300	0,40	0,30	0,25	0,20
Периодические насыщения водой при числе циклов в год:					
Менее 100	До 5	0,30	0,25	0,20	0,15
	50	0,30	0,20	0,15	0,10
	300	0,30	0,20	0,10	0,05
200-1000	До 5	0,25	0,20	0,15	0,10
	50	0,20	0,15	0,10	0,05
	300	0,20	0,10	0,10	0,05
Капиллярный подсос, брызги	-	0,20	0,15	0,10	0,05

Таблица 25 - Допускаемая ширина раскрытия трещин по условию замораживания и оттаивания

Расчетное число циклов замораживания	Марка бетона по морозостойкости	Допускаемая ширина раскрытия трещин Δ_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию замораживания и оттаивания					
		в пресной воде в зоне припая льда при температуре воздуха, °C			на воздухе в зоне капиллярного поднятия воды при температуре воздуха, °C		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
50	F 50	0,05	0	0	0,15	0,10	0
	F 100	0,10	0,05	0	0,20	0,15	0,10
	F200	0,20	0,15	0,05	0,30	0,25	0,15
	F 300	0,30	0,25	0,15	0,40	0,30	0,20

Таблица 25 - Допускаемая ширина раскрытия трещин по условию замораживания и оттаивания (окончание)

Расчетное число циклов замораживания	Марка бетона по морозостойкости	Допускаемая ширина раскрытия трещин Δ_{cr} , мм, в сооружениях I класса по условию замораживания и оттаивания					
		в пресной воде в зоне припая льда при температуре воздуха, °C			на воздухе в зоне капиллярного поднятия воды при температуре воздуха, °C		
		-9±4	-19±5	-30±5	-9±4	-19±5	-30±5
	F400	0,30	0,30	0,20	0,50	0,40	0,25
100	F 50	0	0	0	0	0	0
	F 100	0,05	0	0	0,15	0,10	0
	F200	0,15	0,10	0,05	0,25	0,15	0,10
	F 300	0,25	0,20	0,10	0,35	0,25	0,15
	F400	0,30	0,25	0,15	0,40	0,30	0,20
200	F 50	0	0	0	0	0	0
	F 100	0	0	0	0	0	0
	F200	0,10	0,05	0	0,20	0,10	0,05
	F 300	0,20	0,10	0,05	0,30	0,20	0,10
	F400	0,30	0,15	0,10	0,35	0,25	0,15
300	F 50	0	0	0	0	0	0
	F 100	0	0	0	0	0	0
	F200	0,05	0	0	0,15	0,05	0
	F 300	0,15	0,05	0	0,25	0,10	0,05
	F400	0,25	0,10	0,05	0,30	0,20	0,10

4.6.3 Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям

4.6.3.1 Деформации железобетонных конструкций, а также усилия в элементах статически неопределимых конструкций определяются методами строительной механики с учетом трещин и неупругих свойств бетона.

При сложных статически неопределимых системах допускается определять перемещения по формулам сопротивления материалов.

4.6.3.2 При кратковременном действии нагрузки жесткость изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов следует определять по формулам:

для трещиностойких элементов или их участков

$$B_k = 0,9 \cdot E_b \cdot I_{red}, \quad (102)$$

для нетрещиностойких элементов или их участков

$$B_k = 1,1 \cdot E_b \cdot I_{red} (I_b + \nu I_s). \quad (103)$$

Для определения жесткости нетрещиностойких участков изгибаемых элементов прямоугольного поперечного сечения допускается использовать зависимость и номограмму, приведенные в информационном приложении Б.

4.6.3.3 При одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок жесткость изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов следует определять по формулам:

для трещиностойких элементов или их участков

$$B = 0,8 \cdot E_b \cdot I_{red}, \quad (104)$$

для нетрещиностойких элементов или их участков

$$B = B_k (C + V) / (\delta \cdot C + V), \quad (105)$$

где C - обобщенное усилие от длительно действующих нагрузок;

V - обобщенное усилие от кратковременно действующих нагрузок;

δ - коэффициент снижения жесткости. Для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\delta = 1,5$, в растянутой зоне $\delta = 2,5$, для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и других замкнутых сечений $\delta = 2$.

4.7 Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на температурные, влажностные, сейсмические воздействия

4.7.1 К температурным воздействиям эксплуатационного периода относятся климатические колебания температуры наружного воздуха, воды в водоемах и эксплуатационный подогрев (или охлаждение) сооружения.

4.7.2 Температурные воздействия строительного периода определяются с учетом экзотермии и других условий твердения бетона, включая конструктивные и технологические мероприятия по регулированию температурного режима конструкции, температуры замыкания строительных швов, полного остывания конструкции до среднесуточных эксплуатационных температур, колебаний температуры наружного воздуха и воды в водоемах.

4.7.3 Для сооружений I класса теплофизические характеристики бетона устанавливаются на основании специальных исследований. Для сооружений других классов и при предварительном проектировании сооружений I класса указанные характеристики бетона допускается принимать по таблицам В.1 и В.2 рекомендуемого приложения В.

4.7.4 Деформативные характеристики бетона, необходимые для расчета термонапряженного состояния конструкций, допускается принимать:

начальный модуль упругости бетона, МПа, в возрасте менее 180 сут по формуле:

$$E_b(t) = 10^5 \left/ \left[1,7 + \frac{360}{x [\ln(t/180) + 5,2]} \right] \right., \quad (106)$$

где x - безразмерный параметр, принимаемый по таблице В.3 информационного приложения В;

t - возраст бетона, сут;

начальный модуль упругости бетона в возрасте 180 сут и более следует принимать в соответствии с п.4.2.1.33 (принимать начальный модуль упругости бетона массивных конструкций при сжатии и растяжении по таблице 10).

Характеристики ползучести бетона следует принимать по таблице В.4 информационного приложения В.

Для сооружений I класса деформативные характеристики бетона следует уточнять исследованиями на образцах из бетона производственного состава.

4.7.5 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию (недопущению) температурных трещин следует производить по формулам:

а) при проверке образования трещин и определении их размеров

$$A(t) \geq \frac{[\gamma_{cm} \cdot \eta \cdot \psi(t) \cdot R_{btn}]^2}{2 \cdot E_b(t)}. \quad (107)$$

Для образования поверхностной трещины необходимо, чтобы условие (93) выполнялось в пределах зоны растяжения, глубина которой в направлении, перпендикулярном поверхности, была бы не менее $1,3d_{max}$, где d_{max} - максимальный размер крупного заполнителя бетона;

б) при недопущении трещин в конструкциях, рассчитываемых по второй группе предельных состояний

$$A(t) \leq \frac{[\gamma_{cm} \cdot \psi(t) \cdot R_{btn}]^2}{2 \cdot E_b(t)}; \quad (108)$$

в) при недопущении трещин в конструкциях, рассчитываемых по первой группе предельных состояний

$$A(t) \leq \frac{[\gamma_{cm} \cdot \psi(t) \cdot R_{bt}]^2}{2 \cdot E_b(t)}, \quad (109)$$

где R_{bt} и R_{bt} – соответственно, нормативное и расчетное сопротивления бетона на осевое растяжение, определяемые в соответствии с п.п.4.2.1.17 и 4.2.18 (в зависимости от классов бетона по прочности на сжатие и на осевое растяжение принимать по таблицам 3 и 4 с учетом коэффициентов условий работы);

η - коэффициент перехода от нормативного сопротивления бетона на осевое растяжение к средней прочности на осевое растяжение бетона производственного состава, определяемый в соответствии с п.4.7.6;

$\psi(t)$ - коэффициент, учитывающий зависимость прочности бетона на осевое растяжение от возраста t и принимаемый в соответствии с п.4.7.7 (значение $\psi(t)$ в зависимости от возраста бетона для строительного периода по таблице Д.5 информационного приложения Д);

$E_{bt}(t)$ - модуль упругости бетона, определяемый в соответствии с п.4.7.4 (по формуле (106));

γ_{b6} - коэффициент условий работы, равный для массивных сооружений - 1,15, для остальных - 1,0;

$A(t)$ - работа растягивающих напряжений на соответствующей разности полных и вынужденных температурных деформаций в бетоне:

$$A(t) = \int_{t_0}^t \sigma^+(\tau) \frac{\partial [\varepsilon(\tau) - \alpha \cdot T(\tau)]}{\partial \tau} d\tau, \quad (110)$$

где τ - текущее время;

t_0 - время схватывания бетона;

$T(\tau)$ - температура бетона в момент времени τ ;

α - температурный коэффициент линейного расширения бетона;

$\varepsilon(\tau)$ - деформации бетона, определенные с учетом переменных во времени модуля упругости и ползучести бетона;

$\sigma^+(\tau)$ - растягивающие напряжения в бетоне:

$$\sigma^+(\tau) = \sigma(\tau) \text{ при } \sigma(\tau) > 0;$$

$$\sigma^+(\tau) = 0 \text{ при } \sigma(\tau) \leq 0,$$

где $\sigma(\tau)$ - напряжения в бетоне, определенные с учетом переменных во времени модуля упругости и ползучести бетона.

4.7.6 Коэффициент η определяется по формуле:

$$\eta = (1 - \dot{\varepsilon} \cdot \nu_2)^{-1}, \quad (111)$$

где u - коэффициент, зависящий от установленной обеспеченности q гарантированной прочности бетона и равный 1,64 при $q = 0,95$, 1,28 при $q = 0,90$ и 1,04 при $q = 0,85$;

v_2 - коэффициент вариации прочности бетона производственного состава.

В проектах бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует принимать $v = 0,135$ при $q = 0,95$, $v = 0,17$ при $q = 0,90$, $v = 0,213$ при $q = 0,85$.

4.7.7 Значение $\psi(t)$ в зависимости от возраста бетона следует принимать для строительного периода по таблице В.5 информационного приложения В, для эксплуатационного периода, как правило, равным 1,0.

Для сооружений I и II классов коэффициент $\psi(t)$ следует уточнять исследованиями на крупномасштабных образцах из бетона производственного состава.

4.7.8 Для сооружений I и II классов в технико-экономическом обосновании, а для сооружений III и IV классов - во всех случаях допускается расчет по образованию (недопущению) трещин от температурных воздействий производить по формуле:

$$\sigma(\tau) \leq \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b6} \cdot \varepsilon_{lim} \varphi(t) \cdot E_b(t), \quad (112)$$

где $\sigma(\tau)$ - температурные напряжения в момент времени t ;

ε_{lim} - предельная растяжимость бетона, определяемая по таблице Д.6 информационного приложения Д;

$\varphi(t)$ - коэффициент, учитывающий зависимость ε_{lim} от возраста бетона, определяемый по таблице В.7 информационного приложения В.

При определении коэффициента γ_{b3} значения h_t следует принимать равными длине участка эпюры растягивающих напряжений в пределах блока или при наличии на участке эпюры растягивающих напряжений зоны с нулевым градиентом напряжений.

4.7.9 Расчет конструкций гидротехнических сооружений, проектируемых для строительства, реконструкции, усиления и восстановления в сейсмических районах (возводимых или расположенных на площадках сейсмичностью 7, 8, 9 и 10 баллов), должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

4.7.10 Расчет конструкций с учетом сейсмического воздействия производится по предельным состояниям первой группы.

В случаях, обоснованных технологическими и эксплуатационными требованиями, допускается производить расчет по второй группе предельных состояний.

4.7.11 При расчете конструкций на прочность и устойчивость при сейсмических воздействиях помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими нормами, следует вводить дополнительные коэффициенты условий работы, определяемые для бетонных конструкций как $\gamma_\tau = 1,0$ и железобетонных конструкций для бетона как γ_{bt} по таблице 26 и арматуры как γ_{st} по таблице 27.

Таблица 26 – Значения коэффициента условий работы бетона γ_{bt}

Вид бетона	Значения коэффициента условий работы бетона γ_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие			
	B7,5	B15	B30	B40
тяжелый	1,0	1,0	0,95	0,9
легкий	1,0	1,0	0,9	-

Примечание - Для промежуточных классов бетона значение γ_{bt} следует принимать по интерполяции. При расчете прочности наклонных сечений по поперечной силе значение γ_{bt} следует умножать на коэффициент 0,9.

4.7.12 При проектировании железобетонных конструкций в сейсмических районах следует учитывать следующие конструктивные требования:

- площадь сечения вертикальной и горизонтальной арматуры в железобетонных стенах и диафрагмах жесткости должна составлять:
 - а) на периферийных участках – не менее 0,2 % и не более 4 % от площади сечения бетона;
 - б) на полевых участках – не менее 0,1 % и не более 4 %; от площади сечения бетона;

Таблица 27 – Значения коэффициента условий работы арматуры

Класс арматуры	Значения коэффициента условий работы арматуры γ_{st} при		
	растяжении		сжатии
	R_s	R_{sw}	R_s
A-I, Bp-I	1,2	A-I, Bp-I A-II A-III	1,2
A-II	1,15		1,15
A-III	1,1		1,1
A-IIIв, A-IV, A-V, A-VI Bp-II, K-7, K-19	1,0	A-IIIв, A-IV, A-V, A-VI Bp-II, K-7, K-19	1,0

Примечание – При расчете сварных соединений арматуры значения γ_{st} следует умножать на коэффициент, принимаемый для дуговой и контактной сварки 0,9, для ванной сварки – 0,8.

- во внецентренно сжатых и изгибаемых элементах хомуты должны ставиться по расчету и на расстояниях не более 400 мм и не менее $12 \cdot d$, где d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней. Во внецентренно сжатых элементах с площадью сечения продольной арматуры более 3 % хомуты следует устанавливать на расстоянии не более $8 \cdot d$ и не более 250 мм;

- жесткие узлы железобетонных рам должны быть усилены сварными сетками, спиралями или замкнутыми хомутами, установленными с шагом не более 100 мм;

- участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам рам (в т.ч. к фундаментам), на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), установленной по расчету, но с шагом не более 100 мм. Первый хомут должен располагаться на расстоянии не более 50 мм от грани узла;

- соединения продольной арматуры периферийных участков стен и диафрагм жесткости, при диаметре продольной арматуры более 22 мм, а также продольной арматуры колонн следует выполнять на сварке. При соответствующих экспериментальных обоснованиях для стыкования продольной арматуры допускается применять механические стыковые соединения (стыки с прессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.);

- соединения рабочей арматуры (на сварке или без сварки) должны, как правило, располагаться в разбежку с соблюдением соответствующих положений по проектированию железобетонных и бетонных конструкций.

- стыковые соединения арматуры на ванной сварке в инвентарных (съёмных) формах и на сварке на остающихся стальных скобах-накладках допускаются при условии контроля качества их выполнения разрушающими методами;

- минимальная длина перепуска арматуры в стенах и диафрагмах жесткости при ее стыковании внахлестку без сварки должна быть на 25 % больше значений, требуемых для обычных условий строительства;

- в зоне перепуска арматуры ригелей, стыкуемой в нахлестку без сварки, шаг хомутов должен быть не более $h/4$ (h – высота сечения арматуры);

- концы гнутых хомутов должны быть загнуты вокруг продольной арматуры и заведены в глубь сечения на длину не менее $6 \cdot d$ хомута и не менее 8 см.

4.7.13 При проектировании предварительно-напряженных железобетонных конструкций в сейсмических районах следует учитывать следующие конструктивные требования:

- прочность сечения должна превышать их трещиностойкость не менее чем на 25 %;

- продольная напрягаемая арматура должна иметь сцепление с бетоном;

- напрягаемая стержневая арматура диаметром 28 мм и более должна иметь на концах анкерные устройства;

- для большепролетных и ответственных изгибаемых конструкций, а также для колонн каркасных зданий рекомендуется смешанное армирование. В предварительно-напряженных конструкциях не допускается применять арматуру с относительным удлинением при разрыве менее 2 %;

- в предварительно напряженных конструкциях, подлежащих расчету на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, усилия, определяемые из условий прочности сечений, должны превышать усилия, воспринимаемые сечением при образовании трещин, не менее чем на 25 %;

- в предварительно напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой относительное удлинение после разрыва ниже 2 %;

- в предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемую арматуру следует располагать в закрытых каналах, замоноличиваемых в дальнейшем бетоном или раствором.

4.7.14 Деформационные и прочностные характеристики бетонных и железобетонных конструкций сооружений следует определять экспериментально с учетом особенностей сейсмического воздействия. Допускается деформационные характеристики принимать усредненными по всему сечению или объему сооружения, а при расчете сооружения на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий использовать статические прочностные характеристики.

4.7.15 В расчетах прочности конструкций подпорных гидротехнических сооружений по одномерной (консольной) и двумерной схемам следует учитывать горизонтальные сейсмические воздействия (по направлениям вдоль и поперек оси сооружения); в расчетах по пространственной схеме целесообразно учитывать также наклонные сейсмические воздействия, имеющие те же направления в плане и угол наклона к горизонтальной плоскости 30° .

4.7.16 В расчетах устойчивости конструкций гидротехнических сооружений следует учитывать наиболее опасное горизонтальное или наклонное, направленное под углом 30° к горизонтальной плоскости, сейсмическое воздействие. При этом значение модуля вектора сейсмического ускорения основания принимается равным A (коэффициент, значение которого следует принимать равным 0,1; 0,2; 0,4 для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов, соответственно).

4.8 Охрана окружающей среды

4.8.1 При проектировании железобетонных конструкций следует учитывать предельно допустимые нагрузки на окружающую среду, предусматривать надежные и эффективные меры предупреждения, устранение загрязнения вредными отходами, их обезвреживание и утилизацию.

4.8.2 При проектировании и строительстве бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений не следует применять материалы, а также технологии, способствующие химическому, физическому и биологическому загрязнению окружающей среды.

4.8.3 Для выполнения мероприятий по охране окружающей среды при проектировании железобетонных конструкций следует применять ресурсосберегающие, малоотходные и безотходные технологии производства бетона.

4.8.4 Для соблюдения охраны окружающей среды при строительстве и эксплуатации бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений следует сократить пылевые и газовые выбросы, твердые отходы и иные воздействия.

4.8.5 При проектировании и строительстве бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений должны быть полностью учтены реальные потребности в электроэнергии и водоснабжении данного региона, рельеф местности, меры по максимальному сохранению природы, по недопущению отрицательных изменений в окружающей природной среде.

5 ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ

5.1 В целях достижения оптимальных технико-экономических показателей энергосбережения и рационального использования природных ресурсов при проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений рекомендуется предусматривать применение высокопрочных бетонов и арматуры.

5.2 Для обеспечения рационального использования природных ресурсов при проектировании бетонных и железобетонных конструкций следует предусматривать широкое использование поверхностно-активных добавок к бетону (воздухововлекающих, пластифицирующих и др.).

5.3 При проектировании элементов бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует обеспечить снижение удельного расхода цемента за счет применения высококачественных инертных заполнителей: щебня, гравия, песка.

5.4 Для рационального использования природных ресурсов проектирование бетонных и железобетонных изделий следует осуществлять с учетом новых технических решений монтажа, технологических приемов, улучшения проектов этих конструкций.

5.5 В целях ресурсосбережения при проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует предусматривать укрупнение изделий и повышение их заводской готовности, снижение материало-, энерго- и трудоемкости конструкций, увеличение их долговечности в различных условиях эксплуатации.

Приложение А
(обязательное)

Номограмма для определения коэффициента k для расчета прочности бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений

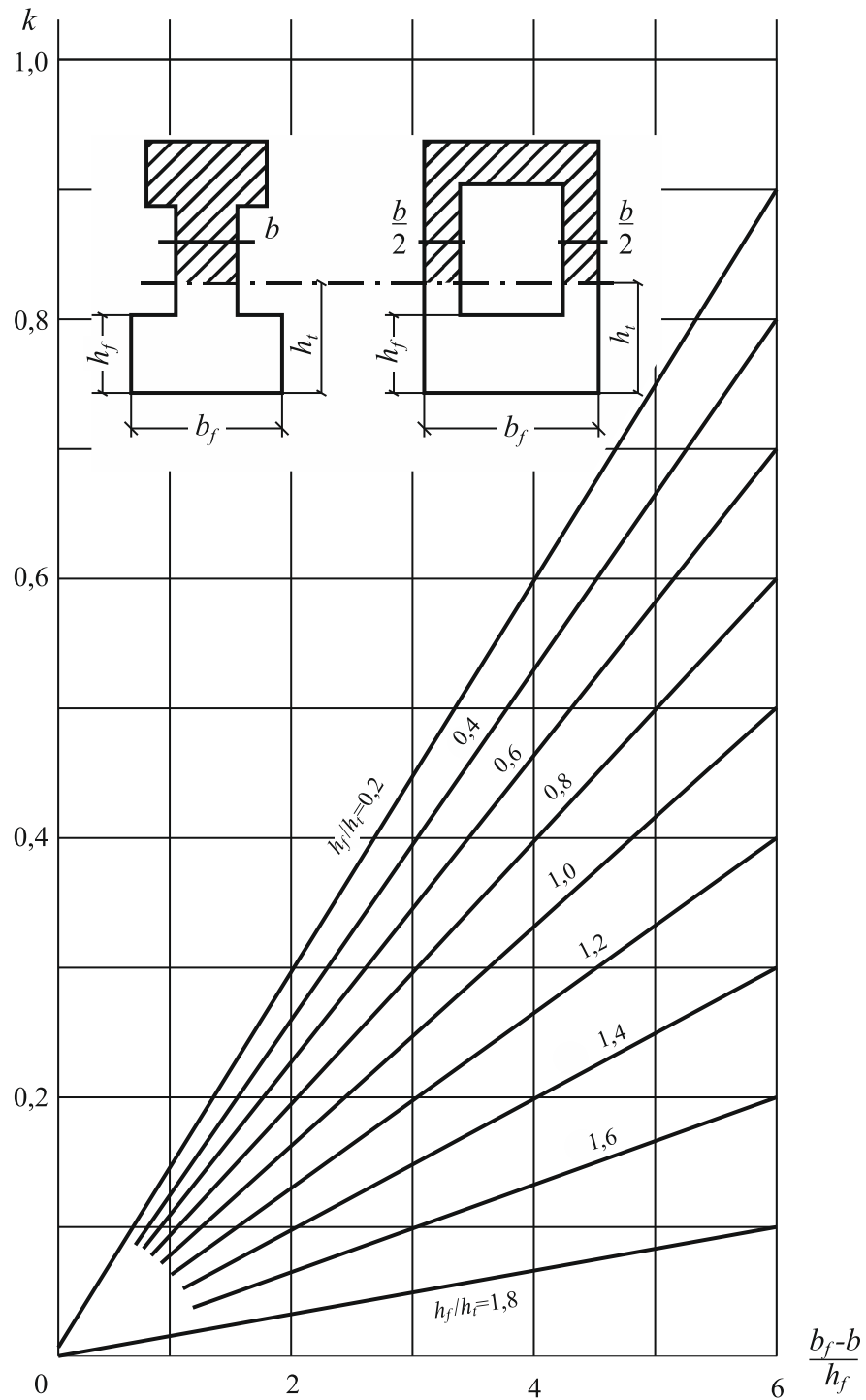


Рисунок А.1 - Номограмма для определения коэффициента k для расчета прочности бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений

Приложение Б
(информационное)

Номограмма для определения коэффициента жесткости нетрещиностойких участков элементов прямоугольного сечения, рассчитываемых по раскрытию трещин

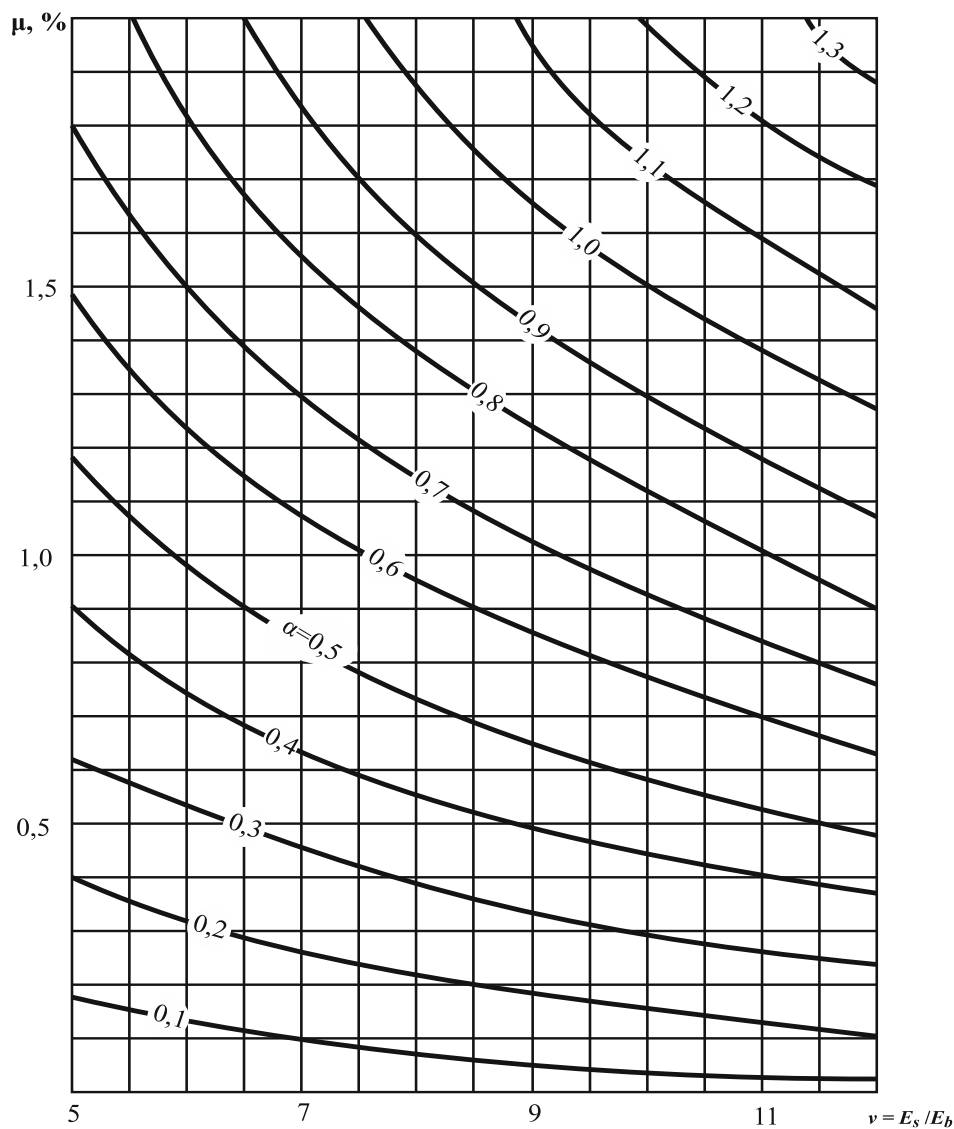


Рисунок Б.1 - Номограмма для определения коэффициента жесткости нетрещиностойких участков элементов прямоугольного сечения, рассчитываемых по раскрытию трещин

$$\alpha = 4,4 \xi^3 + 13,2 \nu \mu (1 - \xi)^2, \quad (\text{Б.1})$$

$$B_k = a E_b I_o, \quad (\text{Б.2})$$

где I_o - момент инерции сечения элемента с высотой h_o .

Приложение В
(информационное)

Характеристики бетона для расчета конструкций на температурные воздействия

Таблица В.1 - Теплофизические характеристики бетона

Характеристика бетона	Буквенное обозначение	Единицы измерения	Значение
Температурный коэффициент линейного расширения	a_{bt}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	1×10^{-5}
Теплопроводность	λ_b	$\frac{Вт (м \cdot ^{\circ}\text{C})}{ккал / (м \cdot ч \cdot ^{\circ}\text{C})}$	$\frac{2,67}{2,3}$
Температуропроводность	a_T	$\frac{м^2 / с}{м^2 / ч}$	$\frac{11 \cdot 10^{-7}}{4 \cdot 10^{-3}}$
Удельная теплоемкость	c_b	$\frac{кДж / (кг \cdot ^{\circ}\text{C})}{ккал / (кг \cdot ^{\circ}\text{C})}$	$\frac{1}{0,24}$
Коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона:	β	$\frac{Вт / (м^2 \cdot ^{\circ}\text{C})}{ккал / (м^2 \cdot ч \cdot ^{\circ}\text{C})}$	
в наружный воздух			$\frac{24}{20}$
в воздух внутри полых швов, шахт, шатров			$\frac{7-12}{5-10}$
в воду			∞
Примечание - Размерности и значения характеристик бетона приведены: над чертой в единицах СИ, под чертой в действовавших системах (технической системы единиц).			

Таблица В.2 - Характеристики тепловыделения бетона

Тип цемента	Марка цемента	Тепловыделение бетона, кДж/ккал, на 1 кг цемента в возрасте бетона, сут			
		3	7	28	90
Портландцемент	300	210/50	250/60	295/70	300/72
	400	250/60	295/70	345/82	355/85
	500	295/70	335/80	385/92	400/95
Пуццолановый портландцемент, шлакопортландцемент	300	175/42	230/55	270/65	280/67
	400	210/50	265/63	320/77	335/80

Таблица В.3 – Параметр χ

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	χ при классе бетона по прочности на сжатие									
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
До 4	40	27	37	45	54	62	77	90	106	125	146
	80	32	44	56	67	77	98	116	133	153	180
	120	37	52	67	77	90	116	139	162	191	216
4 - 8	40	20	28	35	41	47	58	69	80	94	115
	80	25	37	42	50	58	72	86	102	120	139
	120	29	40	50	60	69	86	102	116	132	154
Св.8	40	11	15	19	23	26	35	42	50	62	74
	80	15	19	24	29	33	42	52	60	72	86
	120	17	24	29	35	40	50	60	69	83	98

Таблица В.4 - Характеристики ползучести бетона

Возраст загрузки, сут	Мера ползучести бетона $\epsilon(t, \tau) \cdot 10^5$, МПа ⁻¹ , при длительности загрузки $(t - \tau)$, сут								
	0	10	25	50	100	200	500	1000	1500
0,125	0	0,90	16,00	20,00	24,00	27,00	31,00	32,00	32,00
10	0	1,10	1,76	2,23	2,67	3,06	3,48	3,60	3,60
30	0	0,85	1,41	1,80	2,18	2,52	2,89	3,00	3,00
112	0	0,50	0,80	1,18	1,45	1,70	1,92	1,98	1,98
205	0	0,35	0,67	0,88	1,09	1,26	1,42	1,46	1,46
512	0	0,21	0,46	0,65	0,80	0,91	0,98	1,00	1,00
1500	0	0,21	0,46	0,65	0,80	0,91	0,98	1,00	1,00

Таблица В.5 - Коэффициент $\psi(t)$

Возраст достижения бетоном прочности по классу на сжатие, сут	Коэффициент $\psi(t)$ при возрасте бетона, сут							
	3	7	14	28	45	90	180	360
180	0,31	0,47	0,62	0,78	0,85	0,93	1,00	1,07
360	0,29	0,44	0,59	0,72	0,80	0,86	0,93	1,00

Таблица В.6 - Предельная растяжимость бетона

Осадка конуса, см	Максимальный размер крупного заполнителя, мм	Предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{bm} \cdot 10^5$ при классе бетона по прочности на сжатие									
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
До 4	40	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	80	3,0	3,2	3,5	3,7	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
	120	2,7	3,0	3,2	3,5	3,7	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2
4 - 8	40	4,0	4,2	4,5	4,7	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
	80	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	120	3,2	3,5	3,7	4,0	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2	6,7
Св. 8	40	6,0	6,2	6,4	6,5	6,7	7,0	7,4	7,7	8,0	8,5
	80	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,2	6,6	7,0	7,5	7,8
	120	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3	5,8	6,2	6,7	7,0	7,5

Таблица В.7 – Коэффициент $\phi(t)$

Возраст бетона, сут	$\phi(t)$ при классе бетона по прочности на сжатие, в возрасте 180 сут									
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
3	0,94	0,89	0,84	0,80	0,76	0,71	0,66	0,63	0,61	0,60
7	0,95	0,90	0,86	0,83	0,80	0,76	0,73	0,71	0,70	0,70
14	0,96	0,92	0,89	0,86	0,84	0,81	0,79	0,78	0,77	0,77
28	0,97	0,95	0,93	0,91	0,90	0,88	0,87	0,86	0,86	0,86

Таблица В.7 – Коэффициент $\phi(t)$ (окончание)

Возраст бетона, сут	$\phi(t)$ при классе бетона по прочности на сжатие, в возрасте 180 сут									
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
45	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91	0,91
90	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
180 и более	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Таблица В.8 - Расчетные значения сдвиговых характеристик бетонной кладки по строительным швам

Характеристика сдвига	Сооружения с секционной разрезкой на блоки				Сооружения со столбчатой разрезкой на блоки							
	Вибрированный бетон класса		Укатанный бетон класса		Вибрированный бетон класса							
	B5	B17,5	B20	B40	B5	B17,5	B20	B30	B5	B17,5	B20	B40
Коэффициент трения-зацепления	1,1		1,2		1,0		1,1		1,0		1,1	
Сцепление, МПа	0,3		0,4		0,2		0,3		0,1		0,2	
Примечание - Обеспеченность расчетных значений сдвиговых характеристик принята равной 90%.												

УДК 627.8.0124(083.74)

МКС 91.100.30

91.080.40

93.160

Ключевые слова: конструкции, бетон, арматура, расчетные показатели, расчет по прочности, расчет по раскрытию трещин, расчет по деформациям, конструктивные требования, гидротехнические сооружения.

ҚР ЕЖ 3.04-102-2014

СП РК 3.04-102-2014

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ 3.04-102-2014

**ГИДРОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ
БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СП РК 3.04-102-2014

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИИ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная