

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН БӨГЕТТЕР

ПЛОТИНЫ БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ

**ҚР ЕЖ 3.04-104-2014
СП РК 3.04-104-2014**

**Ресми басылым
Издание официальное**

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ
- 2 **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің 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» желтоқсан №156 бұйрығымен 2015 жылдың 1 шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 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 №156 от «29» декабря 2014 года с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының 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	IV
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР.....	2
4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕР.....	3
5 ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕРДІҢ ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ	5
6 ҚҰРЫЛЫС МАТЕРИАЛДАРЫ	8
7 ЖАЛПЫ КОНСТРУКТИВТІК ШЕШІМДЕРІ	11
7.1 Жалпы ережелер.....	11
7.2 Деформациялық жіктер және оларды тығыздау	13
7.3 Су жинайтын, су жіберетін және су шығаратын имараттар	16
7.4 Бөгеттерді іргемемен түйінdestіру	18
8 НЕГІЗГІ ЕСЕПТІК ЕРЕЖЕЛЕР	19
8.1 Жүктемелер, әсер ету және олардың үйлесімдігі.....	19
8.2 Бөгеттерді есептеу.....	29
9 ЖАРТАСТЫ ЕМЕС ІРГЕЛЕРДЕГІ БӨГЕТТЕР	36
9.1 Бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау	36
9.2 Жерастылық пішін	39
9.3 Понурлар	40
9.4 Шпунттар	41
9.5 Тістер мен сүзуге қарсы бүркеулер	42
9.6 Дренаждық құрылғылар	42
9.7 Бөгеттерді есептеу.....	42
9.8 Анкерлік понурды есептеу	44
10 ЖАРТАСТЫ ІРГЕЛЕРДЕГІ ГРАВИТАЦИЯЛЫҚ БӨГЕТТЕР.....	45
10.1 Гравитациялық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау.....	45
10.2 Гравитациялық бөгеттерді есептеу.....	48
11 ЖАРТАСТЫ ІРГЕЛЕРДЕГІ КОНТРФОРСТЫҚ БӨГЕТТЕР.....	55
11.1 Контрфорстық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау.....	55
11.2 Контрфорстық бөгеттерді есептеу.....	57
12 АРКАЛЫҚ БӨГЕТТЕР.....	62
12.1 Аркалық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау	62
12.2 Аркалық бөгеттерді есептеу.....	63
13 БӨГЕТТЕРДІ СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ЖОБАЛАУ	65
13.1 Жалпы ережелер.....	65
13.2 Есептік сейсмикалық жүктемелер	68
13.3 Есептік сейсмикалық жүктемелерді спектралдық әдіс бойынша анықтау.....	68
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Есептік сейсмикалық жүктемелерді синтезделген акселеограммаларды және жер сілкінісі кезінде іргелерді жылдамдатудың аспаптық жазбаларын қолдану арқылы анықтау.....	73

КІРІСПЕ

Осы ережелер жинағы нормалаудың параметрлік әдісіне сәйкес Қазақстан Республикасының құрылыс саласын техникалық реттеу жүйесін реформалау аясында әзірленді.

Осы ережелер жинағы энергетикалық, су-көліктік мақсаттағы имараттардың құрамына кіретін, мелиоративтік жүйелердің, сумен жабдықтау және ағынды қайта ағызу жүйелерінің, сонымен қатар су тасқынымен күресу имараттарының қайтадан соғылатын және реконструкцияланатын бетон және темірбетон бөгеттерін жобалауға қатысты негізгі қолайлы шешімдер мен қағидалардан тұрады.

Осы ережелер жинағы бетон және темірбетон бөгеттердің құрылысын салу мен пайдалануға беру объектілерінің қауіпсіздігін қамтамасыз ету бойынша Қазақстан Республикасының «Ғимараттар мен құрылыстардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігіне қойылатын талаптар» техникалық регламентінің және ҚР ҚН 3.04-04 «Бетон және темірбетон бөгеттер» құрылыс нормаларының талаптарын сақтау жөніндегі дәлелдеу базасының нормативтік құжаттарының бірі болып табылады.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН БӨГЕТТЕР
ПЛОТИНЫ БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы ережелер жинағы су ортасының әсер етуіне ұшырайтын және энергетикалық, су-көліктік мақсаттағы имараттардың құрамына кіретін, мелиоративтік жүйелердің, сумен жабдықтау және ағынды қайта ағызу жүйелерінің, сонымен қатар су тасқынымен күресу имараттарының қайтадан соғылатын және реконструкцияланатын бетон және темірбетон бөгеттерін жобалауға таралады.

1.2 Ережелер жинағы бұзылысы жер сілкінісі кезінде, негіздеменің төтенше отырмалы, ісетін немесе карсттық деформациясынан, немесе төтенше табиғи апаттардан қауіпті экологиялық және әлеуметтік салдарға әкелуі мүмкін бөгеттерге таралмайды.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы ережелер жинағын қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар керек:
Қазақстан Республикасы Үкіметінің 2010 жылғы 17-қарашадағы №1202 қаулысымен бекітілген «Ғимараттар мен құрылыстардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігіне қойылатын талаптар» техникалық регламенті;

ҚР ҚН 1.01-01-2011 Сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы мемлекеттік нормативтер. Негізгі ережелер.

ҚР ҚН 3.04-01-2013 Гидротехникалық имараттар.

ҚР ҚНЖЕ 3.04-01-2008 Гидротехникалық имараттар. Жобалаудың негізгі қағидалары.

ҚР ҚНЖЕ 2.01-07-85* Жүктемелер мен әсерлер.

ҚР ҚНЖЕ 3.04-40-2006 Гидротехникалық имараттарға түсетін жүктемелер мен әсерлер.

ҚР ҚНЖЕ 2.03-30-2006 Сейсмикалық аудандардағы құрылыс.

ҚНЖЕ 2.06.08-87 Гидротехникалық имараттардың бетон және темірбетон конструкциялары.

ҚНЖЕ 2.03.01-84* Бетон және темірбетон конструкциялар.

ҚР ҚНЖЕ 5.04-22-2002 Болат конструкциялар.

ҚР ҚНЖЕ 3.04-02-2008 Топырақ материалдар жасалған бөгеттер.

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

Ресми басылым

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

ВҚН 5-84 Гидротехникалық жүйелер мен имараттар. Гидрогеологиялық және инженерлік-геологиялық іздеулер.

МемСТ 31938-2012 Бетон конструкцияларды арматуралауға арналған композиттік полимерлік арматура.

ЕСКЕРТПЕ Осы мемлекеттік нормативті пайдалану кезінде сілтемелік құжаттардың әрекетін ағынды жыл жағдайы бойынша жасалатын және ай сайын шығарылатын ақпараттық бюллетень-журналға сай келетін ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында әрекет ететін сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізбесі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттарының көрсеткіші», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі мемлекетаралық нормативтік құжаттарының көрсеткіші» каталогтары бойынша тексеру мақсатқа сай келеді. Егер сілтемелік құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативтерді пайдалану кезінде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтемелік құжат ауыстырылмай алынып тасталған болса, онда оған сілтеме жасалған ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлікте қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы ережелер жинағында ҚР ҚН 1.01-01 құрылыс нормаларында баяндалған тиісті анықтамалары бар, сонымен қатар келесі терминдер мен анықтамалар қолданылады:

1.1 Бөгет: су деңгейін көтеруге арналған, су ағыны мен оның маңайын қоршап тұратын негізгі су тірейтін имарат;

1.2 Бьеф: су тірейтін имаратқа жанасатын су ағынының бөлігі;

1.3 Жоғарғы бьеф: бөгеттің ағысы бойынша жоғарғы ағын (су тірейтін имараттың жоғарғы жағындағы бьеф);

1.4 Төменгі бьеф: ағыстың төменгі бөлігі (су тірейтін имараттың төменгі жағындағы бьеф);

1.5 Су ағызғыш: артық суды (әдетте, тасқынның суын) су қоймасынан ағызып жіберуге арналған гидротехникалық имарат;

1.6 Жота: бөгет пішінінің жоғарғы жағы;

1.7 Дренаж: сүзілген және жерастылық суларды жинау мен бұруға арналған құрылғы;

1.8 Бөгеттің тісі: бөгеттің тұрақтылығын арттыру немесе сүзу жолын ұлғайту мақсатында іргеде табанды жартылай тереңдету;

1.9 Бөгеттің табаны: бөгеттің іргеде жанасқан беті;

1.10 Тірейтін деңгей: тірегіштің әрекетінің нәтижесінде су ағынында немесе су қоймасында пайда болған судың деңгейі;

1.11 Потерна: бөгеттің ішіндегі галерея;

1.12 Экран: бөгеттің жоғарғы сүзуге қарсы құрылғысы;

1.13 Кавитация: қысымның өзгеруі кезінде сұйықтықтың тұтастылығының бұзылуы, су ағынын бетон бетінен кетіру және бетон бетінің тегіссіздігінен құрылған және қатты беттің кавитациялық эрозиясына әкеп соғатын су қабаттарын ауамен қанықтыру;

1.14 Дрена: вертикаль немесе горизонталь дренаждық ұңғыма;

1.15 **Понур:** бетоннан, темірбетоннан, асфальттан немесе басқа материалдардан жасалған сүзуге қарсы жабын;

1.16 **Шпунт:** қағылған қалқаншалардан (металл, темірбетон немесе ағаш) жасалған бөлетін вертикаль қабырға;

1.17 **Ряж:** таспен немесе қиыршық таспен толтырылған металл торлар;

1.18 **Рисберма:** су ағызуды аяқтайтын табанның горизонталь телімі

1.19 **Жоғарғы еңіс:** жоғарғы бьеф жақтағы бөгеттің беті;

1.20 **Астыңғы еңіс:** бөгеттің төменгі бьеф жақтағы беті;

1.21 **Берма:** суды бұруға және мақсаттарға арналған бөгеттердің еңістерінде орнатылатын, кішкене еңісі бар горизонталь алаңша;

1.22 **Суффозиялық жаратылыс:** бетонның топырақтың құрамындағы сульфаттардан тот басуы;

1.23 **Кері сүзгіш:** дренаж бен топырақтық бөлшектерді шығаруға кедергі келтіретін дренаждалған дененің байланысындағы ұсақ ұяшықты сүзетін қабат;

1.24 **Сүзуге қарсы құрылғы:** судың сүзілуіне кедергі келтіретін аз сіңіретін топырақтың немесе жасанды материалдың қабаты;

1.25 **Шашкалар:** биіктігі ұзындығынан немесе енінен кіші судың энергиясын сөндірушілер;

1.26 **Пирстер:** биіктігі ұзындығынан немесе енінен үлкен судың энергиясын сөндірушілер.

4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕР

A – бөгет секциясының табанының ауданы;

A_{red} – контрфорстың берілген горизонталь қиысуының ауданы;

A_s – арматураның қиысуының ауданы;

E_b – бетон серпінділігінің бастапқы модулі;

E_{bd} – бетон қалаудың деформация модулінің есептік мәні;

E_s – арматура серпінділігінің модулі;

F – жалпыландырылған күшпен әсер етудің есептік мәні;

H_u – жоғарғы бьеф жақтан келген қысым;

H_t – төменгі бьеф жақтан келген қысым;

H_d – есептік қиысудың астындағы қысым;

H_{dr} – дренаж осы бойынша қалдық сүзілген қысым;

H_{as} – цементтік бүркеудің осы бойынша қалдық сүзілген қысым;

$I_{cr,m}$ – ағынның қауіпті орташа градиенті;

I_{adm} – ағынның рұқсатты градиенті;

I_{red} – контрфорстың берілген горизонталь қиысуының инерциясының сәті;

M – күштің сәті, иілетін сәт;

N – дұрыс күш;

P_{ws} – сорғыштардың жоғарғы бьеф жағынан қысымы;

Q – жылжытудың күші;

R – жалпыландырылған күш түсетін қабілеттіліктің есептік мәні;

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

P_b – бетонның қысуға есептік кедергісі;
 P_{bt} – бетонның осьтік созуға есептік кедергісі;
 U_{rot} – судың бөгет табанына толық қысымға қарсылығы;
 U_f – бөгеттің жерастылық пішінінің жеке телімдеріндегі сүзгіштік қысымға қарсылығы;
 U_v – өлшенетін қысымға қарсылық;
 W_x, W_y – қысудың x -х және y -у осьтеріне қатысты кедергісінің сәттері;
 a_{dr} – бөгеттің ағындық шегінен дренаж осыне дейінгі қашықтығы;
 b – бөгеттің ірге бойынша ені;
 d – бөгет секциясының ені;
 d_t – бөгет денесінің горизонталь қиясулардағы және байланыс қиясуындағы созылу аймағының тереңдігі;
 $d_{t,lim}$ – бөгеттің жоғарғы шегіндегі созылу аймағының шекті тереңдігі;
 g – еркін құлауды жылдамдату;
 h – бөгеттің биіктігі;
 h_{ws} – сорғыштардың бөгет алдындағы биіктігі;
 K – сүзу коэффициенті;
 K_y – қысу кезіндегі топырақ төсемдерінің коэффициенті;
 K_x – жылжыту кезіндегі топырақ төсемдерінің коэффициенті;
 l_u – су қысымының жоғарғы бьеф жағындағы әрекетінің есептік ұзындығы;
 l_t – су қысымының төменгі бьеф жағындағы әрекетінің есептік ұзындығы;
 m_u, m_t – есептік қысу деңгейіндегі бөгеттің жоғарғы және астыңғы шектерінің еңістері;
 α_2 – қысымға қарсы тиімді алаңның коэффициенті;
 γ_{lc} – жүктемелердің үйлесімінің коэффициенті;
 γ_n – имараттың мақсаты бойынша сенімділік коэффициенті;
 γ_{cd} – бөгет жұмыстарының жағдайының коэффициенті;
 γ_{cda} – аркалық бөгеттердің жұмыс жағдайының коэффициенті;
 γ_{ws} – өлшенген күйдегі тосқындар топырағының салыстырмалық салмағы;
 ρ_w – судың тығыздығы;
 ν – топырақтың Пуассон коэффициенті;
 σ – дұрыс кернеулер;
 τ – жанама кернеулер.

5 ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕРДІҢ ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ

5.1 Конструктивтік шешімдер мен технологиялық мақсаттарға байланысты бетон және темірбетон бөгеттер:

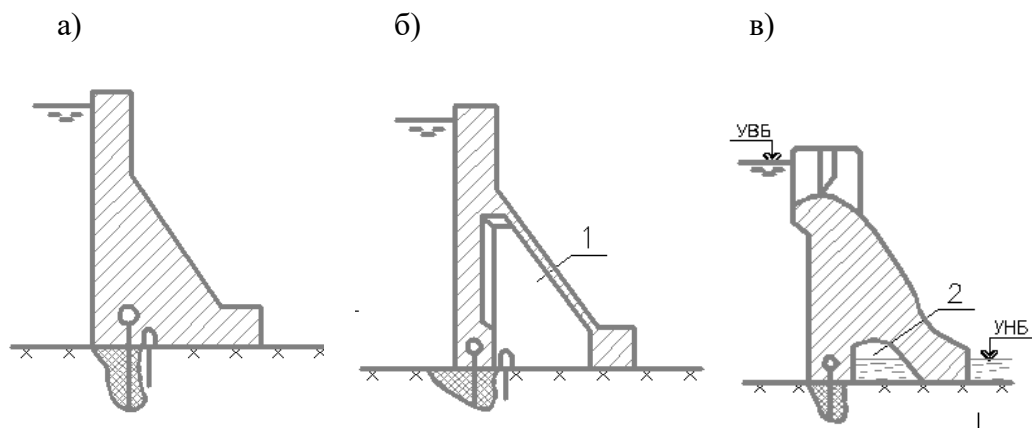
- а) конструктивтік шешім бойынша:
 - а.1 жартасты іргелердегі гравитациялық:
 - а.1.1 массивтік (1.а-сурет);
 - а.1.2 кеңейтілген жіктері бар (1.б-сурет);
 - а.1.3 іргесінде бойлық жазығы бар (1.в-сурет);

- а.1.4 қысымды шектегі экраны бар (2.а-сурет);
- а.1.5 негіздемеде анкерлеуі бар (2.б-сурет);
- а.1.6 анкерлік понуры бар;
- а.2 жартасты іргелердегі контрфорстық:
 - а.2.1 массивтік ауыздықтары бар (массивтік контрфорстық) (3.а-сурет);
 - а.2.2 аркалық жабыны бар (көп аркалы) (3.б-сурет);
 - а.2.3 жазық жабыны бар(4-сурет);
- а.3 жартасты шатқалдағы аркалы:
 - а.3.1 қысылған тірегі бар (5-сурет);
 - а.3.2 периметралдық жігі бар (6.а-сурет);
 - а.3.3 үш топсалы белдіктен жасалған (6.б-сурет);
 - а.3.4 гравитациялық тірегі бар (7-сурет);
- б) технологиялық мақсат бойынша:
 - б.1 енjarлы (1.а, 1.б, 2.а, 2.б-суреттер);
 - б.2 су ағызатын:
 - б.2.1.1 үстіңгі суағары бар (1.в, 3.а, 8.а-суреттер);
 - б.2.1.2 тереңдік су ағызғышы бар (1.в, 2.а, 8.б-суреттер);
 - б.2.1.3 көп ярустық (үстіңгі суағары мен тереңдік су ағызғышы бар) (8.в-сурет) болып бөлінеді.

5.2 Жартасты іргедегі бетон бөгеттерді:

- кең жармалар жағдайында: гравитациялық және контрфорстық;
- жартасты шатқал жағдайында ($l_{ch}/h \leq 5$ кезінде): аркалық-гравитациялық және аркалық (l_{ch} – шатқалдың ені хорда бойынша бөгет жотасының деңгейінде; h – бөгеттің ені) түрлерінде жобалау керек.

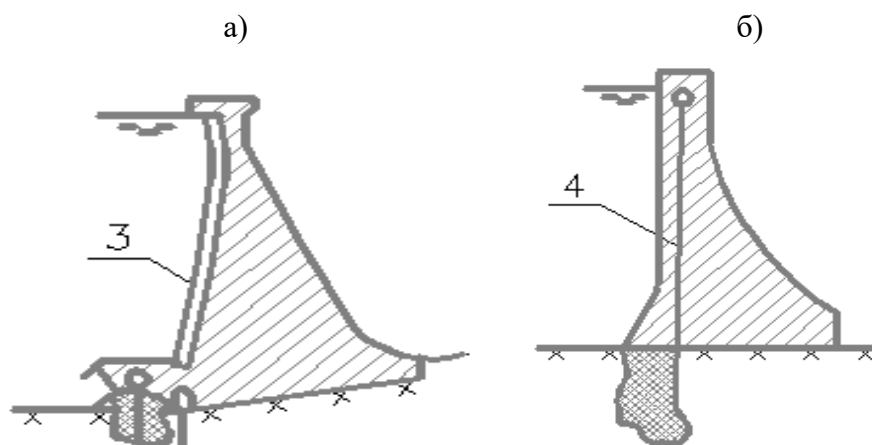
Топографиялық және геологиялық жағдайларға байланысты бір жармада әртүрлі түрдегі, мысалы, гравитациялық және контрфорстық немесе аркалық және гравитациялық ж.с.с. бөгеттер бір уақытта қолданыла алады.



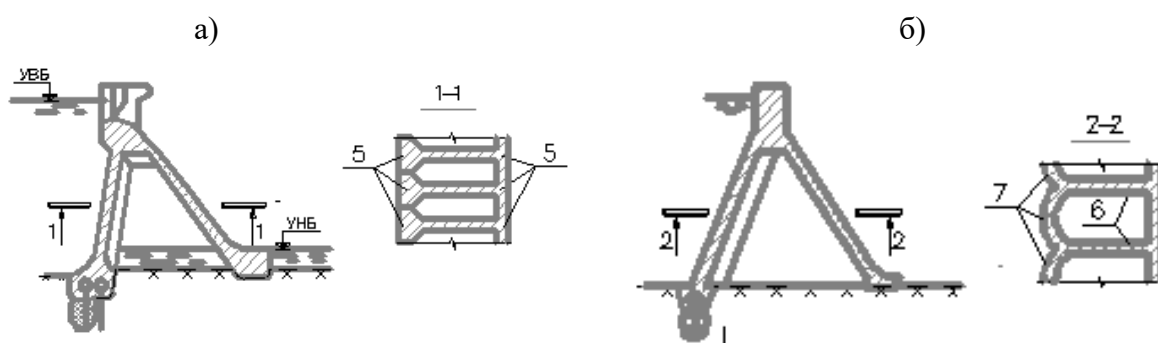
1-сурет – Гравитациялық бөгеттердің кесіктерінің схемалары

(а – массивтік бөгет; б – кеңейтілген жіктері бар бөгет;

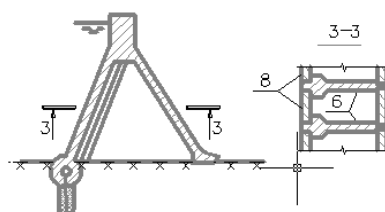
в – іргесінде анкерлеуі бар бөгет; 1 – кеңейтілген жік; 2 – бойлық қуыс)



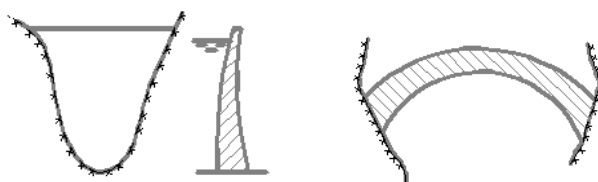
2-сурет – Гравитациялық бөгеттердің кесіктерінің схемалары
(а – ағындық шегінде экраны бар бөгет; б – іргесінде анкерлеуі бар бөгет;
3 – экран; 4 – алдын-ала кернелген анкер)



3-сурет – Контрфорстық бөгеттердің кесіктерінің схемалары
(5 – массивтік ауыздықтар; 6 – контрфорстар; 7 – аркалық жабын)



4-сурет – Жазық жабыны бар контрфорстық бөгеттің кескінінің схемасы
(8 – жазық жабын)



5-сурет – Аркалық бөгеттің кескінінің схемасы

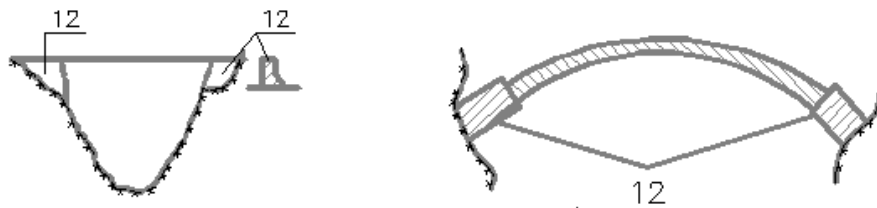
а)

б)

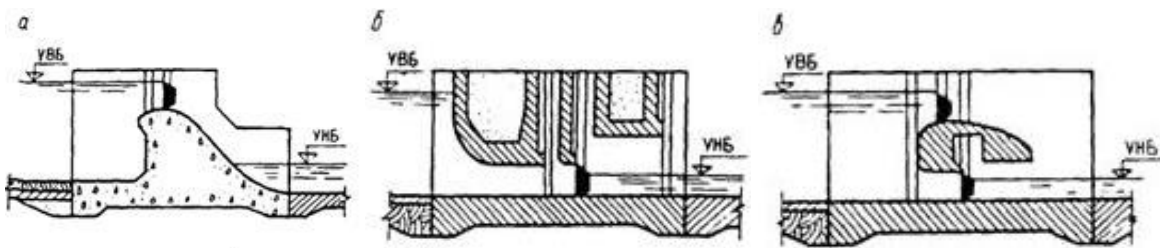


6-сурет – Аркалық бөгеттің кескіндерінің схемалары

(а – перименталдық жігі бар бөгет; б – үш топсалы белдіктен құрылған бөгет;
9 – перименталдық жігі; 10- үш топсалы белдік; 11 – топсалар)



7-сурет – Гравитациялық тірегі бар аркалық бөгеттердің кескінінің схемасы
(12 – гравитациялық тіректер)



8-сурет – Жартасты емес іргедегі су ағызатын бөгеттердің негізгі түрлері

(а – суағар; б – терең су ағызғыштар; в – екі ярустық)

5.3 Жартасты емес іргедегі бетон және темірбетон бөгеттерді, әдетте, су ағызатын түрінде жобалау керек (8-сурет). Қысымды фронттың енжарлы телімдері үшін бетон және темірбетон бөгеттерді қолдану қажеттілігі негізделуі керек.

5.4 Бетон және темірбетон бөгеттердің класы олардың биіктігі мен әлеуметтік-экономикалық жауапкершілік пен ҚР ҚНЖЕ 3.04-01 А қосымшасындағы А.1 және А.2-кестелерінде көрсетілген пайдалануға беру жағдайларының есебі бар топырақ жағдайларының типтеріне байланысты белгіленеді.

Егер бөгеттің ағыстық фронтының жеке телімдері әртүрлі конструкциялы немесе биіктіктегі бөгеттерден жасалған болса, онда олардың класы бөгеттің ең терең бөлігінің класына тең етіп қабылданады.

5.5 Бөгеттің класын анықтаған кезде оның биіктігі жарманың ең терең теліміндегі бөгеттің биіктігіне тең етіп қабылданады. Бөгеттің биіктігі жота (парапетті қоса) мен бөгет табанының астының белгілерінің айырмашылығы (іргедегі ірі сызаттарды қалауға қажетті іргедегі жергілікті тереңдетудің немесе тіс не анкер құрылғысының т.с.с есебісіз) ретінде анықталады.

Егер жотаның ең терең бөлігі массивтік тығыз түрінде орындалған болса, онда бөгеттің биіктігі тығынның үстінен бөгет жотасына дейін анықталады.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

5.6 Бөтен жотасының бойындағы ең биік телімнің ұзындығы:

- жартасты емес іргелердегі бөгеттер үшін – бір секцияның ұзындығына тең етіп;
- жартасты іргелердегі бөгеттер үшін – бір секцияның ұзындығының шамасының ең кішісіне тең етіп немесе жота бойынша бөгеттің ұзындығының 1/50 етіп қабылданады.

Көзбе-көз қадағалау және зерттеу

5.7 I, II және III кластарының бетон және темірбетон бөгеттерінде имараттар мен олардың іргелерінің жағдайына құрылыс салу кезеңімен қатар пайдалануға беру процесі кезінде де көзбе-көз қадағалау мен зерттеу жүргізу үшін бақылау-өлшеу құралын (БӨҚ) орнату керек. IV класының бөгеттерінде БӨҚ орнату олардың қажеттілігін негіздегеннен кейін жүргізіледі. БӨҚ орнату, құрамы, көлемі, сонымен қатар көзбе-көз қадағалау және зерттеу бағдарламасы жобалық тапсырмада белгіленеді.

5.8 Көзбе-көз қадағалау ҚР ҚН 3.04-01 нормативтінің талаптарына сай орындалады.

6 ҚҰРЫЛЫС МАТЕРИАЛДАРЫ

6.1 Бетон және темірбетон бөгеттер мен олардың элементтеріне арналған құрылыс материалдары ҚНЖЕ 2.03-01, ҚР ҚНЖЕ 5.04-22, МемСТ 31938-2012 және осы бөлімнің талаптарын қанағаттандыруы керек.

6.2 Бетон және темірбетон бөгеттер мен олардың элементтерінде бетонның жұмыс жағдайына байланысты бөгетті пайдалануға беру кезінде оның әртүрлі бөліктерінде келесі төрт аймақты (8-сурет) ажырата білу керек:

I – бөгеттердің сыртқы бөліктері мен олардың атмосфераның әсеріндегі және сумен шайылмайтын элементтері;

II – жоғарғы және төменгі бьефтегі су деңгейінің тербелісі шегіндегі бөгеттердің сыртқы бөліктері, сонымен қатар су ағысының кезеңдік әсер етуіне (су ағызу, су жіберу, су шығару, су бұру құрылғылары ж.с.с.) ұшырайтын бөгеттің бөліктері мен элементтері;

III – жоғарғы және төменгі бьефтегі судың минималдық пайдалануға беру деңгейінен төмен орналасқан сыртқы және бөгеттер бөлігінің іргесіне жанасқан бөліктері;

IV – I-III аймақтарына кірмейтін бөгеттің ішкі бөлігі, оның ішінде контрфорстық бөгеттердің тұйық бөліктеріне жанасқан бетон мен конструкциялар.

Бетон және темірбетон бөгеттердің әртүрлі аймақтарындағы бетонға қойылатын талаптарды әртүрлі аймақтардың жұмыс жағдайына тәуелсіз 1-кесте бойынша қабылдау керек.

6.3 Бөгеттердің сыртқы бөліктерінің қалыңдығын (I-аймақ) бөгеттің түрінің, кернеулі күйінің, бөгеттің конструктивтік бөліктері мен элементтерінің, судың қолданыстағы қысымының шамасының, температураның тәуелділік құлауының ену тереңдігінің есебімен қабылдау керек.

6.4 Бетонның су сіңірмеушілік маркасын су ағынының градиентіне байланысты 2-кесте бойынша қабылдау керек.

1-кесте – Бөгеттің әртүрлі аймағындағы бетонға қойылатын талаптар

Бөгеттің әртүрлі аймағындағы бетонға қойылатын талаптар	Бөгет аймақтары	
	бетон	темірбетон
Қысуға деген беріктілік бойынша	I, II, III, IV	I, II, III, IV
Созуға деген беріктілік бойынша	I, II, III	I, II, III
Су сіңірмеушілік бойынша	II, III	II, III
Аязға төзімділік бойынша	I, II	I, II
Шекті созылғыштық бойынша	I, II, III, IV	Талап қойылмайды
Судың басқыншылықты әсеріне қарсы беріктік бойынша	II, III	II, III
Өлшенген және алынатын тосқыны бар болған кезде судың ағысымен шайылуға кедергілік, сондай-ақ судың бетон бетіндегі 15 м/с және одан да үлкен жылдамдығы кезінде кавитацияға қарсы төзімділік бойынша	II	II
Бетон қатқан кездегі жылу бөлушілік бойынша	I, II, III, IV	Тиісті негіздеме кезінде қойылады
ЕСКЕРТПЕ IV класының бөгеттері үшін бетонға шекті созылғыштық және жылу бөлушілік бойынша талаптар қоймауға жол беріледі		

2-кесте – Бетонның су сіңірмеушілігіне қойылатын талаптар

Ағынның көрсетілген градиенті кезіндегі бетонның су сіңірмеушілік маркасы, м				
5 дейін	5-10	10-15	15-20	20-30
W2	W4	W6	W8	W10

6.5 Бөгеттердің арасында сумен шайылып тұратын бөліктері мен элементтері (II аймақ) үшін бетонның су сіңірмеушілік маркасы W4 төмен емес; бетонға алынатын сорғыштар арқылы су ағынының әсері кезінде, сонымен қатар бетонның кавитацияға қарсы беріктілігін қамтамасыз ету кезінде бетонның су сіңірмеушілік маркасы W8 төмен емес етіп қабылданады.

Судың бетонға деген басқыншылығы кезінде бетонның су сіңірмеушілік маркасы ҚР ЕЖ 2.01-101 сай қабылданады.

6.6 Бөгеттің астыңғы шегінде орналастырылған темірбетон қаптаудың 15 см асатын қалыңдығы кезінде I аймақтың бетонының аязға төзімділігін қорғалмаған сыртқы беттерге арналған маркамен салыстырғанда бір маркаға төмен маркамен қабылдауға жол беріледі. Қаптау түйістерінің конструкциясы бөгет денесінің бетонына ылғалдың тікелей түсуін жоққа шығаруы керек.

6.7 Бетонның қысуға деген беріктілігі мен осьтік созудың жобалық класына және су сіңірмеушілік маркасына сәйкес келетін бетонның жасын (қату мерзімін) имаратты салу және су қоймаларын толтыру мерзімдерінің есебімен белгілеу керек.

Әдетте, бөгеттің беріктілік класы мен су сіңірмеушілік маркасына сай келетін монолиттік бетонының жасын 180 тәулікке, ал аязға төзімділік бойынша жасын 28 тәулікке тең етіп алу керек. Биіктігі 60 м және бетонының көлемі 500 мың м³ асатын бетон

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

бөгеттер үшін көрсетілген беріктілік және су сіңірмеушілік жасын бір жылға тең етіп қабылдау керек.

6.8 Имараттағы бетонның әртүрлі кластарының санын, әдетте, төрттен асырмай қабылдауға кеңес беріледі, ал бетон класының санын өсіруге тиісті негіздеме болғанда жол беріледі.

Бетон бөгеттерге арналған бетонның есептік кедергілерін бетонның конструкцияны төменде берілгендей пайдалануға беру жүктемелерімен жүктеу уақытындағы бетонның нақты жасының есебімен анықтау керек:

$$- \text{қысуға арналған формула: } R_{br} = \gamma_{rc} \cdot \gamma_n \cdot R_b \quad (1)$$

$$- \text{созуға арналған формула: } R_{brt} = \gamma_{rt} \cdot \gamma_n \cdot R_{bt} \quad (2)$$

мұнда R_{br} , R_{bt} – ҚР ҚН....2014 «Гидротехникалық имараттардың бетон және темірбетон конструкциялары» бойынша қабылданатын, сәйкесінше 180 тәулік жастағы қысуға және созуға есептік кедергілер ($R_{br,ser}$, $R_{bt,ser}$ келесі аналогтық формулалар бойынша анықталады: $R_{br,ser} = \gamma_{rc} \cdot \gamma_n \cdot R_{b,ser}$; $R_{bt,ser} = \gamma_{rc} \cdot \gamma_n \cdot R_{bt,ser}$);

$\gamma_{rc} \cdot \gamma_{rt}$ – бетонның жасының оның қысу және созу кезіндегі беріктілігіне әсерін ескеретін, сәйкесінше 3-кесте бойынша анықталатын коэффициенттер;

γ_n – бақылау үлгілері мен имараттардағы бетон беріктілігіндегі айырмашылықты ескеретін коэффициент, ол:

– механикалық әзірлеу, тасымалдау мен бетон ерітіндіні қол дірілдеткіштерімен бөлу және тығыздау арқылы беру кезінде – 1,0;

– бетон ерітіндіні автоматтық әзірлеу, бетон ерітіндіні толығымен механикалық тасымалдау, қалау және тығыздау кезінде – 1,1 тең етіп қабылданады.

6.9 I және II класының бөгеттері үшін оларды белгілі тәртіп бойынша келісе және бекіте отырып, цементке арнайы техникалық шарттарды әзірлеуге жол беріледі.

6.10 Бетонының көлемі 1 млн м³ бетон бөгеттер үшін ҚР ҚНЖЕ 2.06.08 белгіленген бетонды қысудың нормативтік кедергілерімен бірге олардың аралық мәндерін де белгілеу керек.

3-кесте – Бетон жасының оның қысу және созу кезіндегі беріктілігіне әсер етуін ескеретін коэффициенттер

Бетонның имаратты батыру сәтіндегі жасы, жыл	Төменде көрсетілген аудандарға арналған γ_{rc} коэффициенті		γ_{rt} коэффициенті
	сыртқы ауасының орташа жылдық температурасы 0°C және одан да үлкен аудандар	сыртқы ауасының орташа жылдық кері температурасы бар аудандар	
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	1,15/1,10	1,10/1,05	1,1/1,05
3,0 және одан көп	1,20/1,15	1,15/1,10	1,15/1,1

ЕСКЕРТПЕ 1 Азайтқышта бетонның 180 тәулік жасындағы, ал азайғышта бетонның 360 тәулік жасындағы γ_{rc} , γ_{rt} коэффициенттерінің мәндері берілген.

ЕСКЕРТПЕ 2 Секциялық кескін кезінде γ_{rc} коэффициентін сыртқы ауасының орташа жылдық температурасы 0°C және одан да үлкен аудандар сияқты қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ 3 I класс бөгеттері үшін γ_{rc} , γ_{rt} коэффициенттерін қабылданған құрамның бетондарын эксперименталдық жолмен анықтауға жол беріледі

7 ЖАЛПЫ КОНСТРУКТИВТІК ШЕШІМДЕР

7.1 Жалпы ережелер

7.1.1 Енжар бөгеттің жотасының ені мен конструкциясын бөгеттің түрінк, жұмыс өндірісінің жағдайларына, жотаны пайдалануға беру кезеңінде жүру, өткел немесе басқа да мақсаттар үшін пайдалануға байланысты, бірақ 2 м кем емес етіп қабылдау керек.

7.1.2 Енжар бөгеттің жотасының жоғарғы бьефтегі судың деңгейінен асуын ҚР ҚНЖЕ 3.04-02 бойынша анықтау керек. Бұл жерде бөгет жотасының ұлғаюының қорының шамасын (парапеттің есебімен) I кластың бөгеттері үшін – 0,8 м; II кластың бөгеттері үшін – 0,6 м; III және IV кластың бөгеттері үшін – 0,4 м етіп қабылдау керек.

7.1.3 Су ағызатын бөгеттердің діңгектерінің өлшемдерін ысырманың типі мен конструкциясына, су ағызатын тесіктердің өлшемдеріне, бойлық галериядан шығатын пайдалануға беру және апаттық шығыстарға, көпірлік аралық құрылыстардың өлшемдері мен конструкциясына байланысты қабылдау керек. Бұл жерде діңгектің ойықты мойнағының қалыңдығын барлық жағдайда 0,8 м кем емес етіп қабылдау керек.

7.1.4 Су ағызатын бөгеттердің жоғарғы бьеф жағындағы діңгектерінің үстінің белгісін енжар бөгеттің жотасының белгісінің, ысырмалардың типтерінің, оларды епті әдістендірудің шарттарының, көтеретін және көлік механизмдерінің, көпірлік өтпелердің бар екендігінің және оның биіктік бойынша габариттерінің есебімен, жоғарыда аталған жағдайлардың әрқайсысы бойынша ең үлкенін қабылдау керек.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

7.1.5 Жоспардағы дінгектердің одан жоғары бьеф жағындағы көрінісі судың су ағызатын тесіктерге қалыпты кіруі мен ағыстың минималдық қысылуын қамтамасыз етуі керк.

Мұзды өткізген жағдайда, дінгектік ауыздығын үшкір формалы етіп жобалау керек.

7.1.6 Жоспардағы дінгектердің одан жоғары бьеф жағындағы көрінісі беріктілік және гидравликалық шарттардың, көпірлік конструкциялар мен басқа имараттардың орналасуының, сонымен қатар дінгектердің үстінің су астында қалмайтындығының есебі бар жалпы конструктивтік талаптарға сәйкес келуі керек.

7.1.7 Су ағызғыш шегіндегі бөлетін және жағалық тіректердің беткі шегін дінгектердің шектеріне аналогтық түрде жобалау керек.

7.1.8 Бөгеттердің дінгектері мен тіректері бойына автомобильдік немесе темір жол көпірлерін жабалау кезінде дінгектер мен тіректерге көпірлік тіректерге қойылған сияқты қосымша талаптар қою керек.

7.1.9 Бөгеттің жеке бөліктерін (су ағызатын бөлігін енжар бөлігімен) түйіндеген кезде бөгеттің бір бөлігінің екінші бөлігіне деген тірек шегіндегі дөңес жерлерге жол бермеу керек.

7.1.10 Бөгеттің жоғарғы шегінің бойына бойлық галереяларға шығысы бар вертикаль ұңғыма (дрена) түріндегі немесе бөгеттің секция аралық жіктерінде орналасқан қарау шахталарына шығысы бар бетондау ярустарының деңгейлерінде горизонталь дренаждардың дренаж құрылғысын қарастыру керек.

7.1.11 Вертикаль дренаждық ұңғымалардың диаметрін 10-30 см шамасында; дренаж осітерінің арасындағы қашықтықты – 2-3 м етіп қарастыру керек.

Ауданы 400-800 см² трапецеидальдық немесе тік бұрышты қиысудың горизонталь дренажарын бөгеттің биіктігі бойынша әрбір 2-3 м сайын орналастыру керек.

7.1.12 Бөгеттің ағындық шегінен дренаждың осыне дейінгі, сонымен қатар бойлық галереяның жоғарғы шегіне дейінгі қашықтық a_{dr} төмендегі шартты сақтау кезінде 2 м кем болмауы керек:

$$a_{dr} \geq \frac{H_d \gamma_n}{I_{cr,m}} \quad (3)$$

мұнда

H_d – есептік қиысудың үстіндегі ағын;

γ_n – имараттың класына байланысты 4-кесте бойынша қабылданатын, имараттың мақсатына қатысты сенімділік коэффициенті;

$I_{cr,m}$ – бөгет бетонына арналған ағынның қауіпті орташа градиенті.

Ағынның қауіпті орташа градиентінің шамасын төмендегідей етіп қабылдау керек:

- гравитациялық және массивтік-контрфорстық бөгеттер үшін – 25 м;
- аркалық және аркалық-гравитациялық және көп аркалық бөгеттердің аркалық ағындық жабындары үшін – 50 м.

7.1.13 Бөгеттердің іргесінде, қажет болған жағдайда, дренаж құрылғысын қарастыру керек.

7.1.14 Бөгет денесінде бөгет биіктігі бойынша әрбір 15-40 м сайын орналасқан бойлық және көлденең галереяларды қарастыру керек.

Судың бөгеттің жоғарғы жағындағы бөліктерінен өздігінен бұрылуын қамтамасыз ету үшін бойлық галереяның біреуін төменгі бьефтің максималдық деңгейінен жоғары жобалау керек. Төменде жатқан галереялардан суды соруды қарастыру керек. Төменгі бьефке суды шығару барлық жағдайда минималдық деңгейден төмен болуы керек.

7.1.15 Бөгеттердің іргелері мен құрылыстық жіктерін цементтеу үшін орнатылатын галереяның өлшемдері, сонымен қатар вертикаль дренажды жасау және орнына келтіру бетонды суытуға арналған құбыр жолдары мен шоғырсымдық коммуникацияларды орналастырудың есебі бар бұрғылау, цементтеу және басқа жабдықты өткізу мен жұмыс істеуіне мүмкіндік беруі керек.

Суды жинау мен бұруға, бөгет бетонының күйіне бақылау жүргізуге және жіктерді тығыздауға, КАА және басқа да коммуникацияларды орналастыруға арналған галереялардың енін 1,2 м кем емес, ал биіктігін 2,0 м кем емес етіп қабылдау керек.

Суды жинау мен бұруға арналған галереялардың еденін су ағызатын сауыттың жағына қарай 1:40 аспайтын еңіспен жобалау керек.

7.1.16 Галереяларының бірнеше ярустары бар бөгеттер үшін олардың арасында марштық баспалдақ немесе лифт арқылы байланысты қарастыру керек. Әрбір бойлық галереяның бір-бірінен 300 м аспайтын қашықтықта орналасқан кемінде екі апаттық шығысы болуы керек.

7.1.17 Бетон бөгеттердің, ал негізделген жағдайда – темірбетон бөгеттердің де тіректік шегінің созылған аймағында гидрооқшаулау құрылғысының (асфальттік-қалау, құйылған асфальтті, сіңірмелі битумдық, қалау минералдық, бояулы полимерлік және полимербитумдық ж.с.с.) мақсатқа сай екендігін қарастыру керек.

7.1.18 Жылдың ең суық айындағы сыртқы ауаның минус 25 °С төмен емес орташа айлық температурасы кезінде судың ауыспалы деңгейінің аймағында жеңіл асфальтбетоннан, эподсидтік-таскөмірлік және поливинил-хлоридтік пенопластардан және басқа жылу гидрооқшаулағыш материалдардан жасалған жылу гидрооқшаулауды бетон бойына (су ағызатыннан басқа) орналастыруды қарастыру керек.

7.1.19 Қоршаған ортаны қорғауды 12-бөлімнен қара.

7.2 Деформациялық жіктер және оларды тығыздау

7.2.1 Бетон және темірбетон бөгеттерді жобалау кезінде тұрақты (секцияаралық және вертикаль жік-кесіктер) және уақытша (құрылыстық) деформациялық жіктерді қарастыру керек.

7.2.2 Бөгеттер мен бетондау блоктарының секцияларының өлшемдерін:

– бөгеттің түрі мен биіктігіне, ГЭС ғимараты секциясының өлшеміне, сонымен қатар бөгеттерде су жіберетін тесіктердің, оның ішінде турбиндік су таратқыштардың орналасуына;

– бөгетті салу әдістеріне;

– ағыстың көлденең қиысуының формасына, бөгет іргесінің геологиялық құрылысы мен деформациясына, жіктердің арасындағы бөгет секциясының бетонының монолиттілігін қамтамасыз етудің есебімен құрылыс салу ауданының климаттық жағдайына байланысты анықтау керек.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

7.2.3 Деформациялық жіктердің түрлері мен олардың арасындағы қашықтықты таңдау кезінде ҚНЖЕ 2.06-08 талаптарын сақтау керек.

7.2.4 Тұрақты деформациялық жіктердің енін жіктің конструкциясының, оны толтыратын материалдың деформациялық қасиеттерінің және бөгет секцияларының бір-біріне қатысты тәуелсіз орын ауыстыруын қамтамасыз етудің есебімен бөгеттердің жанасқан секцияларының есептік күтпелі деформациялары бойынша тағайындау керек.

7.2.5 Тұрақты деформациялық жіктердің конструкцияларын алдын-ала тағайындау кезінде олардың:

- температуралық енін – беткі шектер мен жоталардан 5 м аспайтын қашықтықта 0,1-1 см; ал бөгеттің денесінің ішінде – 0,1-0,3 см;

- температуралық-шөгінділік енін – кез-келген жартасты емес және жартасты іргелердің топырақтарында бөгеттің іргетастық тақтайшасы мен суұрманың шегінде – 1-2 см;

- іргенің жартасты емес топырақтарында бөгеттің іргетастық тақтайшасынан жоғары – 5 м кем емес етіп қабылдау керек (9-сурет).

7.2.6 Тұрақты деформациялық жіктердің конструкциясында:

- оның су сіңірмеушілігін қамтамасыз ететін тығыздауды;
- тығыздау немесе оны айналып өту арқылы кірген суды бұруға арналған дренаждық құрылғыны;

- жіктің күйін қадағалауға және тығыздауды жөндеуге арналған бақылау шахталарының құрылғыларын және галерияларын қарастыру керек.

7.2.7 Бөгеттердің тұрақты деформациялық жіктерін тығыздауды:

- жікте орналасуы бойынша – вертикаль, горизонталь және пішіндік (10-сурет);
- конструкция мен материалдары бойынша – металдан, резіңкеден және пластмассалық массалардан жасалған диафрагмалар (10.а-сурет), асфальттық материалдардан жасалған буаттар мен тығындар (10.б-сурет), инъекциялық (цементтеу және битумдау) (10.в-сурет), бетоннан және темірбетоннан жасалған діңгектер мен тақтайшалар (10.г-сурет) етіп бөлу керек.

III және IV кластарының бөгеттері үшін бос көлем деңгейінен (БКД) төмен судың әсер етуіне тұрақты ағаштан жасалған антисептирленген ағаш элементтерден тығыздықты қолдануға жол беріледі, ол жерде:

- тығыздау материалы секция жігін құрайтын бетонға тікелей жанасуы керек;
- асфальттық материалдың байланысындағы бетонмен кернеудің шамасы қарастырылатын қиысуда сол қиысудағы судың сыртқы гидростатикалық қысымының шамасынан кем болмауы керек;

- жікті тығыздаудың пішіні бойынша бетон арқылы сүзетін ағынның ағысының орташа градиенттері 8.1.12 берілген шамалардан аспауы керек.

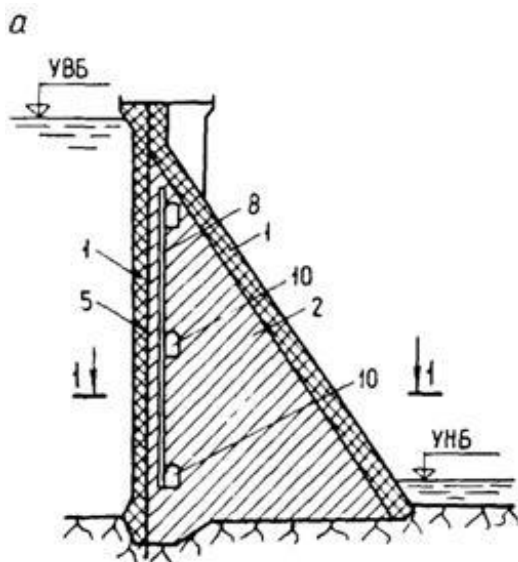
Бөгеттердің тұрақты жіктерінің тығыздалуындағы ағыстың қолданыстағы орташа градиентін анықтаған кезде:

- жіктің аймағында бетонның температурасы 4-6°C шамасында өзгерген кезде – сүзудің жолдарын диафрагмалар мен буаттардың арасындағы жіктердің цементтелген немесе битумдалған телімдерінің ұзындығында сүзу жолының есебімен асфальттық буаттарға, металл немесе резіңке диафрагмаларға айналма жолға тең;

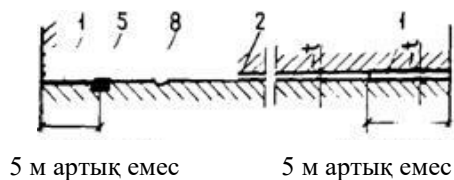
– жіктің аймағында бетонның температурасы 6°C шамасында өзгерген кезде – сүзудің жолдарын жіктердің цементтелген немесе битумдалған телімдерінің ұзындығында сүзу жолының есебісіз асфальттық буаттарға, металл немесе рэзіңке диафрагмаларға айналма жолға тең етіп қабылдау керек.

7.2.8 Жобада бөгет алдындағы судың деңгейінің көтерілуіне дейін уақытша вертикаль құрылыс жіктерін монолиттеуді орындау керек. Бағанаралық жіктерді монолиттеу мерзімдері мен тәртібін бағандардың температуралық иілуінің және оны бөгеттің кернелген күйін жақсарту үшін пайдаланудың есебімен массивті монолиттеудің жобалық температурасына байланысты белгілеу керек.

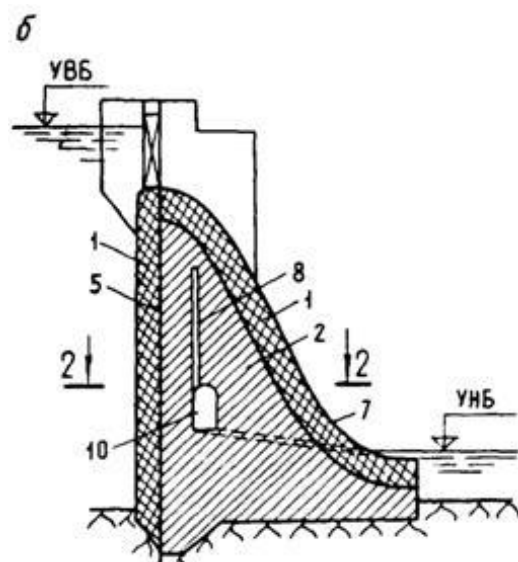
7.2.9 Бөгеттерді жобалау кезінде бетонмен толтырылған уақытша кеңейтілген жіктердің құрылғысын (түйістіретін блоктарды) қарастыруға жол беріледі. Кеңейтілген жіктерді монолиттеудің мерзімдерін бетон массивтері мен қоршаған ортаның арасындағы температураны теңестірудің, шөгінділерді тұрақтандырудың және су қоймасын толтырудың есебімен белгілеу керек.



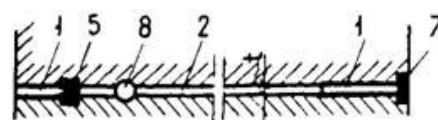
1-1



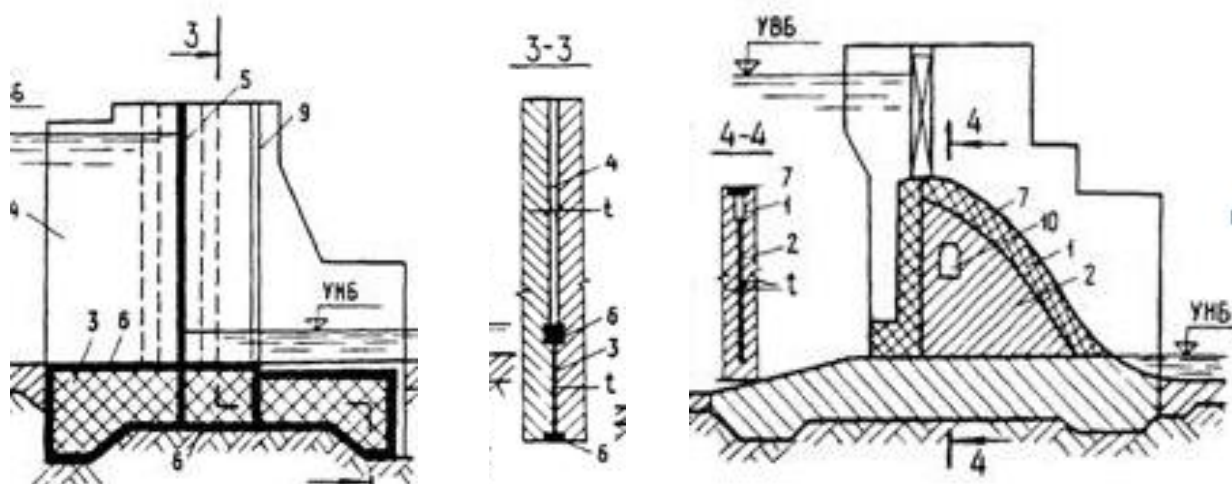
В



2-2

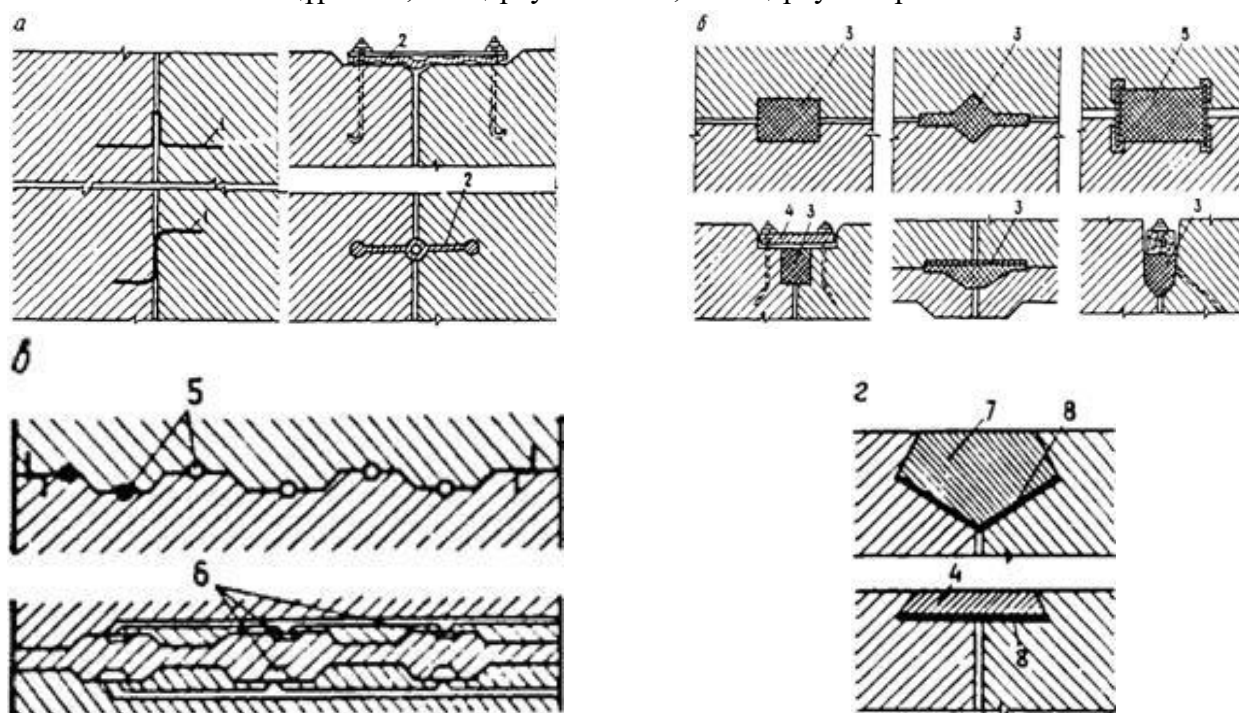


Г



9-сурет – Жартасты (а, б) және жартасты емес (в, г) іргелердегі бөгеттердің тұрақты деформациялық жіктердегі тығыздаудың орналасу схемалары

1 – жік, $t = 0,5-1$ см; 2 – жік, $t = 0,1-0,3$ см; 3 – жік, $t = 1-2$ см; 4 – жік, $t = 5$ см;
5, 6, 7 – сәйкесінше вертикаль, горизонталь және пішіндік тығыздау; 8 – дренаждық құрылғы; 9 – қарау шахтасы; 10 – қарау галереясы



9-сурет – Бетон және темірбетон бөгеттердің деформациялық жіктерін негізгі тығыздаудың схемалары

а – металдан, резіңкеден және пластмассалық массалардан жасалған диафрагмалар; б – асфальттық материалдардан жасалған буаттар мен тығындар; в – инъекциялық (цементтеу және битумдау) тығыздау; г – бетоннан және темірбетоннан жасалған дінгектер мен тақтайшалар; 1 – металл табақша; 2 – бейінделген резіңке; 3 – асфальт мастика; 4 – темірбетон тақтайша; 5 – цементтеуге арналған ұңғымалар; 6 – цементтік қақпақтар; 7 – темірбетон дінгек; 8 – асфальт гидроокшаулау тығын

7.3 Су жинайтын, су жіберетін және су шығаратын имараттар

7.3.1 Бетон және темірбетон бөгеттерде су жинағыш, су жібергіш және су шығарғыштар орналасуы мүмкін.

7.3.2 Бөгеттің суағар фронтының ұзындығын, беткі және тереңдіктегі су шығаратын құрылғылардың өлшемдері мен санын ҚР ҚНЖЕ 3.04-01 сәйкес белгіленетін және судың салыстырмалық шығындарының геологиялық жағдайлары кезінде рұқсатты негізгі есептік жағдайдың лақтырмалы шығынының шамасына байланысты, ағыстың өзен ағынына және гидро тораптың басқа имараттарының жұмысына әсер етуінің, бьефтегі ағындық ағыстың гидравликалық тәртібіне қойылатын талаптардың және ағындар мен жағалардың деформациялануынан пайда болған төменгі бьефтегі судың деңгейінің өзгеруінің есебімен нұсқалардың техника-экономикалық есептердің негізінде қабылдау керек.

I, II және III кластарының бөгеттері үшін гидравликалық есептер мен зертханалық зерттеулердің нәтижелері бойынша әзірленген нұсқалардың техника-экономикалық көрсеткіштерін салыстыруды жүргізу керек; IV класының бөгеттері үшін нұсқаларды салыстыруды гидравликалық есептер мен аналогтардың нәтижелері бойынша жүргізу керек.

7.3.3 Барлық кластағы суағар бөгеттерінің ауыздықтарының негізгі пішінін бөгеттің суағар шегімен бірқалыпты жанасатын қисық сызықтық кескінінің вакуумсыз пішіні етіп қабылдау керек. Суағар шектің еңісі мен оның ұзақтығын бөгет пішінінің конструктивтік ерекшеліктеріне байланысты белгілеу керек [6.2.3].

12 м дейінгі ағыс кезінде су ағызатын бөгеттердің ауыздықтарының кескінін трапецеидальдық немесе тік бұрышты етіп қабылдауға жол беріледі. Вакуумдық ауыздықтарды қабылдау техника-экономикалық және гидравликалық есептермен, сонымен қатар зерттеулермен негізделуі керек.

7.3.4 Бөгеттердің су ағызатын имараттарын және жылдамдығы 15 м/с асатын сүйір су ағысы бар төменгі бьефтің бекітпелерін жобалау кезінде:

- жалпы вакуумның жоқ екендігін немесе минималдық мәнін қамтамасыз ететін сүйір беттің қалыпты кескінін; жергілікті тегіссіздіктерді тегістеуді;
- кавитацияның (ойық-аэраторлар, дінгектер, дефлекторлар немесе олардың транзиттік ағыстың үзілуіне және оның су астындағы және қабырға маңындағы қабаттарының ауаны қанықтыруына әкелетін тиісті ауа жіберетін құрылғыларымен үйлесімі) пайда болуы ықтимал аймақтағы ауаны жеткізіп салуды;
- жоғары кавитациялық тұрақтылығы бар бетондарды, оның ішінде полимерлік тұтқырлар негізіндегі арнайы бетондарды пайдалануды қарастыру керек.

7.3.5 Терең су ағызғыштың осын тік сызықты етіп жобалау керек. Қисық сызықты осьті гидро тораптың жалпы құрастырудың жағдайларынан пайда болып, арнайы гидравликалық есептер мен зерттеулерді талап ететін жағдайларда қабылдауға жол беріледі.

Ауыздықтың жоғарғы жағдайы мен терең су ағызғыштың осының еңісін бөгеттің конструктивтік ерекшеліктері мен су ағызғыштың соңғы телімінің, шығындарды жіберу

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

схемасы бойынша анықталатын жоғарғы бьефтегі су деңгейінің өзгеру диапазонының есебімен тағайындау керек.

Терең су ағызғыштардың кірістік қиысуының кернеулерінің қалыпты кескіні болуы керек. Терең су ағызғыштардың жанды қиысуының ауданын кіріс телімде, әдетте, қалыпты азайту керек.

Ысырманың камералары кіріс ауыздықта немесе терең су ағызғыштың трактының орташа бөлігінде орналасқан кезде ауаның ысырмаға жеткізілуін қарастыру керек. Аэрациялық шахтаның сағасын барынша (су ағызғыштың конструктивтік шарттары бойынша) ысырмаға жақындату керек; ол судың шашырауы мен бүркуінен қорғалуы керек.

7.3.6 Бөгеттің беткі және тереңдегі суағарларының соңғы телімдерінің конструкциясын судың шығыстағы салыстырмалық шығынының шамасына, ірге топырағының сипатына, сонымен қатар бьефтерді түйістірудің негізгі гидравликалық тәртіптеріне қойылатын талаптарға байланысты таңдау керек.

7.3.7 Бьефтердің түйісуінің беткі тәртібі кезінде суағардың аяғында суға батпайтын тәртіпті жасайтын, бұл жерде секіру тұрақты болуы керек, горизонталь немесе еңісті беті бар кертпеш-тұмсықты қарастыру керек; ағын имаратқа жанасқан телімге қарай өзеннің ағысы мен жағаларын қауіпті шайып кетуді тудырмауы керек. Түйістірудің беткі тәртібін мұз бен басқа да жүзетін денелерді жіберуінің есебімен қабылдау керек.

7.3.8 Бьефтердің түйісуінің су түбіндегі тәртібі кезінде суағар бетінің бірқалыпты немесе шағын кертпеш арқылы суұрмамен түйісуін қарастыру керек. Суұрма мен рисберманың бетінің белгісін, олардың ұзындықтары мен қалыңдықтарын гидравликалық зерттеу мен төменгі бьефтегі гидравликалық жағдайларға әсер ететін іс-шаралардың барлық кешенінің (суұрмада суға кететін секірудің пайда болуына және ысырмалармен епті әдісті жасауға жағымды жағдайлар жасайтын энергияны сөндіргіштер; бетон рисбермадан бекітілмеген ағысқа қарай ауыспалы бекітпелер; ауыспалы бекітпеден кейінгі шөміш ж.б.) есебі бар нұсқаларды техника-экономикалық салыстырудың негізінде белгілеу керек. Қажет болған жағдайда бөгеттің құрылысын салу кезінде суды және мұзды жіберуге қатысты шараларды қарастыру керек.

7.3.9 Бьефтердің ағыс ұрмасымен түйісуі кезінде судың ағысын имарат үшін қауіпсіз төменгі бьефке лақтыратын, ал жіңішке қақпаларда – ағыстың жағаға қауіпті әсер етуін жоққа шығаратын трамплин-тұмсықты қарастыру керек.

Судың құлайтын жерінде әлсіз сызатты ірге болған жағдайда, гидравликалық есептер мен зерттеулердің негізінде су энергиясын сөндірудің қажетті қарқындылығын қамтамасыз етуге арналған:

- суұрмалық құдыңтың немесе шаюдың жасанды орынның құралы;
- ұрмалы ағысты көп ярустық трамплин-тұмсықтардың, сейілтетін трамплиндердің, ыдыратушылардың көмегімен үлкен алаң бойынша бытыратқышты орналастыру ж.с. сияқты арнайы іс-шараларды қарастыру керек.

7.4 Бөгеттерді іргемен түйіндісіру

7.4.1 Бөгет іргесіндегі топырақты жою (алып тастау) минималды болуы және ірге топырағын бекітуге қатысты іс-шаралардың есебімен бөгеттерді беріктілік пен тұрақтылыққа есептеумен негізделуі керек.

7.4.2 Бетон бөгеттердің жартасты іргелерінің байланыс бетін тегістеуге жол берілмейді. Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттерді іргенің баурайлы телімдерімен түйістіруді, әдетте, ойықсыз жүргізу керек.

7.4.3 Бетон және темірбетон бөгеттерді жобалау кезінде, қажет болған жағдайда, ірге топырағының беріктілік, деформациялық және сүзу қасиеттерін жақсартуға қатысты төмендегідей іс-шараларды қарастыру керек:

- ірге топырақтарын немесе олардың бөлшектерін цементтелген немесе басқа тұтқыр ерітінділермен бекіту және тығыздау;
- саз суға құнарлы топырақтарды дренирлеу;
- массивтердің еңістері мен бөктерін ұстап тұрған тірейтін қабырғаны орнату;
- тұрақты емес жартасты массивтерді анкерлеу;
- оларды артынан жеке тығын, кілтек, тұтас белдеу немесе тор түрінде бетон не темірбетонмен толтыру арқылы ірі сызаттарды, жарықтарды және қуыстарды әрлеу.

7.4.4 Егер ірге сүзілген әлсіз суға тұрақты және жылдам еритін топырақтармен қаланған барлық жағдайларда сүзуге қарсы және дренаждық құрылғыларды қарастыру керек. Химиялық және механикалық суффозияға қарсы тұрақты топырақтар кезінде, мұндай құрылғылар техникалық-экономикалық есептермен негізделуі керек.

Бөгет іргесіндегі сүзуге қарсы және дренаждық құрылғыларды жағадағы және бөгетке жанасқан имараттардағы гидротораптың аналогтық құрылғылармен түйіндісіру керек.

7.4.5 Сүзуге қарсы бүркеулерді, әдетте, әлсіз су сіңетін және мүлдем су сіңбейтін топырақтарға дейін қарастыру керек. Бүркеудің тереңдігі су тірегі болмаған кезде инженерлік-геологиялық жағдайларды, топырақтардың енгіштігін, бөгет іргесіндегі қысымға қарсы шаманы, дренаждың бар болуын ж.б. ескеру арқылы есептелінеді.

4-кесте – Имараттың жауапкершілігі бойынша сенімділік коэффициенті γ_n

Имараттың жауапкершілік класы	Төмендегідей шекті жағдай бойынша есептеу кезіндегі имараттың жауапкершілігі бойынша сенімділік коэффициенті γ_n	
	бірінші топ	екінші топ
I	1,25	1,0
II	1,20	1,0
III	1,15	1,0
IV	1,10	1,0

7.4.6 Сүзуге қарсы бүркеудегі ағынның қауіпті орташа градиенттерін $I_{cr,m}$ төмендегідей қабылдау керек:

- 1) іргенің жартасты емес топырақтары үшін – 9.1.3 тармаққа сай;
- 2) іргенің жартасты топырақтары үшін:

$$I_{cr,m} = I_{adm} \gamma_n \quad (4)$$

мұнда I_{adm} – ҚР ҚНЖЕ 3.04-04 сай қабылданатын бүркеудегі ағынның рұқсатты градиенті;

γ_n – имараттың жауапкершілігі бойынша сенімділік коэффициенті, 4-кестені қар.

8 НЕГІЗГІ ЕСЕПТІК ЕРЕЖЕЛЕР

8.1 Жүктемелер, әсер ету және олардың үйлесімдігі

8.1.1 Бетон және темірбетон бөгеттерге түсетін жүктемелерді, әсер ету мен олардың үйлесімдігін ҚР ҚНЖЕ 3.04-01, ҚР ҚНЖЕ 3.04-04, осы бөлімге және 13-бөлімге сай анықтау керек.

8.1.2 Бөгеттерді жүктемелер мен әсер етудің негізгі үйлесімдігіне есептеген кезде:

тұрақты жүктемелер мен әсер етулер:

1) имаратта орналасқан орны пайдалануға беру процесі кезінде өзгермейтін тұрақты технологиялық жабдықтың (ысырманың, көтеретін механизмдердің т.с.) салмағын қоса, имараттың өзіндік салмағын;

2) жоғарғы бьефтің дұрыс тірейтін деңгейі (ДТД) кезінде судың имарат арқылы шығынның технологиялық және экологиялық талаптар бойынша минималдық шығуына және дренаждық және сүзуге қарсы құрылғылардың дұрыс жұмысына күшпен әсер етуі кезінде:

- судың бөгеттің жоғарғы және төменгі шектеріне қысымды;
- жоғарғы және төменгі бьефтер жағынан іргенің жүк артуын;
- сүзілетін судың күшпен әсер етуін;

3) бөгетпен бірге қозғалатын топырақтың салмағын, топырақтың жоғарғы және төменгі бьефтер жағынан бүйір қысымын;

уақытша ұзақ жүктемелер мен әсер етулер:

4) бөгет алдына шығарылған сорғыштардың қысымын;

5) жыл үшін орташа айлық температуралардың тербелісінің орташа амплитудасымен анықталатын температуралық әсерлерді;

6) дренаждық және сүзуге қарсы құрылғылардың дұрыс жұмысы кезіндегі, жоғарғы бьефтегі ДТД және төменгі бьефтегі шығынның технологиялық және экологиялық талаптар бойынша минималдылыққа сәйкес келетін деңгейдегі суға құнарлы топырақтағы қуыстық қысымды;

қысқа мерзімді жүктемелер мен әсерлер:

7) ҚР ҚН 3.04-01 сәйкес белгіленетін негізгі есептік жағдайдың имарат арқылы шығынның шығуына сәйкес келетін жоғарғы және төменгі бьефтердегі деңгейлер кезінде, дренаждық және сүзуге қарсы құрылғылардың дұрыс жұмысы кезінде судың күшпен әсер етуі кезінде (2 тармақшаның орнына):

- судың бөгеттің жоғарғы және төменгі шектеріне қысымды;
- жоғарғы және төменгі бьефтер жағынан іргенің жүк артуын;

- сүзілетін судың күшпен әсер етуін;
- динамикалық жүктемелерді;

8) оның орташа көп жылдық қалыңдығы кезінде анықталатын мұздың қысымын;

9) желдің орташа көп жылдық жылдамдығы кезінде анықталатын толқынның қысымын;

10) көтеретін, қайта жүктейтін, көліктік құралдар мен басқа конструкциялардан және механизмдерден (көпір және аспалы қрандар ж.с.с.) түсетін жүктемелерді;

11) жүзіп жүрген денелерден түсетін жүктемелерді ескеру керек.

8.1.3 Бөгеттерді жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімдігіне есептеген кезде тұрақты, уақытша созылмалы, қысқа уақытты жүктемелер мен әсерлерді және төмендегі ерекше жүктемелер мен әсерлердің біреуін ескеру керек:

1) жоғарғы бьефтің үдемелі тірейтін деңгейі (ҮТД) кезінде судың ҚР ҚН 3.04-01 сәйкес белгіленетін барлау есептік жағдайдың имарат арқылы шығынының шығуына сәйкес келетін төменгі бьефтің деңгейіне және дренаждық және сүзуге қарсы құрылғылардың дұрыс жұмысына судың күшпен әсер етуі (8.1.2-т. 2, 7 тармақшаларының орнына):

- судың бөгеттің жоғарғы және төменгі шектеріне қысымы;
- жоғарғы және төменгі бьефтер жағынан іргенің жүк артуы;
- сүзілетін судың күшпен әсер етуі;
- динамикалық жүктемелер;

2) жоғарғы бьефтегі ДТД және шығынның технологиялық және экологиялық талаптары бойынша минималдылығына сәйкес келетін төменгі бьефтегі деңгей кезінде дренаждық немесе сүзуге қарсы құрылғының біреуінің қирауымен шарттасқан судың күшпен әсер етуі (8.1.2-т. 2, 6 тармақшаларының орнына):

- судың бөгеттің жоғарғы және төменгі шектеріне қысымы;
- жоғарғы және төменгі бьефтер жағынан іргенің жүк артуы;
- сүзілетін судың күшпен әсер етуі;
- іргенің суға құнарлы топырағындағы қуыстық қысым;

3) жыл үшін орташа айлық температуралардың тербелісінің максималдық амплитудасымен, сонымен қатар жыл үшін барынша төменгі орташа айлық температурамен анықталатын температуралық әсерлер (8.1.2-т. 5 тармақшасының орнына);

4) 1% қамтамасыздықпен мұздың максималдық көп жылдық қалыңдығы кезінде анықталатын мұздың қысымы (8.1.2-т. 8 тармақшасының орнына);

5) I және II кластың имараттары үшін – 2%, III және IV кластың имараттары үшін – 4% қамтамасыздықпен желдің максималдық көп жылдық жылдамдығы кезінде анықталатын толқынның қысымы (8.1.2-т. 9 тармақшасының орнына);

6) сейсмикалық әсерлер.

8.1.4 Жүктемелер мен әсерлердің негізгі және ерекше үйлесімдіктеріне бір уақытта әрекет ете алатын қысқа мерзімдік жүктемелер мен әсерлерді ғана (8.1.2-т. 7, 8, 9, 10, 11 тармақшалары) қосу керек.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

8.1.5 Іргені жоғарғы және төменгі бьефтегі сумен жүктеудің шамалдарын анықтаған кезде (8.1.2-т. 2, 7 тармақшалары, 8.1.3-т. 1, 2 тармақшалары) имаратты салғанға дейінгі және салғаннан кейінгі судың іргеге түсірген қысымының айырмашылығын ескеру керек.

8.1.6 Бөгеттің құрылысын салу кезеңі мен жөндеген жағдайдағы жүктемелер мен әсерлерді негізгі және ерекше үйлесімдер бойынша қабылдау керек, ал осы жүктемелер мен әсерлердің шамалары имаратты салудың және жөндеудің нақты жағдайына байланысты анықталуы керек.

8.1.7 Жүктемелер мен әсерлер пайдалануға беру және құрылыс салу кезеңдері үшін ең жағымсыз, бірақ ықтимал үйлесімдерде қабылдануы керек.

8.1.8 Бөгеттерді есептеу кезінде жүктемелерге қатысты сенімділік коэффициентін 5-кесте бойынша қабылдау керек.

8.1.9 Бөгеттердің жалпы беріктілігі мен тұрақтылығын есептеу кезінде сенімділік коэффициенттері өзіндік салмақ, температуралық, ылғалдылықты және динамикалық әсерлер үшін, топырақ сипатының $tg\varphi_{I,II}$; $c_{I,II}$; $\gamma_{I,II}$ есептік мәндері кезіндегі барлық топырақтық жүктемелер үшін жүктеме бойынша бірлікке тең етіп қабылдануы керек.

8.1.10 I, II және III кластарының бөгеттері үшін бетонның тығыздығын бетонның таңдаулы құрамынан дайындалған үлгілерді сынау нәтижесінің негізінде анықтау керек.

IV класының бөгеттері үшін бетонның тығыздығын – барлық жағдайда, ал I, II және III кластарының бөгеттері үшін – жобалаудың алдыңғы кезеңдерінде 6-кесте бойынша қабылдауға жол беріледі.

Толтыратын тығыздағыш туралы деректер жоқ болған жағдайда бетонның тығыздығын толтырғыштың $2650 - 2700 \text{ кг/м}^3$ тығыздығы кезінде қабылдау керек.

8.1.11 Бөгеттің сыртқы шектерінде су қысымының қарқындылығын төмендегіге тең етіп қабылдау керек:

$$p'(1-\alpha_{2,d})$$

мұнда p' – гидростатикалық қысым, Па;

$\alpha_{2,d}$ – 8.1.15 сай анықталатын бөгет материалындағы қысымға қарсы тиімді ауданның коэффициенті.

8.1.12 Су қысымының жоғарғы және төменгі бьефтердегі іргелердің еркін беттеріне қарқындылығын (іргені жүктеу) $p'(1-\alpha_{2,f})$ тең етіп қабылдау керек,

мұнда $\alpha_{2,f}$ – ірге топырағындағы қысымға қарсы тиімді ауданның коэффициенті, 8.1.15-т. қар.

Жоғарғы және төменгі бьефтердегі іргені жүктеуді:

- жартасты іргеде орналасқан биіктігі 60 м кем емес барлық кластың бөгеттерін;
 - жартасты емес топырақтарда орналасқан III және IV кластарының бөгеттерін;
 - жартасты іргеде орналасқан биіктігі 60 м артық, I және II кластарының бөгеттерін
- жобалаудың алдыңғы сатысында;
- жартасты емес іргеде орналасқан I және II кластарының бөгеттерін – жобалаудың алдыңғы сатысында тұрақтылық және беріктілікке есептеу кезінде ескермеуге жол беріледі.

8.1.13 Сүзілетін судың күшпен әсер етуін төмендегідей түрде ескеру керек (11-сурет):

5-кесте – Бірінші топтың шекті жағдайға қатысты есептеу кезіндегі жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің γ_f мәндері

Жүктемелер мен әсерлер	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің γ_f мәндері	Жүктемелер мен әсерлер	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің γ_f мәндері
Тікелей имарат пен іргенің бетіндегі судың қысымы; сүзілетін судың күшпен әсер етуі; толқындық қысым; қуыстық қысым	1,0	конструкцияны алдын-ала кернеуден болатын жүктемелер	1,0
		кемелерден түсетін жүктемелер (салмақ, басу, байлаулық және соққылық)	1,2
		мұздық жүктемелер	1,1
Жерастылық сулардың туннельдердің қаптамасына гидростатикалық қысымы	1,1 (0,9)	анықтамалық және әдеби деректер бойынша қабылданатын температуралық және ылғалдылық әсерлерден болатын күшейту	1,1
Имараттың өзіндік салмағы (топырақтың салмағысыз)	1,05 (0,95)	сейсмикалық әсерлер	1,0
Туннельдердің қаптамаларының өзіндік салмағы	1,2 (0,8)	темір және автомобиль жолдарының жылжымалы құрамынан түсетін жүктемелер	ҚР ҚНЖЕ 3.04-40 бойынша
Топырақтың салмағы (топырақ салмағынан түсетін вертикаль қысым)	1,1 (0,9)	кран жолдарының, жолаушы, қызметтік және басқа айлақтар мен жаға маңындағы жолдар шегінде жүк	
Топырақтың бүйір қысымы (кестенің 2 және 3 ескертпесін қар.)	1,2 (0,8)	айлақтарының аумағында қоймаланатын (басылғаннан басқа) жүктерден түсетін жүктемелер	1,2
Тосқындардың қысымы	1,2	кран жолдарының шегінен тыс және басқа имараттардағы сол сияқты	1,3
Жуылған күл-қождық, шламдық ж.с.с. материалдан түсетін қысым	1,0		

5-кесте – Бірінші топтың шекті жағдайға қатысты есептеу кезіндегі жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің γ_f мәндері (жалғасы)

Жүктемелер мен әсерлер	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің γ_f мәндері	Жүктемелер мен әсерлер	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің γ_f мәндері
Көтеретін қайта жүктейтін және көліктік құралдардан түсетін жүктемелер	1,2	нормативтік мәндері көп жылдық қадағалаудың, эксперименталдық зерттеулердің,	25-бет 1,0
Басылған жүктерден түсетін жүктемелер	1,3 (1,0)	динамикалылықтың коэффициентінің	
Жүктер мен стационарлық технологиялық жабдықты қоймалайтын адамдардан түсетін жүктемелер; қар және жел жүктемелері	ҚР ҚНЖЕ 2.01.07-85* бойынша	есебімен нақты өлшеудің қатарын статистикалық өңдеудің негізінде белгіленетін жүктемелердің кестелерінің жалғасы	
ЕСКЕРТПЕ 1 Жақшада көрсетілген жүктеме бойынша сенімділік коэффициентінің мәндері коэффициенттің минималдық мәндерін қолдану имаратты ең тиімсіз батыруға әкелетін жағдайларға жатады.			
ЕСКЕРТПЕ 2 Жүктеме бойынша сенімділік коэффициентін γ_f іргелер мен имараттардың жеке түрлерін жобалаудың құрылыс нормалары мен ережелеріне сай анықталған топырақтардың сипаттамаларының (салыстырмалық салмағы мен беріктілік сипаттары) және материалдардың (бетонның ж.б. салыстырмалық салмағы) есептік мәндерін қолдану арқылы есептелінген барлық топырақтық жүктемелер мен имараттың өзіндік салмағы үшін бірлікке тең етіп қабылдау керек.			
ЕСКЕРТПЕ 3 Топырақтың бүйір қысымының жүктемелеріне арналған $\gamma_f = 1,2$ (0,8) коэффициентінің мәнін топырақтың сипаттамасының нормативтік мәндерін пайдалану кезінде қолдану керек			

6-кесте – Суға құнарлы бетонның жобалық тығыздығы

Толтырғыштың тығыздығы, кг/м ³	Толтырғыштың максималдық ірілігі кезіндегі бетонның орташа тығыздығы, кг/м ³ , мм		
	40	80	120
2600-2650	2370	2410	2430
2660-2700	2400	2450	2470
2700-2750	2440	2490	2500

1) дұрыстық бойынша бөгеттің табанына үстемеленген (қысымға қарсы), қарқындылығы p ($\alpha_{2,f} - \alpha_{2,d}$) үстіңгі күштер, мұнда p – 8.1.14-т. сай анықталатын сүзілетін судың ағымындағы гидродинамикалық қысым, Па;

2) қарқындылығы \bar{q}_f бөгет іргесіндегі көлемдік күштер, бұл жерде \bar{q}_f вектордың горизонталь q_{fx} және вертикаль q_{fy} проекциялары төмендегіге тең:

$$q_{fx} = -\frac{\partial}{\partial x}(p\alpha_{2,f}); \quad (5)$$

$$q_{fy} = -\frac{\partial}{\partial y}(p\alpha_{2,f}) \quad (6)$$

Бұл жерде ірге топырағының салыстырмалық салмағы суға құнарлы күйде қабылданады.

$\alpha_{2,f} = \text{const}$ кезінде іргенің есептік саласында көлемдік күштердің қарқындылығы $\bar{q}_f = -\bar{I}_p \alpha_{2,f}$ тең, мұнда \bar{I}_p – гидродинамикалық қысымның градиенті, 8.1.14-т. қар.

3) ағыстық шек пен дренаждың, сонымен қатар бөгет табаны мен қарқындылығы \bar{q}_d төменгі бьефтің деңгейінің арасында орналасқан имараттың бөліктерінен тұратын бөгеттің суға құнарлы аймақтарындағы көлемдік күштер, бұл жерде \bar{q}_f вектордың горизонталь q_{fx} және вертикаль q_{fy} проекциялары төмендегіге тең:

$$q_{dx} = -\frac{\partial}{\partial x}(p\alpha_{2,d}); \quad (7)$$

$$q_{dy} = -\frac{\partial}{\partial y}(p\alpha_{2,d}). \quad (8)$$

Бұл жерде бетонның салыстырмалық салмағы суға құнарлы күйде қабылданады.

$\alpha_{2,d} = \text{const}$ кезінде бөгеттің суға құнарлы аймақтарының есептік саласында көлемдік күштердің қарқындылығы $\bar{q}_d = -\bar{I}_p \alpha_{2,d}$ тең.

Егер бөгеттің және іргенің суға құнарлы бөліктерінде a_2 коэффициентінің мәндері секірмелі түрде a'_2 мәнінен a''_2 мәніне дейін өзгерсе, бұл жерде $a'_2 > a''_2$, онда a_2 әртүрлі мәндері бар саланың шекарасында бөлу сызығына α''_2 саласының жағына қарай бағытталған, қарқындылығы p ($\alpha'_2 - \alpha''_2$) үстіңгі күштерді үстемелеу керек.

Сүзілетін судың күшпен әсер етуін бөгет іргесіндегі қысымға қарсылық пен көлемді күштер түрінде ғана:

– жартастық іргелерде орналасқан биіктігі 60 м асатын II кластың бөгеттерін есептеген кезде – барлық жағдайларда;

– жартастық емес іргелерде орналасқан I және II кластың бөгеттерін есептеген кезде – барлық жағдайларда ескеру керек.

Сүзілетін судың күшпен әсер етуін қысымға қарсылық түрінде ғана:

– жартастық іргелерде орналасқан биіктігі 60 м асатын барлық кластың бөгеттерін есептеген кезде – барлық жағдайларда;

– жартастық емес іргелерде орналасқан II және IV кластың бөгеттерін есептеген кезде – барлық жағдайларда;

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

– жартастық іргелерде орналасқан биіктігі 60 м асатын I және II кластың бөгеттерін, сонымен қатар жартастық емес іргелерде орналасқан I және II кластың бөгеттерін есептеген кезде – жобалаудың алдыңғы кезеңдерінде ескеру керек.

Бұл жерде топырақтың салыстырмалық салмағы өлшенген күйде қабылданады.

8.1.14 Гидродинамикалық қысымның p және оның градиентінің \bar{J}_p мәндері ірге мен бөгет денесінің сүзілуінің есептік саласындағы сүзілетін судың ағысында 8.2.4.1-8.2.4.4 тармақшаларға сай сүзілу есептерімен анықталады.

Бөгеттің сыртқы шектері мен жоғарғы және төменгі бьефтердегі іргелердің бос бетіндегі p мәндері гидростатикалық қысымның шамаларына сай келеді.

Бөгеттің суға құнарлы және құрғақ бөліктерін бөлетін сызықта (қисық депрессияда) $p = 0$ болады.

Бөгеттің табанындағы гидродинамикалық қысым, Па, сына формула бойынша анықталады:

$$p = (h_v + h_f) \gamma_w, \quad (9)$$

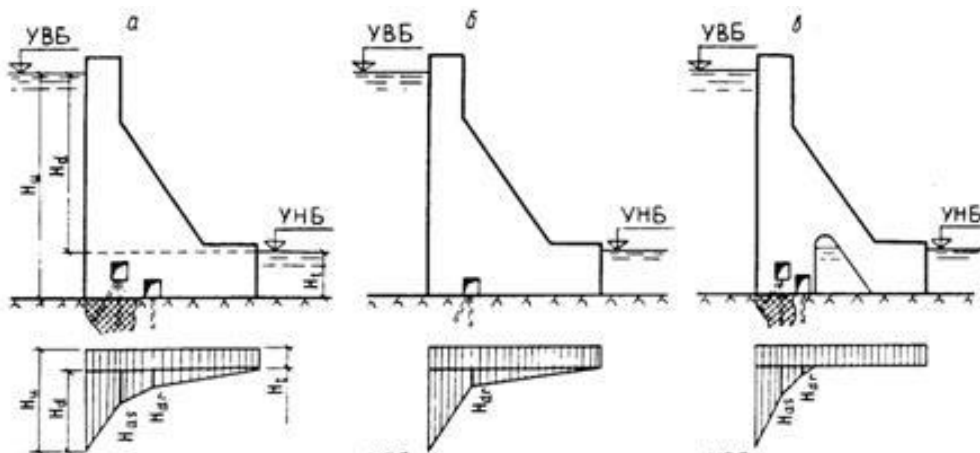
мұнда h_v – төменгі бьефтің өлшенетін әсерінің астындағы қарастырылатын нүктедегі пьезометрикалық ағынның ординатасы, м;

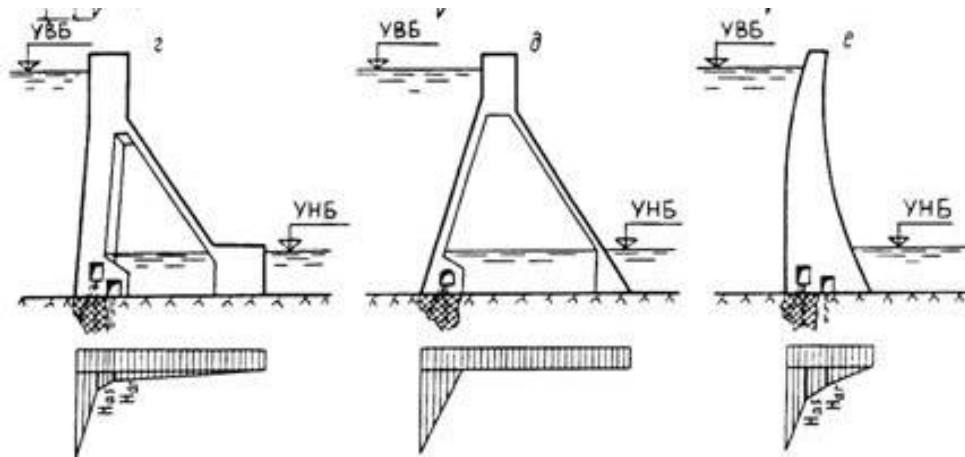
h_f – есептік ағыстың әрекетімен сүзу кезіндегі жоғар тармақтағыдай, H_d , м;

γ_w – судың салыстырмалық салмағы, Н/м³.

h_v мәні төменгі бьефтегі және қарастырылатын нүктедегі су деңгейінің белгілерінің айырмашылығы ретінде анықталады.

Жартасты іргелердегі биіктігі 60 м кем бөгеттер үшін h_f мәндерін 12-суретте берілген эпюралар бойынша табуға жол беріледі, бұл жерде h_f шамасын цементтелген бүркеудің осы H_{as} бойынша және дренаждық құрылғылардың осы H_{dr} бойынша 7-кесте бойынша қабылдау керек.





11-сурет – Бөгеттің табаны бойынша пьезометрикалық ағынның эпюралары

а – іргеде цементтелген бүркеуі бар гравитациялық бөгет; б – цементтелген бүркеуі жоқ гравитациялық бөгет; в – іргеде бойлық қуысы бар гравитациялық бөгет; г – кеңейтілген жіктері бар гравитациялық бөгет және массивтік-контрфорстық бөгет; д – жазық жабыны бар контрфорстық бөгет; е – аркалық бөгет

8.1.15 a_2 коэффициентінің мәндерін:

– ірі кесікті, құмды және қатты сызатты жартылай іргелер, ашылған құрылық жіктері мен бетонның және жартастың созылу аймақтары үшін 1,0 тең етіп;

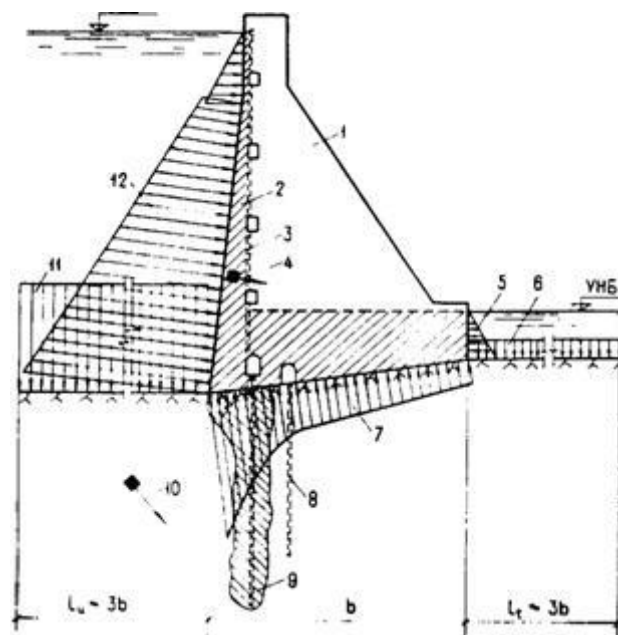
– сазды топырақтар, сонымен қатар бетонның және жартасты іргенің қысылған аймағында – бетонның және ірге топырақтарының су сіңірушілігінің есебімен су қоймасының су деңгейінің толу және тербелу тәртібін, ағындық шектегі, бөгеттер мен жағадағы түйісуді қоса, іргелердің жіктеріндегі сүзуге қарсы құрылғылардың тиімділігін зерттеудің нәтижелері бойынша қабылдау керек; мұнда аталған зерттеулер орындалғанға дейін, сонымен қатар алдын-ала есептеу кезінде $a_2 = 0,5$ етіп қабылдауға жол беріледі.

Төмендегідей:

– барлық кластың және түрдегі бөгеттердің тұрақтылығын есептеген;
– ағындық шекте гидроокшаулайтын экраны бар барлық кластың бөгеттерінің беріктілігін есептеген;

– жартасты емес іргелерде орналасқан барлық кластың бөгеттерінің беріктілігін есептеген жағдайларда $a_{2,d} = 0$ етіп қабылдау керек.

Жартасты ірлерде орналасқан II, III, IV кластарының бөгеттерін беріктілікке есептеу кезінде $a_{2,d} = 0$ қабылдауға жол беріледі.



12-сурет – Судың күшпен әсер етуінің схемасы

1 – бөгеттің құрғақ бөлігі; 2 – бөгеттің суға құнарлы бөлігі; 3 – бөгеттің дренажы; 4 – бөгеттің суға құнарлы аймақтарындағы сүзілетін судың көлемдік күштері; 5 – бөгеттің төменгі шегіне түсетін қысым; 6 – төменгі бьеф жақтан іргені жүктеу; 7 – бөгеттің табаны бойынша қысымға қарсыластық; 8 – іргенің дренажы; 9 – цементтік бүркеу; 10 – іргедегі сүзілетін судың көлемдік күштері; 12 – бөгеттің жоғарғы шегіне түсетін қысым

8.1.16 Жоғарғы бьеф жақтағы тосқындардың қысымының P_{ws} , кН имараттың 1 м ұзындығына тұрақтылығын есептеуді мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$P_{ws} = 0,5 \gamma_{ws} h_{ws}^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_{ws}/2) \quad (10)$$

мұнда γ_{ws} – өлшенген күйдегі тосқындар топырағының салыстырмалық салмағы, кН/м³;

h_{ws} – тосқынның бөгет алдындағы биіктігі, м;

φ_{ws} – тосқын топырағының ішкі үйкеліс бұрышы, град.

8.1.17 Температуралық әсерлерді бөгет жармасындағы ауа температурасына көп жылдық бақылау жүргізу деректері бойынша және су қоймасындағы су температурасын болжау негізінде қабылдау керек.

8.1.18 Су ағызуды жүзеге асыру кезіндегі динамикалық жүктемелерді I және II кластар үшін – есептер мен зертханалық зерттеулердің нәтижелері бойынша, III және IV класының бөгеттері үшін есептердің немесе аналогтардың нәтижелері бойынша қабылдау керек.

8.1.19 Топырақтардағы қуыстық қысым бөгетті сүзудің 10^{-2} м/тәу кем емес орташа коэффициенті мен 0,8 асатын су құнарлығының коэффициенті бар саз топырақтарда құрылысын салу кезінде бөгетті жылжыту мен шөгінділерін болжауға тұрақтылығын тексеру кезінде ескеріледі.

7-кесте – H_{as}/H_d және H_{dr}/H_d мәндері

Бөгеттердің түрлері	Бөгеттерде жүктемелерді үйлестіру түрі кезіндегі H_{as}/H_d және H_{dr}/H_d мәндері					
	сүзуге қарсы дренаждық құрылғының ҮТД кезіндегі және қалыпты жұмыстағы негізгі және ерекше			сүзуге қарсы дренаждық құрылғының қалыпты жұмысы бұзылған жағдайдағы ерекше		
	цементтелген бүркеуі бар бөгеттер		цементтелген бүркеуі жоқ бөгеттер	цементтелген бүркеуі бар бөгеттер		цементтелген бүркеуі жоқ бөгеттер
	H_{as}/H_d	H_{dr}/H_d	H_{dr}/H_d	H_{as}/H_d	H_{dr}/H_d	H_{dr}/H_d
Іргеде қуыстары жоқ гравитациялық (7 (а,б) –сурет): I кластың II кластың III және IV кластарының	0,40 0,40 0,30	0,20 0,15 0,05	0,20 0,15 0,05	0,50 0,50 0,35	0,30 0,20 0,10	0,40 0,30 0,10
Іргеде бойлық қуыстары бар гравитациялық (7.в-сурет): I-IV кластарының	0,30	0,10	0,10	0,35	0,15	0,20
Кеңейтілген жіктері бар гравитациялық және массивтік-контрфорстық (7.г-сурет): I-IV кластарының	0,20	0,05	0,05	0,25	0,10	0,10
Аркалық (7.е-сурет): I-IV кластарының	0,40	0,20	0,20	0,60	0,35	0,40
ЕСКЕРТПЕ Жазық немесе аркалық жабыны бар контрфорстық бөгеттер үшін пьезометрикалық ағынның эпюрасы H_d есептік ағынның әрекетімен сүзу кезінде бөгеттің жоғарғы шоқшасының астыңғы шегінде $h_f = 0$ ординатасымен үшбұрыш бойынша қабылданады (13.д-сурет)						

8.1.20 Толқыннан, мұздан және кемелерден түсетін жүктемелер мен әсерлерді ҚР ҚНЖЕ 3.04-40 бойынша қабылдау керек.

8.2 Бөгеттерді есептеу

8.2.1 Бетон және темірбетон бөгеттерді есептеуді шекті жағдайлардың:

– бірінші топтың (пайдалануға беруге жарамсыздығы бойынша) шекті жағдайлары – имараттарды жалпы беріктілік пен тұрақтылыққа, сонымен қатар олардың элементтерін жергілікті беріктілікке есептеу;

– екінші топтың (дұрыс пайдалануға беруге жарамсыздығы бойынша) шекті жағдайлары;

– іргелерді жергілікті және сүзу беріктілігіне есептеу;

– имараттарды сызаттар мен деформациялардың пайда болуы бойынша, сонымен қатар бетон конструкцияларда құрылыстық жіктерді және темірбетон конструкцияларда сызаттарды ашу бойынша есептеу әдістері бойынша жүргізу керек.

8.2.2 Бетон және темірбетон бөгеттерді есептеу ҚР ҚНЖЕ 3.04-01, ҚР ҚНЖЕ 3.04-04, ҚНЖЕ 2.06.08 және осы бөлімнің талаптарына сай орындалуы керек.

8.2.3 I және II кластың бөгеттері үшін есептеуге қосымша, әдетте, эксперименталдық зерттеу жүргізуді қарастыру керек; III және IV кластарының бөгеттері үшін сондай зерттеулерге тиісті негіздеу кезінде орындауға жол беріледі.

8.2.4 Жалпы беріктілік пен тұрақтылыққа, деформациялар мен сызаттарды ашу бойынша есептеуді, сонымен қатар бөгеттердің салудың кезегінің есебімен құрылыстық жіктерді ашу бойынша есептеуді жалпы бүкіл бөгет үшін немесе оның жеке секциялары (немесе жеке бағандары) үшін бөлек орындау керек.

8.2.5 Жергілікті беріктілікке сызаттар және сызаттардың пайда болуы бойынша есептеуді имараттың жеке конструктивтік элементтері үшін жүргізу керек; бетон конструкциялар үшін сызаттардың пайда болуы бойынша есептеуді құрылыстық және конструктивтік жіктермен шектелген элементтер үшін ғана орындау керек.

8.2.6 Бөгеттерді, олардың іргелерін және жеке элементтерін беріктілік пен тұрақтылыққа есептеуді бөгетті салу мен батырудың жүйелілігінің есебімен пайдалануға беру мен құрылысын салу кезеңдерінің ең қолайсыз есептік жағдайлары үшін жүргізу керек.

8.2.7 Жобада гидро тораптарды жеке кезекпен құрылысын салу мен пайдалануға беру қарастырылған жағдайда барлық кластың бөгеттерінің бөліктерін (қосу пішінін) беріктілік пен тұрақтылыққа есептеуді құрылыстың қарастырылған кезеңі үшін белгіленген барлық жүктемелер мен әсерлерге орындау керек, бұл жерде уақытша пайдалануға беру кезеңіне арналған бөгеттердің беріктілігі мен тұрақтылығының шарттарын тұрақты пайдалануға беру кезеңіндегі шарттар сияқты қабылдау керек.

Жобада ішінде құрылыс салу кезеңінде пайда болатын күшейту имаратты қосымша арматуралауды немесе басқа қиындатуды талап етпейтіндей бөгетті және оның жеке элементтерін салудың кезегі қарастырылуы керек.

8.2.8 Жартасты іргелерде салынған I және II кластың бөгеттерін беріктілікке есептеуді имаратта құрылыстық жіктерді және жартасты іргеде сызаттарды ықтимал ашу есебі бар геотехника және серпінділік теориясын қолдану арқылы орындау керек.

Жартасты емес іргелерде салынған I және II кластың бөгеттерін беріктілікке есептеуді іргетастық тақтайшаның және конструкцияның басқа күш түсетін элементтерінің кеңістіктік жұмыстарының есебімен орындау керек. Бұл жерде ішкі

күшейтуді бетонда сызаттың пайда болуынан туындаған конструкцияның серпінді емес жүрісінің есебімен, қиысудың қаттылығын ҚНЖЕ 2.06.08 сай қабылдай отыра, анықтау керек.

III және IV кластарының бөгеттерін беріктілікке есептеуді, сонымен қатар I және II кластарының бөгеттерін алдын-ала есептеуді, әдетте, құрылыстық механиканың жеңілдетілген әдістерімен орындау керек.

8.2.9 Су тірейтін гидротехникалық имараттарды пайдалануға берудің бұзылғандығының ықтимал ауыр салдарынан кейін ғана I және II класқа жатқызылған бөгеттерді беріктілікке есептеуді құрылыстық механиканың жеңілдетілген әдістерімен орындауға жол беріледі.

8.2.10 Бөгеттің және іргелердің кернеулі-деформациялық жағдайын серпінділік теориясымен анықтаған кезде бетонды изотроптық материал ретінде қарастыруға жолберіледі, бұл жерде:

- жазықтың көлденең қиысуының габариттік өлшемдерінің ең үлкені бөгет табанының енінің 10% артық болған жағдайда, бөгет осы бойына бағдарланған жазықтар (бойлық галереялар, гидроэлектр станцияларының машиналық залының үй-жайлары) бар екенін;

- жазықтың горизонталь қиысуының ауданы бөгеттің горизонталь есептік қиысуының ауданының 5% артық болған жағдайда, вертикаль бағытта немесе ағыстың бойында бағдарланған жазықтар (кеңейтілген жіктер, турбиндік су таратқыштар, көлденең галереялар) бар екенін;

- бөгет материалы мен іргенің беріктіліктік және деформациялық сипаттарындағы айырмашылықты;

- іргенің біртексіздігін және оның бойында сызаттар мен жарылыстардың бар екендігін;

- құрылыстық жіктерді ашу және бұл жерде пайда болған екінші жүйені беріктілікке міндетті түрде есептеу арқылы созылған аймақтардағы ірге тегістілігінің қирау мүмкіндігін;

- құрылыс салудың кезегін, сонымен қатар бөгетті монолиттеудің амалдары мен мерзімдерін ескеру керек.

8.2.11 Бөгеттің төменгі шегіндегі бағанаралық және блокаралық жіктерін, сонымен қатар кесілмеген бөгеттердегі секция аралық жіктерді ашудың аймақтары мен шамасы имараттың өзіндік салмағының, құрылыс салу және пайдалануға беру кезеңдерінің гидростаттық қысымы мен температуралық әсерлердің есебімен, бетонның қатуының бастапқы тәртібін, құрылыстық жіктердің тұйығуының температурасын, қалаудың бөгеттің орташа жылдық пайдалануға беру температурасына дейінгі толық қатуын және сыртқы ауа мен су қоймасындағы судың температураларының маусымдық тербелістерін ескере отырып аныкталады.

8.2.12 Бетон және темірбетон бөгеттерді сейсмикалық әсер етуге есептеуді осы құрылыс нормаларының 13-бөлімінің талаптарына сай орындау керек.

8.2.13 Бетон және темірбетон бөгеттерді есептеу кезінде келесі коэффициенттерді енгізу керек:

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

- 4-кесте бойынша қабылданатын имараттың жауапкершілігі бойынша сенімділік коэффициенті γ_n ;
- 5-кесте бойынша қабылданатын жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті γ_f ;
- 8-кесте бойынша қабылданатын жүктемелердің үйлесуінің коэффициенті γ_{lc} ;
- 9-кесте бойынша қабылданатын жұмыс жағдайларының коэффициенті γ_{ca} .

8-кесте – Жүктемелердің үйлесуінің коэффициенті γ_{lc}

Жүктемелердің үйлесімі	Жүктемелердің үйлесуінің коэффициенті γ_{lc}
Жүктемелердің негізгі үйлесімі	1,0
Жүктемелердің ерекше үйлесімі	0,9
Құрылыс салу немесе жөндеу кезеңі үшін	0,95

9-кесте – Жұмыс жағдайларының коэффициенті γ_{ca}

Жұмыс жағдайларының коэффициенттерін енгізуді шарттайтын бөгеттерді есептеудің түрлері мен факторлары	Жұмыс жағдайларының коэффициенті γ_{ca}
1 Жартылай жартасты және жартасты емес іргелердегі бетон және темірбетон бөгеттерді тұрақтылыққа есептеу	1
2 Жартасты іргелердегі гравитациялық және контрфорстық бөгеттерді: а) іргенің массивіндегі сызаттар бойынша өтетін жылжытудың беті үшін; б) бетон-құз байланысы бойынша және іргенің массивінде жартылай сызаттар бойынша, жартылай монолит бойынша өтетін жылжытудың беті үшін тұрақтылыққа есептеу	1 0,95
3 Аркалық бөгеттердің жағалық тіректерін тұрақтылыққа есептеу	0,75
4 Бетон бөгеттерді төмендегілер бойынша жалпы және жергілікті тұрақтылыққа есептеу а) созу бойынша: жүктемелер мен әсерлердің негізгі үйлесімі үшін сейсмикалық әсердің есебісіз жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі үшін сейсмикалық әсердің есебімен жүктемелердің ерекше үйлесімі үшін б) қысу бойынша жүктемелер мен әсерлердің негізгі үйлесімі үшін жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі үшін	0,9 1 1 1 1,1

9-кесте – Жұмыс жағдайларының коэффициенті γ_{cd} (жалғасы)

Жұмыс жағдайларының коэффициенттерін енгізуді шарттайтын бөгеттерді есептеудің түрлері мен факторлары	Жұмыс жағдайларының коэффициенті γ_{cd}
5 Көрсетілген конструкциялардағы бетонның беріктілігі анықтаушы болып табылатын жағдайлар үшін темірбетон бөгеттер мен олардың элементтерін жалпы және жергілікті тұрақтылыққа есептеу:	
а) тақтайшаның (қабырғаның) қалыңдығы 60 см және одан да көп кездегі тақтайшалық және қабырғалық;	1,15
б) тақтайшаның (қабырғаның) қалыңдығы 60 см кем кездегі тақтайшалық және қабырғалық	1
6 Көрсетілгендей кернелмеген арматураның беріктілігі анықтаушы болып табылатын жағдайлар үшін темірбетон бөгеттер мен олардың элементтерін жалпы және жергілікті тұрақтылыққа есептеу:	
а) темірбетон элементтер	1,1
б) болат темірбетон конструкциялар	0,8
ЕСКЕРТПЕ 1 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттердің беріктілігі мен тұрақтылығын есептеу кезінде 9-кестеде берілген жұмыс жағдайларының коэффициенттерін мәні 12.2.9-т. берілген γ_{cd} коэффициентіне көбейту керек.	
ЕСКЕРТПЕ 2 Кернелген арматураның беріктілігі анықтаушы болып табылатын жағдайлар үшін барлық түрдегі бетон және темірбетон бөгеттерді жалпы және жергілікті тұрақтылыққа есептеу кезінде, сонымен қатар бөгет элементтеріне бірнеше рет қайталанатын жүктемелерді есептеген кезде жұмыс жағдайының коэффициенттерін ҚНЖЕ 2.06-08 сәйкес қабылданады	

8.2.14 Бөгеттің жалпы беріктігі мен тұрақтылығын, сонымен қатар жеке элементтерінің жергілікті тұрақтылығын есептеу кезінде төмендегі шарттардың біреуі сақталуы керек:

$$\gamma_n \gamma_k F \leq \gamma_{cd} R; \quad (11)$$

$$\gamma_n \gamma_k \sigma_d \leq \gamma_{cd} \Phi(R_s, R_c) \quad (12)$$

мұнда $\gamma_n, \gamma_k, \gamma_{cd}$ – 8.2.4.10-т. сай қабылданатын коэффициенттер;

F, R – жалпыландырылған күшпен әсер етудің және имараттың жалпыландырылған күш түсетін қабілеттілігінің сәйкесінше есептік мәндері;

σ_d – кернеулердің есептік мәндері;

Φ – түрі бөгеттің кернеулі-деформациялық күйінің сипатына байланысты анықталатын функция;

R_s, R_c – ҚНЖЕ 2.06-08 сай анықталатын арматура мен бетонның сәйкесінше есептік мәндері.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

Имараттың көлемін немесе оның бағасын анықтайтын есептік жағдай үшін теңсіздіктің оң жағы оның сол жағынан кемінде 10% асуы керек.

8.2.15 Бетон бөгеттерді жалпы беріктілікке есептеуде, сонымен қатар есепте жіктердің болуы ескерілмейтін жағдайларда, бөгеттің бетон қалауының деформациясының E_{bd} , МПа, есептік мәнін төмендегідей қабылдау керек:

- бағандық массивпен немесе бетондаудың блоктарын байлаумен салынған бөгеттер үшін:

$$E_{bd} = E_b [1 - 0,04 (n_j - n_{ji})] \quad (13)$$

- бетондаудың қабаттық әдісімен салынған бөгеттер үшін:

$$E_{bd} = 0,75 E_b \left[1 - 0,04 \left(\frac{3}{h_{bl}} - 1 \right) \right] \quad (14)$$

мұнда

E_b – бетон серпінділігінің бастапқы модулі, МПа;

n_j – бөтен табанындағы бетондаудың вертикаль жіктерінің саны;

n_{ji} – оларды технологиялық қысу шаралары қолданылған бағанаралық немесе секция аралық жіктердің саны;

h_{bl} – бетондау блогының биіктігі, м.

Бұл жерде статикалық есептерде қалау деформациясының есептік модулі E_{bd} , МПа, $0,65 E_b \leq E_{bd} \leq 30\,000$ шегінде болуы керек.

8.2.16 Бетон бөгеттерді жалпы беріктілікке, сонымен қатар есептеуде жіктер ескерілетін жағдайларда деформациялар бойынша есептеу кезінде, бетон бөгеттердің термо-кернелген күйінің, сызаттар мен құрылыс жіктерін ашу бойынша есептеу кезінде, сонымен қатар имараттың кернеулі күйі туралы көзбе-көз бақылау деректерінің сараптамасы кезінде бетон қалаудың деформациясының модулінің есептік мәнін $E_{bd} = E_b$ етіп немесе оны имараттың өзінде анықтаудың деректері бойынша анықтау керек.

8.2.17 Бөгеттердің темірбетон элементтерінің беріктілігін есептеу кезінде деформация модулінің есептік жағдайын E_{bd} есептік мәнін ҚНЖЕ 2.06-08 сай қабылданатын бетон серпінділігінің бастапқы модуліне E_b , тең етіп қабылдау керек.

8.2.18 180 тәуліктен аз t жастағы бетон бөгеттердің бетон серпінділігінің бастапқы модулін мына формула бойынша анықтау керек:

$$E_b = \frac{100000}{1,7 + \frac{360}{a(\ln \frac{t}{180} + 5,2)}} \quad (15)$$

мұнда a – 10-кесте бойынша қабылданатын өлшемсіз параметр.

Бетонның 180 тәулік және одан да асатын жасы кезінде бетон бөгеттердің бетон серпінділігінің бастапқы модулін 11-кесте бойынша қабылдауға жол беріледі.

8.2.19 Ішінде материал көлемдік қысуда болатын имараттың аймағы үшін бетонның есептік кедергілерін ҚНЖЕ 2.06-08 сай белгілеу керек.

10-кесте – (15) формулаға арналған a өлшемсіз параметрі

Бетон ерітінділі конустың шөгіндісі, см	Ірі толтырғыштың максималдық өлшемі, D_{max} мм	Қысуға беріктілік бойынша бетонның жобалық класындағы a параметр							
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
< 4	40	27	37	45	54	62	77	90	106
	80	32	44	56	66	77	98	116	133
	120	37	52	66	77	90	116	139	162
4-8	40	20	28	35	41	47	58	68	80
	80	25	37	42	50	58	71	86	102
	120	29	40	50	60	68	86	102	116
> 8	40	12	15	18	22	26	35	42	50
	80	14	19	24	29	33	42	52	60
	120	17	23	29	35	40	50	60	68

Бір белгінің кернеу қимылындағы жазық кернеулі күй жағдайында бетонның есептік кедергілерін бір осьтік батыру кезіндегідей қабылдау керек.

Ішінде матреиал жазық немесе көлемдік кернеулі күй жағдайында болатын имарат аймақтарында әртүрлі белгінің кернеулі әрекеті кезінде бетонның қысу мен қосуға есептік кедергілерін бір осьтік батыру кезіндегідей анықтауға жол беріледі.

11-кесте – Қысу және созу кезіндегі бетон серпінділігінің бастапқы модулі E_b

Бетон ерітінділі конустың шөгіндісі, см	Ірі толтырғыштың максималдық өлшемі, D_{max} мм	Қысуға беріктілік бойынша бетонның жобалық класындағы бетон серпінділігінің қысу және созудағы бастапқы модулі E_b 10^{-3} , МПа							
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
< 4	40	23,5	28,0	31,0	33,5	35,5	38,5	40,5	42,5
	80	26,0	30,5	34,0	36,5	38,5	41,5	43,5	45,0
	120	28,0	33,0	36,5	38,5	40,5	43,5	45,5	47,0
4-8	40	19,5	24,0	27,0	29,5	31,5	34,5	37,0	39,0
	80	22,5	28,0	30,0	32,5	34,5	37,5	40,0	42,0
	120	24,5	29,0	32,5	35,0	37,0	40,0	42,0	43,5
> 8	40	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5
	80	15,0	19,0	22,0	24,5	26,5	30,0	33,0	35,0
	120	17,5	21,5	24,5	27,0	29,0	32,5	35,0	37,0

8.2.20 Бетон және темірбетон бөгеттердің іргелерінің топырақтарының беріктіліктік, деформациялық және сүзу сипаттарын анықтау кезінде және есептік схемаларды таңдау

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

кезінде әлсіреудің әртүрлі аймақтарында топырақтық массивтердің бар болуына ерекше назар аудару керек:

- жартасты емес топырақтардың іргелерінде – отырмалы топырақтың, жұмсақ пластикалық немесе ағатын консистенциялы топырақтардың, шымтезек топырақтардың, борпылдақ құрамды топырақтың аймақтары;

- жартасты топырақтардың іргелерінде – майда және орташа сызаттардың, біртұтас ірі сызаттар мен құлаудың, жүктеудің желдетілген және қатты желдетілген сала мен аймақтардың жүйесі.

8.2.21 Ірге топырақтарының жалпы сүзгіштік беріктілігін есептеуді ҚР ҚНЖЕ 3.04-04 сәйкес сүзудің есептік саласындағы ағыстың орташаландырылған градиантері кезінде жүргізу керек.

8.2.22 Бөгеттің сүзуге қарсы элементтерінің (понурдың, тістердің, инъекциялық бүркеудің) жергілікті беріктілігі мен ірге топырағын есептеуді ҚР ҚНЖЕ 3.04-04 сәйкес ағыстың шекті градиенттері кезінде:

- сүзгіш ағынның төменгі бьеф пен дренаждық құрылғыларғы шығатын телімде;
- біртекті емес топырақтардың шекарасында;
- ірі сызаттардың орналасқан жерлерінде жүргізу керек.

8.2.23 Жерасты суларының еңістерге шығып кетуінің және аумақтың қоршаған имаратын суға батырмайтындығының жоқ екендігін тексеруді сүзетін ағынның депрессиондық беттерінің есептік және рұқсатты деңгейлерін салыстыру жолы арқылы жүргізу керек.

8.2.24 Бөгеттердің сүзгіштік есептерін сүзуді сызықтық заңға бағынады және оның тәртібі белгіленген деп есептей отырып орындауға жол беріледі. Бьефтерде судың деңгейі жылдам өзгерген кезде есептер сүзудің белгіленбеген тәртібі кезінде орындалуы керек.

8.2.25 I, II және III класының бөгеттері үшін ағынның сүзгіштік сипаттарын (деңгейлері, қысымы, ағынның градиенті, шығындар) тапсырманы:

- бөгеттің ағыстық телімдері үшін – вертикаль кескінде екі өлшемді;
- жағалық телімдер үшін – жоспарда және ток сызықтары бойынша вертикаль кескіндерде екі өлшемді немесе кеңістікті етіп қабылдай отырып, сандық модельдеу әдістерімен анықтау керек.

DIV класының бөгеттері үшін және I, II және III кластарының бөгеттерінің алдынала есебі кезінде сүзетін ағынның сипаттарын шамалы сараптамалық әдістермен (кедергі, фрагменттердің коэффициенттері т.б.) анықтауға жол беріледі.

8.2.26 Сүзетін ағынның сипаттарын анықтау кезінде:

- дренаждық және сүзуге қарсы құрылғылардың;
- іргедегі жазықтар мен кеңейтілген жіктердің және бөгет денесіндегі шығындардың;
- бетонның су сіңіргіштігінің;
- іргенің кернеулі-деформациялық күйінің;
- жерастылық сулардың температурасының және олардың минералдығының әсер етуін ескеру керек.

8.2.27 II және III класқа жатқызылған бетон және темірбетон бөгеттердің сүзгіштік есептерін су тірейтін гидротехникалық имараттардың пайдалануға берудегі қирауының салдарына байланысты ғана шамалы сараптамалық әдістермен орындауға жол беріледі.

Гидравлический расчет плотин.

8.2.28 Гидравликалық есептер мен зерттеулерді ҚР ҚН 3.04-08 сәйкес белгіленетін негізгі және барлау жағдайларына жүргізу керек.

8.2.29 Негізгі есептік жағдайдан шыға, техника-экономикалық негіздеу бойынша суағар фронтының жалпы ұзындығы, су өткізетін имараттардың типтері, саны мен өлшемдері, судың салыстырмалық шығындарының мәндері, төменгі бьеф имаратының негізгі параметрлері белгіленеді.

8.2.30 Барлау есептерін жоғарғы бьефтің ең үлкен техникалық және экономикалық негізделген жылдамдатылған тірек деңгейі кезіндегі барлау есептік жағдайының шығынына жол берілген жағдай үшін жүргізу керек.

8.2.31 Су шығынына жол берілген басқа жағдайларды бөгет қақпаларының епті әдісінің схемасымен қарастыру керек. Бұл жерде қақпалардың шамасы мен ашу тәртібін негізгі есептік жағдаймен салыстырғанда имарат пен ағыстың оған іргелес телімдерін қорғау үшін қосымша шараларды талап етпейтін жағдайларды төменгі бьефтен алу қажеттілігінен шыға белгілеу керек.

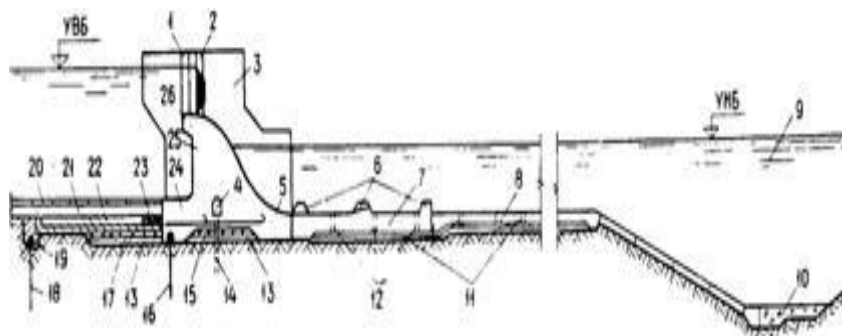
9 ЖАРТАСТЫ ЕМЕС ІРГЕЛЕРДЕГІ БӨГЕТТЕР

9.1 Бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау

9.1.1 Жартасты емес іргелерде бетон және темірбетон суұрмалы бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялауды 4-бөлімнің талаптары мен осы бөлімнің нұсқауларына сәйкес орындау керек.

9.1.2 Жартасты емес іргелердегі бетон және темірбетон суұрмалы бөгеттер үшін келесі негізгі элементтерді айыру керек (13-сурет):

- іргетастық тақтайшалар;
- діңгектер мен тіректер;
- суағарлар мен суұрмалар;
- деформациялық жіктер мен оларды тығыздау;
- суұрма және рисберма;
- сүзуге қарсы құрылғылар (понур, шпунттар, бұрғылайтын бетон қадалар мен қабырғалар, тістер, сүзуге қарсы бүркеулер);
- дренаждық құрылғылар .



13-сурет – Жартасты емес іргелердегі анкерлік понуры бар су ағызатын бөгеттердің жеке бөліктері мен элементтері

1 – жөндеу ысырмасының ойығы; 2 – жұмыс ысырмасының ойығы; 3 – аралық дінгек; 4 – дренаждық галерея; 5 – іргетастық тақтайшаның астыңғы телімі; 6 – энергияны сөндіргіштер; 7 – суұрма; 8 – рисберма; 9 – сақтандыратын шөміш; 10 – ауыспалы деформацияланатын бекітпе; 11 – суұрма мен рисберманың горизонталь дренажы; 12 – дренаждық құдықтар; 13 – кері сүзгіш; 14 – іргенің вертикаль дренажы; 15 – іргетастық тақтайшаның горизонталь дренажы; 16 – үстіңгі бөгет астылық шпунт; 17 – понурдың горизонталь дренажы; 18 – понурлық шпунт; 19 – шпунтүстілік арқалық; 20 – жүктемелерді бекіту; 21 – понурды жүктеу; 22 – анкерлік понур; 23 – анкерлік понурдың икемді телімі; 24 – іргетастық тақтайшаның жоғарғы телімі; 25 – су ағызғыш; 26 – су ағызғыштың жотасы

9.1.3 Жартасты емес іргелердегі бетон және темірбетон суұрмалы бөгеттерді секцияда температуралық-шөгінді жіктермен, әдетте, дінгектердің осы бойынша бөлу керек.

Біртекті ірге кезінде жеке жағдайларда жік-кесіктерді орната отырып, бөгетті бөлмеуге жол беріледі.

9.1.4 Бөгеттің іргетастық тақтайшасын топыраққа тереңдетудің шамасын статикалық тұрақтылықтың, гидравликалық және сүзу шарттарының талаптарының есебімен орнату керек.

Қажет болған жағдайда, бетон тіс құралын немесе төменгі шпунттық қоршауды қарастыру керек.

9.1.5 Байланысқан топырақтардан жасалған понуры бар бөгеттің іргетастық тақтайшасының бүйірін жоғарғы бьеф жаққа қарай еңісті етіп жобалау керек.

9.1.6 Бөгет секциясы шегінде дінгектердің іргетастық тақтайшамен қатты қосылуын қарастыру керек. Артынан жіктерді монолиттеу арқылы дінгектер мен іргетастық тақтайшаларды бөлек салуды қарастыруға жол беріледі.

9.1.7 Бөгеттің жағалық секциясына кіретін жанасатын тіректі, әдетте, жалпы іргетастық тақтайшада орналастыру керек. Жанасатын тіректі тірек қабырғасы ретінде жобалауға жол беріледі, бұл жерде тіреу, су ағызғыш және іргетастық тақтайша арасындағы температуралық-шөгінді жігінде тығыздауды қарастыру керек.

9.1.8 Понур, суұрма және рисберма шегіндегі жанасатын тұрақтарды тірек қабырғалары түрінде жобалау керек.

9.1.9 Бөгеттерді жобалау кезінде, су ағызатын тесіктердің аралығына, құрылыс ауданының климаттық және инженерлік-геологиялық жағдайына байланысты су ағызғыштың дінгекке қатты қалануын немесе олардың арасында су ағызғышты дінгектің

беткі шегіндегі жазықтықта іргетастық тақтайшаның жотасынан үстіне дейін кесіп өтетін температуралық жіктердің құрылғысын қарастыру керек. Аралығы 30 м асатын су ағызатын ойықтар кезінде су ағызғыш денесінде температуралық жіктерді орнатуды қарастыру керек.

9.1.10 Жартасты емес іргедегі бөгеттердің тереңдік суағызғыштарын енjarлы темірбетон рама түрінде жобалау керек.

9.1.11 Суұрма бөгеттерін жартасты емес іргелерде жобалау кезінде бьефтерді түйістірудің негізгі формасы ретінде, қажетті жағдайларда энергия сөндіргіштер мен ағыстың таралуының құралдарын қарастыра отырып, су түбіндегі тәртіпті қабылдау керек.

9.1.12 Бьефтердің түйісуінің су түбіндегі тәртібі кезінде негізгі сөндіргіш ретінде энергияны сөндіргіштердің келесі типтерін қабылдау керек:

- тұтас су ұратын қабырға;
- су ұратын құдық;
- өзінен төмен орналасқан терең емес су ұратын құдығы бар су ұратын қабырға;
- кесетін су ұратын қабырға;
- шашкалардың немесе пирстердің бірнеше қатары түріндегі сөндіргіш;
- көрсетілген сөндіргіштердің әртүрлі типтерінен құрылған сөндіргіш.

Тиісті техника-экономикалық және эксперименталдық негіздеу кезінде сөндіргіштердің басқа типтерін де қолдануға жол беріледі.

9.1.13 Сөндіргіштердің типін, олардың суұрмада орналасуын таңдауды суұрмада,ы рұқсатты тереңдіктің, кавитацияның пайда болу және ағынның жаңылысуының шартының, сонымен қатар сөндіргіштен төменгі ағыстың шайып кету қабілеттілігінің есебімен нұсқаларды техника-экономикалық салыстырудың негізінде анықтау керек. Ағыстың қысылған қиысуынан сөндіргішке дейінгі минималдық қашықтықты секіріс биіктігінен 4-4,5 тең етіп қабылдау немесе эрозиясыз сөндіргіштерді қолдану керек.

Сөндіргіштің конструкциясы энергияны сөндірумен бірге ағынның тұрақтылығын қамтамасыз етіп, жаңылыс ағыстарды пайда болу қауіптілігін жоққа шығаруы керек. Шағын аралықты бөгеттердің төменгі бьефінде арнайы жаңылысқа қарсы сөндіргіштерді қолдану мақсатқа сай келеді.

9.1.14 Рисберманың ұзындығы мен пішіні, рисбермадан бекітілмеген сағаға ауыспалы бекітудің конструкция бекітілмеген сағаның басында ағынның шаймайтын жылдамдықтарын қамтамасыз етудің есебімен нұсқаларды техника-экономикалық салыстырудың негізінде анықталуы керек.

9.1.15 I, II және III кластарының бөгеттері үшін рисберманы, әдетте, монолиттік бетон немесе темірбетон түрінде жобалау керек.

IV класының бөгеттері үшін рисберманы тас нобай немесе көмірше, габиондық торлар, өзара арматурамен байланысқан жиналмалы бетон немесе темірбетон тақтайшалар түрінде қарастыруға жол беріледі.

9.1.16 Суұрма тақтайшасы мен рисберманың қалыңдықтары орталандырылған және пульсациялық жүктемелердің есебімен олардың беріктілігі мен тұрақтылығын қамтамасыз ету жағдайының есебімен анықталады. Оларды температуралық-шөгінді жіктермен кесуді,

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

тақтайша саласының астындағы дреналау, дренаждық құдықтары орнату ж.б. қарастыру керек.

9.1.17 Суұрма мен рисберманың тақтайша астындағы саласының дренажының типі мен конструкциясын, дренаждық құдықтардың өлшемі мен орналастыруды бөгет арқылы әртүрлі лақтырмалы шығындар кезінде гидродинамикалық қысымның шамасы мен бөлуге байланысты таңдау керек. Бұл жерде тақтайша астындағы салада орталандырылған және пульсациялық қысымның және кері сүзу мен төселетін топырақта суффозиялық жаратылыстардың пайда болуы жоққа шығарылуы керек.

Жанасатын тіректерге, бөлек қабырғаларға, дінгектерге сүзілетін суды шығару қарастырылған жабық дренаждық құдықтарды орналастыруға жол беріледі.

Дренаждың шықпаларын төмендетілген қысымның аймағында, төменгі бьефтің минималдық деңгейінен төмен орналастыру керек.

Жиналмалы тақтайшалардан жасалған рисбермаларда дренаждық құдықтарды орналастырмауға жол беріледі.

9.1.18 Рисберманың соңында вертикаль қабырға, сақтандырушы шөміш, ауыспалы деформациялық бекітпе немесе осы конструкциялардың үйлесімі түріндегі құралдарды қарастыру керек (13-суретті қар.).

9.1.19 Рисберманың немесе суұрманың соңындағы вертикаль қабырғаларды (бетон немесе темірбетон қабырға, жазық немесе ұяшықты конструкцияның шпунттық қабырғасы, тастармен толтырылған ряждар ж.б. түрдегі) топырақтың ықтимал шайылуының барлық тереңдігіне жобалау керек. Вертикаль қабырғаны оған ауыспалы деформациялық бекітпе телімі бар шаюдың барлық тереңдігіне орналастыруға жол беріледі.

9.1.20 Сақтандыру шөмішін оның жоғарғы еңісі мен шөміштің астыңғы шайылатын еңісінің түбін ауыспалы бекіту арқылы рисберма соңына орнату кезінде оны оның құрылыс кезеңінде тұрақтылық шартынан анықтау керек. Шөміштің жоғарғы еңісін төсеуді ағынның ағуының гидравликалық жағдайлары мен оған рисберманың немесе ауыспалы деформацияланатын бекітпені орналастырудың есебімен белгілеу керек.

9.1.21 Ауыспалы деформацияланатын бекітпені жеке бетон немесе топсалы түрде өзара немесе компенсациялық байланыстармен байланысқан темірбетон тақтайша түрінде; малтатас немесе тас нобайынан; габиондық, фашиндық бекітпелерден немесе оларды таспен не малтатаспен жүктеуі бар шымтезектердің басқа конструкциямен, сонымен қатар бекітудің осы типтерінің үйлесімі түрінде жобалау керек.

Бекітпенің типін гидравликалық жағдайлардың есебімен әзірленген нұсқалардың техника-экономикалық көрсеткіштерді салыстырудың, шаюдың рұқсатты тереңдігінің және басқа факторлардың негізінде таңдау керек.

9.2 Жерастылық пішін

9.2.1 Жартасты емес іргелердегі бетон және темірбетон бөгеттердің жерастылық пішінін топырақтардың физика-механикалық сипаттарына байланысты келесі конструктивтік элементтерден қарастыру керек:

- понур;
- шпунт, тіс немесе сүзуге қарсы бүркеулер түріндегі вертикаль кедергі;

– горизонталь немесе вертикаль дренаж.

9.2.2 Жерастылық пішіннің келесі негізгі сызбалары ерекшелінеді:

- 1 – дренажсыз іргетастық тақтайша және понур;
- 2 – іргетастық тақтайшаның астындағы горизонталь дренаж;
- 3 – іргетастық тақтайша мен понурдың астындағы горизонталь дренаж;
- 4 – су сіңіргіш іргені оның барлық тереңдігі бойынша кесіп өтетін вертикаль кедергі;
- 5 – понурдың, су сіңбейтін қабатқа дейін жетпейтін вертикаль кедергінің және вертикаль кедергінің артынан орнатылған дренаждың үйлесімі.

Бөгеттің іргесінде құмды және саз топырақтардың кезектескен қабаттары, сонымен қатар ағыстық жерастылық сулар бар болған кезде, бөгеттің жерастылық пішінінде терең дренаждық ұңғымаларды орнату керек.

9.2.3 1-схеманы бөгеттерді құмды топырақтарда орналастырған және су тірегі терең (20 м аса) шөккен имараттың жалпы тұрақтылығы сүзілетін қысымды төмендетуге қатысты арнайы шараларсыз қамтамасыз етілген, ал ірге топырағының сүзу тұрақтылығының жағдайы бойынша ұзартылған жерастылық пішін қарастырылуы керек жағдайларда қолдану керек. Басқа жағдайларда көрсетілген геологиялық жағдайлар кезінде 2-схеманы қолдану керек.

3-схеманы жылжытуға имараттың тұрақтылығын қамтамасыз ету үшін талап етілетін саз топырақтардың іргесінде аркерлік понурды қолдану бар болған кезде қолдану керек. Бұл жерде понурлық шпунттың орнату міндетті болып табылады.

4-схеманы су тірегін 20 м асатын тереңдікте шөккен кезде қолдану керек. Бұл жағдайда понурды қарастырмауға жол беріледі.

5-схеманы сіңірушілік бойынша орташа топырақтарда салынатын 10 м асатын ағыны бар бөгеттер үшін қолдану керек.

9.3 Понурлар

9.3.1 Понурлар конструкциясы бойынша:

- бетоннан және темірбетоннан жасалған жабын түріндегі қатты;
- топырақтардан, асфальттан, полимерлік және химиялық басқыншылыққа қойылатын деформациялықтың, су сіңірмеушіліктің, беріктіліктің, тұрақтылықтың талаптарына жауап беретін басқа материалдардан жасалған икемді;
- икемді және қатты бөліктерден жасалған аралас конструкциялы (анкерлік понурлар) болып бөлінеді.

9.3.2 Понурды сүзудің коэффициенті ірге топырақтарын сүзудің коэффициентінен 50 және одан да аз болуы керек.

Су сіңірмейтін понурларды саздан немесе саздақтан жасалған іргелердің топырағы кезінде қарастыру керек.

Аз су сіңіретін понурларды (сүзудің $K \leq 10^{-3}$ м/с коэффициенті бар) – құмды топырақтар мен құмдақтар кезінде қарастыру керек.

IV класының бөгеттері үшін жергілікті материалдардан (саздақтар, топырақ, кемінде 50% шіріген шымтезектен) артығынша орнату керек.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

9.3.3 Понурдың ұзындығын ірге топырағының сүзу беріктілігі мен бөгеттің тұрақтылығының есептерінің нәтижесінің негізінде орнату керек.

9.3.4 Топырақтық t_a понурдың қалыңдығы $t_a \geq \Delta H_{ua} \gamma_n / I_{cr,m}$ болуы керек, бірақ 0,5 м кем емес,

мұнда ΔH_{ua} – ағынның жерастылық пішіннің басынан (жоғарғы бьефтен понурдың қарастырылатын вертикаль қиысуына дейінгі) жоғалтпасы;

$I_{cr,m}$ – ҚР ҚР 3.04-02 сай анықталатын понур материалына арналған ағынның қауіпті орташа градиенті;

γ_n – 8.2.4.10-т. қар.

9.3.5 Икемді су сіңірмейтін понурларды:

– арматуралайтын орамдық шыныматаның тығыны бар құйылған гидроокшаулағыш материалдың жүйелі төселетін қабаттарынан құйылмалы;

– әрбір келесі қабатпен төмен орналасқан қабаттың діңгегін жаба отырып, бірнеше қабаттағы орамдық гидроокшаулағыш материалдардан жабыспалы етіп жобалау керек.

9.3.6 Бетон понурларды ағындық шек бойынша гидроокшаулауы бар тақтайша және тақтайшалар арасындағы және понур мен шектелетін имараттардың арасындағы тығыздау түрінде жобалау керек.

IV класының бөгеттері үшін іргенің әлсіз деформацияланған топырағы кезінде бетон понурларды гидроокшаулау жабынысыз қолдануға жол беріледі. Бұл жағдайда понурдың қалыңдығын бетон үшін $I_{cr,m} = 30$ ағынның қауіпті орташа градиенті бойынша анықтау керек.

9.3.7 Анкерлік понурды, әдетте, саз топырақтарда орналасқан бөгеттер үшін қарастыру керек.

Анкерлік понурдың қатты телімдерін жабыспалы немесе құйылған гидроокшаулауы және анкерленген имаратта қаланған арматура шықпалары бар темірбетон тақтайша түрінде жобалау керек.

Икемді телім анкерленген имаратпен байланысқан жерде пайда болған барлық деформацияларды (жылжыту және шөгінді) қабылдап, бұл жерде толық су сіңірмеушілікті сақтауы керек.

9.3.8 Бетон понурлардан басқа, барлық түрдің понурлары үшін бетон тақтайша немесе тас нобай түріндегі бекітпемен шаюдан сақтайтын оларды топырақпен жүктеуді қарастыру керек.

9.3.9 Іргені понурдың астына дайындауды:

– құмды және құмдақ топырақты ірге кезінде жергілікті материалдардан жасалған понурлар үшін – ірге үстін тығыздаумен; іргенің ірі сызатты топырағы кезінде – қалыңдығы 10 см кем емес құмның ауыспалы қабатының түрінде;

– бетон немесе анкерлік понурлар үшін – ірге бетін тығыздаумен және бетонның қабатына 5-10 см қалыңдықты қалаумен;

– асфальттық немесе полимерлік материалдардан жасалған понурлар үшін – битум сіңірілген қиыршықтастың немесе малтатасның қабатымен, немесе қалыңдығы 5-10 см бетонның қабатымен қалау жолымен қарастыру керек.

9.3.10 Понурды бөгетпен, тірек қабырғаларымен, бөлек тірекпен, понурлық шпунтпен түйістіруде және понурдың жеке секцияларының өзара түйісуінде тығыздауды 6.2.1-6.2.7 тармақшаларының нұсқауларына сай қарастыру керек. Тығыздау

конструкциясын таңдау кезінде шектесетін имараттардың ықтимал деформацияларының шамаларын ескеру керек.

9.4 Шпунттар

9.4.1 Шпунттың түрін (металл, темірбетон немесе ағаш) геологиялық жағдайларға, батырудың есептік қысымы мен тереңдігіне байланысты таңдау керек.

9.4.2 Шпунттың батуының жалпы тереңдігін 2,5 м кем емес етіп, ал шпунттың су сіңірмейтін қабатқа батырудың тереңдігін 1 м кем емес етіп қабылдау керек.

9.4.3 Имараттан сүзуге қарсы шпунттарға күшпен жүктеме беруге жол берілмейді.

9.4.4 Жоғарғы бөгетастылық шпунты понур жоқ кезде қарастыру керек.

Жерастылық пішіннің шпунтсыз сызбаларын қолдануға понур болған кезде немесе іргетастық тақтайшаның жоғарғы тісінің табанын су сіңірмейтін топырақтарға тереңдету кезінде немесе іргетастық тақтайшаның жоғарғы тістерін іргенің сүзу беріктілігін қамтамасыз ету кезінде жол беріледі.

9.4.5 Бөгеттің жерастылық пішінінде аспалы (су тірегіне жепейтін) шпунттарды қолдану кезінде шпунттардың екі жанасқан қатарларының арасындағы қашықтықты оларды батыру тереңдігінің сомасынан кем емес етіп қабылдау керек.

9.5 Тістер мен сүзуге қарсы бүркеулер

9.5.1 Жартасты емес іргелерде бетон және темірбетон бөгеттерді жобалау кезінде жоғарғы және төменгі бөгет астындағы тістерді қарастыру керек.

Сүзуге қарсы бетон және темірбетон тістерді (бөгеттерді) инженерлік-геологиялық жағдайлар бойынша шпунтты қолдану мүмкін емес жағдайларда қарастыру керек.

9.5.2 Сүзуге қарсы тіс пен бөгеттік іргетастық тақтайшасының арасындағы температуралық-деформациялық жікті тиісті негізде кезінде орнату керек.

9.5.3 Құмды және іргенің ірі сызатты топырақтары кезінде бөгеттің жоғарғы шегінде сүзуге қарсы бүркеуді немесе бетонмен немесе саз топырақпен толтырылған траншея, бұрғыбетон қабырға түрінде орындалған кедергіні қарастыруға жол беріледі.

Сүзуге қарсы бүркеудің тереңдігін, оның су сіңірмеушілігінің сипаттарын бөгетке ағыстың, іргенің сүзу және суффозиялық қасиеттеріне байланысты, бөгет табанының қысымға қарсылығын төмендетуге қатысты талаптарға байланысты белгілеу керек.

9.5.4 Сүзуге қарсы бүркеудің қалыңдығы t_a төмендегідей болуы керек:

$$t_a \geq \Delta H_c \gamma_n / I_{cr,m}, \quad (16)$$

мұнда ΔH_c – бүркеудің осы қиысуындағы ағынның шығыны;

γ_n – 7.13-т. қар;

$I_{cr,m}$ – бүркеудегі ағынның қауіпті орташа градиенті.

Ірге топырағының түріне байланысты бүркеуге арналған шаманы $I_{cr,m}$:

– майда дәнді құмдар үшін – 4;

– орташа және ірі дәнді құмдар үшін – 5;

– малтатас-қытырма топырақ үшін – 6 етіп қабылдау керек.

9.6 Дренаждық құрылғылар

9.6.1 Ірі дәнді материалдан (қиыршық тас, малта тас) жасалған және лайланудан кері сүзгіш арқылы қорғалған горизонталь дренаж құралын: іргенің саз топырақтары үшін, сонымен қатар бөгеттің тұрақтылығын қамтамасыз ету үшін понурды немесе вертикаль сүзуге қарсы бүркеуді орнату жеткіліксіз болған жағдайда – құмды топырақтарда; суұрманың, рисберманың, еңістерді бекіту тақтайшаларының астында, әсіресе пульсациялық және толқындық әсерлердің аймақтарында, бөгет іргесінде шайылатын топырақтар бар болған кезде қарастыру керек.

9.6.2 Кері сүзу мен дәнді құрамның қабаттарының санын ҚР ҚНЖЕ 3.04-02 сай анықтау керек.

Горизонталь дренаждың қабатының қалыңдығын бөгеттің конструктивтік ерекшеліктерінің және өндірістік шарттардың есебімен, бірақ 20 см кем емес етіп белгілеу керек.

9.6.3 Горизонталь бөгеттен суды бұруды суұрманың дренажына немесе бөгет денесі арқылы өтетін, жанасқан немесе бөлек тірек, төменгі бьефтегі дренаждық жүйе арқылы қарастыру керек. Дренаждық жүйенің шығыс тесіктерін ағынның қалыпты тәртібі бар орындарда қарастыру және төменгі бьефтің минималдық деңгейінен төмен орналастыру керек.

9.7 Бөгеттерді есептеу

9.7.1 Жартасты емес іргелердегі бөгеттерді беріктілік пен тұрақтылыққа есептеуді 7-бөлімнің және осы бөлімнің нұсқауларының есебімен жүргізу керек.

9.7.2 Жартасты емес іргелердегі бөгет табаны бойынша байланыс кернеулердің шамаларын ҚР ҚНЖЕ 3.04-04 және осы бөлімнің талаптарына сай анықтау керек.

Дұрыс байланыс кернеулерін кернеу шамаларының, МПа, материалдарының кедергісінің әдістерімен есептеген кезде, бөгет секциясының іргетастық тақтайшасының бұрыштық нүктелерін мына формула бойынша анықтау керек:

$$\sigma_{ABCD} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x^i} \pm \frac{M_y}{W_y^i}, \quad (17)$$

мұнда N – дұрыс күш (қысымға қарсылықтың есебімен), МНа;

A – бөгет секциясының табанының алаңы, м²;

M_x, M_y – бөгет табанының негізгі осьтеріне қатысты иіlmелі сәттер, МН·м;

W_x, W_y – бөгет табанының тиісті A, B, C және D бұрыштық нүктелерінің инерцияның негізгі осьіне қатысты кедергісінің сәттерін, м³.

9.7.3 Бөгеттің діңгектерін, тіректері мен іргетастық тақтайшаларын құмды топырақтан құрылған іргеде жеке салу кезінде толық салынып біткен имараттың іргесінің реакциясы құрылыс кезеңі үшін имараттың әрбір элементі мен оны монолиттегеннен кейін имаратқа қосымшалаған жүктемелерден алынған кернеу эпюралары үшін байланыс кернеулерінің эпюраларын сомалау жолы арқылы анықталуы керек.

Саз топырақтардан құрылған бөгет іргесі үшін байланыс кернеулерін оларды уақыт бойынша қайта бөлудің есебімен анықтау керек.

9.7.4 I және II кластың бөгеттерінің секцияларын жалпы беріктілікке құрылыс механикасының немесе серпінділік теориясының серпінді іргесімен бірге сызат пайда болғаннан кейін күшейтуді қайта бөлу есебімен кеңістіктік конструкциялар ретінде есептеу керек.

I және II кластарының бөгеттерінің беріктілігін алдын-ала есептеуде, ал III және IV кластарының бөгеттері үшін барлық жағдайда олардың жұмыстарын 8.7.6-8.7.7 талаптарына сай көлденең (ағынның бойында) және бойлық (ағынға қарсы) бағыттарда бөлек қарастыра отырып, жақын жүргізу керек.

9.7.5 Бөгетті жалпы беріктілікке есептеудің схемасы жеке элементтердің (іргетастық тақтайша, дінгектер, суағызғыш ж.б.) жұмыстарының ерекшеліктерін және оларға қосымшаланған жергілікті жүктемелерді ескермейтін жағдайда, көрсетілген элементтерді жергілікті беріктілікке қосымша есептеу керек. Бөгеттің әртүрлі қиысуларындағы есептік күшейтуді, кернеу мен арматура санын бөгет секциясының жалпы беріктілігіне, сонымен қатар жеке элементтердің жергілікті беріктілігіне есептеудің есебімен анықтау керек.

9.7.6 Көлденең бағыттағы бөгеттің жалпы беріктілігін есептеуді:

- қаттылық қабырғалары дінгектер мен жартылай дінгектер жататын қабырғалық конструкция ретіндегі суды ағызатын бөгетте;
- екі ярустық бөгетке және қораптық түрдегі конструкция ретіндегі терең су ағызатын бөгеттерде жүргізу керек.

Есептік қиысуға биіктіктегі дінгектер мен жартылай дінгектердің жартысын ғана енгізу керек. Дінгектер мен жартылай дінгектердің есептік биіктігін горизонтальға 45° бұрышпен іргетастық тақтайшамен түйісудің шеткі нүктелері арқылы өтетін еңісті жазықтықпен шектеуге жол беріледі.

Аналогтық түрде су ағызудың есептік қиысуының биіктігі де шектелуі керек.

9.7.7 Бойлық бағыттағы бөгеттің жалпы беріктілігін есептеуді:

- серпінді іргедегі арқалықтар ретінде су ағызатын бөгетте;
- екі ярустық бөгетке және серпінді іргедегі рамалық конструкция ретіндегі терең су ағызатын бөгеттерде жүргізу керек.

Су ағызу денесі мен дінгектердің және жартылай дінгектердің арасында температуралық жіктер бар болған жағдайда есептік қиысуға жіктің іргесі арқылы горизонтальға ды ғана енгізу керек. Дінгектер мен жартылай дінгектердің есептік биіктігін горизонтальға 45° бұрышпен өтетін жазықтықпен шектелген су ағызудың бөлігін ғана ендіру керек.

Бойлық бағыттағы екі ярустық бөгеттің немесе су түбіндегі су ағызғышы бар бөгеттердің секцияларының жалпы беріктілігін есептеу кезінде есептік қиысуға іргетастық тақтайшаны, су ағызудың аралық конструкцияларын, дінгектер мен жартылай дінгектерді толық қосу керек.

9.8 Анкерлік понурды есептеу

9.8.1 Ірге топырағының түріне тәуелсіз анкерлік понур мен бөгет арасында толық горизонталь жылжымалы күшті бөлуді топырақтың негізіндегі топырақтың серпінді деформациясы мен понур арматурасының және соңғы тереңдіктегі серпінді қабаттың жылжу коэффициентінің әдісі бойынша созылуының есебімен анықтау керек [9.8.1].

Жылжу коэффициентінің әдісімен анкерлік понур понурдың барлық бойында шекті тепе-теңдік жағдайы жоқ болған, яғни төмендегі шарт сақталған жағдайдағы қабылдайтын күшейтулер анықталады:

$$\tau_{max} < \tau_{lim} = P_{ua} \operatorname{tg} \varphi + c \quad (18)$$

мұнда τ_{max} – понур астындағы ең үлкен қатыстық кернеу, МПа;

τ_{lim} – шекті тепе-теңдіктің жағдайына сай келетін понур астындағы қатысты кернеу, МПа;

P_{ua} – понурға вертикаль қысымның түсуінің қарқындылығы, МПа;

φ, c – сәйкесінше ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәндері, град.; және ірге топырағының салыстырмалық бекітілуінің есептік мәні, МПа.

Есептерде $\tau_{max} = 0,8 \tau_{lim}$ қабылдауға жол беріледі.

9.8.2 Глотзонталь күшті эылжытудың коэффициентінің әдісі бойынша, МН, понурдың секциясы қабылдайтын, арматураның понурдың ұзындығы бойынша қиысуының ауданына бөлудің сипатына байланысты төменде аталған геометриялық пішін бойынша сәйкесінше формуласы бойынша қабылдау керек:

үшбұрыштың формуласы

$$Q_{ua}^I = \frac{Q}{1 + \alpha b \frac{K_{1x}}{K_x} \cdot \frac{I_o (2\alpha l_a)^I}{I_1 (2\alpha l_a)}}; \quad (19)$$

тікбұрыштың формуласы

$$Q_{ua}^{II} = \frac{Q}{1 + \alpha b \frac{K_{1x}}{K_x} \cdot \operatorname{ctg}(\alpha l_a)}; \quad (20)$$

трапецияның формуласы

$$Q_{ua}^{III} = Q_{ua}^I + (Q_{ua}^{II} - Q_{ua}^I) \frac{A_s^I}{A_s^{II}} \quad (21)$$

мұнда Q – бөгеттік секциясына әрекет ететін толық қозғалатын күш, МН;

K_x, K_{1x} – сәйкесінше понур және бөгеттің топырақтары үшін қозғалту кезіндегі төсемнің коэффициенттері, МН/м³;

l_a, b – сәйкесінше понурдың ұзындығы және бөгет табанының ені, м;

I_0, I_1 – шынайы қосалқы аргументтің функцияларының бесселері;

A_s^I, A_s^{II} – сәйкесінше арматураның қиысу ауданының басы мен аяғы (бөгетке жанасқан жердегі), м²;

α – келесі формула бойынша анықталатын понур мен оның іргесінің серпінді қасиеттерін сипаттайтын шама:

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_x b_{da}}{E_s A_s^i}} \quad (22)$$

мұнда E_s – ҚР ҚНЖЕ 2.06.08 сәйкес қабылданатын арматура серпінділігінің модулі, МПа;

b_{da} – сәйкесінше бөгет секциясының ұзындығына тең, понурдың есептік телімінің ені.

Жылжыту кезіндегі төсемнің коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

$$K_x = K_y \frac{1-\nu}{1-\nu\psi}, \quad (23)$$

мұнда K_y – жылжыту кезіндегі төсемнің коэффициенті, МН/м³;

ν – топырақ Пуассонының коэффициенті;

ψ – іргетас (понур немесе бөгет) табанының 12-кесте бойынша қабылданатын бөгет секциясының ұзындығына l_a қарай жылжитын күштің әрекетінің бағытына (l_a немесе b) қарай қатынасқа байланысты коэффициент.

Қысу кезіндегі төсемнің коэффициентінің K_y шамасын дала зерттеулерінің деректерінің есебімен анықтау керек.

9.8.3 Понур қабылдайтын горизонталь күштің шамасын бөгет тұрақтылығын шекті кедергінің жалпыландырылған күшінің есептік мәндерін анықтау кезінде жылжытуға тексерген кезде ескеру керек.

12-кесте – ψ коэффициентінің мәні

Іргетас табаны жақтарының (l_a немесе b) бөгет секциясының ұзындығына l_a қатынасы	ψ коэффициенті
0,10	0,73
0,20	0,68
0,33	0,63
0,50	0,59
1,0	0,50
2,0	0,41
3,0	0,37
5,0	0,32
10	0,27

10 ЖАРТАСТЫ ІРГЕЛЕРДЕГІ ГРАВИТАЦИЯЛЫҚ БӨГЕТТЕР

10.1 Гравитациялық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау

10.1.1 Гравитациялық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялауды 7-бөлімге және осы бөлімнің нұсқауларына сай орындау керек.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

10.1.2 Гравитациялық бөгеттерді жартасты іргелерде жобалау кезінде (14-сурет) техникалық мүмкіндік пен экономикалық мақсатқа сай келуді 1 б-д суреттерінде берілген бөгеттердің жеңілдетілген түрлерінің массивтік гравитациялық бөгеттерімен бірге қолдануды қарастыру керек.

Массивтік гравитациялық бөгеттер үшін ішкі аймақтарына аз цементті қатты бетонды қолдану мүмкіндігін қарастыру керек.

10.1.3 Ішінде $l_{ch}/h \leq 5$ (мұнда l_{ch} – бөгет жотасының деңгейіндегі хорда бойынша шатқалдың ені, h – бөгеттің биіктігі) ысырмалар үшін тұрақты температуралық жіктері бар бөгеттермен бірге жартылай немесе толық монолиттенген көлденең температуралық жіктері бар немесе жіктері жоқ (кесілмеген бөгеттер) бөгеттермен қабылдау мақсатқа сай келеді.

10.1.4 Гравитациялық бөгеттің шығыс көлденең пішін жоғарғы бьефтегі судың дұрыс тірек деңгейінің белгісінде ұшы бар үшбұрыштың формасында болуы керек.

10.1.5 Сүзетін қысымға қарсылықты төмендету үшін гравитациялық бөгеттердің іргесінде, қажет болғанда – бөгет табанының жергілікті жүктемелік қуыстарында ірге дренажының құралын қарастыру керек (15-суретті қар.). Кеңейтілген жіктері бар бөгеттерде жіктің қуысы бөгет секциясының енінің жартысынан аспауы керек.

10.1.6 Бөгеттің іргесі сүзудің орташа $K \geq 0,1$ м/тәу коэффициентімен құрылған жағдайларда, бөгеттің жерастылық пішінінің құрамында сүзуге қарсы құрылғыларды (цементтік бүркеу, понур) және дренажды қарастыру керек. Бұл жерде бөгеттің ағындық шегінен цементтелген оське дейінгі қашықтық, әдетте, егер бөгеттің пішіні цементтелген бүркеу мен дренаждан ғана тұратын болса, $(0,05-0,1) b$ (мұнда b – бөгет табанының ені) болуы керек.

Дренаждық және цементтелген ұңғымалардың арасындағы қашықтық цементтеудің радиусынан артық емес және 4 м кем емес болуы керек.

Понурды қолдану мен бұл жағдайда цементтелген бүркеуді орналастырушы сүзу зерттеулерінің нәтижелерімен және беріктілік есептерімен негіздеу керек.

Бөгеттің іргесін құрайтын топырақтар су сіңірмейтін немесе әлсіз су сіңіретін ($K < 0,1$ м/тәу) болған жағдайда, жерастылық пішіннің құрамына дренажбен бірге цементтелген бүркеуді қосу сүзу зерттеулерінің нәтижелерімен негізделуі керек. Егер цементтелген бүркеудің құрылғысы қарастырылмаған болса, онда бөгет байланысының аймағын іргемен цементтеп бекіту қажеттілігі қарастырылуы керек.

10.1.7 Жартасты іргелердегі ірі ажырататын бұзылыстарды қалаудың тереңдігін бөгеттің кернелген күйін іргенің біртектілігінің есебімен (бұл жерде 10.2.7-т. бойынша тұрақтылық шарттары орындалуы керек) есептеудің нәтижелері, сонымен қатар арнайы зерттеулер бойынша анықталуы керек.

10.1.8 Жартылай жартасты іргелерді бөгеттердің іргелерін жобалау жартасты топырақтардан құрылған іргелердегі бөгеттерге есептелінген сияқты орындалады, бірақ мұндай бөгеттердің есептерінде жартылай жартастардың тиісті сипаттары енгізілуі керек.

10.1.9 Барлық кластың су ағызатын гравитациялық бөгеттерінің бьефтерінің жанасуының негізгі схемалары имараттың биіктігі мен ысырманың еніне байланысты 13-кесте бойынша қабылданады.

10.1.10 Биіктігі 40 м асатын I және II кластың бөгеттеріне арналған суұрманың конструкциясын гидравликалық есептер мен эксперименталдық зерттеулердің

нәтижелерімен негіздеу керек; биіктігі 40 м дейінгі барлық кластың бөгеттерінің суұрмасын гидравликалық есептер мен аналогтардың нәтижелерінің негізінде жобалауға жол беріледі.

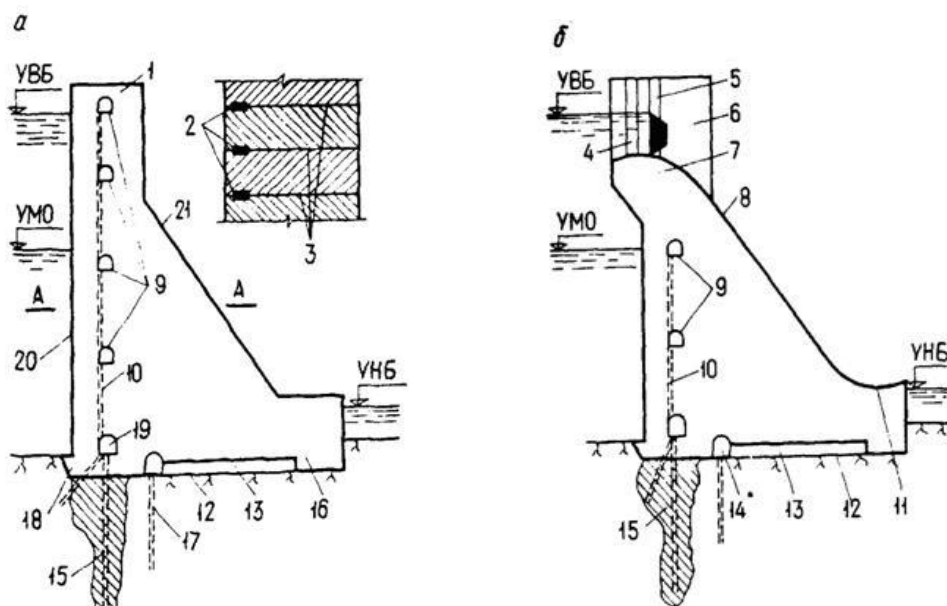
Шайылатын формадағы суұрмалық қабырғаларды, суұрмалық құдықтарды немесе эрозиясы жоқ сөндіргіштерді биіктігі 25 м асатын I, II және III кластың бөгеттеріне арналған энергия сөндіргіштер ретінде қолдануға болады. Биіктігі 25 м дейінгі барлық кластың бөгеттері үшін 9.1.12-т. көрсетілген сөндіргіштерді қолдануға жол беріледі.

Суұрма тақтайшасының қалыңдығын кішірейту үшін:

- бөгеттің биіктігіне тәуелсіз, тақтайшалардың іргеге қарай анкерлік бекітпесін;
- дренаждық құдықтардың тақтайшасындағы құрылғыны – биіктігі 25 м дейін, ал гидравликалық негіздеу кезінде – биіктігі 40 м дейінгі бөгеттер үшін қарастыру керек.

10.1.11 Бөгет пен іргенің байланыс маңындағы аймағында кернеулі жағдайды жақсарту және температуралық сызат пайда болуды болдырмау үшін жіктерінде тыңыздауы бар жоғарғы шектің жағынан бір немесе бірнеше горизонталь жік-кескінді қарастыру керек.

A-A



14-сурет – Жартасты іргедегі гравитациялық бөгеттердің жеке бөліктері мен элементтері

а – енжар бөгет; б – су ағызатын бөгет; 1 – жота; 2 – сүзуге қарсы тығыздау; 3 – температуралық жіктер; 4 – жөндеуге қоршаудың ойығы; 5 – жұмыс ысырмасының ойығы; 6 – су ағызатын бөгеттің аралық діңгегі; 7 – суағызғыштың ойығы; 8 – суағызатын шек; 9 – қарау галереясы; 10 – бөгет денесінің дренасы; 11 – трамплин-тұмсық; 12 – табан; 13 – жүктемелік қуыс; 14* – дренаждық галерея; 15 – сүзуге қарсы (әдетте цементтелген) бүркеу; 16 – астыңғы тірек; 17 – іргенің дренаждық ұңғымалары; 18 – жоғарғы тірек; 19* – цементтік глерея; 20 – ағындық шек; 21 – төменгі шек

ЕСКЕРТПЕ Цементтелген бүркеу мен бір галереядағы дренажды құруға жол беріледі.

13-кесте – Бьефтердің түйісуінің схемалары

Ысырманың қатысты ені	Бөгеттің ені, м	Бьефтердің жанау схемасы
$l_{ch}/h > 3$	40 дейін	Су түбіндегі гидравликалық секірме Батырылмаған үстіңгі секірме*
	40 жоғары	Ағысты трамплин-тұмсықтармен дақтыру
$l_{ch}/h \leq 3$	кез-келген	Су түбіндегі гидравликалық секірме
* Бьефтерді биіктігі 40 м асатын бөгеттер үшін батырылмаған үстіңгі секірме көмегімен жанастыруға гидравликалық негіздеу кезінде жол беріледі		

10.2 Гравитациялық бөгеттерді есептеу

10.2.1 Гравитациялық бөгеттер мен олардың элементтерін беріктілікке, тұрақтылық пен сызат тұрақтылығына, сонымен қатар оның темірбетон конструкцияларын сызатты ашуға есептеуді ҚНЖЕ 2.06-.08, ҚР ҚНЖЕ 3.04-04, 8-бөлімнің талаптарына және осы бөлімнің нұсқауларына сай орындау керек

10.2.2 Жазық тұрақты көлденең жіктері бар кесілген конструкциялық гравитациялық бөгеттерді тұрақтылық пен беріктілікке есептеуге бір секцияны жеке немесе бөгеттің шартты түрде кесілген 1 м қарастыра отырып, жазық тапсырманың схемасы бойынша жүргізу керек. Бөгеттің кернелген күйін оларды салу ерекшелігі мен статикалық жұмыстың есебімен секцияның әрбір түріне (енжарлы, су ағызатын, станциялық) жеке анықтау керек.

Кесілмеген бөгеттердің тұрақтылығын есептеуді имарат үшін жалпы жүргізуге жол беріледі. Кесілмеген бөгеттердің беріктілігін есептеуді 8-бөлімнің нұсқауларына, сонымен қатар серпінділік теориясының көлемдік тапсырмасын шешу әдістеріне сәйкес аркалық бөгеттердің есептеріне аналогтық түрде жүргізу жол беріледі.

Күрделі кеңістіктің жағдайларда (ысырманың симметриясыздығы, іргенің қолданыстағы жүктемелері мен реакциялары, оның ішінде жағалық тіректерден) жұмыс істейтін кесілмеген бөгеттердің кернелген күйін кеңістіктік тапсырмалар үшін анықтайтын эксперименталдық немесе есептік әдістермен анықтау керек.

10.2.3 Бетон гравитациялық бөгеттердің жалпы беріктілігін есептеу, әдетте, негізгі және ерекше үйлесімдердің жүктемелері мен әсерлері үшін толық құрамда орындалады.

Биіктігі 60 м асатын негізгі және ерекше үйлесімдердің жүктемелері мен әсерлері үшін қысқартылған құрамда есептеуге – жобалаудың бастапқы сатысында, ал биіктігі 60 м кіші бөгеттер үшін – жобалаудың барлық кезеңінің ішінде есептеуге жол беріледі.

10.2.4 Жүктемелер мен әсерлер үшін толық құрамда бөгеттерді есептеуде 8.1.2-8.1.5 нұсқауларына сәйкес жүктемелер мен әсерлер ескеріледі. Бұл жерде:

– температуралық әсер ретінде бетонның қатыуының бастапқы тәртібінің есебімен анықталған имараттың температуралық күйінің, құрылыс жіктерінің түйісу температурасының, бетон қалаудың орташа-көп жылдық пайдалануға беру температурасына дейін толық сууының, сыртқы ауа мен су қоймасындағы судың

температуралырының маусымдық өзгеруі және имараттың пайдалануға беру жылытқышының бар болуы (егер жылытқыш қарастырылған болса) қарастырылады;

– бөгет денесі мен іргедегі сүзілетін судың күшпен әсер етуі 8.1.13 нұсқауларына сай көлемдік және үстіңгі күштер түрінде қабылданады;

– сейсмикалық әсерлер статикалық әсерлерге имаратты есептеуде қабылданған схемалауға сай есептеудің екі немесе үш өлшемдік схемалары үшін анықталады.

Пайдалануға беру кезеңінің жүктемелері мен әсерлерінің толық құрамын негіздеу кезінде бөгеттің жоғарғы шегінің бетонының ісіп әсер етуін енгізуге жол беріледі.

10.2.5 Бөгеттердің жалпы тұрақтылығын жүктемелер мен әсерлердің толық құрамына есептеуді:

1) оның сууы орташа-көп жылдық пайдалануға беру температурасына дейін жете қоймаған, соғылған имараттың пайдалануға берудің алғашқы кезеңі үшін;

2) ол орташа-көп жылдық температураға дейін суыған, имараттың пайдалануға берудің белгіленген кезеңі үшін жүргізу керек.

Екі жағдайда бөгеттің жалпы тұрақтылығын тексеру шарттары, әдетте, ақпан және тамыз айлары үшін орындалады.

10.2.6 Бөгеттерді пайдалануға беру кезеңінің жүктемелері мен әсерлерінің толық құрамына есептеу имараттың астыңғы шектерінде құрылыс жіктерінің ашылу мүмкіндігінің есебімен орындалады.

Астыңғы шекте жіктердің ашылу тереңдігі 8.1.11 нұсқауларына сай есеппен анықталады.

Бөгеттің жоғарғы шегіндегі, сонымен қатар имарат іргесіндегі материал тұтас етіп қабылданады, ал бөгеттің үстіңгі шегінде жіктердің ашылу мүмкіндігі, байланыс қиысуын қоса, созылу аймағының тиісті шекті тереңдіктеріне сәйкес келетін мақсаттың өлшемдерінде жанама түрде ескеріледі.

10.2.7 Пайдалануға беру кезеңінің жүктемелері мен әсерлерінің толық құрамына есептелінген гравитациялық бөгеттерінің тұрақтылық шарттарын 14-кесте бойынша қабылдау керек, мұнда

$\gamma_n, \gamma_c, \gamma_{cd}$ – 8.1.13 сәйкес қабылданатын коэффициенттер;

σ_3 – максималдық негізгі қысатын кернеулер, МПа;

R_b – бетонның қысуға есептік кедергісі, МПа;

b – бөгеттің ірге бойынша ені, м;

b_d – есептік горизонталь қиысудың ені, м;

d_t – бөгет денесіндегі және байланыс қиысуындағы горизонталь қиысулардағы созылу аймағының тереңдігі, бөгеттің жоғарғы шегінде бетонның созуға деген жұмысының барысында анықталады, м;

t – бөгет осы бағытындағы секцияның өлшемі, м;

t_1 – кеңейтілген жіктер шегіндегі секция қабырғасының қалыңдығы (контрфорстардың қалыңдығы), м;

b_h – бүйір қиысу бойынша кеңейтілген жіктері бар секцияның ауыздығының қалыңдығы, м;

a_1 – жоғарғы шектен бөгет денесінің дренажына дейінгі қашықтық, м;

a_2 – бөгеттің жоғарғы шегінен цементтелген бүркеудің осыне дейінгі қашықтық, м;

a_3 – бөгеттің жоғарғы шегінен іргенің дренаждық ұңғымаларының бірінші қатарына дейінгі қашықтық, м:

$$\eta = 4 \left(\frac{t_1}{t} - \frac{1}{2} \right)^2 \quad - \text{өлшемсіз коэффициент.}$$

10.2.8 Бөгет тұрақтылығын жүктемелер мен әсерлердің қысқартылған құрамына есептеуде температуралық әсерлер қарастырылмайды, ал сейсмикалық әсерлер имаратты бір өлшемдік (консольдік) схема бойынша есептеу жағдайына арналған сызықтық-спектральдік теория бойынша анықталады, бұл жерде сүзілетін судың күшпен әсер етуі бетон-жартас байланысында қосымшаланған қысуға қарсы күш түрінде ғана ескеріледі.

Бөгеттің орналасқан ауданындағы сыртқы ауаның температурасының маусымдық тербелістерінің амплитудасы 17°C асқан жағдайда, ауа температурасының көрсетілген ықпалы бойынша имараттың астыңғы шегіндегі құрылыс жіктерін ашу есебінен бөгет денесінің есептік горизонталь қиысуының немесе оның табанында енін кішірейтуді ескеру керек.

Сыртқы ауаның температурасының маусымдық тербелістерінің амплитудасы 17°C асатын аудандарға салынатын, биіктігі 60 м дейінгі барлық кластардың бөгеттерінің имараттарының материал сыйымдылығын төмендету мақсатында 14-кестеде берілген беріктілік жағдайының орындалуын қамтамасыз ете отырып, жүктемелер мен әсерлердің толық құрамына серпінділік теориясының әдістерін есептеу керек.

10.2.9 Кернеудің пайдалануға беру кезеңіндегі жүктемелері мен әсерлерін қысқаруға бөгеттің тұрақтылығын есептеуде материалдардың кедергісінің әдістерімен анықтайды, бұл жерде имараттың үстіңгі және астыңғы шектеріндегі кернеулердің мәндерін, МПа, (15-сурет) төмендегі формулалар бойынша анықтау керек:

$$\sigma_y^u = -\frac{N}{b_d} + \frac{6M}{b_d^2}; \quad (24)$$

$$\sigma_x^u = \sigma_y^u m_u^2 - \gamma_w H_d^u (1 - m_u^2); \quad (25)$$

$$\tau_{xy}^u = (\gamma_w H_d^u + \sigma_y^u) m_u; \quad (26)$$

$$\sigma_1^u = \sigma_y^u (1 + m_u^2) + \gamma_w H_d^u m_u^2; \quad (27)$$

$$\sigma_3^u = -\gamma_w H_d^u; \quad (28)$$

$$\sigma_c^u = \frac{1+m_u^2}{2} \left\{ \sigma_y^u [\cos 2(\alpha - \delta) + 1] + \gamma_w H_d^u \left[\cos 2(\alpha - \delta) - \frac{1-m_u^2}{1+m_u^2} \right] \right\} \quad (29)$$

$$\sigma_y^t = -\frac{N}{b_d} - \frac{6M}{b_d^2}; \quad (30)$$

14-кесте – Созу аймағының тереңдігі

Барлық түрдегі бөгеттердің денесінің барлық нүктелерінде жүктемелер мен әсерлердің негізгі және барлық ерекше үйлесімдері кезінде: $\gamma_n \gamma_c / \sigma_3 \leq \gamma_{cd} R_b$ имараттың жоғарғы шегінде			
Бөгеттердің конструктивтік ерекшеліктері мен есептік қиысулары	Жүктемелердің ерекше үйлесімі	Төмендегіге сай ерекше үйлесімдер	
		сейсмикалық әсерлерден тұрмайтын	сейсмикалық әсерлерден тұратын
1 Кеңейтілген жіктері жоқ бөгеттер Жоғарғы шекте гидрооқшаулау экраны жоқ бөгет денесінің горизонталь қиысуы	$\sigma_y^u < 0^*$ $ \sigma_y^u \geq 0,25 \gamma_w$ H_d^u	$d_t \leq 0,133b_d$	$d_t \leq 0,286b_d^{**}$
Сол сияқты, жоғарғы шекте гидрооқшаулау экраны бар	$d_t \leq 0,133b_d$	$d_t \leq 0,167b_d$	$d_t \leq 0,286b_d^{**}$
Бөгеттің жоғарғы шегінің іргемен байланысының гидрооқшаулауы жоқ бөгеттің байланыс қиысуы	$\sigma_c^u < 0$	$d_t \leq 0,300a_2^{***}$	$d_t \leq 0,200b$
Сол сияқты, бөгеттің жоғарғы шегінің іргемен байланысының гидрооқшаулауы бар	$d_t \leq 0,071b$	$d_t \leq 0,083b$	$d_t \leq 0,200b$
2 Кеңейтілген жіктері бар бөгеттер Бөгет денесінің горизонталь қиысуы	$\sigma_y^u < 0^*$ $ \sigma_y^u \geq 0,25 \gamma_w$ H_d^u	$d_t \leq 0,133\eta b_d$	$d_t \leq 0,286\eta b_d$
Байланыс қиысу	$\sigma_c^u < 0$	$d_t \leq 0,300\eta a_2$	$d_t \leq 0,200\eta b$
<p>* Егер бөгеттің ағындық шегінің кейбір бөліктерінде беріктіліктің осы шарттары орындалмайтын болса, онда жоғарғы шектің осы телімінде гидрооқшаулауға және құрылыс жіктеріне жол берілмейтін ашпаларының алдын-алуға қатысты қосымша шараларды қарастыру керек.</p> <p>** Беріктіліктің көрсетілген шарттары орындалмаған кезде 9.22 нұсқауларын басшылыққа алу керек.</p> <p>*** Бөгеттің жерастылық пішінінің цементтік бүркеуі жоқ болған жағдайларда, a_2 орнына кеңейтілген жіктері жоқ бөгеттер үшін a_3 және кеңейтілген жіктері бар бөгеттер үшін b_h қабылданады</p>			

$$\sigma_x^t = \sigma_y^t m_t^2 - \gamma_w H_d^t (1 - m_t^2); \quad (31)$$

$$\tau_{xy}^t = -(\gamma_w H_d^t + \sigma_y^t) m_t; \quad (32)$$

$$\sigma_1^t = -\gamma_w H_d^t; \quad (33)$$

$$\sigma_1^t = \sigma_y^t (1 + m_t^2) + \gamma_w H_d^t m_t^2; \quad (34)$$

мұнда $\sigma_y^u, \sigma_x^u, \sigma_y^t, \sigma_x^t$ – сәйкесінше үстіңгі және астыңғы шектердегі горизонталь және вертикаль алаңдар бойынша дұрыс кернеулер, МПа;

τ_{xy}^u, τ_{xy}^t – сәйкесінше үстіңгі және астыңғы шектердегі горизонталь және вертикаль алаңдар бойынша қатыстық кернеулер, МПа;

$\sigma_1^u, \sigma_3^u, \sigma_1^t, \sigma_3^t$ – сәйкесінше бөгеттің үстіңгі және астыңғы шектердегі барыншы созатын және барынша қысатын бас кернеулер, МПа;

σ_c^u – үстіңгі шектің байланыс қиысуының алаңдары бойынша әрекет ететін дұрыс кернеулер, МПа;

M – есептік қиысудан жоғарғы бөгетке осы қиысудың ауртпалық орталығына қатысты қосымшаланған күштердің сәті, МН·м;

N – есептік қиысудан жоғары бөгетке әркет ететін барлық күштердің есептік қиысуына дұрыс проекциясының сомасына тең дұрыс күш, МН;

b_d – есептік қиысудың ені, м;

γ_w – судың салыстырмалық салмағы, МН/м³;

H_d^u, H_d^t, h – сәйкесінше жоғарғы және төменгі бьефтердің жағынан есептік қиысудың үстіндегі ағындар мен жоғарғы бьеф жақтағы жоғарғы шектің байланыс қиысудың үстіндегі ағын, м;

m_u, m_t – сәйкесінше есептік қиысудың деңгейіндегі үстіңгі және астыңғы шектердің еңістері;

α – бөгеттің ағындық шегінің жазықтығы мен вертикаль жазықтығының арасындағы бұрыш, град;

δ – бөгет табанының жазықтығы мен горизонталь жазықтықтың арасындағы бұрыш, град.

Берілген формулаларда созатын күштер мен кернеулер «плюс» таңбасымен, қысатын күштер мен кернеулер «минус» таңбасымен; сағат тілі бойынша иілетін сәті «плюс» таңбасымен, сағат тілінен кері сәт «минус» таңбасымен қабылданған.

10.2.10 Пайдалануға беру кезеңіндегі жүктемелері мен әсерлердің қысқартылған құрамына есептелінген гравитациялық бөгеттердің беріктілік шарттары (15-сурет) 14-кесте бойынша қабылданады, мұнда

$$\gamma_n, \gamma_c, \gamma_{cd}, \sigma_3, R_b, b, b_d, d_b, t, t_1, b_h, a_1, a_2, a_3, \eta - \text{см. 7.18}; \sigma_y^u, \sigma_c^u, \gamma_w, H_d^u - 7.20\text{-т. қар.}$$

10.2.11 Гравитациялық бөгеттердің жалпы тұрақтылығын сейсмикалық әсерлерден тұратын ерекше үйлесімдерге есептеген жағдайда, бөгет денесінің жоғарғы шегіндегі созылған аймақтың d_t тереңдігі оның $0,286 b_d$ шекті мәнінен асатын:

- $0,286 < d_t < 0,320 b_d$ кезінде – бетонның бөгеттің жоғарғы шегіндегі созылуға жұмысының есебісіз кернеудің σ_3 мәндерін анықтаумен $\gamma_n \gamma_c / |\sigma_3| \leq \gamma_{cd} R_b$ шарты бойынша қиысудағы имараттың тұрақтылығын бағалау;

- $d_t > 0,320 b_d$ кезінде – бөгет денесінің қиысуын темірбетонды деп қарастырып және бетонның қысылған аймағының тұрақтылығын $\gamma_n \gamma_c / |\sigma_3| \leq \gamma_{cd} R_b$ шарты бойынша қамтамасыз ету арқылы имараттың жоғарғы шегін арматуралау керек.

Жүктемелер мен әсерлердің қысқартылған құрамына материалдың кедергі әдісімен

есептелінетін бөгеттер үшін имараттың төменгі шегіндегі максималдық негізгі қысатын кернеулерді мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

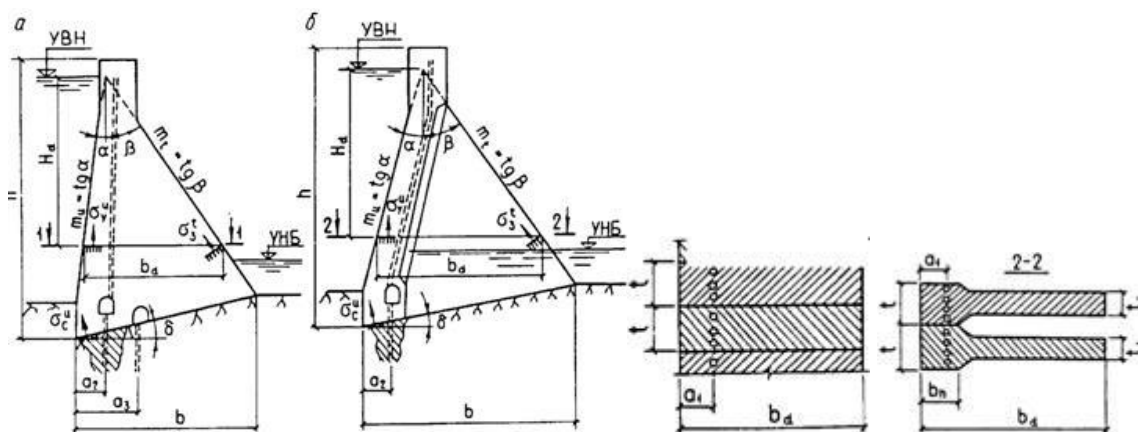
$$\sigma_3^t = (1 + m_t^2) \frac{(\sigma_y^u + \sigma_y^t)^2}{2\sigma_y^u + \sigma_y^t} + \gamma_w H_d^t m_t^2, \quad (35)$$

мүнда

$\sigma_y^u, \sigma_y^t, m_t, \gamma_w, H_d^t$ – 6.20-т. қар.

Сейсмикалық әсерлерде бөгеттік кернелген күйін жеңілдету және имараттың жоғарғы шегіндегі арматураның санын азайту үшін конструктивтік шараларды, оның ішінде бөгет ауыздығының массасын азайтуды да қарастыру керек.

10.2.12 Тұрақтылық жағдайын 13 және 14-кестелерінде берілген саннан таңдау кезінде жоғарғы шектің гидрооқшаулауының бар болуы, егер гидрооқшаулау экранды сыртқы механикалық бұзылыстардан қорғау немесе оны жөндеу мүмкіндігі қарастырылған, ал бөгет денесінің дренажы тікелей экранның артында қарастырылған болса, ескеріледі; гидрооқшаулау байланысының бар болуы, егер понурдың ұзындығы $0,166 h$ кем емес болса, ал бөгеттің ағындық шегі понурға табанның $0,166 b$ немесе $2a_1$ кем емес биіктігіне жанасқан сүзуге қарсы экранмен қорғалған болса, қарастырылады.



15-сурет – Бөгетті беріктілікке есептеуге берілген белгілер\

а – массивтік; б – кеңейтілген жіктері және контрфорсы бар; h – бөгеттің биіктігі; b – бөгеттің ірге бойынша ені; t – секция ұзындығы; t_1 – кеңейтілген жіктер шегіндегі секцияның қалыңдығы (контрфорстың қалыңдығы); b_n – ауыздықтың бүйір қиысуының қалыңдығы; a_1 – бөгет денесінің дренажынан жоғағы шекке дейінгі қашықтығы; a_2 – цементтелген бүркеудің осынен жоғарғы шекке дейінгі қашықтық; a_3 – ірге дренажынан жоғарғы шекке дейінгі қашықтық; H_d – есептік қиысудың үстіндегі ағын; b_d – есептік қиысудың ені; m_w , m_t – бөгеттің сәйкесінше үстіңгі және астыңғы шектерінің еңістері; σ_y^u , σ_z^t , σ_c^u – жоғарғы шектің горизонталь алаңдары бойынша, төменгі шекке перпендикуляр алаңдар бойынша; бөгеттің жоғарғы шектегі іргемен байланыс қиысуының алаңы бойынша сәйкесінше дұрыс кернеулер

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

10.2.13 Бөгеттің денесіндегі тесіктердің, ойықтар мен қуыстардың бойындағы жергілікті кернеулер серпінділік теориясының әдісімен немесе эксперименталдық зерттеулердің нәтижелері бойынша анықталады.

Ойықтардың кіріс бұрыштарындағы кернеулердің концентрациясы бөгет денесін беріктілікке бағалау мен арматура санын белгілеуде ескерілмейді.

10.2.14 Бөгеттің жоғарғы және тереңдіктегі су ағызатын ойықтарын жобалаған кезде ысырманың тірек конструкцияларының (ойықтардың, консольдерді ж.с.с.) беріктілігін есептеу керек. Осы конструкциялардың беріктілігін есептеуді болат тірек бөлшектері мен бетон іргенің бірлескен жұмысының есебімен серпінділік теориясының әдістерімен орындау керек.

2500 кН/м асатын ойықтың тірек рельсіне жүктемелердің қарқындылығы кезінде ойық конструкцияларының беріктілігін есептегеннен басқа осы конструкциялардың модельдерінде эксперименталдық зерттеулерді орындауға кеңес беріледі.

10.2.15 Гравитациялық бөгеттерді жылжудың тұрақтығына есептеу ҚР ҚНЖЕ 3.04-04 сай орындалады. Бөгеттің тұрақтылығын имараттың іргемен байланысы бойынша да, сонымен қатар бөгет табанынан толық немесе жартылай төмен өтетін және іргеде әлсіз қатпарлардың, сызаттардың, шаю аймақтарының, қандай да бір имараттың бөгетінің төменгі бьефтерінде орналастырудың бар екендігімен анықталатын жылжудың басқа ықтимал есептік беті бойынша қарастыру керек.

Жылжуға тұрақтылыққа есептеумен бірге іргенің бөгеттің астыңғы шек аймағындағы қирауының шекті бұрылысының схемасы бойынша тұрақтылықты да қарастыру керек.

Жылжуға төмендегілген сипаттары бар бетоннан жасалған имараттар үшін, оның ішінде оралған бетоннан салынған немесе горизонталь құрылыс жіктері арнайы өңдеуден өтпеген бөгеттер үшін де, құрылыс жіктері бойынша жылжуға тұрақтылықты тексеру керек.

10.2.16 Бөгеттің тұрақтылығын тексеру кезінде оның ГЭС ғимаратының бірлескен жұмысын немесе бөгетке төменгі бьеф жақтан тікелей түйіскен басқа массивтік имараттардың жұмыстарын ескеру керек. Станция ғимаратына немесе басқа имаратқа өтетін ортақ жылжитын күшейтудің үлесі бөгет пен оған түйіскен имараттың байланысының кернеулі күйінің есебімен анықталады.

Станция ғимараты үшін жылжитын күшейтуді анықтауға қатысты есептік схемада станция ғимаратының бөгеттің астыңғы шегімен жанасу конструкциясын ескеру керек. Биіктігі 60 м асатын I және II кластың имараттары үшін күрделі инженерлік-геологиялық жағдайлар кезінде есепке қосымша, әдетте, модельдерге зерттеу жүргізу керек.

10.2.17 Кесілмеген бөгеттердің тұрақтылығын есебін барлық имарат үшін де, сонымен қатар іргенің геологиялық құрылысының біртектілігіне байланысты анықталатын оның жеке бөліктері үшін, конструкция ерекшелігі мен бөгетті салудың шарттары үшін орындау керек. Есептерде жылжудың имаратпен бірге және жартасты іргенің бөліктерінің мүмкіндігін, сонымен қатар жағалық тіректердің реакциясын да ескеру керек.

10.2.18 Бөгеттерді құрылыс кезеңіндегі жүктемелер мен әсерлерге есептеу кезінде бөгет денесінің барлық нүктелерінде төмендегідей беріктілік шарттары орындалуы керек:

$$\gamma_n \gamma_c / \sigma_3 \leq \gamma_{cd} R_b; \quad (36)$$

$$\gamma_n \gamma_c \sigma_1 \leq \gamma_{cd} R_{bt}, \quad (37)$$

мұнда

$\gamma_n, \gamma_c, \gamma_{cd}$ – 8.1.13-т. нұсқауларына сай анықталатын коэффициенттер;

σ_s, R_b – 9.18-т. қар;

σ_1 – максималдық негізгі созылатын кернеу, МПа;

R_{bt} – бетонның созылуға есептік кедергісі, МПа.

Құрылыс салудың барлық кезеңдерінде бөгеттің жеке элементтерінің (көбінесе бағандардың) жылжу мен сілкінуге тұрақтылығы қамтамасыз етілуі керек.

Бөгеттерді кезек бойынша салған кезде оның беріктілігі, әдетте, кезек арасында құрылыстық жіктерді монолиттеусіз қамтамасыз етілуі керек.

10.2.19 Барлық кластың бөгеттерін сызаттың пайда болуына есептеу пайдалануға беру кезеңінде сыртқа ауаның температуралық әсеріне ұшыраған барлық бетон беттер үшін, сонымен қатар құрылыс кезеңіндегі температуралық әсерлерге бетондау блоктары үшін орындалады.

Сызатқа тұрақтылықты есептеу жіңішке қирау механизмінің әдістерін қолданумен және ірі масштабтық үлгілерді сынау жолымен алынған бетон сипаттарын пайдаланумен орындалады. I және II кластың бөгеттері үшін – жобалаудың бастапқы сатысында, ал III және IV кластарының бөгеттері үшін – жобалаудың барлық кезеңінде бетон конструкциялардың температуралық әсерлер кезіндегі сызатқа тұрақтылығын бағалауды ҚР ҚН....2014 «Гидротехникалық имараттардың бетон және темірбетон конструкциялары» сай жүргізуге жол беріледі.

Бөгеттің астыңғы шектерінде жіктерді ашу тереңдігін анықтаған кезде қатырылған бетонға арналған сызықтық кеңейту коэффициентін есепке алуға жол беріледі.

11 ЖАРТАСТЫ ІРГЕЛЕРДЕГІ КОНТРФОРСТЫҚ БӨГЕТТЕР

11.1 Контрфорстық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау

11.1.1 Контрфорстық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялауды б-бөлімнің және осы бөлімнің нұсқауларының есебімен орындау керек.

11.1.2 Контрфорстық бөгеттің түрін таңдаған кезде массивті-контрфорстық бөгеттерді (16-сурет) таңдаған дұрыс.

Жазық жабыны бар бөгеттерді биіктігі 50 м аспайтындай етіп жобалау керек.

11.1.3 Массивтік-контрфорстық бөгеттердің жоғарғы ауыздықтарын, әдетте, жазық ағындық шекпен жобалау керек; ауыздық денесінде дренаж қарастырылуы керек.

Көп аркалық бөгеттердің ағындық жабындарын контрфорстың ауыздығымен қатты қосылған тақтайшалар түрінде кескінді емес етіп жобалау керек.

Жазық ағындық жабындарды, әдетте, контрфорстың ауыздығына еркін түйіскен тақтайша түрінде кескінді етіп жобалау керек.

Контрфорстық бөгеттердің ағындық жабынының қалыңдығы беріктілікті қамтамасыз ету шартынан, рұқсатты шегі бар сүзу ағысының ағынының градиентін шектеуден, сүзуге қарсы құрылғыларды орналастырудан анықталуы керек. Бұл жерде

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

ағындық жабынның қалыңдығын биіктік бойынша жоғарғы шектің үздіксіз кескінін сақтаумен қабылдауға жол беріледі.

11.1.4 Беткі су ағызғышты құру немесе констрфорстардың арасында дұрыс температураны қатамасыз ету қажет болған жағдайда астыңғы жабынның құрылғысын қарастыру керек.

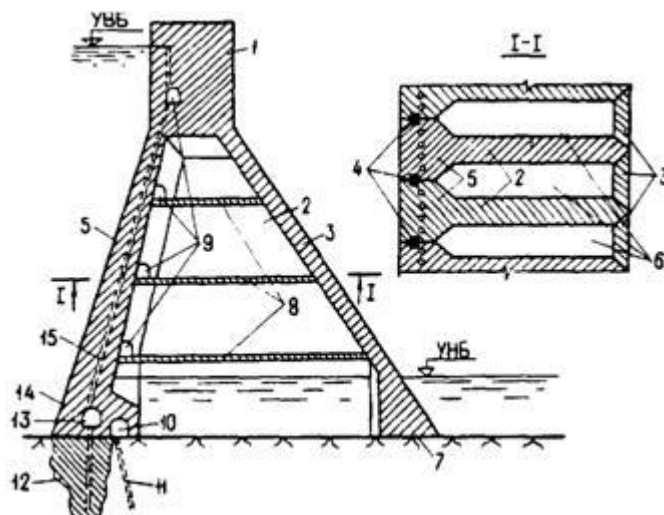
Астыңғы жабында гидроэлектрстанцияның ағындық су таратқышға қолдау көрсету үшін де пайдалануға жол беріледі.

11.1.5 Контрфорстың t_1 қалыңдығы:

– массивтік-контрфорстық бөгеттер үшін $t_1 = (0,25 - 0,50) t$, мұнда t – бөгет осы бағытындағы секцияның өлшемі;

– аркалық немесе жабық жабыны бар бөгеттер үшін $t_1 = (0,15 - 0,25) t$, бірақ $0,06 a_{cd}$ кем емес, мұнда a_{cd} – есептік қиысудың бөгет жотасына дейінгі қашықтығы, етіп белгілеу керек.

Көрсетілген талаптар орындалған кезде, контрфорстардың бойлық майысуға тұрақтылығын жүргізбеуге жол беріледі.



16-сурет – Массивтік-контрфорстық бөгеттің жеке бөліктері мен элементтері

1 – жота; 2 – контрфорс; 3 – астыңғы жабын; 4 – сүзуге қарсы тығыздау, 5 – массивтік ауыздық; 6 – қуыстар; 7 – астыңғы шоқша; 8 – қуыстардың жабыны; 9 – қарау галереиялары; 10 – дренаждық галерея; 12 – сүзуге қарсы (әдетте цементтелген) бүркеу; 13 – цементтік галерея; 14 – үстікті шоқша; 15 – бөгеттің дренажы

11.1.6 Сейсмикалық аудандарда орналасқан контрфорстық бөгеттер үшін, жергілікті жағдайға байланысты, ағыға көлденең бағытта имараттың қаттылығын ұлғайтатын конструктивтік шешімдерді: қаттылық арқалықтары мен қабырғалары, контфорстарды жұптап монолиттеу ж.б. қарастыру керек.

11.1.7 Контрфорстық бөгеттердегі цементтелген бүркеуге, егер іргені құрайтын жыныстар су сіңірмейтін немесе әлсіз су сіңіретін ($K < 0,1$ м/тәу) болған жағдайда, арнайы негізделген кезде ғана жол беріледі.

Цементтелген бүркеу құрылғысынан бас тартқан жағдайда бөгет байланысының цементтелуін имараттың жоғарғы шегінің аймағында іргемен қарастыру керек.

Контрфорстық бөгеттің жерастылық пішінінің құрамына ірге дренажын қосу сүзу зерттеулерімен негізделген болуы керек.

11.1.8 I және II класының бөгеттері үшін сүзуге қарсы бүркеуді орнату үшін ағындық жабынның астыңғы бөлігінде цементтелген галереяны қарастыру керек. III және IV кластарының бөгеттерінің жобаларымен, жеке жағдайларда II класының бөгеттері үшін де цементтелген бүркеуді контрфорстар арасындағы қуыстан тікелей, цементтелген галерея құрылғысыз орындау мүмкіндігі қарастырлады.

11.1.9 Бөгеттің контрфорстарының кескіндерін құрылыс жіктерімен жобалау кезінде цементтелген, және көлемдік бетон жіктерді қолдану мүмкіндігін қарастыру керек.

11.1.10 Контрфорстың бөгеттер үшін су ағызғыштарды гравитациялық бөгеттерге сияқты 11.1.9-т. сай бьефтерді жанастыру схемалары бойынша жобалауға жол беріледі.

Контрфорстардың шегінде орналасқан су ағызғыштар үшін төменгі бьефтегі ағыстың ауданы бойынша ағынды бөлуге арналған трамплин-тұмсықтарды қарастыру керек.

Ағатын шығындарды жіберу үшін пайдаланылатын контрфорстық бөгеттердің төменгі жабындары кавитациялық әсерлердің және құйылатын ағыстандар түсетін пулсациялық жүктемелердің есебімен жобалануы керек.

11.1.11 Контрфорстық бөгеттердің суұрмаларының конструкциясын жобалау 11.1.10-т. сай орындалуы керек

11.1.12 Судың құрылыстық шығындары контрфорстардың арасындағы қуыстардан шыққан жағдайда, іргені құрайтын жартасты топырақтардың беріктілігіне байланысты, контрфорстардың арасындағы іргелердің бетін бетонмен бекіту қажеттілігін қарастыру керек. Бұл жерде бетон бекітпеде дренаждық құдықтардың құралын қарастыру керек.

11.2 Контрфорстық бөгеттерді есептеу

11.2.1 Контрфорстық бөгеттер мен олардың элементтерін беріктілікке, тұрақтылық пен сызат тұрақтылығына, сонымен қатар темірбетон конструкцияларды – сызатты ашуға есептеуді ҚНЖЕ 2.06.08, ҚР ҚНЖЕ 3.04-04, 8-бөлімнің талаптарына және осы бөлімнің нұсқауларына сай орындау керек.

11.2.2 Контрфорстық бөгеттерді жобалаған кезде контрфорстарды олардың ағыстың бойлық және көлденең жұмысы кезінде жалпы беріктілікке, сонымен қатар ағындық жабындарды есептеу керек.

11.2.3 Контрфорстарды ағынның бойында жалпы тұрақтылыққа есептеген кезде (17-сурет):

массивтік-контрфорстық бөгеттер үшін – жеке тұрған секцияны;

контрфорспен монолитті қосылған кесілмеген ағыстық жабыны бар бөгеттер үшін – контрфорстың әр жағынан аралықтың жартысының шегінде ағындық жабынның жанасқан контрфорсты;

кесілген ағындық жабыны бар бөгеттер үшін – жеке тұрған контрфорсты қарастыру керек.

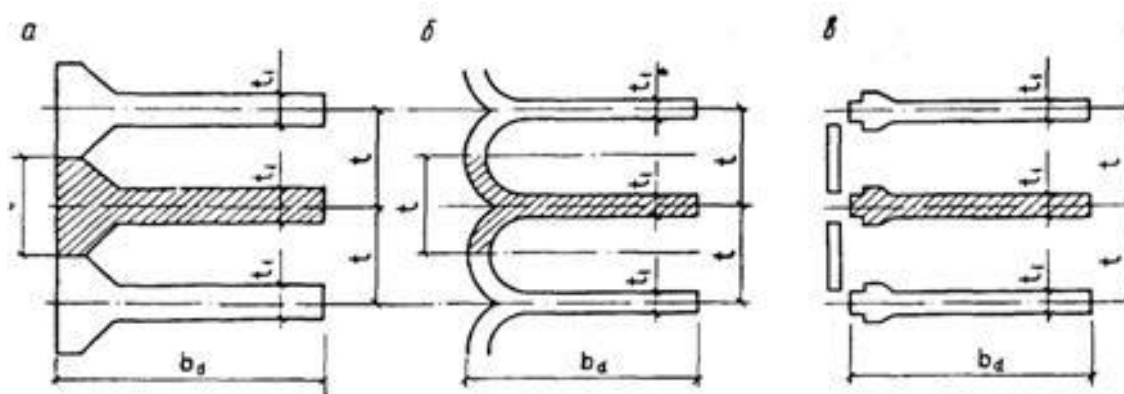
11.2.4 Контрфорстардың жалпы беріктілігін есептеу, әдетте, жүктемелер мен әсерлердің толық құрамына негізгі және ерекше үйлесіміне орындалады.

Жүктемелер мен әсерлердің негізгі және ерекше үйлесімінің қысқартылған құрамына биіктігі 60 м асатын – жобалаудың бастапқы сатысында және биіктігі 60 м кем – жобалаудың барлық кезеңінде бөгеттің контрфорстарын есептеуге жол беріледі.

11.2.5 Олардың толық құрамы бойынша ескерілетін жүктемелер мен әсерлер 8.1.2-8.1.5 тармақшаларына сай анықталады.

11.2.6 Пайдалануға беру кезеңіндегі жүктемелердің толық құрамындағы контрфорстарды есептеу 15-кесте бойынша қабылданады,

мұнда $\gamma_n, \gamma_c, \gamma_{cd}, \sigma_z, R_b, d_b, t, t_1, b_b, a_2$ - см. 8.2.4.10; $\sigma_y^u, \sigma_c^u, \sigma_1^u$ – 10.2.7-т. қар.



17-кесте – Контрфорсты ағын бойына беріктілікке есептеуге арналған схемалар

а – массивтік-контрфорстық бөгеттер үшін; б – кесілмеген аркалық ағындық жабыны бар бөгеттер үшін; в – кесілген ағындық жабыны бар бөгеттер үшін; t_1 – контрфорстың қалыңдығы; t – секцияның ұзындығы; b_d – есептік қиысудың ені

11.2.7 Олардың қысқартылған құрамы бойынша есептеуде ескерілетін жүктемелер мен әсерлер 10.2.8-т. сай анықталады. Бұл жерде контрфорстың есептік горизонталь қиысуларының азаюын немесе оның табаны бойынша сыртқы ауасының температурасының маусымдық тербелістерінің амплитудасы 17°C асатын аудандарда бөгеттерді салу кезіндегі оның табаны бойынша азаюын ескеру керек.

Сыртқы ауасының температурасының маусымдық тербелістерінің амплитудасы 17°C асатын аудандарда салынған, биіктігі 60 м дейінгі барлық кластың бөгеттерін 15-кестеде берілген беріктілік шартының орындалуын қамтамасыз ете отырып, жүктемелер мен әсерлердің толық құрамына серпінділік теориясының әдісімен есептеу керек.

11.2.8 Контрфорстың беріктілігін жүктемелер мен әсерлердің қысқартылған құрамына есептеген кезде кернеулерді материалдардың кедергісінің әдісімен анықтау керек. Бұл жерде жоғарғы және төменгі шектердегі контрфорстың горизонталь қиысуларындағы дұрыс кернеулердің мәндерін, σ_y^u және σ_z^u , МПа, төмендегі формулалар бойынша бөгеттің жеке бөліктерінде бетонның серпінділік модулінің шамаларының есебімен анықтау керек:

$$\sigma_y^u = \left(-\frac{N}{A_{red}} + \frac{Mx_y}{I_{red}} \right) \frac{E_{d2}}{E_{d1}}; \quad (38)$$

$$\sigma_y^t = \left(-\frac{N}{A_{red}} + \frac{Mx_t}{I_{red}} \right) \frac{E_{b3}}{E_{b1}}; \quad (39)$$

мұнда A_{red} , I_{red} – сәйкесінше, контрфорстың горизонталь қиысуында берілген аудан, m^2 , мен инерция сәті, m^4 ;

x_w , x_t – контрфорстың горизонталь қиысуында берілген ауыртпалық орталығынан сәйкесінше жоғарғы және төменгі шекке дейінгі қашықтық, м;

E_{b1} , E_{b2} , E_{b3} , – 8.17, 8.18 тармақшаларына сай қабылданған, сәйкесінше контрфорстың, жоғарғы және астыңғы ауыздықтардың бетон серпінділігіндегі модульдер, МПа;

N , M – 10.2.9 қар.

Контрфорстың берілген қиысуларының өлшемдері (18-сурет):

– контрфорстың берілген және қолданыстағы қиысу кезінде ағын бойындағы бағытта тең;

– контрфорстың берілген қиысудағы өлшемдері ағынға көлденең бағытта төменде берілген формула бойынша анықталады деген шарттарынан анықталады:

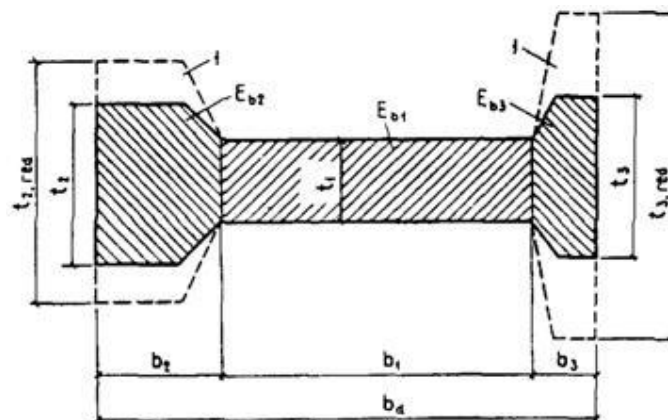
$$t_{i,red} = t_i \frac{E_{bi}}{E_{b1}}, \quad (40)$$

мұнда t_i және E_{b1} – сәйкесіншік контрфорстың жеке бөліктерінің қалыңдығы, м және бетон серпінділігінің модулі, МПа.

(38) және (39) формулаларында созатын күштер мен кернеулер «плюс» таңбасымен, қысатын күштер мен кернеулер «минус» таңбасымен; сағат тілі бойынша иілетін сәті «плюс» таңбасымен, сағат тілінен кері сәт «минус» таңбасымен қабылданған.

11.2.9 Пайдалануға беру кезеңіндегі жүктемелері мен әсерлердің қысқартылған құрамына есептелінген бөгеттердің контрфорстарының беріктілік шарттары 15-кестеде берілген, мұнда: γ_n , γ_c , γ_{cd} , σ_s , R_b – 8.2.4.10 қар.;

σ_y^u , σ_c^u , σ_1^u , γ_w , H_d^u – 8.1.20 қар.



18-сурет – Контрфорстың берілген қиысуының өлшемдерін анықтауға арналған схема

1 – оларды бетонның E_{b2} және E_{b3} серпінділік модульдерін контрфорс бетонының E_{b1} серпінділік модуліне келтірген жағдайдағы ауыздықтардың берілген қиысуларының пішіні ($E_{b3} > E_{b2} > E_{b1}$ кезінде)

15-кесте – Бөгеттердің беріктілігінің шарттары

Жүктемелер мен әсерлердің барлық негізгі және ерекше үйлесімі кезінде контрфорс денесінің барлық нүктелерінде: $\gamma_n \gamma_{lc} / \sigma_3 \leq \gamma_{cd} R_b^*$			
имараттың жоғарғы шегінде			
Бөгеттердің конструктивтік ерекшеліктері мен есептік қиысулары	Жүктемелердің негізгі үйлесімі	Төменде берілгендей ерекше үйлесімдер	
		сейсмикалық әсерлерден тұрмайтын	сейсмикалық әсерлерден тұратын
1 Массивтік-контрфорстық бөгеттер Бөгет денесінің горизонталь қиысуы	$\sigma_1^u \leq 0$	$a_1 \leq \min \begin{cases} 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) b_n \\ 0,167 b_n \end{cases}$	$a_1 \leq \min \begin{cases} 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) b_n \\ 0,286 b_n \end{cases}$
Байланыс қиысуы	$\sigma_c^u \leq 0$	$a_1 \leq 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) a_2^{**}$	$a_1 \leq 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) a_2^{**}$
2 Аркалық және жазық ағындық жабындары бар бөгеттер Бөгет денесінің горизонталь қиысуы	$\sigma_1^u \leq 0$	$\sigma_1^u \leq 0$	$\sigma_y^u \leq 0$
Байланыс қиысуы	$\sigma_c^u \leq 0$	$\sigma_c^u \leq 0$	$\sigma_c^u \leq 0$
* Беріктілікті тексеру кезінде төменгі шекте төменгі шектен 4,0 м ені бар есептік горизонталь қиысудың телімінде кернеудің мәнін орташаландыруға жол беріледі;			
** Бөгеттің жерастылық пішіні цементтелген бүркеуден тұрмаған жағдайда, a_2 орнына b_n қолданылады			

11.2.10 Контрфорстық бөгеттің класы мен биіктігіне байланысты ағындық жабындарды беріктілікке есептеуді контрфорстардың беріктілігін есептеген жүктемелер мен үйлесімдерге орындау керек.

Массивтік-контрфорстық бөгеттің жоғарғы ауыздығын беріктілікке есептеген кезде, материалдардың кедергісі әдісі оның контрфорсқа жанасқан теліміндегі ауыздыққа ауыздыққа түсетін ішкі жүктемені толықтыратын бірқалыпты бөлінген дұрыс күштер жанастырылады; серпінділік теориясының әдістерімен есептеген кезде ауыздық контрфорстың денесіне қатты қағылған болып қарастырылады.

Аркалық ағындық жабынды материалдардың кедергісінің әдісімен беріктілікке есептеу кезінде контрфорстарға қатты қаланған бір аралықты арка, ал серпінділік теориясымен есептеген кезде – контрфорстарға қаланған бір аралықты цилиндр қабықша қарастырылады.

Жазық ағындық жабындарды материалдардың кедергіге әдісімен есептеген кезде контрфорсқа еркін тірелген аркалық бір аралықты етіп, ал серпінділік теориясының әдісімен есептеген кезде – еркін тірелген тақтайша бір аралықты етіп қабылдау керек.

11.2.11 Массивтік-контрфорстық бөгеттің жоғарғы ауыздығын беріктілікке есептеген кезде имараттың биіктігіне тәуелсіз, ауыздықтың барлық нүктелерінде беріктіліктің төмендегідей шарттары орындалуы керек:

сейсмикалық әсерлерден тұрмайтын жүктемелер мен әсерлердің негізгі және ерекше үйлесіміне есептеген кезде:

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq 0,75 \gamma_{cd} R_{bt}; \quad (41)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq 0,75 \gamma_{cd} R_{bt}; \quad (42)$$

сейсмикалық әсерлерден тұратын жүктемелер мен әсерлердің негізгі және ерекше үйлесіміне есептеген кезде:

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq \gamma_{cd} R_{bt}; \quad (43)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq \gamma_{cd} R_b, \quad (44)$$

мұнда σ_z – бөгеттің бойлық осыне перпендикуляр вертикаль аудандар бойынша әрекет ететін дұрыс кернеулер, Мпа;

$\gamma_n, \gamma_{lc}, \gamma_{cd}, R_b$ – 8.2.4.10-т. қар.;

R_{bt} – 10.2.17-т. қар.

Аркалық және жабық ағыстық жабындардың беріктілігінің шарттарын ҚР ҚН....2014 «Гидротехникалық имараттардың бетон және темірбетон конструкциялары» нұсқауларына сай қабылдау керек.

Бөгет оысі бағытында созылуға сыналатын массивтік-контрфорстық бөгеттердің ауыздықтарының аймақтарында конструктивтік арматуралауды қарастыру керек.

11.2.12 Контрфорсты ағынға көлденең бағыттағы тұрақтылыққа есептеу бөгет осының бойына бағытталған сейсмикалық әсерлерге, және бөгеттің констрфорстарының арасында су ағызғыштар орналасқан болса, гидростатикалық жүктемеге жүргізіледі.

Бөгеттердің контрфорстары ағынға көлденең бағыттағы майысу кезінде беріктілікке есептеуде іргеке бекітілген вертикаль үшбұрышты тақтайшалар ретінде қарастырылады. Контрфорсты жүктемелер мен әсерлердің негізгі және ерекше үйлесімдеріне есептеу кезінде, сейсмикалықты қоспайтын, тақтайшаның жоғарғы және астыңғы шектерін еркін етіп қабылданады: сейсимкалық әсерден тұратын жүктемелердің ерекше үйлесіміне есептеген кезде, ал төменгі жабын бар болған кезде – тақтайшаның төменгі шегі еркін тірелген ретінде қарастырылады. Тақтайшаның қаттылығы жоғарғы және астыңғы ауыздықтардың есебімен анықталады.

Имараттың биіктігі мен класына тәуелсіз ағынның көлденең жазықтығында контрфорсты беріктілікке есептеген кезде, контрфорстың бүйір шектері үшін беріктіліктің төмендегідей шарттарын сақтау керек:

сейсмикалық әсерлерден тұрмайтын жүктемелер мен әсерлердің негізгі және ерекше үйлесімдігіне есептеу кезінде:

$$\sigma_y \leq 0; \quad (45)$$

сейсмикалық әсерлерден тұратын жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімдігіне есептеу кезінде:

$$d_t \leq 0,2 t_1 \quad (46)$$

мұнда σ_y – ағын бойындағы жазықтық пен ағысқа қарсы жазықтықтағы контрфорстың беріктілігінің есебімен анықталған горизонталь алаң бойынша суммарлық дұрыс кернеулер;

d_t – контрфорстың бүйір шегіндегі созылған кернеулердің әрекетінің аймағының тереңдігі;

t_1 – контрфорстың тереңдігі.

Ағысқа қарсы жазықтықтағы контрфорстың беріктілігінің есебінің схемаларында су ағызатын құрылғының және осы бағытта имараттың қаттылығын көтеретін басқа элементтердің конструкцияларын ескеру керек.

11.2.13 Контрфорстық бөгеттің элементтерін жергілікті беріктілікке есептеуді бөгеттің жалпы беріктілігінің есебіндегі жүктемелер мен әсерлердің үйлесімдеріне жүргізу керек.

Су ағысатын ұшты, діңгектерді, турбиндік су жолдарының су қабылдайтын тесіктерінің конструкцияларын және құрылыс пен пайдалануға берілген су ағызғыштардың элементтерін есептеу, тесік маңы мен контрфорстағы басқа ойықтардың маңындағы жергілікті кернеуді анықтау 10.2.13-т. сай орындалуы керек.

Аркалық және жазық жабындары бар бөгеттердің контрфорстарының консольдік шықпаларын жергілікті беріктілікке есептеу, сонымен қатар төменгі жабынның тақтайшаларын есептеу ҚНЖЕ 2.06-08 нұсқауларына сай жүргізу керек.

11.2.14 Контрфорстың бөгеттердің тұрақтылығын есептеуді 10.2.16, 10.2.17 тармақшаларына сай жүргізу керек.

Массивтік-контрфорстық бөгеттер үшін жеке тұрған секциялардың; аркалық және жазық жабындарын бар бөгеттер үшін – жеке тұрған контрфорстардың тұрақтылығын есептеуді орындау керек.

11.2.15 Жартасты іргелердегі ірі ажырататын бұзылыстарды қалаудың тереңдігін бөгеттің кернелген күйін жартасты іргемен бірге есептеудің нәтижелері бойынша анықтау керек, бұл жерде 8.1.18-т. беріктілік шарттары орындалуы керек.

11.2.16 Құрылыс кезеңіндегі контрфорстық бөгеттер мен олардың элементтерінің беріктілігін есептеуді 10.2.19-т. сәйкес орындау керек.

11.2.17 Имараттың биіктігі тәуелсіз, барлық кластың контрфорстық бөгеттердің бетон конструкцияларын 10.2.20-т. сай температуралық әсерлерден болатын сызаттардың райда болуы бойынша есептеу керек.

12 АРКАЛЫҚ БӨГЕТТЕР

12.1 Аркалық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялау

12.1.1 Аркалық бөгеттер мен олардың элементтерін конструкциялауды 6 және осы бөлімнің нұсқауларының есебімен орындау керек.

12.1.2 Жобалаудың бастапқы сатысында бөгеттің конструкциясы мен формасын есептеудің шамалас әдістерінің және аналогтардың нәтижесінде жүргізу керек.

12.1.3 Вертикаль бағыттағы аркалық бөгеттің қисығы құрылысты салу кезеңінде бөгетті салу схемасының есебімен, жіктерді монолиттеу мерзімдерімен, жоғарғы бьефтегі

су деңгейінің көтерілуінің есебімен жеке тұрған секциялардың (бағандардың) тұрақтылығымен есептелінеді.

12.1.4 Аркалық бөгеттерді;

$l_{ch}/h < 2$ кезінде (мұнда l_{ch} – арка хордасының бөгет жотасы бойынша ұзындығы, h – бөгеттің биіктігі) және шатқалдың үш бұрышты формасында – тұрақты қалыңдықтың дөңгелек кескінінің аркасымен немесе табандағы жергілікті тығыздаумен;

$2 \leq l_{ch}/h \leq 3$ кезінде, трапецеидальдық немесе оған жақын шатқалдың формасында – ауыспалы қалыңдық пен қисықтықтың аркасы бар екі өлшемді қисықтықпен;

$l_{ch}/h > 3$ кезінде – аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттер, бұл кезде вертикаль бағыттағы қисықтық бөгеттің оңтайлы кернеулі күйін алу шартынан таңдалады; симметриялы емес ысырмалар мен біртексіздікті іргелерде – ауыспалы қалыңдықты дөңгелек емес кескінді аркалармен жобалау керек.

12.1.5 Аркалық бөгеттің конструкциясында бөгеттерді құрылыс жіктерімен секцияларғы бөлуді қарастыру керек, оларды су қойманы толтырар алдында монолиттеу керек. Аркалық бөгеттердің құрылыс жіктері, әдетте, вертикаль болуы және штрабқа ие болуы керек. Жіктерді монолиттеудің жүйелілігі мен түйісу температурасы бөгеттің кернелген күйінің есебімен анықталуы керек.

12.1.6 Бөгеттерді іргемен жанастыру кезінде қажетті жағдайларда:

– бетон немесе темірбетон торларды, тығындарды, қабыршақтарды немесе тұтас бетон массивтерді, цементтеуді қолдану жолымен бұзылыстарды, аспаларды, ірі сызаттарды және қуыстарды қалауды;

– бөгеттен жоғары беріктілікті сипаты бар жартасты массивтің ішіне кернеуді беруге арналған жерастылық темірбетон қабырғалардың, контрфорстардың құрылғыларын;

– алдын-ала кернелген немесе кернелмеген анкерлерді, тірек қабырғаларын немесе олардың үйлесімін қолдануды қарастыру керек.

12.1.7 Бөгеттің іргеге тірелуін бөгет аркаларына дұрыс бет бойынша қабылдау керек. Бұл жерде қажет болғанда бөгеттің пішіні бойынша тіреу жағдайын жақсартатын құралды (жағалық тіректер, ер, тығын, бөгеттің жағалық секциясының жоғарғы жағындағы монолиттелмеген құрылыс жіктері ж.б.) қарастыру керек. Арка табанын қисық сызықпен немесе полигалдық етіп қабылдауға жол беріледі.

Бөгеттің іргемен байланысындағы кернеуді азайту үшін тірек пішіні бойынша бөгетті жергілікті қалыңдату құралын қарастыру керек. Бөгеттің аркалық бөлігін шатқалдың ең жіңішке ойықты бөлігінде орналасқан тығыннан конструктивтік жікті ажырату керек.

12.1.8 Бөгетті іргемен жанасуды жобалаған кезде, бөгеттің іргемен байланысындағы созылмалы кернеулер пайда болған жағдайда:

– жоғарғы бьефтің аралық деңгейіндегі цементтелген жік-кескіннің;

– алынатын цементтік бүркеудің, гидроокшаулаудың қысқа бетон понурмен құрылғысын қарастыру керек.

Бөгеттің ағындық шегімен жанасуын 7.34 талаптарына сай орындау керек.

12.1.9 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттердің су ағызатын құрылғыларын 7.21.2-7.219 тармақшаларының, 8.1.28-8.1.31 тармақшаларының талаптарына сай жобалау керек.

12.2 Аркалық бөгеттерді есептеу

12.2.1 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттердің есептеуді 7 және 8 және осы бөлімдердің ережелерінің есебімен орындау керек.

12.2.2 Бөгеттен іргеге берілетін кернеулі-деформациялық күйді, күшейтудің шамалары мен бағытын, бөгеттер мен іргелердің беріктілігі мен тұрақтылығы есептермен және модельдерге жүргізілген эксперименталдық зерттеулермен анықталады.

Биіктігі 60 м асатын I және II кластың бөгеттері үшін, сонымен қатар биіктігі 60 м дейінгі барлық кластың бөгеттері үшін ерекше инженерлік-геологиялық жағдайларда және пайдалануға беруге сыналмаған жаңа конструктивтік шешімдерді қолдану кезінде эксперименталдық зерттеулерді жүргізу міндетті болып табылады.

12.2.3 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттердің кернеулі-деформациялық күйлерін есептеуді бөгеттерді соғудың жүйелілігін, жіктердің монолиттелуі мен су қоймасын толтырудың есеімен:

- аркалар мен консольдердің кемінде үш түрін орын ауыстыру кезінде арка-консоль әдісін (сынақ жүктемелер әдісі);

- үш өлшемдік жағдайлардағы соңғы элементтердің әдісін;

- суперэлементтер әдісін ж.т.б. қолдана отырып, жүргізу керек.

III және IV класының бөгеттерін есептеуді, сонымен қатар барлық кластың бөгеттерін алдын-ала есептеуді жеңілдетілген әдістермен (арка-орталық консоль әдісі, сынақ жүктеме әдісі, жіңішке қабықшалар теориясы бойынша ж.б.) орындауға жол беріледі.

Қажет болған жағдайларда құрылыс жіктері мен сызаттарды ашу есебімен есептер орындалады.

12.2.4 Аркалық бөгеттерді құрылыс жіктері мен сызаттарды ашу есебімен есептеген кезде имарат беріктілігін бағалау қысылған аймақ бетонының беріктілігі бойынша жүргізіледі.

12.2.5 Бөгеттердің беріктілігі мен тұрақтылығын сейсмикалық әсерлерге есептеуді осы әсерлердің ең жағымсыз бағыты үшін 10.2.4, 10.2.8 тармақшаларына сай жүргізу керек, бұл жерде бөгеттің тұрақтылығын тұрақтылық шартына 16-кесте бойынша қабылданатын жұмыс жағдайының γ_{cds} коэффициентін енгізу арқылы 8.1.14-т. талаптарына сай тексеру керек.

12.2.6 Жағалық тіректер мен бөгет іргесінің кернеулі-деформациялық күйінің тұрақтылығын есептеу кезінде келесі жүктемелер мен әсерлер: бөгеттен берілетін күшейту, жартастық блоктың өзіндік салмағы, судың сейсмикалық әсері мен сейсмикалық әсерлер ескеріледі.

12.2.7 Жағалық тіректердің тұрақтылығын есептеуді геологиялық және топографиялық шарттардың есебімен бөлінетін жеке жартастық блоктардың шекті жағдайын сараптаудан шыға жүргізу керек. Жағалық тіректердің тұрақтылығы ең төмен тұрақты жартастық блоктың есебінің нәтижелері бойынша анықталады.

12.2.8 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттің жалпы тұрақтылығын есептеуді бөгеттің шекті күйдегі іргемен бірге орын ауыстыруының ең ықтимал кинематикалық схемасынан шыға жүргізу керек.

12.2.9 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттің беріктілігі мен тұрақтылығын есептеген кезде, 6-кестеде берілген жұмыс жағдайының коэффициентінен γ_{cd} басқа, 16-кестеде берілген жұмыс жағдайының коэффициентін γ_{cda} ескеру керек.

12.2.10 Бөгеттерді есептеген кезде оның күш түсетін қабілеттілігіне бөгет денесінде орналасқан су қабылдайтын және су ағызатын имараттардың әсер етуін ескеру керек.

Аркалық бөгетті жеке элементтердің (діңгектер, суағызғыштың жотасы, су қабылдағыштың элементтері, ағыстық құбыр жолдары ж.б.) жұмысының ерекшеліктерінің есебісіз жалпы тұрақтылыққа есептеген кезде, көрсетілген элементтерді жергілікті беріктілікке есептеу керек.

I және II кластың аркалық бөгеттерінің іргелерінің кернеулі-деформациялық күйі мен жергілікті беріктілікке есептеуде ҚР ҚНЖЕ 3.04-04 сай жүргізу керек. Бұл жерде бөгеттердің жағадық жанасуларында қыртыстық деформация саласының пайда болуы ескеріледі. Егер беріктілік шарттары жартасты массивті әлсіретудің үсті үшін орындалмаса, 12.1.6-т. сай шараларды қарастыру керек.

16-кесте – Жұмыс жағдайының коэффициенті γ_{cda}

Есептеудің түрлері	Жұмыс жағдайының коэффициенті γ_{cda}
1 Аркалық және аркалық-гравитациялық бөгеттердің жалпы беріктілігін есептеу:	
созу бойынша	$\gamma_{cda,1}^j = 2,4$
қысу бойынша	$\gamma_{cda,1}^c = 0,9$
2 Сейсмикалық әсерлерсіз негізгі және ерекше үйлесімдердің жүктемелерін есептеу кезінде жағалық тіректердің тұрақтылығын есептеу	$\gamma_{cda,2} = 1,0$
3 Сейсмикалық әсерлерсіз негізгі және ерекше үйлесімдердің жүктемелерін есептеу кезінде кең жармалардағы бөгеттердің жалпы тұрақтылығын есептеу	$\gamma_{cda,3} = 1,1$
4 Сейсмикалық әсерлерді есептеу кездегі жағалық тіректердің тұрақтылығы мен бөгеттердің жалпы тұрақтылығын есептеу	$\gamma_{cda,4} = 1,1$
ЕСКЕРТПЕ Бір уақытта әрекет ететін бірнеше факторлар бар болған кезде, есептеуге жұмыс жағдайының тиісті коэффициенттерінің туындысы енгізіледі (мысалы, сейсмикалық әсерлердің есебімен кең жармалардағы бөгеттердің жалпы тұрақтылығын есептеу кезінде $\gamma_{cda} = \gamma_{cda,4} \cdot \gamma_{cda,4} = 1,1 \cdot 1,1 = 1,21$)	

13 БӨГЕТТЕРДІ СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ЖОБАЛАУ

13.1 Жалпы ережелер

13.1.1 Сейсмикалық аудандарда II, III және IV кластарының бетон және темірбетон бөгеттерін жобалаған кезде, сонымен қатар I кластың бөгетінің құрылысын негіздеген кезде құрылыс алаңының сейсмикалығының бағасын құрылыс ауданының сейсмикалығы мен сейсмикалық қасиеттер бойынша топырақтың санатынан шыға, 17-кесте бойынша анықтауға жол беріледі.

Бөгеттердің есептік сейсмикалығын алаңның сейсмикалығына тең етіп қабылдау

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

керек.

13.1.2 Сейсмикалығы 6 және одан да көп балл аудандарда І кластың бөгеттерінің жобаларын әзірлеген кезде, сейсмикалық әсердің сипаттарын анықтау бөлшектік сейсмикалық аудандастыру мен сейсмикалық шағын аудандастыру негізінде жүргізіледі. Іздеу материалдары:

– құрылымдық-тектоникалық жағдай мен құрылыс ауданынан 50-100 км радиустағы құрылыс ауданының сейсмикалық тәртібінен;

– негізгі сейсмогендік аймақтардың шекараларынан және олардың сейсмологиялық сипаттарын (максималдық магнитудалар, ошақтардың тереңдігі мен эпиорталықты қашықтықтар, жер сілкіністерінің қайталануы, алаң сейсмикалығы);

– ауданның құрылымдық-тектоникалық ерекшеліктері мен алаңның инженерлік-геологиялық жағдайларының есебімен барлық бөлінген аймақтардағы есептік сейсмикалық әсерлердің параметрлерінен;

– қалдық деформациялардың бөгет іргесіне енуінің ықтимал аймақтарының шекаралары мен олардың шамаларын қатты жер сілкінісі кезінде бағалаудан;

– таңдалған алаңдағы сейсмикалық әсерлердің негізгі типтерін модельдейтін акселерограммалардың, велосиграммалардың, сейсмограммалардың синтетикалық жазбаларының жинақтарынан;

– сейсмикалық тәртіп параметрлерінің су қоймасын толтыру мен пайдалануға беру процесіндегі әсерімен өзгеруін бағалаудан;

– су қоймасына таулы жыныстардың үлкен массаларының ықтимал қирауының және бөгетке жер сілкінісі кезінде тұрақсыз жартасты массивтердің құлауын бағалаудан тұруы керек.

17-кесте – Құрылыс алаңының сейсмикалығы, балмен берілген

Топырақ сейсмикалық қасиеті бойынша санаты	Топырақтар	Көрсетілген балдағы құрылыс алаңының сейсмикалығы			
		7	8	9	10
I	Барлық түрдегі желдетілген және әлсіз желдетілген жартасты топырақтар; көбінесе магматикалық жыныстардан (70% аса) құрылған, тығыз (топырақ тығыздығы $\rho \geq 2,2 \text{ г/см}^3$), 30 % дейін құм-саз толтырғыштардан тұратын, суға құнарлы емес ірі кесекті топырақтар Көлденең толқындардың таралу жылдамдығы $V \geq 650 \text{ м/с}$	7	8	9	10
II	I санатқа жатқызылғандардан басқа, барлық түрдегі желдетілген және әлсіз желдетілген жартасты топырақтар; I санатқа жатқызылғандардан басқа ірі кесекті топырақтар; малтатасты, ірі және орташа ірілікті, тығыз және орташа тығыздықты, аз ылғалды және ылғалды құмдар; ағудың $I_L \leq 0,5$ көрсеткіші бар, саз бен саздақтар үшін қуыстықтың $e < 0,9$ және құмайтар үшін $e < 0,7$ коэффициенттері кезіндегі сазды топырақтар Көлденең толқындардың таралу жылдамдығы $V 250 \text{ м/с}-650 \text{ м/с}$	7	8	9	10

17-кесте – Құрылыс алаңының сейсмикалығы, балмен берілген (жалғасы)

То пырақ сейсмик алық қасиеті бойынш а санаты	Топырақтар	Көрсетілг ен балдағы құрылыс алаңының сейсмикалығы			
					0
III	Малтатасты, ірі және орташа ірілікті, тығыз және орташа тығыздықты, суға құнарлы құмдар; ылғалдылық пен іріліктің дәрежесіне тәуелсіз борпылдақ құмдар, сонымен қатар майда және шаңды тығыз және орташа тығыздықты, ылғалды және суға құнарлы құмдар; ағудың $I_L \leq 0,5$ көрсеткіші бар саз бен саздақтар үшін қуыстықтың $e \geq 0,9$ және құмайтар үшін $e \geq 0,7$ коэффициенттері кезіндегі сазды топырақтар Көлденең толқындардың таралу жылдамдығы $V \leq 250$ м/с-650 м/с			0	
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 12.1-кестеде берілген борпылдақ коэффициентінің e мәндері және құрылыс алаңының топырағының ағу көрсеткіші I_L су қоймасын толтыру кезінде оларды ықтимал су басудың есебімен анықталуы керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 Сейсмикалығы 6 балл аудандарда III санатты топырақтарда салынатын бөгеттердің құрылыс алаңының сейсмикалығын 7 балға тең етіп қабылдау керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 3 Сейсмикалығы 6 балл аудандарда III санатты топырақтарда бөгеттерді салуға арнайы негіздеме кезінде ғана жол беріледі</p>					

13.1.3 Сейсмикалық аудандарда салынған бөгеттерді имараттың іргесін қалаушы жартасты массивтердің қатысты жылжулары пайда болуы мүмкін тектоникалық қираулардан алыстатылған телімдерде орналастыру керек.

13.1.4 Шегінде қарама-қарсы жағалық еңістері механикалық қасиеттері бойынша күрт ерекшелінетін жыныстардан құралған телімдердегі I және II кластың бөгеттерінің құрылысын салуға жағалық сағалардың әртүрлі орын ауыстыруын төмендететін қосымша шараларды әзірлеумен арнайы негіздеу кезінде ғана жол беріледі.

13.1.5 Имарат іргесінде әлсіз топырақтардың қабаты (шаймалардың, жұмсақ пластикалық топырақтар ж.б.) бар болған кезде, осы топырақтарды жою немесе оларды нығайту және бекітуге қатысты арнайы шараларды қарастыру керек.

Мұндай топырақтарды имараттардың іргелері ретінде жоғарыда аталған шараларсыз қолдану мүмкіндігі арнайы зерттеулер арқылы негізделуі керек.

Жартасты іргелердегі құрылыс кезінде топырақтарды күшейту мен имараттың іргемен байланысын жақсартуға қатысты шаралардың орындалуының мұқияттылығына ерекше назар аудару керек.

13.1.6 Имараттың іргесінде суға құнарлы байланыссыз топырақтар бар болған жағдайда олардың сейсмикалық әсерлер кезінде сұйылу мүмкіндігін бағалау керек.

Топырақтардың сұйылу мүмкіндігі кезінде топырақтарды жасанды тығыздауды немесе күшейтуді қарастыру керек.

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

13.1.7 Жер сілкінісі кезінде орын ауысуы мен құлауы бөгеттің негізгі конструкцияларының бұзылуына немесе құю толқынының пайда болуына әкелетін, артынан елді мекендерді немесе өнеркәсіптік кәсіпорындарды су басуға ұшыратуы мүмкін жағалық еңістерді жасайтын жартастық массивтерді тұрақтылыққа тексеру керек.

13.1.8 I кластың бөгеттері үшін сейсмикалық әсер етуге есептеумен бірге эксперименталдық, оның ішінде модельдік зерттеуді жүргізу керек; жартылай соғылған және қолданыстағы бөгеттерде имараттың динамикалық сипаттары мен есептеудің қолданылатын әдістерін нақтылауға мүмкіндік беретін көзбе-көз қарауды жүргізу мақсатқа сай келеді.

13.1.9 I кластың бөгеттері үшін жоба құрамына имараттың, оның іргелерінің және жағалық аймақтардың жер сілкінісі кезіндегі мінезіне бақылау жүргізуді ұйымдастыруға қатысты бөлімді енгізу міндетті болып табылады.

13.1.10 Бөгеттерді жобалау кезінде құрылыс кезеңіндегі жер сілкінісінің болу мүмкіндігі қарастырылуы керек. Мұндай жағдайда құрылыс алаңының сейсмикалығын бір балға төмендету керек.

13.2 Есептік сейсмикалық жүктемелер

13.2.1 Сейсмикалық аудандарда жобаланатын бөгеттердің конструкциялары мен іргелерін есептеу сейсмикалық әсерлердің ҚР ҚНЖЕ 2.03-30 сай есебімен жүктемелердің негізгі және ерекше үйлесімдеріне орындалуы керек.

Есептерде имарат массасынан, біріктірілген су массасынан (немесе гидродинамикалық қысымнан), жер сілкінісінен пайда болған су қоймаларындағы толқындардан, топырақтың динамикалық қысымынан түсетін сейсмикалық жүктемелер ескерілуі керек.

Сейсмикалық әсердің есебімен жүктемелердің ерекше үйлесімін есептеу кезінде келесі коэффициенттер ескеріледі:

–4-кесте бойынша қабылданатын имараттың жауапкершілігі сенімділік коэффициенті γ_n ;

– 5-кесте бойынша қабылданатын жүктеме сенімділік коэффициенті γ_f ;

– 8-кесте бойынша қабылданатын жүктемелердің үйлесуінің коэффициенті γ_c ;

– 9-кесте бойынша қабылданатын жұмыс жағдайларының коэффициенті γ_{cd} .

13.2.2 Сейсмикалық әсерлердің есептік мәндерін:

а) спектралдық әдіс (13.2.7-т.);

б) жер сілкінісі кезінде іргелерді жылдамдатудың аспаптық жазбаларының және синтезделген акселеограммалардың (А қосымшасы) жинағын қолдану арқылы анықтау керек.

13.2.3 Имараттардың барлық кластары үшін есептер 12.2.2.а-т. бойынша орындалады, ал I кластың имараттары үшін, олар сейсмикалығы 7 балдан асатын аудандарда орналасқан жағдайда, 12.2.2.б-т. бойынша қосымша есептерді жүргізуге кеңес беріледі.

13.2.4 Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтаған кезде, әдетте, жүктемелерді, имарат массалары мен қаттылықтарын жоспарда және биіктік бойынша бөлу

ерекшеліктерін ескеретін динамикалық есептік схемаларды, сонымен қатар сейсмикалық әсерлер кезінде деформациялаудың кеңістіктік сипатын қолдану керек.

13.2.5 Имараттарды бір өлшемдік (консольдық) және екі өлшемдік есептік схемалар бойынша тұрақтылығын есептеген кезде имараттың бойлық және көлденең бағыттары бойынша горизонталь сейсмикалық әсерлерді ескеру керек.

Кеңістіктік схема бойынша есептерде жоспарда сондай бағыттары мен горизонталь жазықтыққа 30^0 еңіс бұрышы бар еңістік сейсмикалық әсерлерді ескеру керек.

13.2.6 Имараттың тұрақтылығын есептеген кезде горизонталь жазықтықтың 30^0 бұрышының астына бағытталған ең қауіпті горизонталь немесе еңістік сейсмикалық әсерді ескеру керек.

13.3 Есептік сейсмикалық жүктемелерді спектралдық әдіс бойынша анықтау

13.3.1 Есептеудің спектралдық әдісі бойынша таңдалған бағыттағы, k нүктесіне қосымшаланған және имараттың өзіндік тербелісінің i формасына сай келетін есептік сейсмикалық жүктеме S_{ik} мына формула бойынша анықталады:

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 S_{oik} \quad (47)$$

мұнда S_{oik} – келесі формула бойынша конструкция мен іргенің серпінді деформациялануының шамасында анықталған және имараттың өзіндік тербелісінің i формасына арналған сейсмикалық жүктеме:

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_0 K_\psi \eta_{ik} \quad (48)$$

мұнда:

K_1 – ғимараттың жауапкершілігін ескеретін коэффициент, K_1 коэффициентінің мәнін $K_1 = \gamma_n$ етіп қабылдау керек;

K_2 – ғимараттың конструктивтік шешімдерін ескеретін редукцияның коэффициенті; K_2 коэффициентінің мәнін $K_2 = 0,25 \gamma_b \gamma_{ls} \gamma_{cd}$ тең етіп қабылдау керек;

12.2.2.6-т бойынша қабылданатын коэффициенттер $\gamma_n, \gamma_b, \gamma_{ls}, \gamma_{cd}$;

K_3 – имараттың биіктігін ескеретін коэффициент; K_3 коэффициентінің мәнін:

- имараттың 60 м дейінгі биіктігі кезінде – $0,8$ тең;

- имараттың 100 м асатын биіктігі кезінде – $1,0$ тең;

- имараттың 60 м және 100 м арасындағы биіктігі кезінде – интерполяция бойынша $0,8-1,0$ етіп қабылдау керек.

K_ψ – имараттың тербеліс коэффициентінің себілу қабілеттілігін ескеретін коэффициент; K_ψ коэффициентінің мәнін $0,8$ тең етіп қабылдау керек;

K_0 – алаңның топырақтық жағдайын ескеретін коэффициент; K_0 коэффициентінің мәнін 18-кесте бойынша қабылдау керек;

β_i – i форма бойынша имараттың өзіндік тербелісінің T_i кезеңіне және төмендегідей сейсмикалық қасиеттер бойынша топырақ санатына байланысты қабылданатын ғимараттың өзіндік тербелісінің i формасына сәйкес келетін динамикалықтың коэффициенті:

- I санатты топырақтар үшін $\beta_i = 1,2/T_i$, бірақ $2,5$ артық және $0,8$ кем емес,

ал $T_i \leq 0,15c$ кезінде $\beta_i = 1,7 + 10T_i$ формуласы бойынша;

- II санатты топырақтар үшін $\beta_i = 1,8/T_i$, бірақ $2,5$ артық және $1,0$ кем емес,

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

ал $T_i \leq 0,15c$ кезінде $\beta_i = 1,7 + 8T_i$ формуласы бойынша;

- III санатты топырақтар үшін $\beta_i = 2,4/T_i$, бірақ 2,5 артық және 1,2 кем емес,

ал $T_i \leq 0,15c$ кезінде $\beta_i = 1,7 + 2,5T_i$ формуласы бойынша;

мұнда η_{ik} – ғимараттың i форма бойынша өзіндік тербелістері және жүктеменің мына формула бойынша анықталатын орналасқан орны кезіндегі деформациялануының формасына байланысты коэффициент:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^3 0,866 r_j Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^3 Q_j X_i^2(x_j)} \quad (49)$$

мұнда $X_i(x_k)$, $X_i(x_j)$ – имараттың i формасы бойынша өзіндік тербелістер кезінде қарастырылған k нүкте мен барлық j нүктелердегі орын ауысуы, мұнда есептік схемаға сай оның салмағы шоғырланған болып қабылданған:

$$0,866 = \cos 30^\circ \quad (12.2.6\text{-т. қар.});$$

Q_k және Q_j – k және j нүктесіне шартты шоғырланған имараттың салмағы; суға батырылған имарат элементінің Q_k салмағын судың өлшенетін әрекетінің есебісіз анықтау керек. Тесіктер мен қуыстардағы судың массасын қосымша салмақ ретінде ескеру керек. Судың инерциялық әсерін ескеру кезінде Q_k шамасына m_g тең судың қосылған массасының салмағын қосу керек (12.2.9-т. қар.);

A – 19-кесте бойынша қабылданатын сейсмикалықтың коэффициенті.

13.3.2 Өзіндік тербелістер мен сейсмикалық жүктемелердің кезеңдерін анықтаған кезде судың инерциялық әсерін ескеру керек.

13.3.3 Имарат бетінің алаңының бірлігіне келетін судың горизонталь қосылған массасын мына формула бойынша анықтау керек:

$$m_s = \rho_s h \mu \psi \quad (50)$$

мұнда ρ – судың тығыздығы;

h – имарат суының тереңдігі;

μ – 19-кесте бойынша анықталатын қосылған массаның өлшемсіз коэффициенті;

ψ – суаттың ұзындығының шектігін ескеретін және $l/h \geq 3$ үшін 1,0 тең, ал $l/h < 3$ үшін 21-кесте бойынша анықталатын коэффициент.

l – имарат пен судың бос бетінен $2/3h$ тереңдіктегі оған қарама-қарсы суаттың жағасы арасындағы қашықтық.

ЕСКЕРТПЕ 1 Имарат тербелісінің сипатын 12,4-кесте бойынша алдын-ала таңдау үшін жартасты емес іргелердегі бетон және темірбетон бөгеттер үшін қатты денедегі имараттың айналуы мен қозғалуының тербелістерін, ал жартасты іргелерде жылжу мен майысудың деформацияларын ескеру керек. Есептік ретінде суды біріктірілген массасының максималдық мәнін алуға әкелетін тербеліс сипатын қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ 2 Егер су имараттың екі жағында болса, оның біріктірілген массасын имараттың әрбір жағы үшін анықталған судың біріктірілген массасының сомасына тең етіп қабылдау керек.

18-кесте – K_0 коэффициентінің мәндері

Құрылыс алаңының топырағының санаты	Құрылыс ауданының көрсетілген сейсмикалығы (балмен берілген) кезінде K_0 коэффициентінің мәні			
	7	8	9	10
I	0,5	0,7	1,0	1,0
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,6	1,4	1,2	*

• Арнайы зерттеулердің нәтижелері бойынша қабылдау керек.

19-кесте – A_r және A_e коэффициенттерінің мәндері

g үлесіндегі сейсмикалықтың коэффициенттері	Құрылыс ауданының көрсетілген сейсмикалығы (балмен берілген) кезінде A_r және A_e коэффициенттерінің мәні			
	7	8	9	10
A_r	0,125	0,25	0,5	0,8
A_e	0,08	0,18	0,4	0,7

ЕСКЕРТПЕ 1 A_r – горизонталь есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау кезінде қабылданатын сейсмикалық коэффициентінің мәні; A_e – вертикаль есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау кезінде қабылданатын сейсмикалық коэффициентінің мәні.

ЕСКЕРТПЕ 2 Бөлшектік сейсмикалық аудандастыру мен құрылыс алаңындағы күтпелі сейсмикалық әсерлердің сандық параметрлері бар сейсмикалық шағын аудандастырудың деректері бар болған кезде A_r және A_e мәндерін осы деректер бойынша қабылдау керек

20-кесте – Судың қосылған массасын есептеудің μ коэффициенті

Имарат қозғалысының сипаты	μ	Имарат қозғалысының сипаты	μ
1 $z_c \neq h$ кезінде икемді іргеде вертикаль ағындық шегі бар деформацияланбайтын имараттың айналуының тербелістері	$\frac{z_c R - \frac{2h}{\pi} G}{z_c - Z}$	4 Вертикаль ағындық шегі бар консольдық типтегі имараттың горизонталь иілмелі тербелістері	$\frac{R + C_1 (\alpha - 1)}{1 + C_3 (\alpha - 1)}$
2 Деформацияланбайтын имараттың: - вертикаль ағындық шегі бар; - еңісті ағындық шегі бар горизонталь түспелі орын ауысуы	$\frac{R}{R \sin^3 \theta}$	5 Вертикаль ағындық шегі бар консольдық типтегі имараттың горизонталь жылжымалы тербелістері	$\frac{\alpha R - C_2 (\alpha - 1)}{\alpha - (\alpha - 1) \frac{z^2}{h^2}}$
3 Вертикаль ағындық шегі бар деформацияланбайтын имараттың V тәрізді шатқалдағы горизонталь түспелі орын ауысуы	μ_1		

20-кесте – Судың қосылған массасын есептеудің μ коэффициенті (жалғасы)

ЕСКЕРТПЕ 1 R, G, C₁, C₂, C₃ коэффициенттері 13.6-кесте бойынша қабылданады;
 z – судың қосылған массасының шамасы есептелінетін ағындық шекті нүктесінің ординатасы (координаттардың басы су бетінің деңгейінде қабылданады);
 z_c – су ортасының әсерінің есебісіз имаратты есептеуден анықталатын айналу орталығының ординатасы;
 θ – ағындық шектің еңісінің бұрышы, $\theta \geq 75^\circ$ бұрыш кезінде өлшемсіз коэффициенттердің мәндері вертикаль ағындық шекке қабылданған сияқты қабылданады;
 α – су ортасының әсерінің есебісіз бөгетті АК₁ шамасына есептеуден анықталатын жотаны жылдамдатуың қатынасы;
 ЕСКЕРТПЕ 2 Симметриялық аркалық бөгеттердің негізгі қиысуы үшін μ_1 өлшемсіз коэффициенттің мәні 13.6-кесте бойынша қабылданады. Аркалық бөгеттің басқа қиысулары үшін осы коэффициенттің мәндері сызықпен ұлғайтылады, бірақ табанда 1,3 μ_1 дейін ғана.
 ЕСКЕРТПЕ 3 13.4-кестесімен қарастырылмаған жағдайлар үшін судың қосылған массасы арнайы есептермен анықталады

21-кесте – ψ коэффициенті

1/h	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
ψ	0,26	0,41	0,53	0,63	0,72	0,78	0,83	0,88	0,90	0,93	0,96	1,0

13.3.4 Көлденең және бойлық күштердің, иілмелі сәттердің, имарат элементтерінде 13.2.2.а-т. бойынша оның имаратқа шартты статикалық әрекеті кезінде сейсмикалық жүктемелерден болатын дұрыс және қатыстық N кернеулердің мәндерін мына формула бойынша анықтау керек:

$$N_r = \sqrt{\sum_{i=1}^3 N_{ri}^2} \quad (51)$$

мұнда N_{ri} – тербелістің i формасына сай келетін сейсмикалық жүктемелерден пайда болған, қарастырылған r қиысудағы күштің немесе кернеудің мәндері.

13.3.5 Сейсмикалық жүктемелердің әрекетінен пайда болған имараттың горизонталь орын ауысуының есептік мәндерін (47) формула бойынша, оған кернеулердің мәндерінің орнына орын ауыстырудың мәндерін қойып, анықтау керек.

22-кесте – R, G, C₁, C₂, C₃, μ_1 коэффициенттері

Коэффициенттер	z/h қатынасы									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
R	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,74
G	0,12	0,23	0,34	0,45	0,55	0,64	0,72	0,79	0,83	0,85
C ₁	0,07	0,09	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
C ₂	0,04	0,09	0,13	0,18	0,23	0,28	0,34	0,38	0,42	0,43
C ₃	0,86	0,73	0,59	0,46	0,34	0,23	0,14	0,06	0,02	0,00
$\theta=90^\circ$ кезінде μ_1 , b/h=3:1	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
$\theta=90^\circ$ кезінде μ_1 , b/h=2:1	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
$\theta=90^\circ$ кезінде μ_1 , b/h=1:1	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44
$\theta=30^\circ$ кезінде μ_1	0,08	0,15	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,20	0,18	0,15

13.3.6 Имарат материалдарының беріктілік және деформациялық сипаттарын сейсмикалық әсердің ерекшеліктерінің есебімен анықтау керек. Деформациялық сипаттарды барлық қиысу немесе имараттың көлемі бойынша орташалаңдырып, ал 13.2.2а-т. бойынша есептеу кезінде – статикалық беріктілік сипаттарын пайдалана отырып қабылдауға жол беріледі. Бұл жерде материалдар үшін бетон үшін – $\gamma_{bt}=1,0$ тең, ал арматура үшін 23-кесте бойынша анықталатын қабылданатын γ_{st} жұмыс жағдайының қосымша коэффициенттерін енгізу керек.

23-кесте – Арматура жұмысының жағдайына арналған қосымша коэффициенттер γ_{st}

Арматура класы	Төмендегілердің кезінде арматура жұмысының жағдайының γ_{st} коэффициентінің мәндері		
	созу		қысу
	R_s	R_{sw}	R_{sc}
A-I, Bp-I	1,2	0,90	1,0
A-II	1,15		
A-III	1,10		
A-IV, A-V, A-VI, Bp-II, K-7, K-19	1,0	-	0,9

ЕСКЕРТПЕ Арматураның дәнекерлік қосылыстарын есептеу кезінде γ_{st} мәндерін доғалық және байланыстық дәнекерлеу үшін – 0,9, ванналық дәнекерлеу үшін – 0,8 етіп қабылданатын коэффициентке көбейту керек

А ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

ЕСЕПТІК СЕЙСМИКАЛЫҚ ЖҮКТЕМЕЛЕРДІ СИНТЕЗДЕЛГЕН АКСЕЛЕОГРАММАЛАРДЫ ЖӘНЕ ЖЕР СІЛКІНІСІ КЕЗІНДЕ ІРГЕЛЕРДІ ЖЫЛДАМДАТУДЫҢ АСПАПТЫҚ ЖАЗБАЛАРЫН ҚОЛДАНУ АРҚЫЛЫ АНЫҚТАУ

А.1 Имараттың тікелей динамикалық есептерінде қолданылатын акселеограммалардың жинағы:

- а) синтезделген акселеограммалардан;
- б) нақты жер сілкінісі кезінде іргені жылдамдатудың аспаптық жазбаларынан тұруы керек.

А.2 Болжамдық жер сілкінісінің параметрлері туралы өңірлік деректер жоқ болған кезде, берілген спектрлер бойынша өңірлік немесе орташа әлемдік статистикалық деректердің негізінде құрылған жылдамдатудағы реакцияларды құруға кеңес беріледі.

Реакцияның берілген спектрлері бойынша синтезделген акселеограммалардың амплитудасының ұзақтығы мен уақытша стационарлығы (уақыт бойынша иілетін сипаты) алаңның тиісті сейсмогеологиялық және топырақтық жағдайлар үшін өңірлік немесе орташа әлемдік статистикалық деректерге сәйкес келуі мүмкін.

А.3 Сейсмикалық әсерлердің горизонталь құрамдастарын сипаттайтын және имаратты конструкцияның сызықтық емес жұмысының есебімен есептеуге арналған синтезделген акселеограммаларды соғу үшін кеңес берілген реакция спектрлері А.1-суретте көрсетілген.

А.4 Сейсмикалық әсерлердің вертикаль құрамдастарын сипаттайтын және имаратты конструкцияның сызықтық емес жұмысының есебімен есептеуге арналған синтезделген акселеограммаларды соғу үшін кеңес берілген реакция спектрлері А.2-суретте көрсетілген.

А.5 Күшті жер сілкіністерінің параметрлері туралы өңірлік немесе орташа әлемдік статистикалық деректердің негізінде құрылған синтезделген акселеограммалар төмендегі талаптарға жауа берулері керек:

1) имараттарды бір компонентті сейсмикалық әсерлерге динамикалық есептеу кезінде синтезделген акселеограммалардың горизонталь және вертикаль жылдамдатуларының максималдық амплитудаларын 18 және 19-кестелер бойынша (A және K_0 коэффициенттерінің мәндерінің туындысы ретінде) қабылдау керек;

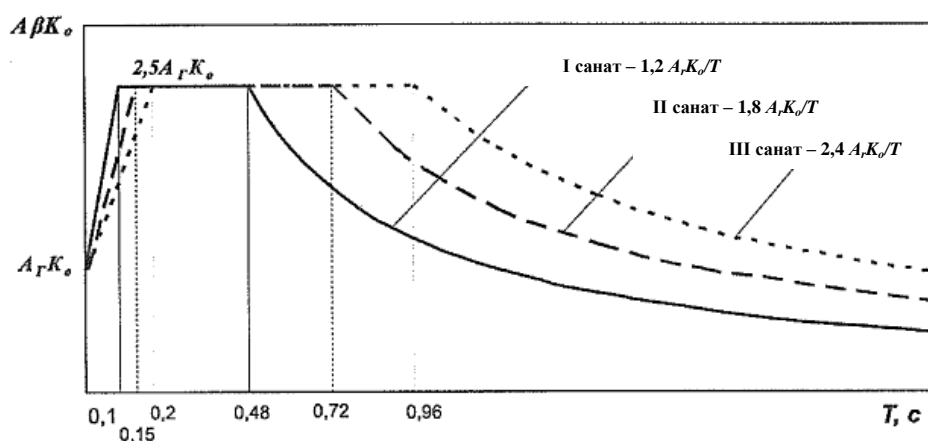
2) имараттарды көп компонентті сейсмикалық әсерлерге есептеу кезінде:

– сейсмикалық әсердің екі горизонталь компоненттерінің біреуінің максималдық амплитудасының 18 және 19-кестелер бойынша анықталған мәннен кіші емес, ал сейсмикалық әсердің басқа горизонталь компоненттінің максималдық амплитудасының мәні бірінші компоненттің мәнінен 0,7 кем емес мәні болуы керек;

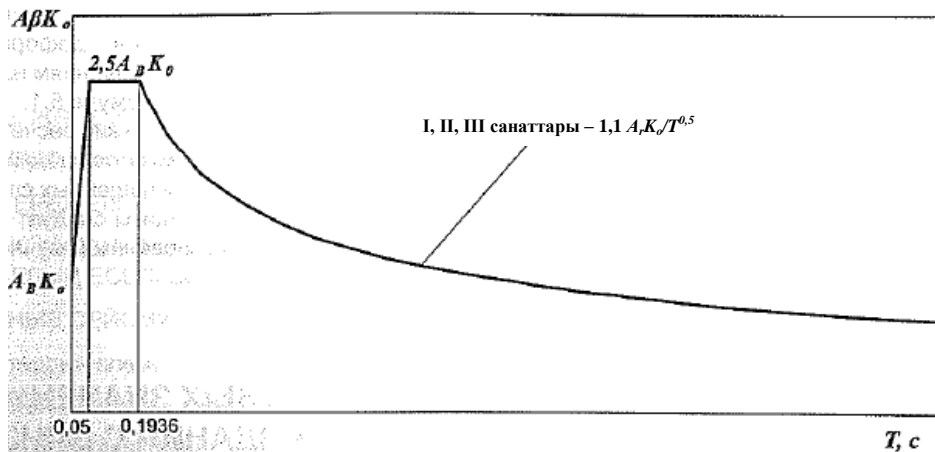
– сейсмикалық әсердің вертикаль компонентінің максималдық амплитудасы 18 және 19-кестелер бойынша қабылданады;

– синтезделген акселеограммаларды қолдану арқылы соғылған кестелердің ординаталары $A\beta(T)$ А.1 және А.2-суреттерінде берілген реакцияның тиісті спектрлеріне сай келуі немесе олардан асуы керек;

– бір синтезделген акселеограмма имараттың екі горизонталь немесе горизонталь және вертикаль бағыттарында бір уақытта беріле алмайды.



А.1-сурет – Сейсмикалық әсердің горизонталь құрамдасына арналған реакция спектрі



А.2-сурет – Сейсмикалық әсердің вертикаль құрамдасына арналған реакция спектрі

А.6 Болжамды сейсмикалық әсерлер туралы өңірлік деректер (спектралдық құрам, максималдық қарқындылық, ұзақтылық пен ірге тербелістерінің уақытша стационарлы еместігі бойынша) жеткілікті болғанда, А.2-А.5 тармақтарында көрсетілгендер айырмашылығы бар қағидаттардан құрылған синтезделген акселеограммалар қолданылады.

А.7 Имараттарды сейсмикалық әсерлерге (жылдамдық, орын ауысу) есептеу үшін:

- қарастырылған өңір үшін магнитуда, ошақ және қарқындылық ерекшеліктері бойынша сипатты жер сілкінісі кезінде;
- құрылыстың қарастырылатын алаңындағыға ұқсас сейсмогеологиялық және жоғарғы топырақтық жағдайлары бар орындардан;
- қарастырылатын алаң сияқты нақты жер сілкіністері мен тектоникалық бұзылыстардың ошақтарынан ұқсас қашықтықта орналасқан орындардан алынған жазбаларды қолдану керек.

А.8 Іргенің сейсмикалық қозғалысының имараттарды динамикалық есептеу кезінде қолданатын уақыт функциясының модельдерінің саны бестен кем болмауы керек.

А.9 Динамикалық есептеу кезінде қолданатын имараттың есептік модельдерінің параметрлері тербеліс энергиясының себілуіне «имарат-ірге» жүйесінің, ал қажет болғанда – конструкция мен іргенің сызықтық емес жұмысының қабілеттілігін сипаттауы керек.

ЕСКЕРТПЕ Имараттың есептік модельдерін соғу үшін қажетті сандық деректерді ұқсас типті имараттың эксперименталдық зерттеулерінің нәтижелері бойынша қабылдау керек.

ӘОЖ [69 + 627.8.012.4] (083.74)

МСЖ 93.160

Негізгі сөздер: бетон және темірбетон бөгеттер, жартасты және жартасты емес іргелер, деформациялық жіктер, бетонның тығыздығы, бөгеттерді есептеу, бьеф

СОДЕРЖАНИЕ

ВЕДЕНИЕ.....	IV
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	2
4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	3
5 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРИЕМЛЕМЫХ РЕШЕНИЙ.....	5
6 СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ.....	8
7 ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ.....	11
7.1 Общие положения	11
7.2 Деформационные швы плотин и их уплотнение.....	13
7.3 Водосборные, водоспускные и водовыпускные сооружения.....	17
7.4 Сопряжение плотин с основанием.....	19
8 ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	20
8.1 Нагрузки, воздействия и их сочетания.....	20
8.2 Расчет плотин.....	29
9 ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ.....	36
9.1 Конструирование плотин и их элементов.....	36
9.2 Подземный контур.....	40
9.3 Понуры.....	40
9.4 Шпунты.....	42
9.5 Зубья и противофильтрационные завесы.....	42
9.6 Дренажные устройства.....	43
9.7 Расчет плотин на прочность и устойчивость.....	43
9.8 Расчет анкерного понура.....	45
10 ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ.....	47
10.1 Конструирование гравитационных плотин и их элементов.....	47
10.2 Расчет гравитационных плотин.....	50
11 КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ.....	57
11.1 Конструирование контрфорсных плотин и их элементов.....	57
11.2 Расчет контрфорсных плотин.....	59
12 АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ.....	64
12.1 Конструирование арочных плотин.....	64
12.2 Расчеты арочных плотин.....	66
13 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОТИН В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ.....	68
13.1 Общие данные.....	68
13.2 Расчетные сейсмические нагрузки.....	70
13.3 Определение расчетных сейсмических нагрузок по спектральному методу..	71
ПРИЛОЖЕНИЕ А (информационное) Определение расчетных сейсмических нагрузок с применением синтезированных акселерограмм и инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях.....	76

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий свод правил разработан в рамках реформирования системы технического регулирования строительной отрасли Республики Казахстан в соответствии с параметрическим методом нормирования.

Настоящий свод правил содержит основные приемлемые решения и положения и параметры по проектированию вновь строящихся и реконструируемых бетонных и железобетонных плотин входящих в состав сооружений энергетического, воднотранспортного назначения, мелиоративных систем, систем водоснабжения и переброски стока, а также сооружений для борьбы с наводнениями.

Настоящий свод правил является одним из нормативных документов доказательной базы по соблюдению требований технического регламента Республики Казахстан «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий» и строительных норм СН РК 3.04-04 «Плотины бетонные и железобетонные» по обеспечению безопасности объектов строительства и эксплуатации бетонных и железобетонных плотин.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ НОРМЫ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ПЛОТИНЫ БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ

CONCRETE AND REINFORCED COMCRETE DAMS

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящий свод правил распространяется на проектирование вновь строящихся и реконструируемых бетонных и железобетонных плотин, подвергающихся воздействию водной среды и входящих в состав сооружений энергетического и воднотранспортного назначения, мелиоративных систем, систем водоснабжения и переброски стока, а также сооружений для борьбы с наводнениями.

1.2 Настоящий свод правил не распространяется на плотины, повреждения которых могут вызвать опасные экологические и социальные последствия при землетрясениях, вследствие чрезмерных деформаций просадочных, набухающих или карстовых грунтов оснований, либо вследствие чрезвычайных стихийных явлений.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего свода правил необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

Технический регламент «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий», утвержденный постановлением Правительства Республики Казахстан от 17 ноября 2010 года № 1202.

СН РК 1.01-01-2011 Государственные нормативы в области архитектуры, градостроительства и строительства. Основные положения.

СН РК 3.04-01-2013 Гидротехнические сооружения.

СНиП РК 3.04-01-2008 Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования.

СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.

СНиП РК 3.04-40-2006 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения.

СНиП РК 2.03-30-2006 Строительство в сейсмических районах.

СНиП 2.06.08-87 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.

СНиП 2.03-01-84* Бетонные и железобетонные конструкции.

СНиП РК 5.04-22-2002 Стальные конструкции.

СП РК 3.04-104-2014

СНиП РК 3.04-02-2008 Плотины из грунтовых материалов.

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

ВСН 5-84 Гидротехнические системы и сооружения. Гидрогеологические и инженерно-геологические изыскания. Минморфлот. М. 1984

ГОСТ 31938-2012 Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. М., С. 2014.

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим нормативным документом целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню правовых и нормативно-технических документов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю международных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативным документом следует пользоваться 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 И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются термины с соответствующими определениями, изложенными в строительных нормах СН РК 1.01-01, а также следующие термины и определения:

1.1 **Плотина:** Основное водоподпорное сооружение, перегораживающее водотоки и его долину, предназначенное для подъема уровня воды;

1.2 **Бьеф:** Часть водостока, примыкающая к водоподпорному сооружению;

1.3 **Верхний бьеф:** Поток выше по течению плотины (бьеф с верховой стороны водоподпорного сооружения);

1.4 **Нижний бьеф:** Нижняя часть потока (бьеф с низовой стороны водоподпорного сооружения);

1.5 **Водосброс:** Гидротехническое сооружение для сброса излишней (обычно, паводковой) воды из водохранилища;

1.6 **Гребень:** Верх тела плотины;

1.7 **Дренаж:** Устройства для сбора и отвода профильтровавшихся и подземных вод;

1.8 **Зуб плотины:** Частичное заглубление подошвы в основании в целях повышения устойчивости плотины или увеличения пути фильтрации;

1.9 **Подошва плотины:** Поверхность примыкания плотины к основанию;

1.10 **Подпорный уровень:** Уровень воды, образующийся в водотоке или водохранилище в результате подпора;

1.11 **Потерна:** Галерея внутри плотины;

1.12 **Экран:** Верховое противофильтрационное устройство плотины;

1.13 **Кавитация:** нарушение сплошности жидкости при изменяющемся давлении, отрыв водного потока от бетонной поверхности и воздухонасыщение водных слоев, создаваемые неровностями бетонной поверхности и вызывающие кавитационную эрозию твердой поверхности;

1.14 **Дрен:** Вертикальная или горизонтальная дренажная скважина;

- 1.15 **Понур:** Противофильтрационное покрытие из бетона, железобетона, асфальта или других материалов;
- 1.16 **Шпунт:** Разделительная вертикальная стена из забивных щитов (металлических, железобетонных или деревянных);
- 1.17 **Ряжи:** Металлические сетки, заполняемые камнем или гравием;
- 1.18 **Рисберма:** Горизонтальный участок подошвы, завершающий водосброс;
- 1.19 **Верховой откос:** Поверхность плотины со стороны верхнего бьефа;
- 1.20 **Низовой откос:** Поверхность плотины со стороны нижнего бьефа;
- 1.21 **Берма:** Почти горизонтальная площадка с незначительным уклоном, устраиваемая на откосах плотин для отвода вод и других целей;
- 1.22 **Суффонизное явление:** Коррозия бетона от сульфатов, содержащихся в грунте;
- 1.23 **Обратный фильтр:** Мелкоячеистый фильтрующий слой на контакте дренажа и дренируемого тела, препятствующий выносу грунтовых частиц;
- 1.24 **Противофильтрационное устройство:** Слой малопроницаемого грунта или искусственного материала, препятствующий фильтрации воды;
- 1.25 **Шашки:** Гасители энергии воды, у которых высота меньше длины или ширины;
- 1.26 **Пирсы:** Гасители энергии воды, у которых высота больше длины или ширины.

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- A - площадь подошвы секции плотины;
- A_{red} - площадь приведенного горизонтального сечения контрфорса;
- A_s - площадь сечения арматуры;
- E_b - начальный модуль упругости бетона;
- E_{bd} - расчетное значение модуля деформации бетонной кладки;
- E_s - модуль упругости арматуры;
- F - расчетное значение обобщенного силового воздействия;
- H_u - напор со стороны верхнего бьефа;
- H_t - напор со стороны нижнего бьефа;
- H_d - напор над расчетным сечением;
- H_{dr} - остаточный фильтрационный напор по оси дренажа;
- H_{as} - остаточный фильтрационный напор по оси цементационной завесы;
- $I_{cr,m}$ - критический средний градиент напора;
- I_{adm} - допускаемый градиент напора;
- I_{red} - момент инерции приведенного горизонтального сечения контрфорса;
- M - момент силы, изгибающий момент;
- N - нормальная сила;
- P_{ws} - давление наносов со стороны верхнего бьефа;
- Q - сила сдвига;
- R - расчетное значение обобщенной несущей способности;
- P_b - расчетное сопротивление бетона сжатию;
- P_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

СП РК 3.04-104-2014

U_{rot} - полное противодействие воды на подошву плотины;

U_f - фильтрационное противодействие на отдельных участках подземного контура плотины;

U_v - взвешивающее противодействие;

W_x, W_y - моменты сопротивления сечения относительно осей $x-x$ и $y-y$;

a_{dr} - расстояние от напорной грани плотины до оси дренажа;

b - ширина плотины по основанию;

d - ширина секции плотины;

d_t - глубина зоны растяжения в горизонтальных сечениях тела плотины и контактном сечении;

$d_{t,lim}$ - предельная глубина зоны растяжения у верховой грани плотины;

g - ускорение свободного падения;

h - высота плотины;

h_{ws} - высота наносов перед плотиной;

K - коэффициент фильтрации;

K_y - коэффициент постели грунтов при сжатии;

K_x - коэффициент постели грунтов при сдвиге;

l_u - расчетная длина действия давления воды со стороны верхнего бьефа;

l_t - расчетная длина действия давления воды со стороны нижнего бьефа;

m_u, m_t - наклоны верховой и низовой граней плотины на уровне расчетного сечения;

α_2 - коэффициент эффективной площади противодействия;

γ_c - коэффициент сочетания нагрузок;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения;

γ_{cd} - коэффициент условий работы плотин;

γ_{cda} - коэффициент условий работы арочных плотин;

γ_{ws} - удельный вес грунта наносов во взвешенном состоянии;

ρ_w - плотность воды;

ν - коэффициент Пуассона грунта;

σ - нормальные напряжения;

τ - касательные напряжения.

5 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРИЕМЛЕМЫХ РЕШЕНИЙ

5.1 В зависимости от конструктивного решения и технологического назначения бетонные и железобетонные плотины подразделяются на:

а) По конструктивному решению:

а.1 Гравитационные на скальных основаниях:

а.1.1 Массивные (Рисунок 1.а);

а.1.2 С расширенными швами (Рисунок 1.б);

а.1.3 С продольной полостью у основания (Рисунок 1.в);

а.1.4 С экраном на напорной грани (Рисунок 2.а);

а.1.5 С анкерровкой в основание (Рисунок 2.б);

а.1.6 С анкерным понуром;

а.2 Контрфорсные на скальных основаниях:

а.2.1 С массивными оголовками (массивно контрфорсные) (Рисунок 3.а);

а.2.2 С арочным перекрытием (многоарочные) (Рисунок 3.б);

а.2.3 С плоским перекрытием (Рисунок 4);

а.3 Арочные на скальных ущельях:

а.3.1 С заземленными пятями (Рисунок 5);

а.3.2 С периметральным швом (Рисунок 6.а);

а.3.3 Из трехшарнирных поясов (Рисунок 6.б);

а.3.4 С гравитационными устоями (Рисунок 7);

б) По технологическому назначению:

б.1 Глухие (Рисунки 1.а, 1.б, 2.а, 2.б);

б.2 Водосбросные:

б.2.1.1 С поверхностными водосливами (Рисунки 1.в, 3.а, 8.а);

б.2.1.2 С глубинными водосбросами (Рисунки 1.в, 2.а, 8.б);

б.2.1.3 Многоярусные (с поверхностными водосливами и глубинными водосбросами, Рисунок 8.в).

5.2 Бетонные плотины на скальных основаниях следует проектировать следующих видов:

- в условиях широких створов: гравитационные и контрфорсные;
- в условиях скальных ущелий (при $l_{ch}/h \leq 5$): арочно-гравитационные и арочные (l_{ch} – ширина ущелья по хорде на уровне гребня плотины; h – высота плотины).

В зависимости от топографических и геологических условий в одном створе могут одновременно применяться плотины разных видов, например, гравитационная и контрфорсная или арочная и гравитационная и т.п.

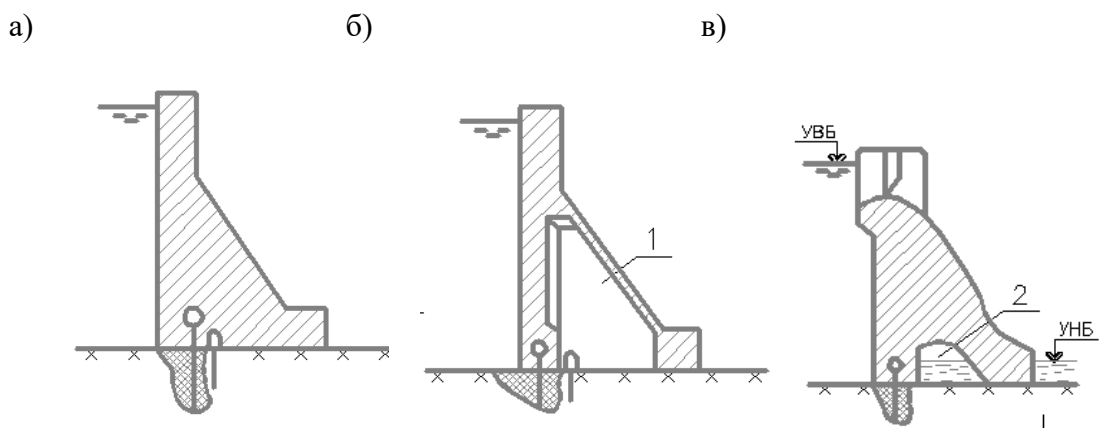


Рисунок 1 – Схемы разрезов гравитационных плотин
(а- массивная плотина; б-плотина с раширенными швами; в-плотина с анкерровкой в основании; 1-расширенный шов; 2-продольная полость)

а)

б)

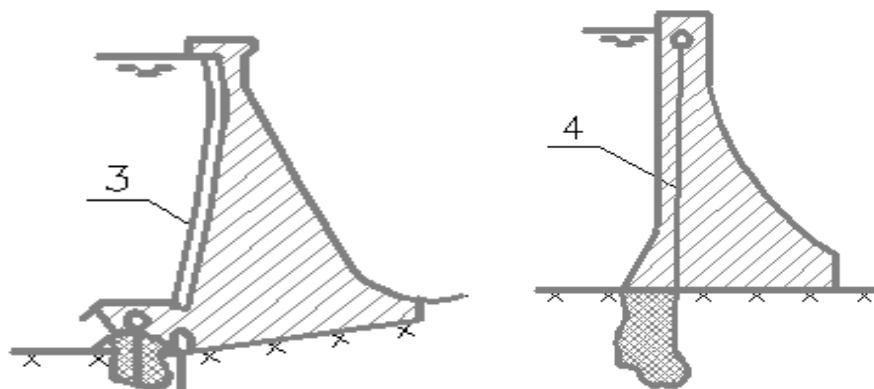


Рисунок 2 – Схемы разрезов гравитационных плотин
(а- плотина с экраном на напорной грани; б-плотина с анкерровкой в основании; 3-экран;
4-предварительно напряженный анкер)

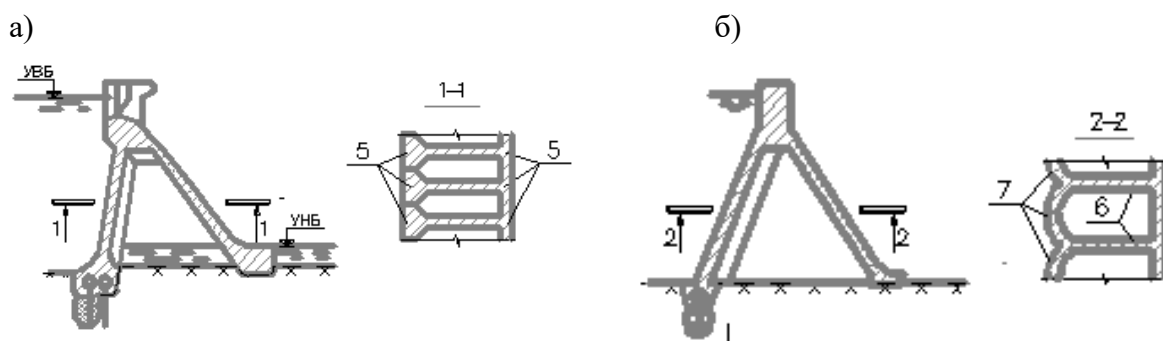


Рисунок 3 – Схемы разрезов контрфорсных плотин
(5-массивные оголовники; 6-контрфорсы, 7-арочное перекрытие)

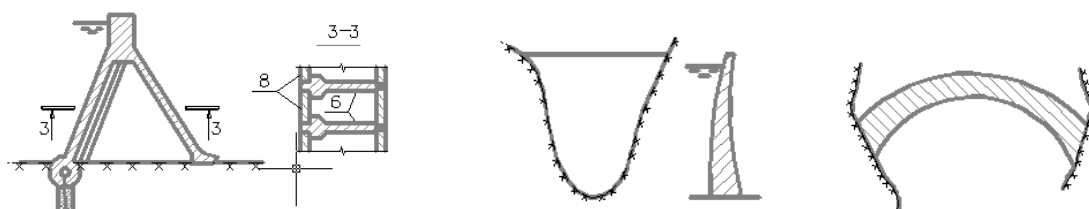


Рисунок 4- Схема разреза контрфорсной плотины
с плоским перекрытием (8-плоское перекрытие)

Рисунок 5 Схема разреза
арочной плотины

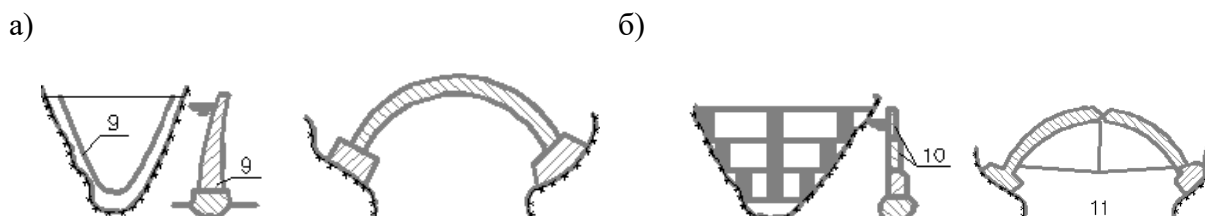


Рисунок 6 – Схемы разрезов арочных плотин
(а- плотина с периментальным швом; плотина из трехшарнирных поясов;
9-периментальный шов; 10-трехшарнирные пояса; 11-шарниры)

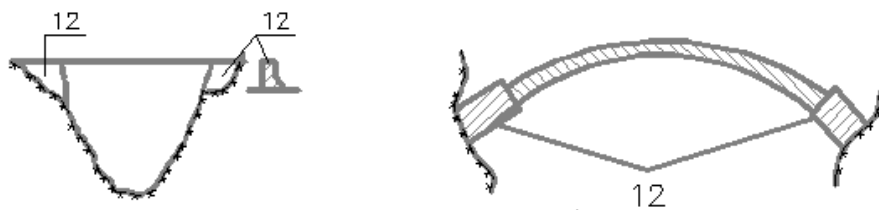


Рисунок 7 – Схема разреза арочной плотины с гравитационными устоями
(12-гравитационные устои)

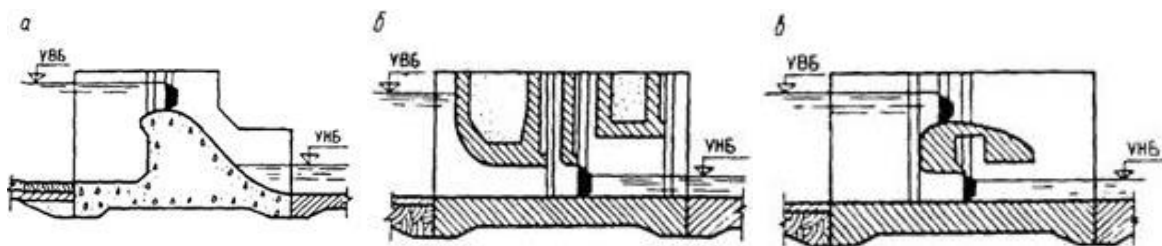


Рисунок 8 – Основные виды водосбросных плотин на не скальном основании
(а-водосливная, б-с глубинными водосбросами, в-двухъярусная)

5.3 Бетонные и железобетонные плотины на не скальных основаниях следует проектировать, как правило, в качестве водосбросных (Рисунок 8). Для глухих участков напорного фронта обычно применяют грунтовые плотины, необходимость применения бетонных и железобетонных плотин должна быть обоснована.

5.4 Класс бетонных и железобетонных плотин устанавливается в зависимости от их высоты и типа грунтовых условий с учетом социально-экономической ответственности и условий эксплуатации, указанных в Таблицах А.1 и А.2 Приложения А СНиП РК 3.04-01.

Если отдельные участки напорного фронта плотины выполнены из плотин разной конструкции или высоты, то класс их принимается равным классу наиболее глубокой части плотины.

5.5 При определении класса плотины ее высота принимается равной высоте плотины в наиболее заглубленном участке створа. Высота плотины определяется как разность отметок гребня (включая парапет) и низа подошвы плотины (без учета местных заглублений в основание, необходимых для заделки крупных трещин в основании, или устройства зуба или анкера и т.п.).

Если наиболее глубокая часть створа выполнена в виде массивной пробки, служащей основанием для находящейся на ней плотины, то высота плотины определяется от верха пробки до гребня плотины.

5.6 Длина наиболее высокого участка вдоль гребня плотины принимается:

- для плотин на не скальном основании – равной длине одной секции;
- для плотин на скальном основании – равной меньшей из величины длины одной секции или $1/50$ длины плотины по гребню.

Натурные наблюдения и исследования

5.7 В бетонных и железобетонных плотинах I, II и III классов следует устанавливать контрольно-измерительную аппаратуру (КИА) для проведения натурных наблюдением и исследованиям за состоянием сооружений и их оснований как к период строительства, так и в процессе эксплуатации. В плотинах IV класса установка КИА производится при обосновании их необходимости. Установка КИА, состав, объем, а также программа натурных наблюдений и исследований устанавливаются проектным заданием.

5.8 Натурные наблюдения выполняются в соответствии с требованиями норматива СН РК 3.04-01.

6 СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

6.1 Строительные материалы для бетонных и железобетонных плотин и их элементов должны удовлетворять требованиям СНиП 2.03-01, СНиП РК 5.04-22, ГОСТ 31938-2012 и настоящего раздела.

6.2 В бетонных и железобетонных плотинах и их элементах в зависимости от условий работы бетона в разных частях плотины во время ее эксплуатации следует различать следующие четыре зоны (Рисунок 8):

I- наружные части плотин и их элементов, находящиеся под воздействием атмосферы и не омываемые водой;

II – наружные части плотин в пределах колебания уровней воды в верхнем и нижнем бьефе, а также части и элементы плотин, подвергающиеся периодическому воздействию потока воды (водосбросы, водоспуски, водовыпуски, водоотбойные устройства и др.)

III – наружные и примыкающие к основанию части плотин, расположенные ниже минимальных эксплуатационных уровней воды верхнего и нижнего бьефов;

IV – внутренняя часть плотин, не входящая в зоны I-III, в том числе бетон конструкций, прилегающих к замкнутым частям контрфорсных плотин.

Требования к бетону различных зон бетонных и железобетонных плотин необходимо принимать в зависимости от условий работы различных зон по Таблице 1.

6.3 Толщину наружных частей плотин (зона I) следует принимать с учетом вида плотин, напряженного состояния, размеров конструктивных частей и элементов плотин, величины действующего напора воды, глубины проникновения суточных перепадов температуры, но не менее 2,0 м.

6.4 Марку бетона по водонепроницаемости следует принимать в зависимости от градиента напора воды по Таблице 2.

6.5 Для частей и элементов плотин, периодически омываемых водой (зона II), марка бетона по водонепроницаемости принимается не ниже W4; при воздействии на бетон потока воды с увлекаемыми наносами, а также при обеспечении стойкости бетона против кавитации марка бетона по водонепроницаемости принимается не ниже W8.

При агрессивности воды по отношению к бетону марка бетона по водонепроницаемости принимается в соответствии с СП РК 2.01-101.

6.6 При толщине железобетонной облицовки более 15 см, устраиваемой на низовой грани плотины, морозостойкость бетона зоны I допускается принимать на марку ниже по

сравнению с маркой для не защищенных наружных поверхностей. Конструкция стыков облицовки должна исключать прямое попадание влаги на бетон тела плотины.

Таблица 1 - Требования к бетону различных зон плотин

Требования к бетону различных зон плотин	Зоны плотин	
	бетонных	железобетонных
По прочности на сжатие	I, II, III, IV	I, II, III, IV
По прочности на растяжение	I, II, III	I, II, III
По водонепроницаемости	II, III	II, III
По морозостойкости	I, II	I, II
По предельной растяжимости	I, II, III, IV	Не предъявляются
По стойкости против агрессивного воздействия воды	II, III	II, III
По сопротивляемости истиранию потоком воды при наличии взвешенных и увлекаемых наносов, а также стойкости против кавитации при скорости воды по поверхности бетона 15 м/с и более	II	II
По тепловыделению при твердении бетона	I, II, III, IV	Предъявляются при соответствующем обосновании
Примечание. Для плотин IV класса требования к бетону по предельной растяжимости и тепловыделению допускается не предъявлять.		

Таблица 2 - Требования по водонепроницаемости бетона

Марка бетона по водонепроницаемости при градиенте напора, м.				
до 5	5-10	10-15	15-20	20-30
W2	W4	W6	W8	W10

6.7 Возраст (срок твердения) бетона, соответствующий его проектным классу по прочности на сжатие и осевое растяжение и марке по водонепроницаемости, следует назначать с учетом сроков возведения сооружений и наполнения водохранилища.

Как правило, возраст монолитного бетона плотин, соответствующий его классу по прочности и марке по водонепроницаемости следует принимать равным 180 суткам, возраст по морозостойкости - 28 суткам.

Для бетонных плотин высотой более 60 м и объемом бетона более 500 тыс. м³ указанный возраст по прочности и водонепроницаемости следует принимать равным одному году.

6.8 Число различных классов бетона в сооружении, как правило, рекомендуется принимать не более четырех, а увеличение числа классов бетона допускается при соответствующем обосновании.

Расчетные сопротивления бетона для бетонных плотин следует определять с учетом фактического возраста бетона к времени нагружения конструкций эксплуатационными нагрузками:

- на сжатие по формуле $R_{br} = \gamma_{rc} \cdot \gamma_n \cdot R_b$ (1)

- на растяжение по формуле $R_{brt} = \gamma_{rt} \cdot \gamma_n \cdot R_{bt}$ (2)

где R_{br} , R_{bt} - расчетные сопротивления на сжатие и растяжение бетона соответственно в возрасте 180 суток, принимаемые по СН РК2014 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений» ($R_{br,ser}$, $R_{bt,ser}$ определяются по аналогичным формулам $R_{br,ser} = \gamma_{rc} \cdot \gamma_n \cdot R_{b,ser}$; $R_{bt,ser} = \gamma_{rc} \cdot \gamma_n \cdot R_{bt,ser}$);

γ_{rc}, γ_{rt} - коэффициенты, учитывающие влияние возраста бетона на его прочность при сжатии и растяжении соответственно, определяемые по Таблице 3;

Таблица 3 – Коэффициенты, учитывающие влияние возраста бетона на его прочность при сжатии и растяжении

Возраст бетона к моменту нагружения сооружения, год	Коэффициент γ_{rc}		Коэффициент γ_{rt}
	для районов со среднегодовой температурой наружного воздуха 0°C и выше	для районов 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	1,15/1,10	1,10/1,05	1,1/1,05
3,0 и более	1,20/1,15	1,15/1,10	1,15/1,1

Примечания 1 В числителе приведены значения коэффициентов γ_{rc}, γ_{rt} при возрасте бетона 180 суток, а в знаменателе - при возрасте 360 суток.

2 При секционной разрезке коэффициент γ_{rc} следует принимать как для районов со среднегодовой температурой наружного воздуха 0°C и выше.

3 Для плотин I класса коэффициенты γ_{rc}, γ_{rt} допускается уточнять путем экспериментальных исследований бетонов принятых составов.

γ_n — коэффициент, учитывающий различие в прочности бетона в контрольных образцах и сооружении и принимаемый равным:

1,0 - при механизированном изготовлении, транспортировке и подаче с распределением и уплотнением бетонной смеси ручными вибраторами;

1,1 - при автоматизированном приготовлении бетонной смеси, полностью механизированных транспортировке, укладке и уплотнении бетонной смеси.

6.9 Для плотин I и II классов допускается разрабатывать специальные технические условия на цемент, согласовывая и утверждая их в установленном порядке.

6.10 Для бетонных плотин объемом бетона более 1 млн. м³, наряду с установленными в СНиП 2.06.08 нормативными сопротивлениями бетона на сжатие, следует назначать также и промежуточные их значения.

7 ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

7.1 Общие положения

7.1.1 Ширину и конструкцию гребня глухой плотины следует принимать в зависимости от вида плотины, условий производства работ, использования гребня в эксплуатационный период для проезда, прохода или других целей, но не менее 2 м.

7.1.2. Превышение гребня глухой плотины над уровнем воды в верхнем бьефе следует определять по СНиП РК 3.04-02. При этом величину запаса возвышения гребня плотины (с учетом парапета) следует принимать: для плотин I класса - 0,8 м; II - 0,6м; III и IV - 0,4м.

7.1.3. Размеры быков водосбросных плотин следует принимать в зависимости от типа и конструкции затворов, размеров водосбросных отверстий, эксплуатационных и аварийных выходов из продольных галерей, размеров и конструкции мостовых пролетных строений. При этом толщину пазового перешейка быка во всех случаях необходимо принимать не менее 0,8 м.

7.1.4. Отметку верха быков водосливной плотины со стороны верхнего бьефа следует принимать с учетом отметки гребня глухой плотины, типа затворов, условий маневрирования ими, подъемных и транспортных механизмов, наличия мостового перехода и его габаритов по высоте, принимая наибольшей по каждому из вышеперечисленных условий.

7.1.5. Очертание быков в плане со стороны верхнего бьефа должно обеспечивать плавный вход воды в водосбросное отверстие и минимальное сжатие потока.

В случае пропуска льда оголовки быка следует проектировать заостренной формы.

7.1.6. Очертание в плане и высоту быков со стороны нижнего бьефа должны соответствовать общим конструктивным требованиям с учетом прочностных и гидравлических условий, расположения мостовых конструкций и других сооружений, а также незатопления верха быков.

7.1.7. Лицевую грань отдельных и береговых устоев в пределах водосброса следует конструировать аналогично граням быков.

7.1.8. При проектировании автомобильных или железнодорожных мостов по быкам и устоям плотин к быкам и устоям следует предъявлять дополнительно требования как к мостовым опорам.

7.1.9. При сопряжении отдельных частей плотины (водосбросной части с глухой) следует избегать выступов напорной грани одной части плотины по отношению к другой.

7.1.10. Вдоль верховой грани плотин следует предусматривать устройство дренажа в виде вертикальных скважин (дрен), имеющих выходы в продольные галереи, или горизонтальных дрен в уровнях ярусов бетонирования, имеющих выходы в смотровые шахты, расположенные в межсекционных швах плотины.

7.1.11. Диаметр вертикальных дренажных скважин следует принимать в пределах 10 - 30 см; расстояние между осями дрен - 2-3 м.

Горизонтальные дренажи трапециевидного или прямоугольного сечения площадью 400-800 см² следует располагать по высоте плотины через 2-3 м.

7.1.12. Расстояние от напорной грани плотины до оси дренажа a_{dr} , а также до верховой грани продольной галереи должно быть не менее 2 м при соблюдении условия

$$a_{dr} \geq \frac{H_d \gamma_n}{I_{cr,m}} \quad (3)$$

где: H_d - напор над расчетным сечением;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый в зависимости от класса сооружения по Таблице 4.

$I_{cr,m}$ - критический средний градиент напора для бетона плотины.

Величину критического среднего градиента напора надлежит принимать:

- для гравитационных и массивно-контрфорсных плотин – 25 м;
- для арочных и арочно-гравитационных плотин и для арочных напорных перекрытий многоарочных плотин – 50м.

7.1.13. В основании плотин, при необходимости, следует предусматривать устройство дренажа.

7.1.14. В теле плотины необходимо предусматривать продольные и поперечные галереи, расположенные через 15-40 м по высоте плотины.

Для обеспечения самотечного отвода воды из всей вышележащей части плотины одну из продольных галерей следует проектировать выше максимального уровня нижнего бьефа. Из нижележащих галерей необходимо предусматривать откачку воды. Выпуск воды в нижний бьеф во всех случаях должен находиться ниже минимального уровня.

7.1.15. Размеры галерей, устраиваемых для цементации основания и строительных швов плотины, а также создания и восстановления вертикального дренажа, должны позволять провоз и работу бурового, цементационного и другого оборудования, с учетом размещения трубопроводов для охлаждения бетона и кабельных коммуникаций.

Ширину галерей, предназначенных для сбора и отвода воды, контроля за состоянием бетона плотины и уплотнения швов, размещения КИА и различного рода коммуникаций следует принимать не менее 1,2 м, а высоту не менее - 2,0 м.

Пол галереи, предназначенной для сбора и отвода воды, следует проектировать с уклоном не более 1:40 в сторону водосливного лотка.

7.1.16. В плотинах, имеющих несколько ярусов галерей, необходимо предусматривать сообщение между ними посредством маршевых лестниц или лифтов. Каждая продольная галерея должна иметь не менее двух аварийных выходов, расположенных на расстоянии не более 300 м друг от друга.

7.1.17. В растянутой зоне на напорной грани бетонных, а при обосновании и железобетонных плотин, следует рассматривать целесообразность устройства гидроизоляции (асфальтовой штукатурной, литой асфальтовой, пропиточной битумной, штукатурной минеральной, окрасочной полимерной и полимербитумной, и т.п.).

7.1.18. При среднемесячной температуре наружного воздуха в наиболее холодном месяце года ниже минус 25 °С в зоне переменного уровня воды следует предусматривать устройства по бетонным поверхностям (кроме водосливных) теплогидроизоляции из

легкого асфальтобетона, эпоксидно-каменноугольных и поливинил-хлоридных пенопластов и других теплогидроизоляционных материалов.

7.1.19. Охрану окружающей среды см. Раздел 12.

7.2 Деформационные швы плотин и их уплотнение

7.2.1. При проектировании бетонных и железобетонных плотин следует предусматривать постоянные (межсекционные и вертикальные швы-надрезы) и временные (строительные) деформационные швы.

7.2.2. Размеры секций плотин и блоков бетонирования следует определять в зависимости от:

- вида и высоты плотин, размера секции здания ГЭС, а также расположения в плотинах водопропускных отверстий, в том числе турбинных водоводов;
- методов возведения плотины;
- формы поперечного сечения русла, геологического строения и деформируемости основания плотины, климатических условий района строительства с учетом обеспечения монолитности бетона секций плотины между швами.

7.2.3. При выборе вида деформационных швов и расстояний между ними следует соблюдать требования СНиП 2.06-08.

7.2.4. Ширину постоянного деформационного шва следует назначать по расчетным ожидаемым деформациям смежных секций плотин с учетом конструкции шва, деформативных свойств материала его заполнения и обеспечения независимости перемещения секций плотины относительно друг друга.

7.2.5. При предварительном назначении конструкций постоянных деформационных швов их ширину следует принимать (Рисунок 9):

- температурных - 0,5-1 см на расстоянии не более 5 м от лицевых граней и гребня, а внутри тела плотины - 0,1-0,3 см;
- температурно-осадочных - 1-2 см в пределах фундаментной плиты плотины и водобоя при любых нескальных и полускальных грунтах основания;
- выше фундаментной плиты плотины на нескальных грунтах основания - не менее 5 см.

7.2.6. В конструкциях постоянных деформационных швов следует предусматривать:

- уплотнение, обеспечивающее его водонепроницаемость;
- дренажное устройство для отвода прорвавшейся через уплотнение или в его обход воды;
- устройство смотровых шахт и галерей для наблюдения за состоянием шва и ремонта уплотнения.

7.2.7. Уплотнения постоянных деформационных швов плотин следует подразделять:

- по расположению в шве — на вертикальные, горизонтальные и контурные (см. Рисунок 10);

- по конструкции и материалам - на диафрагмы из металла, резины и пластических масс (рисунок 10.а), шпонки и прокладки из асфальтовых материалов (рисунок 10.б), инъекционные (цементация и битуминизация) (рисунок 10.в) брусья и плиты из бетона и железобетона (рисунок 10.г).

Для плотин III и IV классов в зонах ниже уровня мертвого объема (УМО) допускается применять уплотнения из антисептированных деревянных элементов, изготовленных из древесины, устойчивой к воздействию воды.

- материал уплотнения должен непосредственно примыкать к бетону образующих шов секций;

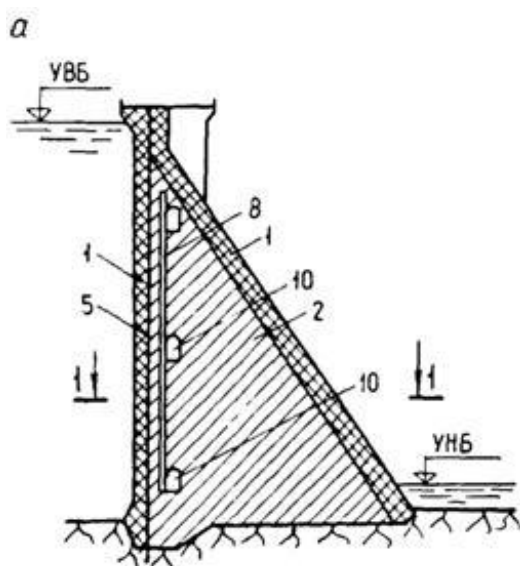
- величина напряжения на контакте асфальтового материала уплотнения с бетоном в рассматриваемом сечении должна быть не менее величины внешнего гидростатического давления воды в том же сечении;

- средние градиенты напора фильтрационного потока через бетон по контуру уплотнений шва не должны превышать величин, приведенных в п.8.1.12.

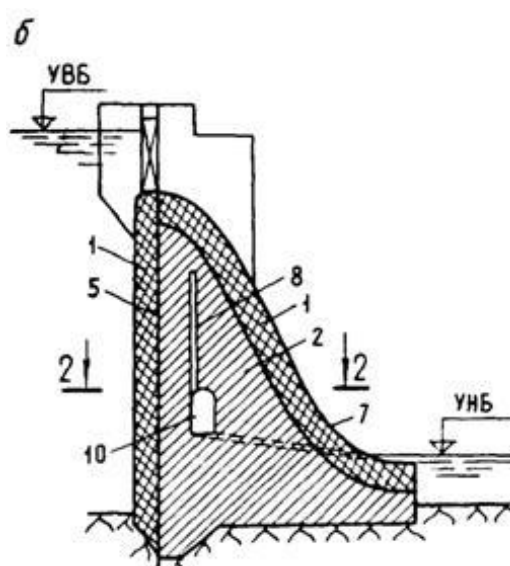
При определении действующего среднего градиента напора в уплотнениях постоянных швов плотин общий путь фильтрации следует принимать:

- при изменении температуры бетона в зоне швов в пределах $4-6^{\circ}\text{C}$ – равным пути фильтрации в обход асфальтовых шпонок, металлических или резиновых диафрагм с учетом пути фильтрации на длине цементируемых или битуминизированных участков швов между диафрагмами и шпонками;

- при изменении температуры бетона в зоне швов свыше 6°C – равным только пути фильтрации в обход асфальтовых шпонок, металлических или резиновых диафрагм без учета пути фильтрации на длине цементируемых или битуминизированных участков швов.



1-1



2-2

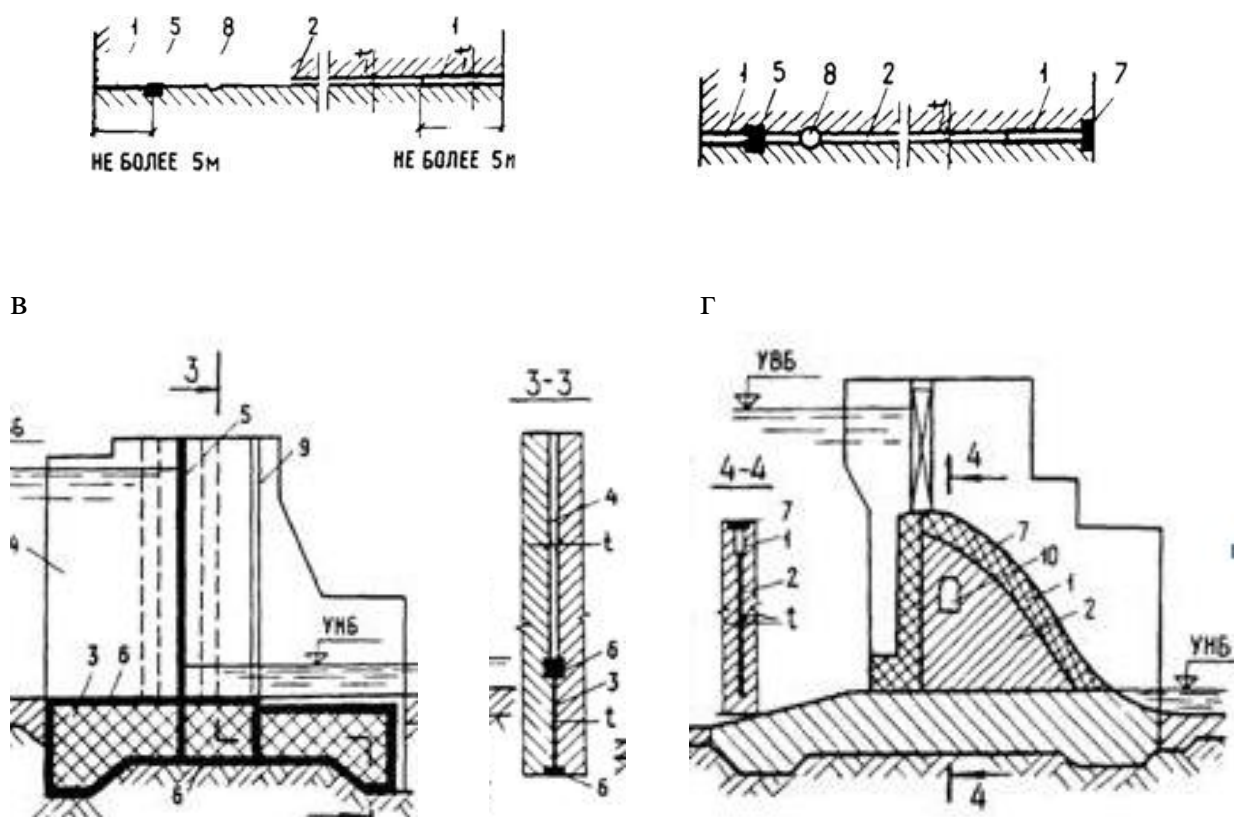


Рисунок 9 - Схемы расположения уплотнений в постоянных деформационных швах плотин на скальном (а, б) и нескальном (в, г) основаниях

1 - шов, $t = 0,5 - 1$ см; 2 - шов, $t = 0,1 - 0,3$ см; 3 - шов, $t = 1 - 2$ см; 4 - шов, $t = 5$ см;
 5, 6, 7 - соответственно вертикальное, горизонтальное и контурное уплотнения;
 8 - дренажное устройство; 9 - смотровая шахта; 10 - смотровая галерея

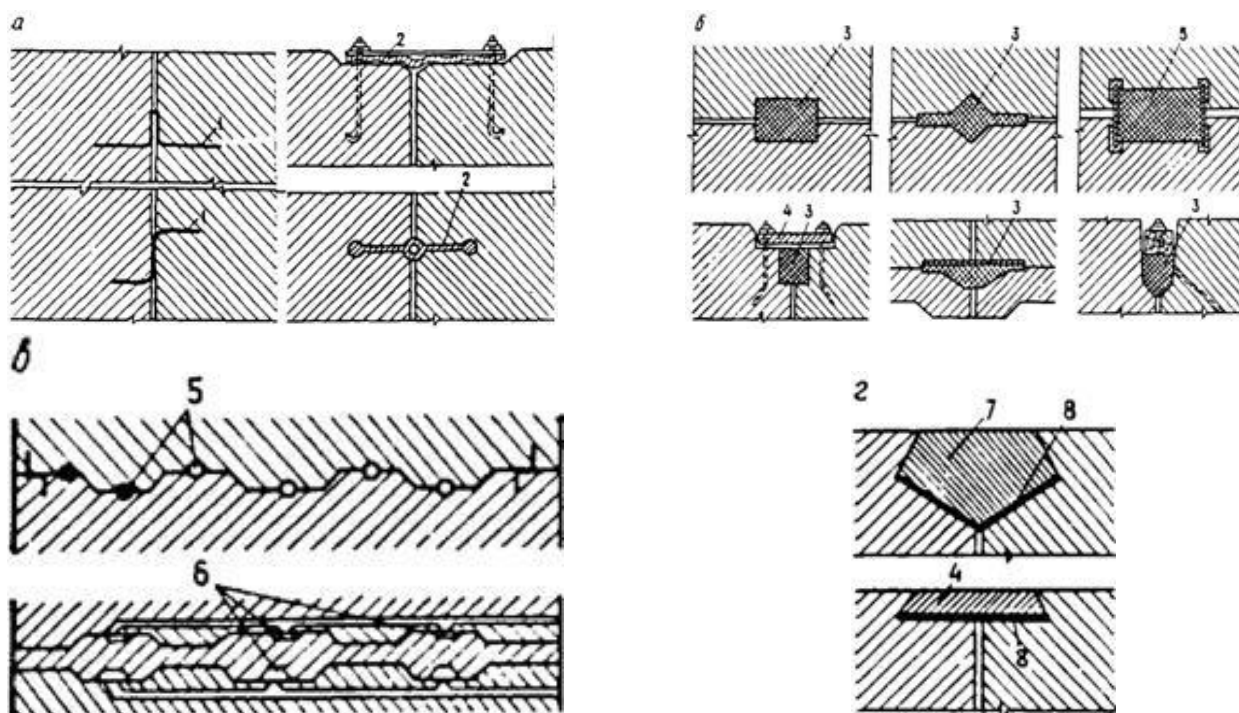


Рисунок 10 - Схемы основных уплотнений деформационных швов бетонных и железобетонных плотин

а - диафрагмы из металла, резины и пластических масс; б - шпонки и прокладки из асфальтовых материалов; в - инъекционные (цементация и битумизация) уплотнения; г - брусья и плиты из бетона и железобетона; 1 - металлические листы; 2 – профилированная резина; 3 - асфальтовая мастика; 4 - железобетонная плита; 5 - скважины для цементации; - цементационные клапаны; 7 - железобетонный брус; 8 - асфальтовая гидроизоляционная прокладка

7.2.8. В проекте следует выполнять омоноличивание временных вертикальных строительных швов до подъема уровня воды перед плотиной. Сроки и порядок омоноличивания межстолбчатых швов следует назначать исходя из проектной температуры омоноличивания массива с учетом температурного изгиба столбов и использования ее для улучшения напряженного состояния плотины.

7.2.9. При проектировании плотин допускается предусматривать устройство временных расширенных швов, заполняемых бетоном (замыкающие блоки). Сроки омоноличивания расширенных швов следует устанавливать с учетом выравнивания температур между бетонными массивами и окружающей средой, стабилизации осадок и наполнения водохранилища.

7.3 Водосбросные, водоспускные и водовыпускные сооружения

7.3.1 В бетонных и железобетонных плотинах могут устраиваться водосбросы, водоспуски и водовыпуски.

7.3.2 Длину водосливного фронта плотины, размеры и число пролетов поверхностных и глубинных водопропускных устройств следует принимать на основании технико-экономических расчетов вариантов в зависимости от величины сбросного расхода основного расчетного случая, устанавливаемой в соответствии со СНиП РК 3.04-01 и допустимых при данных геологических условиях удельных расходов воды; с учетом влияния потока на русло реки и работу других сооружений гидроузла, требований к гидравлическому режиму руслового потока в бьефах и изменения уровней воды в нижнем бьефе, вызываемого деформациями русла и берегов.

Для плотин I, II и III классов необходимо производить сравнение технико-экономических показателей разработанных вариантов по результатам гидравлических расчетов и лабораторных исследований; для плотин IV класса сравнение вариантов следует производить по результатам гидравлических расчетов и аналогам.

7.3.3 Основным профилем оголовков водосливных плотин всех классов следует принимать безвакуумный профиль криволинейного очертания, плавно сопрягающийся с водосливной гранью плотины. Уклон водосливной грани и ее протяженность следует назначать исходя из конструктивных особенностей профиля плотины.

Очертание оголовков водосливных плотин при напорах до 12 м допускается принимать трапецеидальным или прямоугольным. Применение вакуумных оголовков должно обосновываться технико-экономическими и гидравлическими расчетами, а также исследованиями.

7.3.4 При проектировании водосбросных сооружений плотин и креплений нижнего бьефа, обтекаемых потоком воды со скоростью свыше 15 м/с, следует предусматривать:

- плавное очертание обтекаемых поверхностей, обеспечивающее отсутствие или минимальное значение общего вакуума; сглаживание местных неровностей;
- подвод воздуха в зоны возможного возникновения кавитации (пазы-аэраторы, уступы, дефлекторы или их сочетания с соответствующими воздухоподводящими устройствами, вызывающие отрыв транзитного потока и воздухонасыщение его придонного и пристенных слоев);
- использование бетонов с повышенной кавитационной стойкостью, в том числе специальных бетонов на основе полимерных вяжущих.

7.3.5 Ось глубинного водосброса следует проектировать прямолинейной. Криволинейную ось допускается принимать в случаях, когда это вызывается условиями общей компоновки гидроузла и требует специальных гидравлических расчетов и исследований.

Высотное положение оголовка и наклон оси глубинного водосброса следует назначать с учетом конструктивных особенностей плотины и концевого участка водосброса, диапазона изменения уровней воды в верхнем бьефе, определяемого по схеме пропуска расходов.

Кромки входного сечения глубинных водосбросов должны иметь плавное очертание. Площадь живого сечения глубинных водосбросов на выходном участке следует, как правило, плавно уменьшать.

При расположении камеры затворов во входном оголовке или в средней части тракта глубинного водосброса необходимо предусматривать подвод воздуха за затворы. Устье аэрационной шахты следует максимально (по конструктивным условиям водосброса) приближать к затвору; оно должно быть защищено от попадания струй и брызг воды.

7.3.6 Конструкцию концевых участков поверхностного и глубинного водосбросов плотины следует выбирать в зависимости от величины удельного расхода воды на выходе, характеристик грунтов основания, а также требований, предъявляемых к основным гидравлическим режимам сопряжения бьефов.

7.3.7 При поверхностном режиме сопряжения бьефов в конце водосброса следует предусматривать носок-уступ с горизонтальной или наклонной поверхностью, создающий незатопленный режим, при этом прыжок должен быть устойчивым; поток не должен вызывать опасного размыва русла и берегов реки на прилегающем к сооружению участке. Поверхностный режим сопряжения следует принимать с учетом пропуска льда и других плавающих тел.

7.3.8 При донном режиме сопряжения бьефов следует предусматривать сопряжение водосливной поверхности с водобоем плавным или с небольшим уступом. Отметку поверхности водобоя и рисбермы, их длину и толщину следует назначать на основании гидравлических исследований и технико-экономического сравнения вариантов с учетом всего комплекса мероприятий, влияющих на гидравлические условия в нижнем бьефе (гасители энергии, создающие образование затопленного прыжка на водобое и благоприятные условия для маневрирования затворами; переходные крепления от бетонной рисбермы к незакрепленному руслу, ковш за переходным креплением и др.).

При необходимости следует предусматривать мероприятия по пропуску воды и льда в период строительства плотины.

7.3.9 При сопряжении бьефов отбросом струи в конце водосброса следует предусматривать носок-трамплин, отбрасывающий поток воды в нижний бьеф на безопасное для сооружений расстояние, а в узких створах - исключаящий опасное воздействие потока на берега.

В случае слабо трещиноватого основания в месте падения воды, на основании гидравлических расчетов и исследований следует предусматривать специальные мероприятия для обеспечения необходимой интенсивности гашения энергии воды: устройство водобойного колодца или искусственной ямы размыва, рассредоточение сбросного потока по большей площади посредством многоярусных носков-трамплинов, рассеивающих трамплинов, расщепителей и т.п.

7.4 Сопряжения плотин с основанием

7.4.1 Удаление (съем) грунта в основании плотины должно быть минимальным и обосновано расчетами плотин на прочность и устойчивость с учетом мероприятий по укреплению грунта основания.

7.4.2 Выравнивание контактных поверхностей скальных оснований бетонных плотин не допускается. Сопряжение арочных и арочно-гравитационных плотин с косогорными участками основания следует производить как правило, без уступов.

7.4.3 При проектировании бетонных и железобетонных плотин, в случае необходимости, следует предусматривать мероприятия по улучшению прочностных, деформационных и фильтрационных свойств грунтов оснований:

- закрепление и уплотнение грунтов основания или его части цементационными или другими вяжущими растворами;
- дренирование глинистых водонасыщенных грунтов;
- устройство подпорных стен, поддерживающих склоны и откосы массивов,
- анкеровку неустойчивых скальных массивов;
- разделку горным способом крупных трещин, разломов и пустот в скальных массивах с последующим заполнением их бетоном или железобетоном в виде отдельных пробок, шпонок, сплошных полос или решеток.

7.4.4 Во всех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабо водоустойчивыми и быстрорастворимыми грунтами, необходимо предусматривать противофильтрационные и дренажные устройства. При грунтах, устойчивых против химической и механической суффозии, такие устройства должны быть обоснованы технико-экономическими расчетами.

Противофильтрационные и дренажные устройства в основании плотины надлежит сопрягать с аналогичными устройствами в берегах и в примыкающих к плотине сооружениях гидроузла.

7.4.5 Противофильтрационную завесу следует предусматривать, как правило, до слабоводопроницаемых или практически водонепроницаемых грунтов. Глубина завесы при отсутствии водоупора определяется расчетом с учетом инженерно-геологических

условий, проницаемости грунтов, величины противодействия в основании плотины, наличия дренажа и т.д.

7.4.6 Критические средние градиенты напора на противофильтрационной завесе $I_{cr,m}$ следует принимать:

- 1) для нескальных грунтов основания - в соответствии с п.9.1.3;
- 2) для скальных грунтов основания

$$I_{cr,m} = I_{adm} \gamma_n \quad (4)$$

где I_{adm} - допустимый градиент напора на завесе, принимаемый в соответствии со СНиП РК 3.04-04;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения, см. Таблицу 4.

Таблица 4- Коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n

Класс ответственности сооружения	Коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n при расчете по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
I	1,25	1,0
II	1,20	1,0
III	1,15	1,0
IV	1,10	1,0

8. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

8.1 Нагрузки, воздействия и их сочетания

8.1.1 Нагрузки, воздействия и их сочетания на бетонные и железобетонные плотины следует определять согласно СНиП РК 3.04-01, СНиП РК 3.04-04, настоящего раздела и раздела 13.

8.1.2 При расчетах плотин на основные сочетания нагрузок и воздействий следует учитывать:

постоянные нагрузки и воздействия:

1) собственный вес сооружения, включая вес постоянного технологического оборудования (затворы, подъемные механизмы и пр.), месторасположение которого на сооружении не меняется в процессе эксплуатации;

2) силовое воздействие воды при нормальном подпорном уровне (НПУ) верхнего бьефа, уровне нижнего бьефа, соответствующем пропуску через сооружение минимального по технологическим и экологическим требованиям расхода и нормальной работе дренажных и противофильтрационных устройств:

- давление воды на верховую и низовую грани плотины;
- пригрузка основания со стороны верхнего и нижнего бьефов;

СП РК 3.04-104-2014

- силовое воздействие фильтрующейся воды;

3) вес грунта, сдвигающегося вместе с плотиной, и боковое давление грунта со стороны верхнего и нижнего бьефов;

временные длительные нагрузки и воздействия:

4) давление наносов, отложившихся перед плотиной;

5) температурные воздействия, определяемые для года со средней амплитудой колебаний среднемесячных температур;

6) поровое давление в водонасыщенном грунте при нормальной работе дренажных и противофильтрационных устройств, НПУ в верхнем бьефе и уровне в нижнем бьефе, соответствующем минимальному по технологическим и экологическим требованиям расходу;

кратковременные нагрузки и воздействия:

7) силовое воздействие воды при уровнях в верхнем и нижнем бьефах, соответствующих пропуску через сооружение расхода основного расчетного случая, устанавливаемого в соответствии со СНиП РК 3.04-01 и нормальной работе дренажных и противофильтрационных устройств (взамен подпункта 2):

- давление воды на верхнюю и низовую грани плотины;
- пригрузка основания со стороны верхнего и нижнего бьефов;
- силовое воздействие фильтрующейся воды;
- динамические нагрузки;

8) давление льда, определяемое при его средней многолетней толщине;

9) давление волны, определяемое при средней многолетней скорости ветра;

10) нагрузки от подъемных, перегрузочных, транспортных устройств и других конструкций и механизмов (мостовых и подвесных кранов и т.п.);

11) нагрузки от плавающих тел.

8.1.3 При расчетах плотин на особые сочетания нагрузок и воздействий следует учитывать постоянные, временные длительные, кратковременные нагрузки и воздействия и одну из следующих особых нагрузок и воздействий:

1) силовое воздействие воды при форсированном подпорном уровне (ФПУ) верхнего бьефа, уровне нижнего бьефа, соответствующем пропуску через сооружение расхода поверочного расчетного случая, устанавливаемого в соответствии со СНиП РК 3.04-01 и нормальной работе дренажных и противофильтрационных устройств (взамен п.8.1.2, пп. 2, 7):

- давление воды на верхнюю и низовую грани плотины;
- пригрузка основания со стороны верхнего и нижнего бьефов;
- силовое воздействие фильтрующейся воды;
- динамические нагрузки;

2) силовое воздействие воды, обусловленное нарушением одного из дренажных или одного из противофильтрационных устройств, при НПУ в верхнем бьефе и уровне в нижнем бьефе, соответствующем минимальному по технологическим и экологическим требованиям расходу (взамен п.8.1.2, пп. 2, 6):

- давление воды на верхнюю и низовую грани плотины;
- пригрузка основания со стороны верхнего и нижнего бьефов;
- силовое воздействие фильтрующейся воды;

- поровое давление в водонасыщенном грунте основания;

3) температурные воздействия, определяемые для года с максимальной амплитудой колебаний среднемесячных температур, а также для года с максимально низкой среднемесячной температурой (взамен п.8.1.2, пп. 5);

4) давление льда, определяемое при максимальной многолетней толщине льда с обеспеченностью 1% (взамен п.8.1.2, пп. 8);

5) давление волны, определяемое при максимальной многолетней скорости ветра обеспеченностью 2% - для сооружений I и II классов и 4% - для сооружений III и IV классов (взамен п.8.1.2, пп. 9);

6) сейсмические воздействия.

8.1.4 В основные и особые сочетания нагрузок и воздействий следует включать только те из кратковременных нагрузок и воздействий (п.8.1.2, пп. 7, 8, 9, 10, 11), которые могут действовать одновременно.

8.1.5 При определении величины пригрузки основания водой в верхнем и нижнем бьефах (п.8.1.2, пп. 2, 7; п.8.1.3, пп. 1, 2) необходимо учитывать разницу в давлении воды на основание до и после возведения сооружения.

8.1.6 Нагрузки и воздействия для строительного периода плотины и ремонтного случая следует принимать по основному и особому сочетаниям, а величины этих нагрузок и воздействий должны определяться в зависимости от конкретных условий возведения и ремонта сооружения.

8.1.7 Нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного периодов.

8.1.8 Коэффициент надежности по нагрузкам при расчете плотин следует принимать по Таблице 5.

8.1.9 При расчете общей прочности и устойчивости плотин коэффициенты надежности по нагрузке для собственного веса, температурных, влажностных и динамических воздействий, а также для всех грунтовых нагрузок при расчетных значениях характеристик грунтов $tg\varphi_{I,II}$; $c_{I,II}$; $\gamma_{I,II}$ должны приниматься равными единице.

8.1.10 Плотность бетона для плотин I, II и III классов следует определять на основе результатов испытания образцов, изготовленных из по добранных составов бетона.

Плотность бетона для плотин IV класса - во всех случаях, а для плотин I, II и III классов - на предварительных стадиях проектирования допускается принимать по Таблице 6.

При отсутствии данных о плотности заполнителя плотность бетона следует принимать при плотности заполнителя 2650 - 2700 кг/м³.

8.1.11 Интенсивность давления воды на наружные грани плотины следует принимать равной:

$p' (1 - \alpha_{2,d})$, где p' - гидростатическое давление, Па;

$\alpha_{2,d}$ - коэффициент эффективной площади противодействия в материале плотины, определяемый в соответствии с п.8.1.15.

8.1.12 Интенсивность давления воды на свободные поверхности основания в верхнем и нижнем бьефах (пригрузка основания) следует принимать равной $p' (1 - \alpha_{2,f})$, где $\alpha_{2,f}$ - коэффициент эффективной площади противодействия в грунте основания, см. п.8.1.15.

Пригрузку основания в верхнем и нижнем бьефах допускается не учитывать в расчетах устойчивости и прочности:

- плотин всех классов высотой менее 60 м, расположенных на скальном основании;
- плотин III и IV классов, расположенных на нескальных грунтах;
- плотин I и II классов высотой более 60 м, расположенных на скальном основании - на предварительных стадиях проектирования;
- плотин I и II классов, расположенных на нескальных грунтах — на предварительных стадиях проектирования.

8.1.13 Силовое воздействие фильтрующей воды следует учитывать в виде (Рисунок 11):

1) поверхностных сил интенсивностью p ($\alpha_{2,f} - \alpha_{2,d}$), приложенных по нормали к подошве плотины (противодавление), где p - гидродинамическое давление в потоке фильтрующей воды, Па, определяемое в соответствии с п.8.1.14;

2) объемных сил в основании плотины интенсивностью \bar{q}_f , причем горизонтальная q_{fx} и вертикальная q_{fy} проекции вектора \bar{q}_f равны:

$$q_{fx} = -\frac{\partial}{\partial x}(p\alpha_{2,f}); \quad (5)$$

Таблица 5 - Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы

Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f	Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f
Давление воды непосредственно на поверхности сооружения и основания; силовое воздействие фильтрующей воды; волновое давление; поровое давление	1,0	нагрузки от предварительного напряжения конструкций	1,0
		нагрузки от судов (вес, навал, швартовые и ударные)	1,2
		ледовые нагрузки	1,1
Гидростатическое давление подземных вод на обделку тоннелей	1,1 (0,9)	усилия от температурных и влажностных воздействий, принимаемых по справочным и литературным данным	1,1
Собственный вес сооружения (без веса грунта)	1,05 (0,95)	сейсмические воздействия	1,0
Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,8)	нагрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог	по нормам СНиП РК 3.04-40
Вес грунта (вертикальное давление от веса грунта)	1,1 (0,9)	нагрузки от складированных грузов (кроме навалочных) на территории грузовых причалов в пределах	1,2
Боковое давление грунта (см. прим. 2 и 3 к таблице)	1,2 (0,8)		
Давление наносов	1,2		

Давление от намытого золошлакового, шламового и т.п. материала	1,0	крановых путей, пассажирских, служебных и других причалов и набережных	1,3
		то же, за пределами крановых путей и на других сооружениях	
Продолжение таблицы 5			
Нагрузки от подъемных перегрузочных и транспортных средств	1,2	Продолжение Таблицы на нагрузки, нормативные значения которых устанавливаются на основе статистической обработки многолетнего ряда наблюдений, экспериментальных исследований, фактического измерения с учетом коэффициента динамичности	Стр.25 1,0
Нагрузки от навалочных грузов	1,3 (1,0)		
Нагрузки от людей, складироваемых грузов и стационарного технологического оборудования; снеговые и ветровые нагрузки	по СНиП 2.01.07-85*		
Примечания: 1 Указанные в скобках значения коэффициента надежности по нагрузке относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к наиболее невыгодному загрузению сооружения. 2 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать равным единице для всех грунтовых нагрузок и собственного веса сооружения, вычисленных с применением расчетных значений характеристик грунтов (удельного веса и характеристик прочности) и материалов (удельного веса бетона и др.), определенных в соответствии со строительными нормами и правилами на проектирование оснований и отдельных видов сооружений. 3 Значение коэффициента $\gamma_f = 1,2$ (0,8) для нагрузок бокового давления грунта следует применять при использовании нормативных значений характеристик грунта.			

Таблица 6- Проектная плотность водонасыщенного бетона

Плотность заполнителя, кг/м ³	Средняя плотность бетона, кг/м ³ при максимальной крупности заполнителя, мм		
	40	80	120
2600-2650	2370	2410	2430
2660-2700	2400	2450	2470
2700-2750	2440	2490	2500

При этом удельный вес грунта основания принимается в водонасыщенном состоянии.

При $a_{2,f} = \text{const}$ в расчетной области основания интенсивность объемных сил равна \bar{q}_f
 $= -\bar{I}_p a_{2,f}$, где \bar{I}_p - градиент гидродинамического давления, см. п.8.1.14;

$$q_{fy} = -\frac{\partial}{\partial y}(p a_{2,f}) \quad (6)$$

3) объемных сил в водонасыщенных зонах плотины, включающих части сооружения, расположенные между напорной гранью и дренажом, а также между подошвой плотины и уровнем нижнего бьефа интенсивностью \bar{q}_d , причем горизонтальная q_{dx} и вертикальная q_{dy} проекции вектора \bar{q}_d равны:

$$q_{dx} = -\frac{\partial}{\partial x}(p a_{2,d}); \quad (7)$$

$$q_{dy} = -\frac{\partial}{\partial y}(p a_{2,d}). \quad (8)$$

При этом удельный вес бетона принимается в водонасыщенном состоянии.

При $a_{2,d} = \text{const}$ в расчетной области водонасыщенных зон плотины интенсивность объемных сил равна $\bar{q}_d = -\bar{I}_p a_{2,d}$.

Если в водонасыщенных частях плотины и основания значения коэффициента a_2 изменяются скачкообразно от значения a'_2 до значения a''_2 , причем $a'_2 > a''_2$, то на границе областей с различными значениями a_2 следует прикладывать нормальные к линии раздела областей поверхностные силы интенсивностью p ($\alpha'_2 - \alpha''_2$), направленные в сторону области с α''_2 .

Силовое воздействие фильтрующейся воды следует учитывать только в виде противодействия и объемных сил в основании плотины:

- при расчетах плотин II класса высотой более 60 м, расположенных на скальном основании — во всех случаях;
- при расчетах плотин I и II классов, расположенных на нескальном основании - во всех случаях.

Силовое воздействие фильтрующейся воды следует учитывать только в виде противодействия:

- при расчетах плотин всех классов высотой менее 60 м, расположенных на скальном основании - во всех случаях;
- при расчетах плотин III и IV классов, расположенных на нескальном основании - во всех случаях;
- при расчетах плотин I и II классов высотой более 60 м, расположенных на скальном основании, а также плотин I и II классов, расположенных на нескальном основании — на предварительных стадиях проектирования.

При этом удельный вес грунта принимается во взвешенном состоянии.

8.1.14 Значения гидродинамического давления p и его градиента \bar{I}_p в потоке фильтрующейся воды в расчетных областях фильтрации основания и тела плотины определяются фильтрационными расчетами согласно п.п. 8.2.4.1-8.2.4.4.

На наружных гранях плотины и свободных поверхностях основания в верхнем и нижнем бьефах значения p совпадают с величиной гидростатического давления.

На линии, разделяющей водонасыщенную и сухую части плотины (кривая депрессии), $p = 0$.

На подошве плотины гидродинамическое давление, P_a , определяется по формуле

$$p = (h_v + h_f) \gamma_w, \quad (9)$$

где h_v — ордината пьезометрического напора в рассматриваемой точке под взвешивающим воз действием нижнего бьефа, м;

h_f — то же, при фильтрации под действием рас четного напора H_d , м;

γ_w — удельный вес воды, Н/м³.

Значение h_v определяется как разность отметок уровня воды в нижнем бьефе и рассматриваемой точки.

Для плотин высотой менее 60 м на скальных основаниях значения h_f допускается находить по эпюрам, приведенным на Рисунке 12, при этом величину h_f по оси цементационной завесы H_{as} и по оси дренажных устройств H_{dr} следует принимать по Таблице 7.

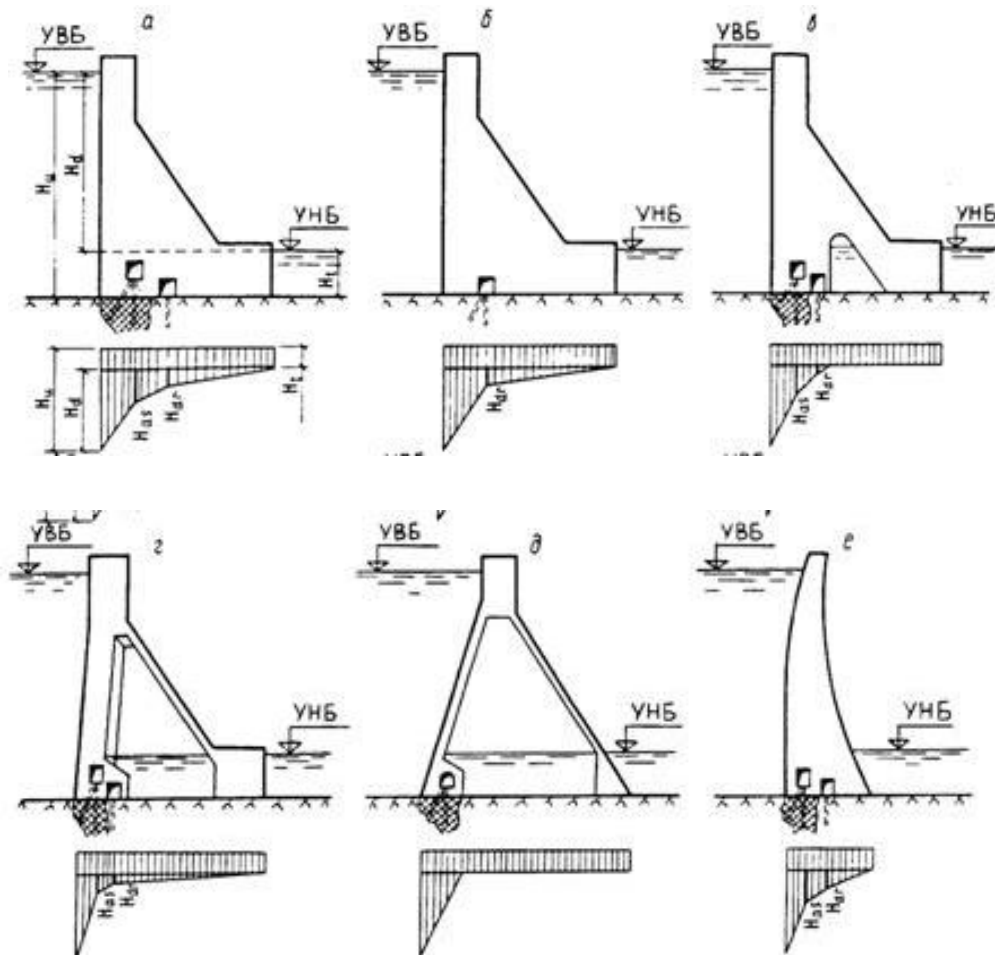


Рисунок 11 - Эпюры пьезометрического напора по подошве плотины

а - гравитационная плотина с цементационной завесой в основании; б - гравитационная плотина без цементационной завесы; в - гравитационная плотина с продольной полостью у основания; г - гравитационная плотина с расширенными швами и массивно-контрфорсная плотина; д - контрфорсная плотина с плоским перекрытием; е - арочная плотина

8.1.15 Значения коэффициента a_2 следует принимать:

- для крупнообломочных, песчаных и сильно трещиноватых полускальных грунтов, раскрывшихся строительных швов и зон растяжения бетона и скального основания равным 1,0;

- для глинистых грунтов, а также в сжатой зоне бетона и скального основания - по результатам исследований с учетом водопроницаемости бетона и грунтов основания, режима заполнения и колебаний уровня воды водохранилища, эффективности противофильтрационных устройств на напорной грани, в швах плотины и основании, включая береговые примыкания; до выполнения перечисленных здесь исследований, а также при предварительных расчетах допускается принимать $a_2 = 0,5$.

Следует принимать $a_{2,d} = 0$ в случаях:

- расчетов устойчивости плотин всех классов и видов;
- расчетов прочности плотин всех классов с гидроизолирующим экраном на напорной грани;
- расчетов прочности плотин всех классов, расположенных на скальном основании.

Допускается принимать $a_{2,d} = 0$ в расчетах прочности плотин II, III, IV классов, расположенных на скальном основании.

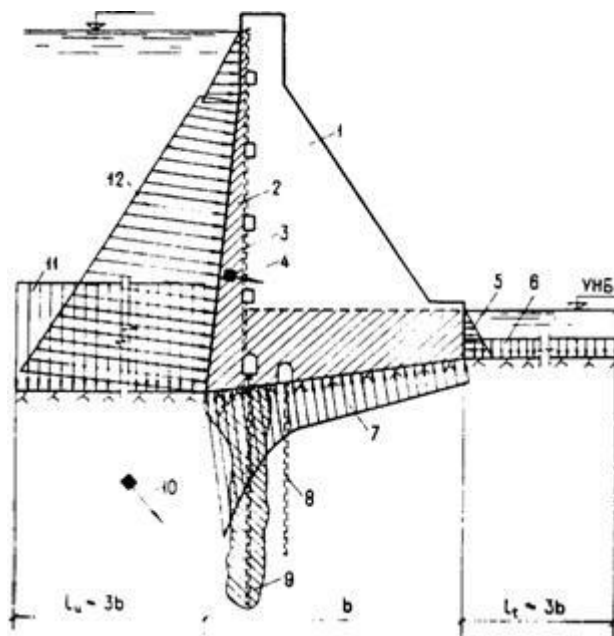


Рисунок 12 - Схема силового воздействия воды

- 1 - сухая часть плотины; 2 - водонасыщенная часть плотины; 3 - дренаж плотины;
 4 - объемные силы фильтрующейся воды в водонасыщенных зонах плотины; 5 - давление на низовую грань плотины; 6 - пригрузка основания со стороны нижнего бьефа; 7 - противодействие по подошве плотины; 8 - дренаж основания; 9 - цементационная завеса;
 10 - объемные силы фильтрующейся воды в основании; 11 - пригрузка основания со стороны верхнего бьефа; 12 - давление на верховую грань плотины

8.1.16 При расчете устойчивости давление наносов P_{ws} , кН со стороны верхнего бьефа на 1 м длины сооружения допускается определять по формуле

$$P_{ws} = 0,5 \gamma_{ws} h_{ws}^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_{ws}/2) \quad (10)$$

где γ_{ws} - удельный вес грунта наносов во взвешенном состоянии, кН/м³;

h_{ws} - высота наносов перед плотиной, м;

φ_{ws} - угол внутреннего трения грунта наносов, град.

8.1.17 Температурные воздействия следует принимать по данным многолетних наблюдений за температурой воздуха в створе плотины и на основании прогноза температуры воды в водохранилище.

8.1.18 Динамические нагрузки при осуществлении сбросов воды следует определять для плотин I и II классов по результатам расчетов и экспериментальных исследований, для плотин III и IV классов - по результатам расчетов или аналогам.

8.1.19 Поровое давление в грунтах учитывается при проверке устойчивости на сдвиг и прогнозе осадок плотины при возведении ее на глинистых грунтах со средним коэффициентом фильтрации менее 10^{-2} м/сут и коэффициентом водонасыщения более 0,8.

8.1.20 Волновые, ледовые и от судов нагрузки и воздействия следует принимать по СНиП РК 3.04-40.

Таблица 7- Значения H_{as}/H_d и H_{dr}/H_d

Виды плотин	Значения H_{as}/H_d и H_{dr}/H_d при виде сочетания нагрузок на плотины					
	основные и особые при ФПУ и нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств			особые в случае нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств		
	плотины с цементационной завесой	плотины без цементационной завесы	плотины с цементационной завесой	плотины без цементационной завесы	плотины с цементационной завесой	плотины без цементационной завесы
	H_{as}/H_d	H_{dr}/H_d	H_{dr}/H_d	H_{as}/H_d	H_{dr}/H_d	H_{dr}/H_d
Гравитационные без полостей у основания (рисунок 7.2, а и б):						
I класса	0,40	0,20	0,20	0,50	0,30	0,40
II класса	0,40	0,15	0,15	0,50	0,20	0,30
III и IV классов	0,30	0,05	0,05	0,35	0,10	0,10
Гравитационные с продольной полостью у основания (рисунок	0,30	0,10	0,10	0,35	0,15	0,20

7,б) I - IV классов						
Гравитационные с расширенными швами и массивно- контрфорсные (рисунок 7, з) I-IV	0,20	0,05	0,05	0,25	0,10	0,10
<i>Продолжение Таблицы 7</i>						
Арочные (рисунок 7, е) I-IV классов	0,40	0,20	0,20	0,60	0,35	0,40
Примечание - Для контрфорсных плотин с плоским или арочным перекрытием эпюра пьезометрического напора при фильтрации под действием расчетного напора H_d принимается по треугольнику с ординатой $h_f = 0$ на низовой грани верхового клина плотины (Рисунок 13, д).						

8.2 Расчет плотин

8.2.1 Расчеты бетонных и железобетонных плотин следует производить по методу предельных состояний:

- предельные состояния первой группы (по непригодности к эксплуатации) - расчеты сооружения на общую прочность и устойчивость, а также на местную прочность его элементов;

- предельные состояния второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации) - расчеты основания на местную и фильтрационную прочность, расчеты сооружения по образованию трещин и деформациям, а также по раскрытию строительных швов в бетонных и трещин в железобетонных конструкциях.

8.2.2 Расчеты бетонных и железобетонных плотин должны производиться в соответствии со СНиП РК 3.04-01, СНиП РК 3.04-04, СНиП 2.06-08 и требованиями данного раздела.

8.2.3 Для плотин I и II классов в дополнение к расчетам, как правило, необходимо предусматривать проведение экспериментальных исследований; для плотин III и IV классов такие исследования допускается выполнять при надлежащем обосновании.

Расчет плотин на прочность и устойчивость

8.2.4 Расчет на общую прочность и устойчивость, по деформациям и по раскрытию трещин, а также расчеты по раскрытию строительных швов с учетом очередности возведения плотины следует выполнять для всей плотины в целом или для отдельных ее секций (или отдельных столбов).

8.2.5 Расчеты на местную прочность и по образованию трещин следует производить для отдельных конструктивных элементов сооружения; для бетонных конструкций расчеты по образованию трещин следует выполнять только для элементов, ограниченных строительными и конструктивными швами.

8.2.6 Расчеты плотин, их оснований и отдельных элементов на прочность и устойчивость следует производить для наиболее неблагоприятных расчетных случаев

эксплуатационного и строительного периодов с учетом последовательности возведения и нагружения плотины.

8.2.7 Расчет прочности и устойчивости части плотин (пусковой профиль) всех классов в случае, когда проектом предусмотрены возведение и сдача в эксплуатацию гидроузла отдельными очередями, следует выполнять на все нагрузки и воздействия, установленные для рассматриваемого этапа строительства, при этом условия прочности плотин и устойчивости для периода временной эксплуатации следует принимать такими же, как и для периода постоянной эксплуатации.

В проекте должна предусматриваться очередность возведения плотины и ее отдельных элементов, при которой усилия, возникающие в строительный период, не вызывают необходимости в дополнительном армировании или другом утяжелении сооружения.

8.2.8 Расчеты на прочность плотин I и II классов, возводимых на скальных основаниях, следует выполнять с применением вычислительных методов геотехники и теории упругости с учетом возможного раскрытия строительных швов в сооружении и трещин в скальном основании.

Расчеты на прочность плотин I и II классов, возводимых на нескальных основаниях, необходимо выполнять с учетом пространственной работы фундаментной плиты и других несущих элементов конструкции. При этом внутренние усилия следует определять с учетом неупругого поведения конструкций, вызванного трещинообразованием в бетоне, принимая жесткости сечений в соответствии со СНиП 2.06-08.

Расчеты на прочность плотин III и IV классов, а также предварительные расчеты плотин I и II классов следует выполнять, как правило, упрощенными методами строительной механики.

8.2.9 Расчеты на прочность плотин, которые отнесены к I или II классу только вследствие возможных тяжелых последствий при нарушении эксплуатации водоподпорных гидротехнических сооружений, допускается производить упрощенными методами строительной механики.

8.2.10 При определении напряженно-деформированного состояния плотины и основания методами теории упругости допускается рассматривать бетон как изотропный материал, при этом следует учитывать:

- наличие ориентированных вдоль оси плотины полостей (продольные галереи, помещения машинного зала гидроэлектростанций и т.д.) в случае, если максимальный из габаритных размеров поперечного сечения полости составляет более 10% ширины подошвы плотины;
- наличие ориентированных в вертикальном направлении или вдоль потока полостей (расширенные швы, турбинные водоводы, поперечные галереи и т.д.) в случае, если площадь горизонтального сечения полости составляет более 5% площади горизонтального расчетного сечения плотины;
- различие прочностных и деформационных характеристик материала плотины и основания;
- неоднородность основания и наличие в нем трещин и разломов;

СП РК 3.04-104-2014

- возможность раскрытия строительных швов и нарушения сплошности основания в растянутых зонах с обязательным расчетом на прочность образовавшейся при этом вторичной системы;

- очередность возведения, а также способы и сроки омоноличивания плотины.

8.2.11 Зоны и величина раскрытия межстолбчатых и межблочных швов со стороны низовой грани плотины, а также межсекционных швов в неразрезных плотинах определяются с учетом собственного веса сооружения, гидростатического давления и температурных воздействий строительного и эксплуатационного периодов, учитывая начальный режим твердения бетона, температуру замыкания строительных швов, полное остывание кладки до среднесезонной эксплуатационной температуры плотины и сезонные колебания температуры наружного воздуха и воды в водохранилище.

8.2.12 Расчеты бетонных плотин на сейсмические воздействия следует выполнять в соответствии с требованиями Раздела 13.

8.2.13 При расчетах бетонных и железобетонных плотин необходимо вводить следующие коэффициенты:

- коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n , принимаемый по таблице 4;
- коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , принимаемые по таблице 5;
- коэффициент сочетаний нагрузок γ_c , принимаемый по таблице 8;
- коэффициент условий работы γ_{cd} , принимаемый по таблице 9.

Таблица 8 – Коэффициент сочетания нагрузок γ_c

Сочетания нагрузок	Коэффициент сочетания нагрузок γ_c
Основное сочетание нагрузок	1,0
Особое сочетание нагрузок	0,9
Для периода строительства или ремонта	0,95

Таблица 9 – Коэффициент условий работы γ_{cd}

Виды расчетов плотин и факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы	Коэффициент условий работы γ_{cd}
1 Расчеты устойчивости бетонных и железобетонных плотин на полускальных и нескальных основаниях	1
2 Расчеты устойчивости гравитационных и контрфорсных плотин на скальных основаниях: а) для поверхностей сдвига, проходящих по трещинам в массиве основания б) для поверхностей сдвига, проходящих по контакту бетон — скала и в массиве основания частично по трещинам, частично по монолиту	1 0,95
3 Расчеты устойчивости береговых упоров арочных плотин	0,75

Продолжение Таблицы 9	
4 Расчеты общей и местной прочности бетонных плотин: а) по растяжению: для основного сочетания нагрузок и воздействий для особых сочетаний нагрузок и воздействии без учета сейсмических для особых сочетаний нагрузок с учетом сейсмических б) по сжатию: для основного сочетания нагрузок и воздействий для особых сочетаний нагрузок и воздействий	0,9 1 1 1 1,1
5 Расчеты общей и местной прочности железобетонных плотин и их элементов для случаев, когда определяющей является прочность бетона в конструкциях: а) плитных и ребристых при толщине плиты (ребра) 60 см и более б) плитных и ребристых при толщине плиты (ребра) менее 60 см	1,15 1
6 Расчеты общей и местной прочности железобетонных плотин и их элементов для случаев, когда определяющей является прочность ненапрягаемой арматуры: а) железобетонных элементов б) сталежелезобетонных конструкций	1,1 0,8
<p>Примечания:</p> <p>1 При расчетах прочности и устойчивости арочных и арочно-гравитационных плотин коэффициенты условий работы, приведенные в таблице 9, следует умножать на коэффициент $\gamma_{сдв}$ значения которого приведены в п.12.2.9.</p> <p>2 При расчетах общей и местной прочности бетонных и железобетонных плотин всех видов для случаев, когда определяющей является прочность напрягаемой арматуры, а также при учете многократно повторяющихся нагрузок на элементы плотин коэффициенты условий работы принимаются в соответствии со СНиП 2.06-08.</p>	

8.2.14 При расчетах общей прочности и устойчивости плотины, а также местной прочности от дельных элементов должно соблюдаться одно из следующих условий:

$$\gamma_n \gamma_{lc} F \leq \gamma_{сдв} R; \quad (11)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_d \leq \gamma_{сдв} \Phi(R_s, R_c) \quad (12)$$

где $\gamma_n, \gamma_{lc}, \gamma_{сдв}$ - коэффициенты, принимаемые согласно п.8.2.4.10;

F, R - соответственно расчетные значения обобщенного силового воздействия и обобщенной несущей способности сооружения;

σ_d - расчетное значение напряжения;

Φ - функция, вид которой определяется в зависимости от характера напряженно-деформированного состояния плотины;

R_s, R_c - соответственно расчетные сопротивления арматуры и бетона, определяемые в соответствии со СНиП 2.06-08.

Для расчетного случая, определяющего объем сооружения или его стоимость, правая часть неравенства должна превышать его левую часть не более чем на 10%.

8.2.15 В расчетах бетонных плотин на общую прочность, а также по деформациям в случаях, когда в расчете не учитывается наличие швов, расчетное значение модуля деформации бетонной кладки плотины E_{bd} , МПа, следует принимать:

- для плотин, возведенных столбчатыми массивами или с перевязкой блоков бетонирования

$$E_{bd} = E_b [1 - 0,04 (n_j - n_{ji})] \quad (13)$$

- для плотин, возведенных послойным методом бетонирования

$$E_{bd} = 0,75 E_b \left[1 - 0,04 \left(\frac{3}{h_{bl}} - 1 \right) \right] \quad (14)$$

где: E_b - начальный модуль упругости бетона, МПа;

n_j - число вертикальных швов бетонирования на подошве плотины;

n_{ji} - число межстолбчатых или межсекционных швов, для которых применены меры их технологического обжатия;

h_{bl} - высота блока бетонирования, м.

При этом в статических расчетах расчетный модуль деформации кладки E_{bd} , МПа, должен быть в пределах $0,65 E_b \leq E_{bd} \leq 30\,000$.

8.2.16 В расчетах бетонных плотин на общую прочность, а также по деформациям в случаях, когда наличие швов учитывается в расчете, в расчетах термонапряженного состояния бетонных плотин, по раскрытию трещин и строительных швов, а также при анализе данных натурных наблюдений о напряженном состоянии сооружения расчетное значение модуля деформации бетонной кладки следует принимать $E_{bd} = E_b$ или по данным его определения в самом сооружении.

8.2.17 В расчетах прочности железобетонных элементов плотин расчетное значение модуля деформации E_{bd} следует принимать равным начальному модулю упругости бетона E_b , принимаемому в соответствии со СНиП РК 2.06-08.

8.2.18 Начальный модуль упругости бетона бетонных плотин E_b , МПа, в возрасте t менее 180 суток следует определять по формуле:

$$E_b = \frac{100000}{1,7 + \frac{360}{a(\ln \frac{t}{180} + 5,2)}} \quad (15)$$

где a - безразмерный параметр, принимаемый по Таблице 10.

При возрасте бетона 180 суток и более начальный модуль упругости бетона бетонных плотин допускается принимать по Таблице 11.

8.2.19 Расчетные сопротивления бетона для зон сооружения, в которых материал испытывает объемное сжатие, следует назначать в соответствии со СНиП 2.06-08.

Таблица 10 – Безразмерный параметр α для формулы 15

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, D_{max} мм	Параметр α при проектном классе бетона по прочности на сжатие							
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
< 4	40	27	37	45	54	62	77	90	106
	80	32	44	56	66	77	98	116	133
	120	37	52	66	77	90	116	139	162
4-8	40	20	28	35	41	47	58	68	80
	80	25	37	42	50	58	71	86	102
	120	29	40	50	60	68	86	102	116
> 8	40	12	15	18	22	26	35	42	50
	80	14	19	24	29	33	42	52	60
	120	17	23	29	35	40	50	60	68

В случае плоского напряженного состояния при действии напряжений одного знака расчетные сопротивления бетона следует принимать как при одноосном нагружении.

В зонах сооружения, где материал находится в условиях плоского или объемного напряженных состояний при действии напряжений разного знака расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению допускается определять как при одноосном нагружении.

Таблица 11 - Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении E_b

Осадка конуса бетонной смеси, см	Максимальный размер крупного заполнителя, D_{max} мм	Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа при проектном классе бетона по прочности на сжатие							
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
< 4	40	23,5	28,0	31,0	33,5	35,5	38,5	40,5	42,5
	80	26,0	30,5	34,0	36,5	38,5	41,5	43,5	45,0
	120	28,0	33,0	36,5	38,5	40,5	43,5	45,5	47,0
4-8	40	19,5	24,0	27,0	29,5	31,5	34,5	37,0	39,0
	80	22,5	28,0	30,0	32,5	34,5	37,5	40,0	42,0
	120	24,5	29,0	32,5	35,0	37,0	40,0	42,0	43,5
> 8	40	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5
	80	15,0	19,0	22,0	24,5	26,5	30,0	33,0	35,0
	120	17,5	21,5	24,5	27,0	29,0	32,5	35,0	37,0

8.2.20 При определении прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов оснований бетонных и железобетонных плотин и при выборе расчетных схем следует обращать особое внимание на наличие в грунтовых массивах различных зон ослабления:

- в основаниях из нескальных грунтов - областей из просадочных грунтов, из грунтов мягкопластичной или текучей консистенции, из заторфованных грунтов, из грунтов рыхлого сложения;

- в основаниях из скальных грунтов — систем мелких и средних трещин, единичных крупных трещин и разломов, выветрелых и сильно выветрелых областей и зон разгрузки.

8.2.21 Расчет общей фильтрационной прочности грунтов основания следует производить при осредненных градиентах напора в расчетной области фильтрации в соответствии со СНиП РК 3.04-04.

8.2.22 Расчеты местной прочности противofiltrационных элементов плотины (понура, зубьев, инъекционной завесы) и грунта основания следует производить в соответствии со СНиП РК 3.04-04 при критических градиентах напора:

- на участке выхода фильтрационного потока в нижний бьеф и в дренажные устройства;

- на границе неоднородных грунтов;

- в местах расположения крупных трещин.

8.2.23 Проверку отсутствия просачивания подземных вод на склоны и подтопления окружающей сооружение территории следует производить посредством сопоставления расчетных и допустимых уровней депрессионной поверхности фильтрационного потока.

8.2.24 Фильтрационные расчеты плотин допускается выполнять, считая фильтрацию подчиняющейся линейному закону и режим ее установившимся. При быстроизменяющихся уровнях воды в бьефах должны выполняться расчеты при неустановившемся режиме фильтрации.

8.2.25 Характеристики фильтрационного потока (уровни, давления, градиенты напора, расходы) для плотин I, II и III классов надлежит определять методами численного моделирования, принимая задачу:

- для русловых участков плотины - двумерной в вертикальных разрезах;

- для береговых участков - двумерной в плане и вертикальных разрезах по линиям тока или пространственной.

Для плотин IV класса и при предварительных расчетах плотин I, II и III классов характеристики фильтрационного потока допускается определять приближенными аналитическими методами (коэффициентов сопротивлений, фрагментов и др.)

8.2.26 При определении характеристик фильтрационного потока необходимо учитывать влияние:

- дренажных и противofiltrационных устройств;

- полостей и расширенных швов в основании и потерн в теле плотины;

- водопроницаемости бетона;

- напряженно-деформированного состояния основания;

- температуры подземных вод и их минерализации.

8.2.27 Фильтрационные расчеты бетонных и железобетонных плотин, которые отнесены ко II и III классу только в зависимости от последствий нарушения эксплуатации

водоподпорных гидротехнических сооружений, допускается выполнять приближенными аналитическими методами.

Гидравлический расчет плотин

8.2.28 Гидравлические расчеты и исследования следует проводить на основной и поверочный расчетные случаи, устанавливаемые в соответствии со СН РК 3.04-08.

8.2.29 Исходя из основного расчетного случая на основании технико-экономических расчетов устанавливаются общая длина водосливного фронта, типы, число и размеры поперечных сечений водопропускных сооружений, значения удельных расходов воды, основные пара метры сооружений нижнего бьефа.

8.2.30 Поверочные расчеты следует проводить для случая пропуска расхода поверочного расчетного случая при наивысшем технически и экономически обоснованном форсированном подпорном уровне верхнего бьефа.

8.2.31 Другие случаи пропуска расходов воды следует предусматривать схемой маневрирования затворами плотины. При этом величины и порядок открытия затворов следует назначать исходя из необходимости получения в нижнем бьефе условий, которые не потребуют дополнительных мероприятий для защиты сооружений и прилегающих к ним участков русла по сравнению с основным расчетным случаем.

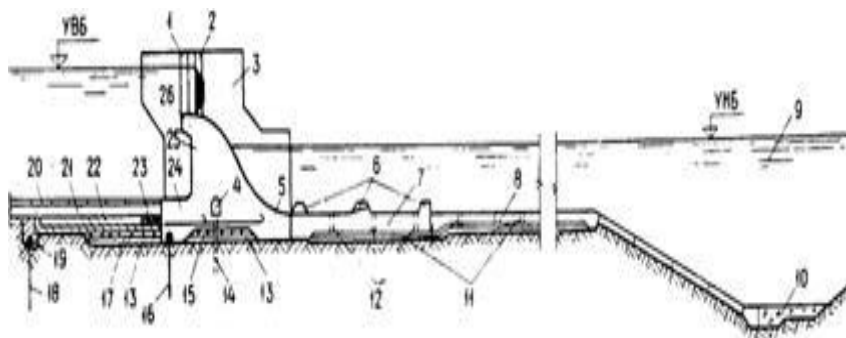
9 ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

9.1 КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛОТИН И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

9.1.1 Конструирование водосбросных бетонных и железобетонных плотин и их элементов на нескальных основаниях следует выполнять в соответствии с требованиями раздела 4 и указаниями настоящего раздела.

9.1.2 Для водосбросных бетонных и железобетонных плотин на нескальных основаниях над лежит различать следующие основные элементы (Рисунок 13):

- фундаментные плиты;
- быки и устои;
- водосливы и водосбросы;
- деформационные швы и их уплотнения;
- водобой и рисберма;
- противофильтрационные устройства (понур, шпунты, буробетонные сваи и стенки, зубья, противофильтрационные завесы);
- дренажные устройства [9.1.2].



**Рисунок 13 - Отдельные части и элементы водосливной плотины
с анкерным понуrom на нескальном основании**

1- паз ремонтного затвора; 2- паз рабочего затвора; 3- промежуточный бык; 4- дренажная галерея; 5 - низовой участок фундаментной плиты; 6 - гасители энергии; 7 - водобой; 8 - рисберма; 9 - предохранительный ковш; 10 - переходное деформируемое крепление; 11 - горизонтальный дренаж водобоя и рисбермы; 12 - дренажные колодцы; 13 - обратный фильтр; 14 - вертикальный дренаж основания; 15 - горизонтальный дренаж фундаментной плиты; 16 - верховой подплотинный шпунт; 17 - горизонтальный дренаж понура; 18 - понурный шпунт; 19 - надшпунтовая балка; 20 - крепление пригрузки; 21 - пригрузка понура; 22 - анкерный понур; 23 - гибкий участок анкерного понура; 24 - верховой участок фундаментной плиты; 25 - водослив; 26 - гребень водослива

9.1.3 Водосбросные бетонные и железобетонные плотины на нескальных основаниях следует разбивать на секции температурно-осадочными швами, как правило, по оси быков.

При однородном основании допускается не разбивать плотину на секции, устраивая в отдельных случаях швы-надрезы.

9.1.4 Величину заглубления фундаментной плиты плотины в грунт следует устанавливать с учетом требований статической устойчивости, гидравлических и фильтрационных условий.

При необходимости следует предусматривать устройство бетонного зуба или низового шпунтового ограждения.

9.1.5 Торец фундаментной плиты плотины с понуrom из связных грунтов следует проектировать наклонным в сторону верхнего бьефа.

9.1.6 В пределах секции плотины следует предусматривать жесткое соединение быков с фундаментной плитой. Допускается предусматривать раздельное возведение быков и фундаментной плиты с последующим омоноличиванием швов.

9.1.7 Сопрягающий устой, входящий в состав береговой секции плотины, следует располагать, как правило, на общей фундаментной плите. Допускается сопрягающий устой проектировать в виде подпорной стены, при этом в температурно-осадочном шве между устоем, водосливом и фундаментной плитой необходимо предусматривать уплотнения.

9.1.8 Сопрягающие устои в пределах понура, водобоя и рисбермы следует проектировать в виде подпорных стен.

9.1.9 При проектировании плотины, в зависимости от пролета водосливных отверстий, климатических и инженерно-геологических условий района строительства

следует предусматривать жесткую заделку водослива в быки или устройство между ними температурных швов, прорезающих водослив в плоскости лицевой грани быка от гребня до верха фундаментной плиты. При водосливных отверстиях пролетом более 30 м следует предусматривать устройство температурных швов в теле водослива.

9.1.10 Глубинные водосбросы плотин на нескальных основаниях надлежит проектировать в виде замкнутых железобетонных рам.

9.1.11 При проектировании водосбросных плотин на нескальных основаниях в качестве основной формы сопряжения бьефов следует принимать донный режим, предусматривая в необходимых случаях устройство гасителей энергии и растекателей потока.

9.1.12 При донном режиме сопряжения бьефов в качестве основных надлежит принимать следующие типы гасителей энергии:

- сплошная водобойная стенка;
- водобойный колодец;
- водобойная стенка с расположенным ниже ее неглубоким водобойным колодцем;
- прорезная водобойная стенка;
- гаситель в виде нескольких рядов шашек или пирсов;
- комбинированные из разных типов указанных гасителей.

Допускается применение и других типов гасителей при надлежащем технико-экономическом и экспериментальном обосновании.

9.1.13 Выбор типа гасителей, их расположение на водобое необходимо определять на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом допустимых глубин на водобое, условий возникновения кавитации и сбойности течения, а также размывающей способности потока ниже гасителей. Минимальное расстояние от сжатого сечения потока до гасителей следует принимать равным от 4 до 4,5 высоты прыжка или применять безэрозионные гасители.

Конструкция гасителя наряду с гашением энергии должна обеспечивать устойчивость потока и исключать опасность возникновения сбойных течений. В нижнем бьефе мало пролетных плотин целесообразно применение специальных противосбойных гасителей.

9.1.14 Длина и профиль рисбермы, конструкция переходного крепления от рисбермы к незакрепленному руслу должны определяться на основе технико-экономического сопоставления вариантов, с учетом обеспечения не размывающих скоростей потока в начале незакрепленного русла.

9.1.15 Для плотин I, II и III классов рисберму следует проектировать, как правило, в виде плит из монолитного бетона или железобетона.

Для плотин IV класса рисберму допускается предусматривать в виде каменной наброски или отмошки, габионных сеток, сборных бетонных или железобетонных плит, соединенных между собой арматурой.

9.1.16 Толщины плит водобоя и рисбермы определяются расчетом из условий обеспечения их прочности и устойчивости с учетом осредненных и пульсационных нагрузок. Необходимо предусматривать разрезку их температурно-осадочными швами, дренирование под плитной областью, устройство дренажных колодцев и др.

9.1.17 Тип и конструкцию дренажа подплитной области водобоя и рисбермы, размеры и размещение дренажных колодцев следует выбирать в зависимости от величины и распределения гидродинамического давления при различных сбросных расходах через плотину. При этом должны быть исключены возникновение высокого осредненного и пульсационного давления в подплитной области и суффозионные явления в обратном фильтре и подстилающем грунте.

Допускается устраивать закрытые дренажные колодцы с выводом фильтрационной воды в сопрягающих устоях, отдельных стенках, быках.

Выпуски дренажа следует размещать в зонах пониженного давления, ниже минимального уровня нижнего бьефа.

В рисберме из сборных плит дренажные колодцы допускается не устраивать.

9.1.18 В конце рисбермы следует предусматривать устройства в виде вертикальной стены, предохранительного ковша, переходного деформируемого крепления или сочетания из этих конструкций (см. Рисунок 13).

9.1.19 Вертикальные стены в конце рисбермы или водобоя (в виде бетонной или железобетонной стены, шпунтовой стены плоской или ячеистой конструкции, ряжей, заполненных камнем и др.) следует проектировать на всю глубину возможного размыва грунта. Допускается устраивать вертикальную стену не на полную глубину размыва с участком переходного деформируемого крепления за ней.

9.1.20 При устройстве предохранительного ковша в конце рисбермы с переходным креплением его верхового откоса и дна заложение низового размываемого откоса ковша следует определять из условия его устойчивости в строительный период. Заложение верхового откоса ковша следует назначать с учетом гидравлических условий растекания потока и размещения на нем наклонного участка рисбермы или переходного деформируемого крепления.

9.1.21 Переходное деформируемое крепление надлежит проектировать в виде отдельных бетонных или железобетонных плит, шарнирно связанных между собой или с компенсационными связями; из гравийной или каменной наброски; габионных, фашинных креплений или иной конструкции тюфяков с пригрузкой их камнем или гравием, а также в виде сочетания этих типов креплений.

Тип крепления следует выбирать на основании сравнения технико-экономических показателей разработанных вариантов с учетом гидравлических условий, допустимой глубины размыва и других факторов.

9.2 ПОДЗЕМНЫЙ КОНТУР

9.2.1 Подземный контур бетонных и железобетонных плотин на нескальных основаниях в зависимости от физико-механических характеристик грунтов следует предусматривать из следующих конструктивных элементов:

- понура;
- вертикальной преграды в виде шпунта, зуба или противofильтрационной завесы;
- дренажа горизонтального или вертикального.

9.2.2 Следует рассматривать следующие основные схемы подземного контура:

- 1 - бездренажные фундаментная плита и понур;

- 2 - горизонтальный дренаж под фундаментной плитой;
- 3 - горизонтальный дренаж под фундаментной плитой и понуром;
- 4 - вертикальная преграда, пересекающая водопроницаемое основание на всю его глубину;
- 5 - сочетание из понура, вертикальной преграды, не доходящей до водонепроницаемого слоя, и дренажа, устраиваемого за вертикальной преградой.

При наличии в основании плотины перемежающихся слоев песчаных и глинистых грунтов, а также напорных грунтовых вод в подземном контуре плотины следует устраивать глубинные дренажные скважины.

9.2.3 Схему 1 следует применять при расположении плотины на песчаных грунтах и глубоко (более 20 м) залегании водоупора в случаях, когда общая устойчивость сооружения обеспечивается без специальных мер по снижению фильтрационного давления, а по условию фильтрационной устойчивости грунтов основания требуется предусматривать удлиненный подземный контур. В остальных случаях при указанных геологических условиях следует применять схему 2.

Схему 3 следует применять при наличии в основании глинистых грунтов, требующих для обеспечения устойчивости сооружения на сдвиг применения анкерного понура. При этом является обязательным устройство понурного шпунта.

Схему 4 надлежит применять при залегании водоупора на глубине не более 20 м. В этом случае понур допускается не предусматривать.

Схему 5 следует применять для плотин с напором более 10 м, возводимых на средних по проницаемости грунтах.

9.3 Понуты

9.3.1 Понуры по конструкции подразделяются на:

- жесткие, в виде покрытий из бетона и железобетона;
- гибкие, выполняемые из грунтов, асфальтовых, полимерных и других материалов, отвечающих требованиям деформативности, водонепроницаемости, прочности, стойкости к химической агрессии;
- смешанной конструкции из гибкого и жесткого участков (анкерные понуры).

9.3.2 Коэффициент фильтрации понура должен быть в 50 и более раз меньше коэффициента фильтрации грунтов основания.

Водонепроницаемые понуры следует предусматривать при грунтах основания из глины или суглинков.

Маловодопроницаемые понуры (с коэффициентом фильтрации $K \leq 10^{-3}$ м/с) - при песчаных грунтах и супесях.

Для плотин IV класса понур следует устраивать преимущественно из местных материалов (суглинков, глин, торфа, разложившегося не менее чем на 50%).

9.3.3 Длину понура следует устанавливать на основании результатов расчетов фильтрационной прочности грунта основания и устойчивости плотины.

9.3.4 Толщина грунтового понура t_a должна быть $t_a \geq \Delta H_{ua} \gamma_n / I_{cr,m}$, но не менее 0,5 м, где ΔH_{ua} - потеря напора от начала подземного контура (от верхнего бьефа до рассматриваемого вертикального сечения понура); $I_{cr,m}$ — критический средний градиент напора для материала понура, определяемый в соответствии со СН РК 3.04-02; γ_n - см. п.8.2.4.10.

9.3.5 Гибкие водонепроницаемые понуры следует проектировать:

- литыми, из последовательно наносимых слоев литого гидроизоляционного материала с прокладкой армирующей рулонной стеклотканью;
- оклеечными, из рулонных гидроизоляционных материалов в несколько слоев, перекрывая каждым последующим слоем стык нижерасположенного слоя.

9.3.6 Бетонные понуры следует проектировать в виде плит с гидроизоляцией по напорной грани и уплотнением швов между плитами и между понуром и граничащими сооружениями.

Для плотин IV класса при слабodeформируемых грунтах основания допускается применять бетонные понуры без гидроизоляционного покрытия. В этом случае толщину понура следует определять по критическому среднему градиенту напора для бетона $I_{cr,m} = 30$.

9.3.7 Анкерный понур следует предусматривать для плотин, расположенных, как правило, на глинистых грунтах.

Жесткие участки анкерного понура следует проектировать в виде железобетонной плиты с оклеечной или литой гидроизоляцией и с выпусками арматуры, заделываемой в анкеруемое сооружение.

Гибкий участок должен воспринимать все деформации (сдвиг и осадку), возникающие в месте контакта с анкеруемым сооружением, и сохранять при этом полную водонепроницаемость.

9.3.8 Для понуров всех видов, за исключением бетонных, следует предусматривать пригрузку их грунтом, предохраняемым от размыва креплением в виде бетонных плит или каменной наброски.

9.3.9 Подготовку основания под понур необходимо предусматривать:

- для понуров из местных материалов при песчаных и супесчаных грунтах основания - уплотнением поверхности основания; в случае крупно обломочных грунтов основания, в виде песчаного переходного слоя толщиной не менее 10 см;
- для бетонного или анкерного понуров — уплотнением поверхности основания и укладкой слоя бетона толщиной 5-10 см;
- для понуров из асфальтовых или полимерных материалов - путем укладки слоя щебня или гравия, пропитанного битумом, или слоя бетона толщиной 5-10 см.

9.3.10 В сопряжениях понура с плотиной, с подпорными стенами, с отдельным устоем, с понурным шпунтом и в сопряжениях отдельных секций понура между собой необходимо предусматривать уплотнения согласно указаниям пп.6.2.1-6.2.7. При выборе конструкции уплотнений следует учитывать величины возможных деформаций граничащих сооружений.

9.4. Шпунты

9.4.1 Вид шпунта (металлического, железобетонного или деревянного) следует выбирать в зависимости от геологических условий, расчетного напора и глубины погружения.

9.4.2 Общую глубину погружения шпунта следует принимать не менее 2,5 м, а глубину погружения шпунта в водонепроницаемый слой - не менее 1 м.

9.4.3 Передача силовых нагрузок от сооружения на противофильтрационные шпунты не допускается.

9.4.4 Верховой подплотинный шпунт следует предусматривать при отсутствии понура.

Применение бесшпунтовых схем подземного контура допускается в случае несвязных грунтов основания при наличии понура или при заглублении подошвы верхового зуба фундаментной плиты в водонепроницаемые грунты и при обеспечении низовым зубом фундаментной плиты фильтрационной прочности основания.

9.4.5 При применении в подземном контуре плотины висячих (не доходящих до водопора) шпунтов расстояние между двумя смежными рядами шпунтов следует принимать не менее суммы глубин их погружения.

9.5. Зубья и противофильтрационные завесы

9.5.1 При проектировании бетонных и железобетонных плотин на скальных основаниях следует предусматривать верховой и низовой подплотинные зубья.

Противофильтрационные бетонные и железобетонные зубья (преграды) следует предусматривать в случаях, когда применение шпунта невозможно по инженерно-геологическим условиям.

9.5.2 Температурно-деформационный шов между противофильтрационным зубом и фундаментной плитой плотины следует устраивать при надлежащем обосновании.

9.5.3 При песчаных и крупнообломочных грунтах основания допускается предусматривать у верховой грани плотины противофильтрационную завесу или преграду, выполняемую в виде траншеи, заполненной бетоном или глинистым грунтом, буробетонной стенки.

Глубину противофильтрационной завесы, характеристики ее водонепроницаемости следует назначать в зависимости от напора на плотину, фильтрационных и суффозионных свойств грунта основания, требований по снижению противодействия на подошву плотины.

9.5.4 Толщина противофильтрационной завесы t_a должна быть

$$t_a \geq \Delta H_c \gamma_n / I_{cr,m}, \quad (16)$$

где ΔH_c - потеря напора в данном сечении завесы;

γ_n - см. п.7.13;

$I_{cr,m}$ - критический средний градиент напора на завесе.

В зависимости от вида грунтов основания величину $I_{cr,m}$ для завес следует принимать равным:

4 - для мелкозернистых песков;

5 - для средне- и крупнозернистых песков;

3 - для в гравийно-галечникового грунта.

9.6 Дренажные устройства

9.6.1 Устройство горизонтального дренажа, выполняемого из крупнозернистого материала (щебня, гравия) и защищенного от заиливания обратным фильтром, следует предусматривать: для плотин на глинистых грунтах основания, а также на песчаных грунтах в случаях, когда для обеспечения устойчивости плотины недостаточно устройства понура или вертикальной противofiltrационной преграды; под водобоем, рисбермой, плитами крепления откосов, особенно в зонах пульсационного и волнового воз действий, при наличии в основании плотины размываемых грунтов.

9.6.2 Число слоев обратного фильтра и зерновой состав надлежит определять в соответствии со СНиП РК 3.04-02.

Толщину слоя горизонтального дренажа следует назначать с учетом конструктивных особенностей плотины и производственных условий, но не менее 20 см.

9.6.3 Отвод воды из горизонтального дренажа следует предусматривать в дренаж водобоя или посредством дренажной системы, проходящей через тело плотины, сопрягающий или раздельный устой, в нижний бьеф. Выходные отверстия дренажной системы следует предусматривать в местах со спокойным режимом потока и располагать ниже минимального уровня нижнего бьефа.

9.7 Расчеты плотин на прочность и устойчивость

9.7.1 Расчеты плотин на нескальных основаниях на прочность и устойчивость следует производить в соответствии с указаниями раздела 7 и настоящего раздела.

9.7.2 Величины контактных напряжений по подошве плотин на нескальных основаниях надлежит определять согласно требованиям СНиП РК 3.04-04 и настоящего раздела.

При расчете нормальных контактных напряжений методами сопротивления материалов величины напряжений, МПа, в угловых точках фундаментной плиты секции плотины следует определять по формуле:

$$\sigma_{ABCD} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x^i} \pm \frac{M_y}{W_y^i}, \quad (17)$$

где N - нормальная сила (с учетом противодействия), МН;

A - площадь подошвы секции плотины, м²;

M_x, M_y - изгибающие моменты относительно главных осей инерции подошвы плотины, МН·м;

W_x, W_y - моменты сопротивления подошвы плотины для соответствующих угловых точек A, B, C и D относительно главных осей инерции, м³.

9.7.3 При раздельном возведении быков, устоев и фундаментной плиты плотины на основании из песчаных грунтов реакция основания полностью возведенного сооружения должна определяться путем суммирования эпюры контактных напряжений для

строительного периода под каждым элементом сооружения и эпюры напряжений, полученной от нагрузок, прикладываемых к сооружению после его омоноличивания.

Для основания плотины из глинистых грунтов контактные напряжения следует определять с учетом перераспределения их во времени.

9.7.4 Секции плотин I и II классов следует рассчитывать на общую прочность как пространственные конструкции совместно с упругим основанием методами строительной механики или теории упругости с учетом перераспределения усилий вследствие трещинообразования.

Предварительные расчеты прочности плотин I и II классов, а плотин III и IV классов во всех случаях допускается производить приближенно, рассматривая их работу отдельно в поперечном (вдоль потока) и в продольном (поперек потока) направлениях в соответствии с требованиями 8.7.6-8.7.7.

9.7.5 В случаях, когда схема расчета плотины на общую прочность не учитывает особенности работы отдельных элементов (фундаментная плита, быки, водослив и др.) и приложения к ним местных нагрузок, указанные элементы следует дополнительно рассчитывать на местную прочность. Расчетные усилия, напряжения и количество арматуры в раз личных сечениях плотины следует определять с учетом результатов расчетов как на общую прочность секции плотины, так и на местную прочность отдельных элементов.

9.7.6 Расчет общей прочности плотины в поперечном направлении следует производить:

- водосливной плотины, как ребристой конструкции, ребрами жесткости которой являются быки и полубыки;
- двухъярусной плотины и плотины с глубинными водосбросами, как конструкции коробчатого вида.

В расчетное сечение следует вводить только часть быков и полубыков по высоте. Допускается ограничивать расчетную высоту быков и полубыков наклонными плоскостями, проходящими под углом 45° к горизонтали через крайние точки сопряжения с фундаментной плитой.

Аналогично должна ограничиваться высота расчетного сечения водослива.

9.7.7 Расчет общей прочности секции плотины в продольном направлении следует производить:

- водосливной плотины, как балки на упругом основании;
- двухъярусной плотины и плотины с глубинными водосбросами, как рамной конструкции на упругом основании.

При расчете общей прочности секции водосливной плотины в продольном направлении массив водослива вводится в расчетное сечение только в случае отсутствия температурных швов в пролете водослива. При наличии температурных швов между телом водослива и быком и полубыком в расчетное сечение следует вводить часть водослива, ограниченную плоскостями, проходящими через основание шва под углом 45° к горизонтали.

При расчете общей прочности в продольном направлении секции двухъярусной плотины или плотины с донными водосбросами фундаментную плиту, пролетные

конструкции водосброса, быки и полубыки в расчетные сечения следует включать полностью.

9.8 Расчет анкерного понура

9.8.1 Распределение полной горизонтальной сдвигающей силы между анкерным понуром и плотиной независимо от вида грунта основания следует определять с учетом упругой деформации грунта в их основании и растяжения арматуры понура по методу коэффициента сдвига и упругого слоя конечной глубины.

Методом коэффициента сдвига определяются усилия, воспринимаемые анкерным понуром в случаях, когда на протяжении всей длины понура отсутствует состояние предельного равновесия, т.е. соблюдается условие

$$\tau_{max} < \tau_{lim} = P_{ua} \operatorname{tg} \varphi + c \quad (18)$$

где τ_{max} - наибольшее касательное напряжение под понуром, МПа;

τ_{lim} - касательное напряжение под понуром, соответствующее состоянию предельного равновесия, МПа;

P_{ua} - интенсивность вертикального давления на понур, МПа;

φ, c - соответственно расчетные значения угла внутреннего трения, град, и удельного сцепления грунта основания, МПа.

В расчетах допускается принимать $\tau_{max} = 0,8 \tau_{lim}$.

9.8.2 По методу коэффициента сдвига горизонтальную силу, МН, воспринимаемую секцией понура, в зависимости от характера распределения площади сечения арматуры по длине понура следует определять при распределении по:

треугольнику — по формуле

$$Q_{ua}^1 = \frac{Q}{1 + ab \frac{K_{1x}}{K_x} \cdot \frac{I_o (2\alpha l_a)^1}{I_1 (2\alpha l_a)}}; \quad (19)$$

прямоугольнику

$$Q_{ua}^{11} = \frac{Q}{1 + ab \frac{K_{1x}}{K_x} \cdot \operatorname{ctg}(\alpha l_a)}; \quad (20)$$

трапеции

$$Q_{ua}^{111} = Q_{ua}^1 + (Q_{ua}^{11} - Q_{ua}^1) \frac{A_s^i}{A_s^f} \quad (21)$$

где Q - полная сдвигающая сила, действующая на секцию плотины, МН;

$K_x, K_{1,x}$ - коэффициенты постели при сдвиге для грунтов основания соответственно понура и плотины, МН/м³;

l_a, b - соответственно длина понура и ширина подошвы плотины, м;

I_0, I_1 - бесселеровы функции чисто мнимого аргумента;

A_s^f, A_s^i - площадь сечения арматуры соответственно в конце и в начале (в месте примыкания к плотине) понура, м²;

α - величина, характеризующая упругие свойства понура и его основания, определяемая по формуле

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_x b_{da}}{E_s A_s^i}} \quad (22)$$

здесь E_s - модуль упругости арматуры, МПа, принимаемый в соответствии со СНиП 2.06.08;

b_{da} - ширина расчетного участка понура, равная длине секции плотины.

Коэффициент постели при сдвиге, МН/м³, определяется по формуле

$$K_x = K_y \frac{1-\nu}{1-\nu\psi}, \quad (23)$$

где K_y - коэффициент постели при сжатии, МН/м³;

ν - коэффициент Пуассона грунта;

ψ - коэффициент, зависящий от соотношения стороны подошвы фундамента (понура или плотины) в направлении действия сдвигающей силы (l_a или b) к длине секции плотины l_a , принимаемый по таблице 12.

Величину коэффициента постели при сжатии K_y следует определять с учетом данных полевых исследований.

9.8.3 Величину горизонтальной силы, воспринимаемой понуром, следует учитывать при проверке устойчивости плотины на сдвиг при определении расчетного значения обобщенной силы предельного сопротивления.

Таблица 12 – Значения коэффициента ψ

Соотношение сторон подошвы фундамента (l_a или b) к длине секции плотины l_a	Коэффициент ψ
0,10	0,73
0,20	0,68
0,33	0,63
0,50	0,59
1,0	0,50
2,0	0,41
3,0	0,37
5,0	0,32
10	0,27

10 ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

10.1 Конструирование гравитационных плотин и их элементов

10.1.1 Конструирование гравитационных плотин и их элементов следует выполнять в соответствии с разделом 7 и указаниями настоящего раздела.

10.1.2 При проектировании гравитационных плотин на скальных основаниях (Рисунок 14) следует рассматривать техническую возможность и экономическую целесообразность применения наряду с массивными гравитационными плотинами

облегченных видов, приведенных на рисунке 1, б - д.

Для массивных гравитационных плотин следует рассматривать возможность применения для внутренних зон малоцементного жесткого бетона.

10.1.3 Для створов, в которых $l_{ch}/h \leq 5$ (где l_{ch} — ширина ущелья по хорде на уровне гребня плотины, h - высота плотины), следует рассматривать целесообразность применения наряду с плотинами с постоянными температурными швами (разрезные плотины) плотин с частично или полностью омоноличенными поперечными температурными швами или без швов (неразрезные плотины).

10.1.4 Исходный поперечный профиль гравитационной плотины должен иметь форму треугольника с вершиной на отметке нормального подпорного уровня воды в верхнем бьефе.

10.1.5 Для снижения фильтрационного противодействия в основании гравитационных плотин следует предусматривать устройство дренажа основания, а, при необходимости, и местных разгрузочных полостей по подошве плотины (см. рисунок 15). В плотинах с расширенными швами ширина полости шва должна составлять не более половины ширины секции плотины.

10.1.6 В тех случаях, когда основание плотины сложено грунтами со средним коэффициентом фильтрации $K \geq 0,1$ м/сут, в составе подземного контура плотины следует предусматривать противofильтрационные устройства (цементационная завеса, понур) и дренаж. При этом расстояние от напорной грани плотины до оси цементационной завесы должно быть, как правило, $(0,05 - 0,1) b$ (где b - ширина подошвы плотины), если подземный контур плотины состоит только из цементационной завесы и дренажа.

Расстояние между дренажными и цементационными скважинами должно быть больше радиуса цементации и не менее 4 м.

Применение понура и размещение в этом случае цементационной завесы необходимо обосновать результатами фильтрационных исследований и расчетов прочности.

В тех случаях, когда грунты, слагающие основание плотины, водонепроницаемы или слабоводопроницаемы ($K < 0,1$ м/сут), включение в состав подземного контура наряду с дренажом цементационной завесы должно быть обосновано результатами фильтрационных исследований. Если устройство цементационной завесы не предусматривается, следует рассмотреть необходимость укрепительной цементации зоны контакта плотины с основанием.

10.1.7 Глубину заделки крупных разрывных нарушений в скальном основании следует определять по результатам расчета напряженного состояния плотины совместно со скальным основанием с учетом неоднородности основания (при этом должны выполняться условия прочности п.10.2.7), а также специальных исследований.

10.1.8 Проектирование гравитационных плотин на основаниях из полускальных грунтов выполняется так же, как плотин на основаниях из скальных грунтов, но в расчеты таких плотин должны вводиться соответствующие характеристики полускальных грунтов.

10.1.9 Основные схемы сопряжения бьефов водосбросных гравитационных плотин всех классов в зависимости от высоты сооружения и ширины створа принимаются по Таблице 13.

10.1.10 Конструкцию водобоя для плотин I и II классов высотой более 40 м следует обосновывать результатами гидравлических расчетов и экспериментальных исследований: водобои плотин всех классов высотой до 40 м допускается проектировать на основании результатов гидравлических расчетов и аналогов.

Водобойные стенки обтекаемой формы, водобойные колодцы или безэрозионные гасители над лежит применять в качестве гасителей энергии для плотин I, II, III классов высотой более 25 м. Для плотин всех классов высотой до 25 м допускается предусматривать гасители, указанные в 9.1.12.

Для уменьшения толщины плит водобоя следует предусматривать:

- анкерное крепление плит к основанию, независимо от высоты плотины;
- устройство в плитах дренажных колодцев — в плотинах высотой до 25 м, а при гидравлическом обосновании, в плотинах высотой до 40 м.

10.1.11 Для улучшения напряженного состояния в приконтактной зоне плотины и в основании и для предотвращения температурного трещинообразования следует рассматривать целесообразность устройства одного или нескольких горизонтальных швов-надрезов со стороны верховой грани с постановкой в швах уплотнений.

А-А

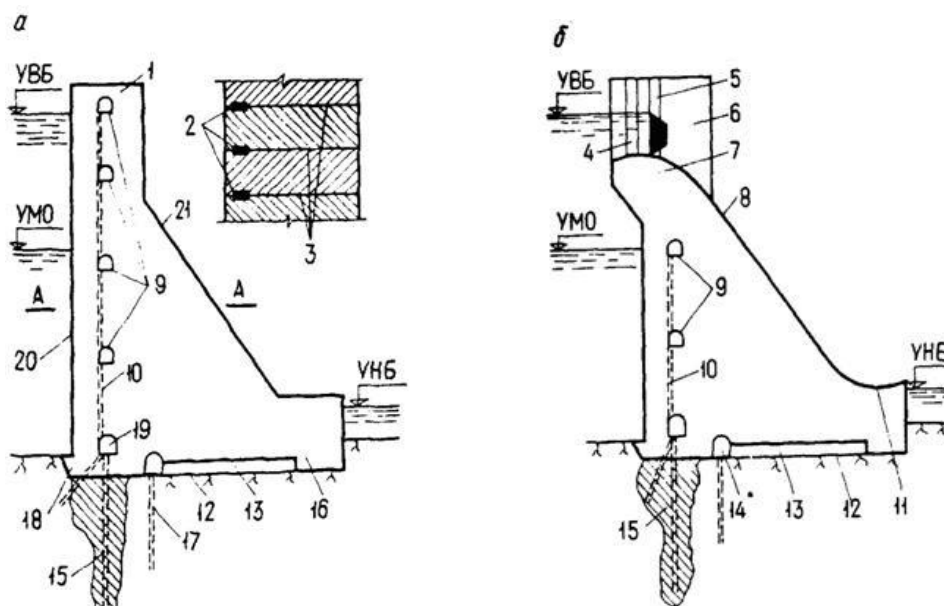


Рисунок 14 - Отдельные части и элементы гравитационных плотин на скальном основании

а - глухая плотина, б - водосливная плотина; 1 - гребень; 2 - противофильтрационные уплотнения; 3 - температурные швы; 4 - паз ремонтного загораживания; 5 - паз рабочего затвора; 6 - промежуточный бык водосливной плотины; 7 - гребень водослива; 8 - водосливная грань; 9 - смотровые галереи; 10 - дрены тела плотины; 11 - носок-трамплин; 12 - подошва; 13 - разгрузочная полость; 14* - дренажная галерея; 15 - противофильтрационная (обычно цементационная) завеса; 16 - низовой клин; 17 - дренажные скважины основания; 18 - верховой клин; 19* - цементационная галерея; 20 - напорная грань; 21 - низовая грань

Примечание Допускается производить устройство цементационной завесы и дренажа из одной галереи.

Таблица 13 – Схемы сопряжения бьефов

Относительная ширина створа	Высота плотины, м	Схема сопряжения бьефов
$l_{сн}/h > 3$	до 40	Донный гидравлический прыжок Незатопленный поверхностный прыжок*
	свыше 40	Отброс струй носками-трамплинами
$l_{сн}/h \leq 3$	любая	Донный гидравлический прыжок
* Сопряжение бьефов с помощью незатопленного поверхностного прыжка для плотин высотой более 40 м допускается при гидравлическом обосновании.		

10.2 Расчет гравитационных плотин

10.2.1 Расчеты плотины и ее элементов на прочность, устойчивость и трещиностойкость, а так же ее железобетонных конструкций на раскрытие трещин надлежит выполнять в соответствии с требованиями СНиП 2.06-08, СНиП РК 3.04-04, раздела 8 и указаниями настоящего раздела.

10.2.2 Расчеты гравитационных плотин разрезной конструкции, имеющих плоские постоянные поперечные швы, на прочность и устойчивость следует производить по схеме плоской задачи, рассматривая отдельно одну секцию или условно вырезанный 1 м плотины. Напряженное состояние плотины следует определять отдельно для каждого вида секций (глухих, водосливных, станционных) с учетом специфики их возведения и статической работы.

Расчеты устойчивости неразрезных плотин допускается проводить для сооружения в целом. Расчеты неразрезных плотин на прочность допускается выполнять аналогично расчетам арок плотин согласно указаниям раздела 8, а также методами решения объемной задачи теории упругости.

Напряженное состояние неразрезных плотин, работающих в сложных пространственных условиях (несимметричность створа, действующих нагрузок и реакции основания, в том числе от береговых упоров), следует определять как для пространственной задачи экспериментальными или расчетными методами.

10.2.3 Расчеты общей прочности бетонных гравитационных плотин, как правило, выполняются на полный состав нагрузок и воздействий основных и особых сочетаний.

Допускается рассчитывать на сокращенный состав нагрузок и воздействий основного и особых сочетаний плотины высотой более 60 м на начальных стадиях проектирования, а плотины высотой менее 60 м - на всех стадиях проектирования.

10.2.4 В расчетах плотин на полный состав нагрузок и воздействий учитываются нагрузки и воздействия в соответствии с указаниями 8.1.2-8.1.5. При этом:

- в качестве температурных воздействий рассматриваются изменения температурного состояния сооружения, определенные с учетом начального режима твердения бетона, температуры замыкания строительных швов, полного остывания бетонной кладки до средне-многолетних эксплуатационных температур, сезонных колебаний температуры наружного воздуха и воды в водохранилище и наличия эксплуатационного подогрева сооружения (если подогрев предусматривается);

- силовое воздействие фильтрующейся воды в теле плотины и основании принимается в виде объемных и поверхностных сил согласно указаниям 8.1.13;

- сейсмические воздействия определяются для двух- или трехмерных схем расчета в соответствии со схематизацией, принятой в расчетах сооружения на статические воздействия.

При обосновании в полный состав нагрузок и воздействий эксплуатационного периода для основного и особых сочетаний допускается включать воздействия набухания бетона верховой грани плотины.

10.2.5 Расчеты общей прочности плотин на полный состав нагрузок и воздействий следует производить:

- 1) для начального периода эксплуатации построенного сооружения, когда его остывание до средне-многолетних эксплуатационных температур еще не произошло;
- 2) для установившегося периода эксплуатации сооружения, когда оно полностью остыло до среднемноголетних температур.

Проверка условий общей прочности плотины в обоих случаях выполняется, как правило, для февраля и августа.

10.2.6 Расчеты плотин на полный состав нагрузок и воздействий эксплуатационного периода выполняются методами теории упругости с учетом возможного раскрытия строительных швов у низовой грани сооружения.

Глубина раскрытия швов у низовой грани определяется расчетом в соответствии с указаниями 8.1.11.

Материал у верховой грани плотины, а также в основании сооружения условно принимается сплошным, а возможность раскрытия швов на верховой грани плотины, включая контактное сечение, косвенно учитывается в критериях прочности назначением соответствующих предельных глубин зоны растяжения.

10.2.7 Условия прочности гравитационных плотин, рассчитываемых на полный состав нагрузок и воздействий эксплуатационного периода, следует принимать по Таблице 14,

где γ_n , γ_c , γ_{cd} - коэффициенты, принимаемые согласно 8.1.13;

σ_3 - максимальные главные сжимающие напряжения, МПа;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа;

b - ширина плотины по основанию, м;

b_d - ширина расчетного горизонтального сечения, м;

d_t - глубина зоны растяжения в горизонтальных сечениях тела плотины и контактном сечении, определенная в предположении работы бетона у верховой грани плотины на растяжение, м;

t - размер сечения в направлении оси плотины, м;

t_1 - толщина стенки секций в пределах расширенных швов (толщина контрфорсов), м;

b_h - толщина оголовка секции с расширенными швами по торцевому сечению, м;

a_1 - расстояние от верховой грани до дренажа тела плотины, м;

a_2 - расстояние от верховой грани плотины до оси цементационной завесы, м;

a_3 - расстояние от верховой грани плотины до первого ряда дренажных скважин в основании, м;

$$\eta = 4 \left(\frac{t_1}{t} - \frac{1}{2} \right)^2 \text{ — безразмерный коэффициент.}$$

10.2.8 В расчетах прочности плотин на сокращенный состав нагрузок и воздействий температурные воздействия исключаются из рассмотрения, а сейсмические нагрузки определяются по линейно-спектральной теории для случая расчета сооружения по одномерной (консольной) схеме, при этом силовое воздействие фильтрующей воды учитывается только в виде сил противодействия, приложенных на контакте бетон-скала.

В тех случаях, когда амплитуда сезонных колебаний температуры наружного воздуха в районе расположения плотины превышает 17°C , следует учитывать уменьшение ширины расчетных горизонтальных сечений тела плотины или по ее подошве за счет раскрытия строительных швов у низовой грани сооружения под влиянием указанных изменений температуры воздуха.

С целью снижения материалоемкости сооружений плотины всех классов высотой до 60 м, возводимые в районах с амплитудой сезонных колебаний температуры наружного воздуха более 17°C , следует рассчитывать методами теории упругости на полный состав нагрузок и воздействий, обеспечивая выполнение условий прочности, приведенных в Таблице 14.

10.2.9 В расчетах прочности плотин на сокращенный состав нагрузок и воздействий эксплуатационного периода напряжения определяются методами сопротивления материалов, причем значения напряжений, МПа, на верховой и низовой гранях сооружения (Рисунок 15) следует определять по формулам:

$$\sigma_y^u = -\frac{N}{b_d} + \frac{6M}{b_d^2}; \quad (24)$$

$$\sigma_x^u = \sigma_y^u m_u^2 - \gamma_w H_d^u (1 - m_u^2); \quad (25)$$

$$\tau_{xy}^u = (\gamma_w H_d^u + \sigma_y^u) m_u; \quad (26)$$

$$\sigma_1^u = \sigma_y^u (1 + m_u^2) + \gamma_w H_d^u m_u^2; \quad (27)$$

$$\sigma_3^u = -\gamma_w H_d^u; \quad (28)$$

Таблица 14 – Глубина зоны растяжения

Во всех точках тела плотин всех видов при основных и всех особых сочетаниях нагрузок и воздействий: $\gamma_n \gamma_c / \sigma_3 \leq \gamma_{cd} R_b$ у верховой грани сооружения			
Конструктивные особенности плотин и расчетные сечения	Основные сочетания нагрузок	Особые сочетания	
		не включающие сейсмические воздействия	включающие сейсмические воздействия
1 Плотины без расширенных швов Горизонтальные сечения тела плотины без гидроизоляционного экрана на верховой грани	$\sigma_y^u < 0^*$ $ \sigma_y^u \geq 0,25 \gamma_w H_d^u$	$d_t \leq 0,133b_d$	$d_t \leq 0,286b_d^{**}$
То же, с гидроизоляционным экраном на верховой грани	$d_t \leq 0,133b_d$	$d_t \leq 0,167b_d$	$d_t \leq 0,286b_d^{**}$
Контактное сечение плотины без гидроизоляции контакта верховой грани плотины с основанием	$\sigma_c^u < 0$	$d_t \leq 0,300a_2^{***}$	$d_t \leq 0,200b$
То же, с гидроизоляцией контакта верховой грани плотины с основанием	$d_t \leq 0,071b$	$d_t \leq 0,083b$	$d_t \leq 0,200b$
2 Плотины с расширенными швами Горизонтальные сечения тела плотины	$\sigma_y^u < 0^*$ $ \sigma_y^u \geq 0,25 \gamma_w H_d^u$	$d_t \leq 0,133\eta b_d$	$d_t \leq 0,286\eta b_d$
Контактное сечение	$\sigma_c^u < 0$	$d_t \leq 0,300\eta a_2$	$d_t \leq 0,200\eta b$
<p>* Если на некоторой части напорной грани плотины не выполняются данные условия прочности, то на этом участке верховой грани следует предусматривать дополнительные меры по гидроизоляции и предотвращению недопустимого раскрытия строительных швов.</p> <p>** При невыполнении указанных условий прочности надлежит руководствоваться указаниями 9.22.</p> <p>*** В тех случаях, когда подземный профиль плотины не содержит цементационной завесы, вместо a_2, принимается a_3, для плотин без расширенных швов и b_h для плотин с расширенными швами.</p>			

$$\sigma_c^u = \frac{1+m_u^2}{2} \left\{ \sigma_y^u [\cos 2(\alpha - \delta) + 1] + \gamma_w h \left[\cos 2(\alpha - \delta) - \frac{1-m_u^2}{1+m_u^2} \right] \right\} \quad (29)$$

$$\sigma_y^t = -\frac{N}{b_d} - \frac{6M}{b_d^2}; \quad (30)$$

$$\sigma_x^t = \sigma_y^t m_t^2 - \gamma_w H_d^t (1 - m_t^2); \quad (31)$$

$$\tau_{xy}^t = -(\gamma_w H_d^t + \sigma_y^t) m_t; \quad (32)$$

$$\sigma_1^t = -\gamma_w H_d^t; \quad (33)$$

$$\sigma_1^t = \sigma_y^t (1 + m_t^2) + \gamma_w H_d^t m_t^2; \quad (34)$$

где $\sigma_y^u, \sigma_x^u, \sigma_y^t, \sigma_x^t$ - нормальные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам соответственно у верховой и низовой граней, МПа;

τ_{xy}^u, τ_{xy}^t - касательные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам соответственно у верховой и низовой граней, МПа;

$\sigma_1^u, \sigma_3^u, \sigma_1^t, \sigma_3^t$ - максимальные растягивающие и максимальные сжимающие главные напряжения соответственно у верховой и низовой граней плотины, МПа;

σ_c^u - нормальные напряжения, действующие по площадкам контактного сечения у верховой грани, МПа;

M - момент сил, приложенных к плотине выше расчетного сечения, относительно центра тяжести этого сечения, МН·м;

N - нормальная сила, равная сумме проекций на нормаль к расчетному сечению всех сил, действующих на плотину выше расчетного сечения, МН;

b_d - ширина расчетного сечения, м;

γ_w - удельный вес воды, МН/м³;

H_d^u, H_d^t, h - соответственно напоры над расчетным сечением со стороны верхнего и нижнего бьефов и напор над контактным сечением у верховой грани со стороны верхнего бьефа, м;

m_u, m_t - соответственно наклоны верховой и низовой граней на уровне расчетного сечения;

α - угол между плоскостью напорной грани плотины и вертикальной плоскостью, град;

δ - угол между плоскостью подошвы плотины и горизонтальной плоскостью, град.

В приведенных формулах нормальные растягивающие силы и напряжения приняты со знаком «плюс», сжимающие - со знаком «минус»; изгибающий момент по часовой стрелке принят со знаком «плюс», против часовой стрелки - со знаком «минус».

10.2.10 Условия прочности гравитационных плотин (Рисунок 15), рассчитываемых на сокращенный состав нагрузок и воздействий эксплуатационного периода, принимаются по Таблице 14, где $\gamma_n, \gamma_c, \gamma_{cd}, \sigma_3, R_b, b, b_d, d_t, t, t_1, b_h, a_1, a_2, a_3, \eta$ - см. 7.18; $\sigma_y^u, \sigma_c^u, \gamma_w, H_d^u$ - см. п. 7.20.

10.2.11 В тех случаях, когда при расчете общей прочности гравитационных плотин на особые сочетания нагрузок, включающие сейсмические воздействия, глубина растянутой зоны у верховой грани тела плотины d_t , превышает ее предельное значение, равное $0,286 b_d$, надлежит:

- при $0,286 < d_t < 0,320 b_d$ - оценивать прочность сооружения в сечении по условию $\gamma_n \gamma_c |\sigma_3| \leq \gamma_{cd} R_b$ с определением значений напряжений σ_3 без учета работы бетона на растяжение у верховой грани плотины;

- при $d_t > 0,320 b_d$ - армировать верховую грань сооружения, рассматривая сечение тела плотины как железобетонное и обеспечением прочности бетона сжатой зоны по условию $\gamma_n \gamma_c |\sigma_3| \leq \gamma_{cd} R_b$.

Для плотин, рассчитываемых на сокращенный состав нагрузок и воздействий методами сопротивления материалов, максимальные главные сжимающие напряжения на низовой грани сооружения при выходе из работы бетона растянутой зоны допускается определять по формуле

$$\sigma_3^t = (1 + m_t^2) \frac{(\sigma_y^u + \sigma_y^t)^2}{2\sigma_y^u + \sigma_y^t} + \gamma_w H_d^2 m_t^2, \quad (35)$$

где σ_y^u , σ_y^t , m_t , γ_w , H_d^2 — см. п.6.20.

Для облегчения напряженного состояния плотины при сейсмических воздействиях и уменьшения количества арматуры на верховой грани сооружения надлежит предусматривать конструктивные мероприятия, в том числе снижение массы оголовка плотины.

10.2.12 При выборе условия прочности из числа приведенных в Таблицах 13 и 14 наличие гидроизоляции верховой грани учитывается в том случае, если предусмотрена защита гидроизоляционного экрана от внешних механических повреждений или возможен его ремонт, а дренаж тела плотины предусмотрен непосредственно за экраном; наличие гидроизоляции контакта учитывается в том случае, если понур имеет длину не менее $0,166 h$, а напорная грань плотины защищена противодиффузионным экраном, сопряженным с понуром, на высоту от подошвы не менее $0,166b$ и не менее $2a_1$.

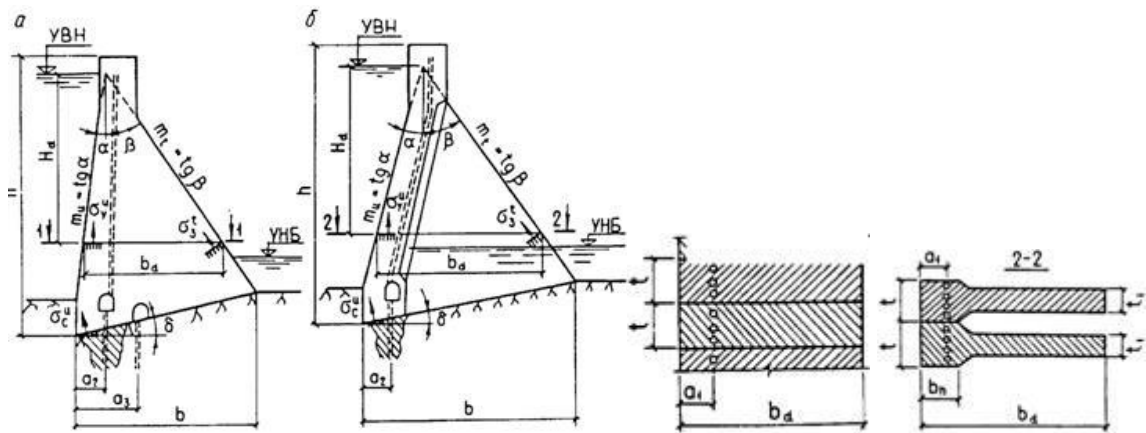


Рисунок 15 - Обозначения к расчету плотины на прочность

а - массивной; б - с расширенными швами и контрфорсной; h - высота плотины; b - ширина плотины по основанию; t - длина секции; t_1 - толщина секции в пределах расширенных швов (толщина контрфорса); b_n - толщина торцевого сечения оголовка; a_1 - расстояние от дренажа тела плотины до верховой грани; a_2 - расстояние от оси цементационной завесы до верховой грани; a_3 - расстояние от дренажа основания до верховой грани; H_d - напор над расчетным сечением; b_d - ширина расчетного сечения; m_u , m_t - уклоны граней плотины соответственно верховой и низовой; σ_y^u , σ_y^t , σ_3^u , σ_3^t - соответственно нормальные напряжения, действующие по горизонтальным площадкам у

верховой грани, по площадкам, перпендикулярным к низовой грани, по площадкам контактного сечения плотины с основанием у верхней грани.

10.2.13 Местные напряжения в теле плотины вокруг отверстий, проемов и полостей определяются расчетами методом теории упругости или по результатам экспериментальных исследований.

Концентрация напряжений во входящих углах проемов не учитывается при оценке прочности тела плотины и назначении количества арматуры.

10.2.14 При проектировании поверхностных и глубинных водосбросных отверстий плотин следует выполнять расчет прочности опорных конструкций затворов (пазов, консолей и т. п.). Расчеты прочности этих конструкций следует выполнять методами теории упругости с учетом совместной работы стальных опорных деталей и бетонного основания.

При интенсивности нагрузки на опорный рельс паза, превышающей 2500 кН/м, кроме расчетов прочности пазовых конструкций рекомендуется выполнять экспериментальные исследования на моделях этих конструкций.

10.2.15 Расчет устойчивости гравитационных плотин на сдвиг выполняется в соответствии со СНиП РК 3.04-04. Следует рассматривать устойчивость плотины как по контакту сооружения с основанием, так и по другим возможным расчетным поверхностям сдвига, полностью или частично проходящим ниже подошвы плотины и определяемым наличием в основании слабых прослоек, полого падающих трещин, зон размыва, размещением в нижнем бьефе плотины каких-либо сооружений и т.д.

Наряду с расчетом устойчивости на сдвиг необходимо рассматривать устойчивость по схеме предельного поворота с разрушением основания в зоне низовой грани плотины.

Для сооружений из бетона с пониженными характеристиками прочности на сдвиг, в том числе для плотин, возводимых из укатанного бетона или без специальной обработки горизонтальных строительных швов, следует производить проверку устойчивости на сдвиг по строительным швам.

10.2.16 При проверке устойчивости плотины следует учитывать совместную с ней работу на сдвиг здания ГЭС или других массивных сооружений, непосредственно примыкающих к плотине со стороны нижнего бьефа. Доля общего сдвигающего усилия, приходящаяся на здание станции или другое сооружение, определяется расчетом напряженного состояния контура плотины и примыкающего к ней сооружения.

В расчетной схеме по определению сдвигающего усилия для здания станции следует учитывать конструкцию сопряжения здания станции с низовой гранью плотины. Для сооружений I и II классов высотой более 60 м при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету, как правило, надлежит проводить исследования на моделях.

10.2.17 Расчеты устойчивости неразрезных плотин следует выполнять как для всего сооружения в целом, так и для отдельных его частей, определяемых в зависимости от неоднородности геологического строения основания, особенностей конструкции и условий возведения плотины. В расчетах необходимо учитывать возможность сдвига совместно с сооружением и части скального основания, а также реакцию береговых упоров.

10.2.18 При расчете плотин на нагрузки и воз действия строительного периода во всех точках тела плотины должны выполняться условия прочности:

$$\gamma_n \gamma_{lc} |\sigma_3| \leq \gamma_{cd} R_b; \quad (36)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_1 \leq \gamma_{cd} R_{bt}, \quad (37)$$

где γ_n , γ_{lc} , γ_{cd} - коэффициенты, определяемые согласно указаниям п.8.1.13;

σ_3 , R_b - см. п.9.18;

σ_1 - максимальное главное растягивающее напряжение, МПа;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа.

На всех этапах строительства должна быть обеспечена устойчивость на сдвиг и опрокидывание отдельных элементов (в частности, столбов) плотины.

При возведении плотины очередями ее прочность должна быть обеспечена, как правило, без омоноличивания строительных швов между очередями.

10.2.19 Расчет плотин всех классов по образованию трещин от температурных воздействий выполняется для всех бетонных поверхностей, подверженных температурным воздействиям наружного воздуха в эксплуатационный период, а также для блоков бетонирования на температурные воздействия строительного периода.

Расчеты трещиностойкости выполняются с применением методов механики хрупкого разрушения и с использованием характеристик бетона, полученных путем испытаний крупномасштабных образцов. Для плотин I и II классов на начальных стадиях проектирования, а для плотин III и IV классов - на всех стадиях проектирования оценку трещиностойкости бетонных конструкций при температурных воздействиях допускается производить в соответствии со СНиП 2.06-08.

При определении глубины раскрытия швов на нижней грани плотины следует принимать в расчетах коэффициент линейного расширения для замороженного бетона.

11 КОНТРОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

11.1 Конструирование контрорсных плотин и их элементов

11.1.1 Конструирование контрорсных плотин и их элементов следует выполнять в соответствии с раздела 6 и указаниями настоящего раздела.

11.1.2 При выборе вида контрорсной плотины предпочтение следует отдавать массивно-контрорсным плотинам (Рисунок 16)

Плотины с плоским перекрытием следует проектировать высотой не более 50 м.

11.1.3 Верховые оголовки массивно-контрорсных плотин, как правило, необходимо проектировать с плоской напорной гранью; в теле оголовка должен предусматриваться дренаж.

Напорные перекрытия многоарочных плотин следует проектировать неразрезными в виде сводов, жестко соединенных с оголовком контрорса.

Плоские напорные перекрытия, как правило, надлежит проектировать разрезными в виде плит, свободно опертых на оголовке контрфорсов.

Толщина напорного перекрытия контрфорсных плотин должна определяться из условий обеспечения прочности, ограничения градиента напора фильтрационного потока допустимым пределом, размещения противофильтрационных устройств. При этом толщину напорного перекрытия допускается принимать переменной по высоте с сохранением непрерывного очертания верховой грани.

11.1.4 В случаях, когда необходимо создание поверхностных водосливов или обеспечение в замкнутой полости между контрфорсами положительных температур, следует предусматривать устройство низового перекрытия.

Допускается использование низового перекрытия также для поддержания напорных водоводов гидроэлектростанции.

11.1.5 Толщину контрфорсов t_1 следует назначать:

- для массивно-контрфорсных плотин $t_1 = (0,25 - 0,50) t$, где t - размер секции в направлении оси плотины;

- для плотин с арочным или плоским перекрытием $t_1 = (0,15 - 0,25) t$, но не менее $0,06 a_{cd}$, где a_{cd} - расстояние расчетного сечения от гребня плотины.

При выполнении указанных требований расчет устойчивости контрфорсов на продольный изгиб допускается не производить.

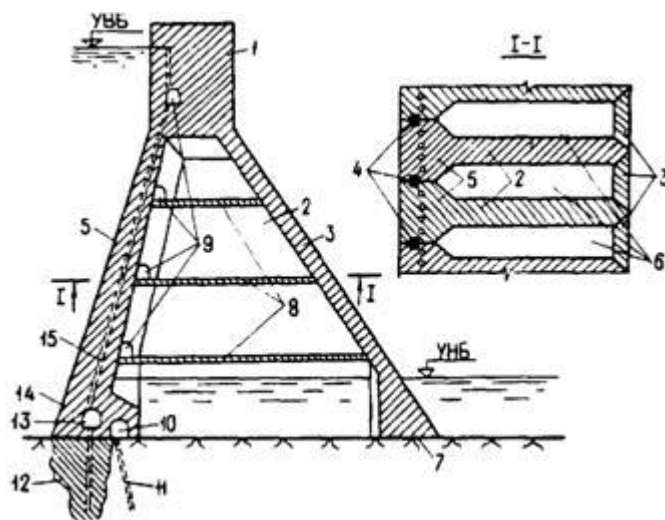


Рисунок 16 - Отдельные части и элементы массивно-контрфорсной плотины

1 - гребень; 2 - контрфорс; 3 - низовое перекрытие; 4 - противофильтрационные уплотнения; 5 - массивный оголовок; 6 - полости; 7 - низовой клин; 8 - перекрытия полостей; 9 - смотровые галереи; 10 - дренажная галерея; 11 - дренаж основания; 12 - противофильтрационная (обычно цементационная) завеса; 13 - цементационная галерея; 14 - верховой клин; 15 - дренаж плотины

11.1.6 Для контрфорсных плотин, располагаемых в сейсмических районах, в зависимости от местных условий следует предусматривать конструктивные решения,

повышающие жесткость сооружения в направлении поперек потока: балки и ребра жесткости, попарное омоноличивание контрфорсов и т.д.

11.1.7 Цементационную завесу в основании контрфорсных плотин следует проектировать, если основание сложено породами со средним коэффициентом фильтрации $K \geq 0,1$ м/сут; если породы, слагающие основание, практически водонепроницаемы или слабоводопроницаемы ($K < 0,1$ м/сут), то устройство цементационной завесы допускается только при специальном обосновании.

В случае отказа от устройства цементационной завесы следует предусматривать цементацию контакта плотины с основанием в зоне верховой грани сооружения.

Включение в состав подземного контура контрфорсной плотины дренажа основания должно быть обосновано фильтрационными исследованиями.

11.1.8 В плотинах I и II классов для устройства противofiltrационной завесы следует предусматривать в нижней части напорного перекрытия цементационную галерею. Проектами плотин III и IV классов, а в отдельных случаях и плотин II класса должна предусматриваться возможность выполнения цементационной завесы без устройства цементационной галереи непосредственно из полостей между контрфорсами.

11.1.9 При проектировании разрезки контрфорсов плотины строительными швами надлежит рассматривать возможность применения как цементируемых, так и объемных бетонируемых швов.

11.1.10 Для контрфорсных плотин допускается проектирование водосбросов по схемам сопряжения бьефов для гравитационных плотин в соответствии с п.11.1.9.

Для водосбросов, расположенных в пределах контрфорсов, следует предусматривать носки-трампины для распределения струи по площади русла в нижнем бьефе.

Низовые перекрытия контрфорсных плотин, используемые для пропуска сбросных расходов, должны проектироваться с учетом кавитационных воздействий и пульсационных нагрузок от сливающейся струи.

11.1.11 Проектирование конструкции водобоев контрфорсных плотин следует выполнять в соответствии с п.11.1.10.

11.1.12 В случае пропуска строительных расходов воды через полости между контрфорсами в зависимости от крепости скальных грунтов, слагающих основание, надлежит рассматривать необходимость крепления бетоном поверхности основания между контрфорсами. При этом в бетонном креплении следует предусматривать устройство дренажных колодцев.

11.2 Расчеты контрфорсных плотин

11.2.1 Расчеты плотин и их элементов на прочность, устойчивость и трещиностойкость, а так же железобетонных конструкций - на раскрытие трещин надлежит выполнять в соответствии с требованиями СНиП 2.06-08, СНиП РК 3.04-04, раздела 8 и указаниями настоящего раздела.

11.2.2 При проектировании контрфорсных плотин следует рассчитывать контрфорсы на общую прочность при их работе вдоль и поперек потока, а также напорные перекрытия.

11.2.3 В расчетах контрфорсов на общую прочность в плоскости вдоль потока (Рисунок 17) следует рассматривать:

для массивно-контрфорсных плотин - отдельно стоящую секцию:

для плотин с неразрезным напорным перекрытием, монолитно соединенным с контрфорсом - контрфорс с примыкающей к нему частью напорного перекрытия в пределах половины пролета с каждой стороны контрфорса;

для плотин с разрезным напорным перекрытием - отдельно стоящий контрфорс.

11.2.4 Расчеты общей прочности контрфорсов, как правило, выполняются на полный состав нагрузок и воздействий основного и особых сочетаний.

Допускается рассчитывать на сокращенный состав нагрузок и воздействий основного и особых сочетаний контрфорсы плотин высотой более 60 м на начальных стадиях проектирования и высотой менее 60 м - на всех стадиях проектирования.

11.2.5 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах по полному их составу, определяются в соответствии с пп.8.1.2-8.1.5.

11.2.6 Расчет контрфорсов на полный состав нагрузок эксплуатационного периода следует выполнять в соответствии с п.10.2.5 и п.10.2.6; условия прочности контрфорсов принимаются по таблице 15, где γ_n , γ_c , γ_{cd} , σ_z , R_b , d_b , t , t_1 , b_d , a_2 , - см. 8.2.4.10; σ_y^u , σ_c^u , σ_1^u - см. п.10.2.7.

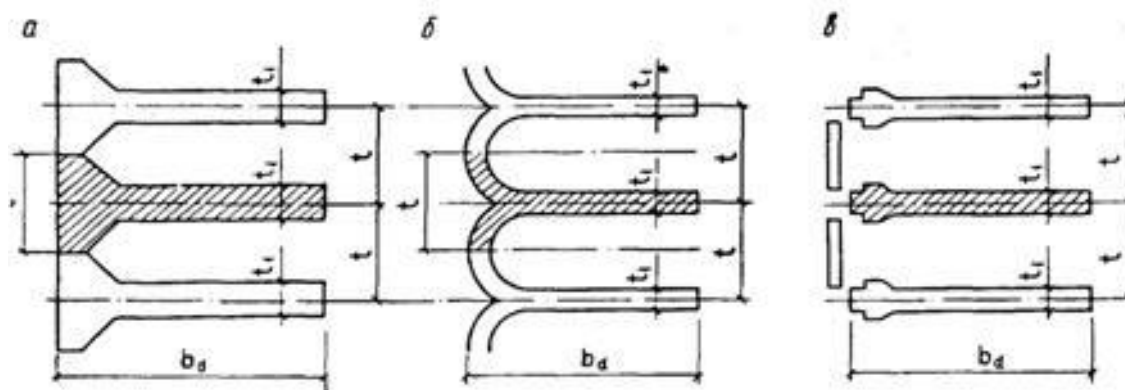


Рисунок 17 - Схемы к расчету контрфорсов на прочность вдоль потока

а - для массивно-контрфорсных плотин; б - для плотин с неразрезным арочным напорным перекрытием; в - для плотин с разрезным напорным перекрытием; t_1 - толщина контрфорса;

t - длина секции; b_d - ширина расчетного сечения

11.2.7 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах по сокращенному их составу, определяются в соответствии с п.10.2.8. При этом следует учитывать уменьшение ширины расчетных горизонтальных сечений контрфорса или по его подошве при возведении плотин в районах с амплитудой сезонных колебаний температуры наружного воздуха более 17°C.

Плотины всех классов высотой до 60 м, возводимые в районах с амплитудой сезонных колебаний температуры наружного воздуха более 17°C, следует рассчитывать методами теории упругости на полный состав нагрузок и воздействий, обеспечивая выполнение условий прочности, приведенных в Таблице 15.

11.2.8 В расчетах прочности контрфорса на сокращенный состав нагрузок и воздействий напряжения следует определять методами сопротивления материалов. При этом значения нормальных напряжений, МПа, в горизонтальных сечениях контрфорса на верховой и низовой гранях σ_y^u и σ_y^t надлежит определять с учетом величин модуля упругости бетона в отдельных частях плотины по формулам:

$$\sigma_y^u = \left(-\frac{N}{A_{red}} + \frac{Mx_u}{I_{red}} \right) \frac{E_{\delta 2}}{E_{\delta 1}}; \quad (38)$$

$$\sigma_y^t = \left(-\frac{N}{A_{red}} + \frac{Mx_t}{I_{red}} \right) \frac{E_{\delta 3}}{E_{\delta 1}}; \quad (39)$$

где A_{red} , I_{red} - соответственно площадь, m^2 , и момент инерции, m^4 , приведенного горизонтального сечения контрфорса;

x_u , x_t - расстояния от центра тяжести приведенного сечения контрфорса соответственно до верховой и низовой граней, м;

E_{b1} , E_{b2} , E_{b3} , - модули упругости бетона соответственно контрфорса, верхового и низового оголовков, МПа, принимаемые в соответствии с пп.8.17, 8.18;

N , M - см. 10.2.9.

Размеры приведенного сечения контрфорса (Рисунок 18) определяются из условий:

- в направлении вдоль потока размеры при приведенного и действительного сечения контрфорса равны;

- в направлении поперек потока размеры приведенного сечения контрфорса $t_{i,red}$, м, определяются по формуле

$$t_{i,red} = t_i \frac{E_{\delta i}}{E_{\delta 1}}, \quad (40)$$

где t_i и E_{b1} - соответственно толщина, м, и модуль упругости бетона, МПа, отдельных частей контрфорса.

В формулах (38) и (39) нормальные растягивающие силы и напряжения приняты со знаком «плюс», сжимающие - со знаком «минус»; изгибающий момент по часовой стрелке принят со знаком «плюс» против часовой стрелки - со знаком «минус».

11.2.9 Условия прочности контрфорсов плотин, рассчитываемых на сокращенный состав нагрузок и воздействий эксплуатационного периода, даны в Таблице 15, где: γ_n , γ_c , γ_{cd} , σ_3 , R_b - см. 8.2.4.10;

σ_y^u , σ_e^u , σ_1^u , γ_w , H_d^u - см. п.8.1.20.

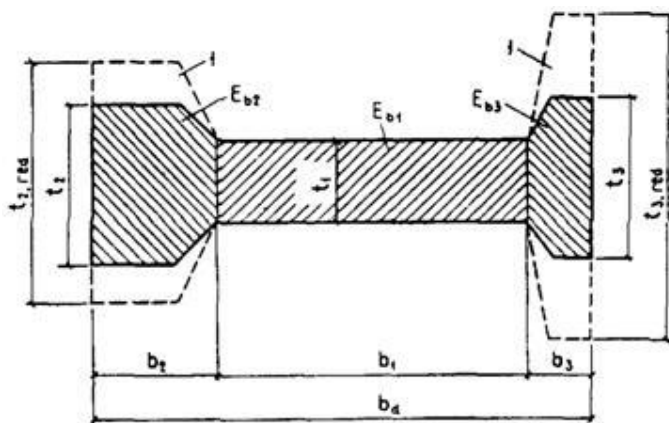


Рисунок 18. Схема к определению размеров приведенного сечения контрфорса
 1 - контур приведенных сечений оголовков в случае приведения их модулей упругости бетона E_{b2} и E_{b3} к модулю упругости бетона контрфорса E_{b1}
 (при $E_{b3} > E_{b2} > E_{b1}$)

Т а б л и ц а 15 – Условия прочности плотин

Во всех точках тела контрфорса при основных и всех особых сочетаниях нагрузок и воздействий: $\gamma_n \gamma_c / \sigma_3 \leq \gamma_{cd} R_b^*$			
у верховой грани сооружения			
Конструктивные особенности плотин и расчетные сечения	Основные сочетания нагрузок	Особые сочетания	
		не включающие сейсмические воздействия	включающие сейсмические воздействия
1 Массивно-контрфорсные плотины Горизонтальные сечения тела плотины	$\sigma_1^u \leq 0$	$a_2 \leq \min \begin{cases} 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) b_s \\ 0,167 b_s \end{cases}$	$a_2 \leq \min \begin{cases} 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) b_s \\ 0,286 b_s \end{cases}$
Контактное сечение	$\sigma_c^u \leq 0$	$a_2 \leq 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) a_2^{**}$	$a_2 \leq 1,333 \left(\frac{t_1}{t} - 0,25 \right) a_2^{**}$
2 Плотины с арочными и плоскими напорными перекрытиями Горизонтальные сечения тела плотины	$\sigma_1^u \leq 0$	$\sigma_1^u \leq 0$	$\sigma_y^u \leq 0$
Контактное сечение	$\sigma_c^u \leq 0$	$\sigma_c^u \leq 0$	$\sigma_c^u \leq 0$
* При проверке прочности у низовой грани допускается осреднять значение напряжения σ_3 на участке расчетного горизонтального сечения шириной 4,0 м от низовой грани.			
** В тех случаях, когда подземный контур плотины не содержит цементационной завесы, вместо a_2 принимается b_h .			

11.2.10 Расчет напорных перекрытий на прочность в зависимости от класса и высоты контрфорсной плотины следует выполнять на те же нагрузки и воздействия и их сочетания, что и расчет прочности контрфорсов.

При расчете верхового оголовка массивно-контрфорсной плотины на прочность методом сопротивления материалов принимается, что к оголовку на участке его примыкания к контрфорсу прикладываются равномерно распределенные нормальные силы, уравнивающие внешнюю нагрузку на оголовок; при расчете методами теории упругости оголовки рассматриваются как жестко заделанный в тело контрфорса.

В расчетах арочного напорного перекрытия на прочность методами сопротивления материалов рассматривается однопролетная арка, жестко заделанная в контрфорсы, а при расчете методами теории упругости - однопролетная цилиндрическая оболочка, заделанная в контрфорсы.

Плоские напорные перекрытия следует рассматривать при расчете методами сопротивления материалов как однопролетную, свободно опертую на контрфорсы балку, а при расчете методами теории упругости - как однопролетную, свободно опертую плиту.

11.2.11 При расчетах оголовков массивно-контрфорсных плотин на прочность, независимо от высоты сооружения, во всех точках оголовка должны выполняться условия прочности:

при расчете на основное и особые сочетания нагрузок и воздействий, не включающие сейсмические воздействия:

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq 0,75 \gamma_{cd} R_{bt}; \quad (41)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq 0,75 \gamma_{cd} R_{bt}; \quad (42)$$

при расчете на особые сочетания нагрузок и воздействий, включающие сейсмические воздействия:

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq \gamma_{cd} R_{bt}; \quad (43)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_z \leq \gamma_{cd} R_b, \quad (44)$$

где σ_z — нормальные напряжения, МПа, действующие по вертикальным площадкам, перпендикулярным к продольной оси плотины;

$\gamma_n, \gamma_{lc}, \gamma_{cd}, R_b$ - см. п.8.2.4.10;

R_{bt} - см. п.10.2.17.

Условия прочности арочных и плоских напорных перекрытий следует принимать согласно указаниям СНиП 2.06-08.

В зонах оголовка массивно-контрфорсной плотины, испытывающих растяжение в направлении оси плотины, следует предусматривать конструктивное армирование.

11.2.12 Расчет контрфорса на прочность в направлении поперек потока производится на сейсмические воздействия, направленные вдоль оси плотины, и на гидростатическую нагрузку, если между контрфорсами плотины располагаются водобросы.

Контрфорсы плотин в расчетах на прочность при изгибе в направлении поперек потока рассматриваются как вертикальные треугольные плиты, защемленные в основание. При расчете контрфорса на основное и особое сочетания нагрузок и воздействий, не включающие сейсмические, верховая и низовая грани плиты принимаются свободными; при расчете на особое сочетание нагрузок, содержащее сейсмические воздействия, верховая грань, а при наличии низового перекрытия - и низовая грань плиты рассматриваются как свободно опертые. Жесткость плиты определяется с учетом верхового и низового оголовков.

При расчете контрфорсов на прочность в плоскости поперек потока независимо от высоты и класса сооружения для боковых граней контрфорсов следует соблюдать условия прочности:

при расчете на основные и особые сочетания нагрузок и воздействий, не включающие сейсмические воздействия,

$$\sigma_y \leq 0; \quad (45)$$

при расчете на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее сейсмическое воздействие,

$$d_t \leq 0,2 t_1 \quad (46)$$

где σ_y - суммарные нормальные напряжения по горизонтальным площадкам, определенные расчетами прочности контрфорса в плоскости вдоль потока и в плоскости поперек потока:

d_t - глубина зоны действия растягивающих напряжений у боковой грани контрфорса;
 t_1 - толщина контрфорса.

В схемах расчета контрфорсов на изгиб в плоскости поперек потока следует учитывать конструкцию водосбросных устройств и других элементов, повышающих жесткость сооружения в этом направлении.

11.2.13 Расчет элементов контрфорсной плотины на местную прочность следует производить на те же сочетания нагрузок и воздействий, что и расчет общей прочности плотины.

Расчет местной прочности водосливного носка, быков, конструкций водоприемных отверстий турбинных водоводов и элементов строительных и эксплуатационных водосбросов, определение местных напряжений вокруг отверстий и других проемов в контрфорсах должен выполняться в соответствии с п.10.2.13.

Расчет консольных выступов контрфорсов плотин с арочными и плоскими перекрытиями на местную прочность, а также расчет плит низового перекрытия надлежит производить согласно указаниям СНиП 2.06-08.

11.2.14 Расчет устойчивости контрфорсных плотин надлежит производить в соответствии с пп.10.2.16, 10.2.17.

Для массивно-контрфорсных плотин следует выполнять расчет устойчивости отдельно стоящих секций; для плотин с арочными и плоскими перекрытиями - отдельно стоящих контрфорсов.

11.2.15 Глубину заделки крупных разрывных нарушений в скальном основании следует определять по результатам расчета напряженного состояния плотины совместно со скальным основанием с учетом неоднородности основания, при этом должны выполняться условия прочности п. 8.1.18.

11.2.16 Расчет прочности контрфорсных плотин и их элементов в строительный период следует выполнять в соответствии с п.10.2.19.

11.2.17 Бетонные конструкции контрфорсных плотин всех классов, независимо от высоты сооружений, следует рассчитывать по образованию трещин от температурных воздействий в соответствии с п.10.2.20.

12 АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

12.1 Конструирование арочных плотин и их элементов

12.1.1 Конструирование арочных плотин и их элементов следует выполнять в соответствии с указаниями раздела 6 и настоящего раздела.

12.1.2 На начальных стадиях проектирования выбор конструкции и формы плотины следует проводить на основании приближенных методов расчета и аналогов.

12.1.3 Кривизна арочной плотины в вертикальном направлении определяется устойчивостью от дельно стоящих секций (столбов) в строительный период с учетом схемы возведения плотины, сроков замоноличивания швов, подъема уровня воды в верхнем бьефе.

12.1.4 Арочные плотины следует проектировать:

при $l_{ch}/h < 2$ (где l_{ch} - длина хорды арки по гребню плотины, h - высота плотины) и треугольной форме ущелья - с арками кругового очертания постоянной толщины или с местными утолщениями у пят;

при $2 \leq l_{ch}/h \leq 3$, при трапециoidalной или близкой к ней форме ущелья - двоякой кривизны с арками переменной толщины и кривизны;

при $l_{ch}/h > 3$ - арочные и арочно-гравитационные плотины, при этом кривизна в вертикальном направлении выбирается из условия получения оптимального напряженного состояния плотины;

в несимметричных створах и на неоднородных основаниях - с арками некругового очертания переменной толщины.

12.1.5 В конструкции арочной плотины следует предусматривать разрезку плотины на секции строительными швами, которые необходимо омоноличивать перед заполнением водохранилища. Строительные швы арочных плотин должны быть, как правило, вертикальными и иметь штрабы. Последовательность омоноличивания и температура замыкания швов должны определяться с учетом напряженного состояния плотины.

12.1.6 При сопряжении плотины с основанием в необходимых случаях следует предусматривать:

- заделку разломов, сбросов, крупных трещин и пустот путем устройства бетонных или железобетонных решеток, пробок, шпонок или сплошных бетонных массивов, цементации;

- устройство подземных железобетонных стенок, контрфорсов для передачи усилия от плотины в глубь скального массива с повышенными прочностными характеристиками;
- применение предварительно напряженных или ненапряженных анкеров, подпорных стен или их сочетания.

12.1.7 Опираение плотины на основание следует принимать по поверхности, нормальной к осям арок плотины. При этом по контуру плотины при необходимости надлежит предусматривать устройство конструкций, улучшающих условия опирания (береговые устои, седло, пробка, незамоноличенные строительные швы в верхней части береговых секций плотины и др.). Допускается очертание пяты арки принимать криволинейным или полигональным.

Для уменьшения напряжений на контакте плотины с основанием следует рассматривать устройство местного утолщения плотины по опорному контуру. Арочную часть плотины необходимо отделять конструктивным швом от пробки, расположенной в наиболее узкой щелевидной части ущелья.

12.1.8 При проектировании сопряжения плотины с основанием в случае возникновения растягивающих напряжений на контакте плотины с основанием завесы следует предусматривать устройство:

- шва-надреза, цементируемого при промежуточном уровне верхнего бьефа;
- выносной цементационной завесы, короткого бетонного понура с гидроизоляцией.

Сопряжение его с напорной гранью плотины следует выполнять в соответствии с требованиями 7.34.

12.1.9 Водосбросные устройства арочных и арочно-гравитационных плотин следует проектировать в соответствии с требованиями пп.7.21.2-7.219, пп.8.1.28-8.1.31.

12.2 Расчеты арочных плотин

12.2.1 Расчеты арочных и арочно-гравитационных плотин следует производить в соответствии с разделами 7 и 8 и указаниями настоящего раздела.

12.2.2 Напряженно-деформированное состояние, величины и направление усилий, передающихся от плотины на основание, прочность и устойчивость плотины и основания определяются расчетами и экспериментальными исследованиями на моделях.

Для плотин I и II классов высотой более 60 м, а также для плотин всех классов высотой до 60 м в особо сложных инженерно-геологических условиях и при применении новых конструктивных решений, не испытанных в эксплуатации, проведение экспериментальных исследований является обязательным.

12.2.3 Расчет напряженно-деформированного состояния арочных и арочно-гравитационных плотин следует производить с учетом последовательности возведения плотины, омоноличивания швов и наполнения водохранилища, применяя:

- метод арок-консолей (метод пробных нагрузок) при сращивании перемещений арок и консолей не менее трех видов;
- метод конечных элементов в трехмерных условиях;
- метод суперэлементов и др.

Расчеты плотин III и IV классов, а также предварительные расчеты плотин всех классов допускается выполнять упрощенными методами (метод арки - центральной консоли, метод пробных нагрузок, по теории тонких оболочек и др.).

В необходимых случаях выполняются расчеты с учетом раскрытия строительных швов и трещин.

12.2.4 При расчете арочных плотин с учетом раскрытия строительных швов и трещин оценка прочности сооружения производится по прочности бетона сжатой зоны.

12.2.5 Расчеты прочности и устойчивости плотин на сейсмические воздействия следует производить в соответствии с пп.10.2.4, 10.2.8 для наиболее неблагоприятного направления этих воздействий, при этом прочность плотины следует проверять согласно требованиям п.8.1.14 с введением в условие прочности коэффициента условий работ γ_{cd} , принимаемого по Таблице 16.

12.2.6 При расчете устойчивости береговых упоров и напряженно-деформированного состояния основания плотин учитываются следующие нагрузки и воздействия: усилия, передающиеся от плотины, собственный вес скального блока, силовое воздействие воды и сейсмические воздействия.

12.2.7 Расчет устойчивости береговых упоров следует производить исходя из анализа предельного состояния отдельных скальных блоков, выделяемых с учетом геологических и топографических условий. Устойчивость берегового упора определяется по результатам расчета наименее устойчивого скального блока.

12.2.8 Расчет общей устойчивости арочной нарочно-гравитационной плотины следует производить исходя из наиболее вероятной кинематической схемы перемещения плотины совместно с основанием в предельном состоянии.

12.2.9 При расчетах прочности и устойчивости арочных и арочно-гравитационных плотин, кроме коэффициента условий работы γ_{cd} , приведенного в таблице 6, следует учитывать коэффициент условий работы γ_{cda} , приведенный в Таблице 16.

12.2.10 При расчете плотины следует учитывать влияние на ее несущую способность водоприемных и водосбросных сооружений, расположенных в теле плотины.

При расчете арочной плотины на общую прочность без учета особенностей работы отдельных элементов (быки, гребень водослива, элементы водоприемника, напорные трубопроводы и др.) указанные элементы необходимо рассчитывать на местную прочность.

Расчеты напряженно-деформированного состояния и местной прочности основания арочных плотин I и II классов следует производить в соответствии со СНиП РК 3.04-04. При этом учитывается возможность образования областей пластических деформаций в береговых примыканиях плотины. Если условия прочности для поверхностей ослабления скального массива не выполняются, следует предусматривать мероприятия согласно п.12.1.6.

Т а б л и ц а 16 – Коэффициент условий работы γ_{cda}

Виды расчетов	Коэффициент условий работы γ_{cda}
1 Расчеты общей прочности арочных и арочно-гравитационных плотин:	
по растяжению	$\gamma_{cda,1}^t = 2,4$
по сжатию	$\gamma_{cda,1}^c = 0,9$
2 Расчеты устойчивости береговых упоров плотин при учете нагрузок основного и особого сочетания без сейсмических воздействий	$\gamma_{cda,2} = 1,0$
3 Расчеты общей устойчивости плотин в широких створах при учете нагрузок основного и особого сочетания без сейсмических воздействий	$\gamma_{cda,3} = 1,1$
4 Расчеты устойчивости береговых упоров и общей устойчивости плотин при учете сейсмических воздействий	$\gamma_{cda,4} = 1,1$
Примечание - При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы (напри мер, при расчетах общей устойчивости плотин в широких створах с учетом сейсмических воздействий $\gamma_{cda} = \gamma_{cda,4}$, $\gamma_{cda,4} = 1,1 \cdot 1,1 = 1,21$).	

13 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОТИН В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

13.1 Общие положения

13.1.1 При проектировании бетонных и железобетонных плотин II, III и IV классов в сейсмических районах, а также при обосновании строительства плотин I класса оценку сейсмичности площадки строительства допускается определять по Таблице 17, исходя из сейсмичности района строительства и категории грунта по сейсмическим свойствам.

Расчетную сейсмичность плотин следует принимать равной сейсмичности площадки.

13.1.2 При разработке проектов плотин I класса в районах сейсмичностью 6 баллов и более определение характеристик сейсмического воздействия должно производиться на основе детального сейсмического районирования и сейсмического микрорайонирования. Материалы изысканий должны включать:

- характеристику структурно-тектонической обстановки и сейсмического режима района строительства в радиусе 50-100 км от площадки строительства;
- границы основных сейсмогенных зон и описание их сейсмологических характеристик (максимальные магнитуды, глубины очагов и эпицентральных расстояния, повторяемость землетрясений, сейсмичность площадки);

- параметры расчетных сейсмических воздействий из всех выделенных зон с учетом структурно-тектонических особенностей района и инженерно-геологических условий площадки;

- границы возможных зон возникновения остаточных деформаций в основании плотины и оценка их величины при сильнейших землетрясениях;

- наборы синтетических записей акселерограмм, велосиграмм, сейсмограмм, моделирующих основные типы сейсмических воздействий на выбранной площадке;

- оценку изменения параметров сейсмического режима под влиянием водохранилища в процессе его заполнения и эксплуатации;

- оценку возможности обрушения в водохранилище больших масс горных пород и падения на плотину неустойчивых скальных массивов при землетрясениях.

13.1.3 Плотины, возводимые в сейсмических районах, следует располагать на участках, удаленных от тектонических разломов, по которым могут возникнуть относительные подвижки скальных массивов, образующих основание сооружения.

13.1.4 Возведение плотин I и II классов на участках, в пределах которых противоположные береговые склоны сложены породами, резко различающимися по механическим свойствам, допускается только при специальном обосновании с разработкой дополнительных мероприятий, снижающих возможность различных смещений береговых устоев.

13.1.5 При наличии в основании сооружения слоя слабых грунтов (илов, мягкопластичных глин и др.) следует удалять эти грунты либо предусматривать специальные мероприятия по их уплотнению или закреплению.

Возможность использования таких грунтов в качестве оснований сооружений без указанных выше мер должна быть обоснована специальными исследованиями.

При строительстве на скальных грунтах следует обращать особое внимание на тщательность выполнения мероприятий по усилению грунтов и улучшению контакта сооружения с основанием.

13.1.6 При наличии в основании сооружения водонасыщенных несвязных грунтов следует производить оценку возможности их разжижения при сейсмическом воздействии.

При возможности разжижения грунтов в основании следует предусматривать искусственное уплотнение или усиление грунтов.

13.1.7 Скальные массивы, образующие береговые склоны, смещение и падение которых при землетрясениях может вызвать повреждение основных конструкций плотины или образование волны перелива, повлечь за собой затопление населенных пунктов или промышленных предприятий, необходимо проверять на устойчивость.

13.1.8 Для плотин I класса наряду с расчетом на сейсмические воздействия следует проводить экспериментальные, в том числе и модельные, исследования; целесообразно проведение натурных исследований на частично построенных и действующих плотинах, позволяющие уточнить динамические характеристики сооружения и применяемые методы расчета.

Таблица 17 – Сейсмичность площадки строительства, в баллах

Категория грунта по сейсмичес- ким свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства, баллы			
		7	8	9	10
I	Скальные грунты всех видов неветрелые и слабоветрелые; крупнообломочные грунты преимущественно из магматических пород (более 70%), плотные (плотность грунта $\rho \geq 2,2 \text{ г/см}^3$), содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя, неводонасыщенные. Скорость распространения поперечных волн $V \geq 650 \text{ м/с}$.	7	8	9	10
II	Скальные грунты всех видов ветрелые и сильноветрелые, кроме отнесенных к категории I; крупнообломочные грунты, кроме отнесенных к категории I; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков, и $e < 0,7$ – для супесей. Скорость распространения поперечных волн V от 250 м/с до 650 м/с.	7	8	9	10
III	Пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности, а также пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков, и $e \geq 0,7$ – для супесей. Скорость распространения поперечных волн $V \leq 250 \text{ м/с}$ до 650 м/с.	8	9	10	
Примечания: 1. Приведенные в таблице 12.1 значения коэффициента пористости e и показателя текучести I_L грунтов площадки строительства должны определяться с учетом возможного их обводнения при заполнении водохранилища. 2. В районах сейсмичностью 6 баллов сейсмичность площадки строительства плотин, возводимых на грунтах III категории, следует принимать равной 7 баллам. 3. Строительство плотин на грунтах III категории в районах сейсмичностью 9 баллов допускается только при специальном обосновании.					

13.1.9 Для плотин I класса обязательно включение в состав проекта раздела по организации наблюдений за поведением сооружения, его оснований и береговых зон при землетрясениях.

13.1.10 При проектировании плотин следует предусматривать возможность землетрясений в период строительства. Сейсмичность площадок строительства в этом случае следует снижать на один балл.

13.2 Расчетные сейсмические нагрузки

13.2.1 Расчет конструкций и оснований плотин, проектируемых в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий СНИП РК 2.03-30.

В расчетах должны учитываться сейсмические нагрузки от массы сооружения, присоединенной массы воды (или гидродинамического давления), от волн в водохранилище, вызванных землетрясением, и от динамического давления грунта.

При расчете на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмического воздействия учитываются следующие коэффициенты:

- коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n , принимаемый по Таблице 4;
- коэффициент надежности по нагрузке γ_f , принимаемый по Таблице 5;
- коэффициент сочетаний нагрузок γ_c , принимаемый по Таблице 8;
- коэффициент условий работы γ_{cd} , принимаемый по Таблице 9.

13.2.2 Расчетные значения сейсмических нагрузок следует определять:

- а) по спектральному методу (п.13.2.7);
- б) с применением набора инструментальных записей ускорений основания при землетрясении и синтезированных акселерограмм (Приложение 1).

13.2.3 Расчеты для всех классов сооружений выполняются по п. 12.2.2.а, а для сооружений I класса, при их расположении в районах сейсмичностью свыше 7 баллов, рекомендуется производить дополнительные расчеты по п. 12.2.2.б.

13.2.4 При определении расчетных сейсмических нагрузок, как правило, следует применять динамические расчетные схемы, учитывающие особенности распределения нагрузок, масс и жесткостей сооружения в плане и по высоте, а также пространственный характер деформирования при сейсмических воздействиях.

13.2.5 В расчетах прочности сооружений по одномерной (консольной) и двухмерной расчетным схемам следует учитывать горизонтальные сейсмические воздействия по направлениям вдоль и поперек сооружения.

В расчетах по пространственной схеме целесообразно учитывать также наклонные сейсмические воздействия, имеющие те же направления в плане и угол наклона к горизонтальной плоскости 30^0 .

13.2.6 В расчетах устойчивости сооружений следует учитывать наиболее опасное горизонтальное или наклонное, направленной под углом 30^0 к горизонтальной плоскости, сейсмическое воздействие.

13.3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ПО СПЕКТРАЛЬНОМУ МЕТОДУ

13.3.1 Расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik} в выбранном направлении по спектральному методу расчета, приложенная к точке k и соответствующая i -й форме собственных колебаний сооружения, определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_I K_2 K_3 S_{oik} \quad (47)$$

где S_{oik} - сейсмическая нагрузка для i -й формы собственных колебаний сооружения, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций и основания по формуле

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_0 K_\psi \eta_{ik} \quad (48)$$

где:

K_I - коэффициент, учитывающий ответственность здания; значение коэффициента K_I следует принять равным $K_I = \gamma_n$;

K_2 - коэффициент редукции, учитывающий конструктивные решения здания; значение коэффициента K_2 следует принять равным $K_2 = 0,25 \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{cd}$;

$\gamma_n, \gamma_f, \gamma_{lc}, \gamma_{cd}$ - коэффициенты, см. п.13.2.1;

K_3 - коэффициент, учитывающий высоту сооружения;

Значение коэффициента K_3 следует принимать:

- при высоте сооружения до 60 м - равным 0,8;
- при высоте сооружения свыше 100 м – равным 1,0;
- при высоте сооружения между 60 м и 100 м – по интерполяции от 0,8 до 1,0.

K_ψ - коэффициент, учитывающий способность сооружения к рассеиванию энергии колебаний; значение коэффициента K_ψ следует принять равным - 0,8.

K_0 - коэффициент, учитывающий грунтовые условия площадки; значение коэффициента K_0 следует принимать по таблице 18.

β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний здания, принимаемый в зависимости от периода собственных колебаний T_i сооружения по i -ой форме и категории грунтов по сейсмическим свойствам:

- для грунтов I категории $\beta_i = 1,2/T_i$, но не более 2,5 и не менее 0,8,
а при $T_i \leq 0,15c$ по формуле $\beta_i = 1,7 + 10T_i$;
- для грунтов II категории $\beta_i = 1,8/T_i$, но не более 2,5 и не менее 1,0,
а при $T_i \leq 0,15c$ по формуле $\beta_i = 1,7 + 8T_i$;
- для грунтов III категории $\beta_i = 2,4/T_i$, но не более 2,5 и не менее 1,2,

а при $T_i \leq 0,15c$ по формуле $\beta_i = 1,7 + 2,5T_i$;

где: η_{ik} - коэффициент, зависящий от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по i -й форме и от места расположения нагрузки, определяемый по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^3 0,866r_j Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^3 Q_j X_i^2(x_j)} \quad (49)$$

где: $X_i(x_k)$, $X_i(x_j)$ - смещение сооружения при собственных колебаниях по i -й форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным;

$0,866 = \cos 30^\circ$ (см. п.12.2.6);

Q_k и Q_j - вес сооружения, условно сосредоточенный в точке k и j ; Вес погруженного в воду элемента Q_k сооружения следует определять без учета взвешивающего действия воды. Массу воды в порах и полостях следует учитывать как дополнительный вес. При учете инерционного влияния воды к величине Q_k следует прибавлять вес присоединенной массы воды, равный m_g (см. п. 12.2.9);

A - коэффициент сейсмичности, принимаемый по Таблице 19.

13.3.2 При определении периодов собственных колебаний и сейсмических нагрузок следует учитывать инерционное влияние воды.

13.3.3 Горизонтальную присоединенную массу воды, приходящуюся на единицу площади поверхности сооружения, следует определять по формуле:

$$m_e = \rho_e h \mu \psi \quad (50)$$

где ρ - плотность воды;

h - глубина воды сооружения;

μ - безразмерный коэффициент присоединенной массы, определяемый по Таблице 20;

ψ - коэффициент, учитывающий ограниченность длины водоема и принимаемый для $l/h \geq 3$ равным 1,0, а для $l/h < 3$ по Таблице 21;

l - расстояние между сооружением и противоположным ему берегом водоема на глубине $2/3h$ от свободной поверхности воды.

Примечания: 1. Для предварительного выбора характера колебаний сооружения по таблице 12,4 следует учитывать для бетонных и железобетонных плотин на нескальном основании колебания вращения и сдвига сооружения как жесткого тела, а на скальном основании - деформации сдвига и изгиба. В качестве расчетного следует принимать характер колебаний, приводящий к получению максимального значения присоединенной массы воды.

2. Если вода находится с двух сторон сооружения, ее присоединенную массу следует принимать равной сумме присоединенных масс воды, определяемых для каждой из сторон сооружения.

Таблица 18 – Значения коэффициента K_0

Категория грунта площадки строительства	Значение коэффициента K_0 при сейсмичности района строительства (в баллах)			
	7	8	9	10
I	0,5	0,7	1,0	1,0
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,6	1,4	1,2	*

- Принимать по результатам специальных исследований

Таблица 19 – Значения коэффициентов A_r и A_e

Коэффициенты сейсмичности, в долях g	Значения коэффициентов A_r и A_e при сейсмичности района строительства (в баллах)			
	7	8	9	10
A_r	0,125	0,25	0,5	0,8
A_e	0,08	0,18	0,4	0,7

Примечания: 1. A_r - значение коэффициента сейсмичности, принимаемое при определении горизонтальных расчетных сейсмических нагрузок; A_e - значение коэффициента сейсмичности, принимаемое при определении вертикальных расчетных сейсмических нагрузок.

2. При наличии данных детального сейсмического районирования и сейсмического микрорайонирования, с количественными параметрами ожидаемых сейсмических воздействий на площадке строительства значения A_r и A_e следует принимать по этим данным.

Таблица 20 – Коэффициент μ учета присоединенной массы воды

Характер движения сооружения	μ	Характер движения сооружения	μ
1..Колебания вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании при $z_c \neq h$	$\frac{z_c R - \frac{2h}{\pi} G}{z_c - Z}$	4. Горизонтальные изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{R + C_1 (\alpha - 1)}{1 + C_3 (\alpha - 1)}$
Продолжение таблицы 20			
2. Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений: - с вертикальной напорной гранью - с наклонной напорной гранью	$\begin{matrix} R \\ R \sin^3 \theta \end{matrix}$	5. Горизонтальные сдвиговые колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{\alpha R - C_2 (\alpha - 1)}{\alpha - (\alpha - 1) \frac{z^2}{h^2}}$
3. Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в V-образном ущелье	μ_1		

Примечания: 1. Коэффициенты R, G, C_1, C_2, C_3 – принимаются по таблице 13.6;
 z – ордината точки напорной грани, для которой вычисляется величина присоединенной массы воды (начало координат принимается на уровне водной поверхности);
 z_c – ордината центра вращения, определяемая из расчета сооружения без учета влияния водной среды;
 θ – угол наклона напорной грани к горизонтали, при угле $\theta \geq 75^\circ$ значения безразмерных коэффициентов принимаются как для вертикальной напорной грани;
 α – отношение ускорения гребня, определяемого из расчета плотины без учета влияния водной среды, к величине AK_1 ;
 2. Значения безразмерного коэффициента μ_1 для ключевого сечения симметричных арочных плотин принимается по таблице 13.6. Для остальных сечений арочной плотины значения этого коэффициента увеличиваются линейно до $1,3 \mu_1$ в пятах.
 3. Для случаев, не предусмотренных таблицей 13.4, присоединенная масса воды определяется специальными расчетами.

Таблица 21 – Коэффициент ψ

l/h	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
ψ	0,26	0,41	0,53	0,63	0,72	0,78	0,83	0,88	0,90	0,93	0,96	1,0

13.3.4 Расчетные значения поперечных и продольных сил, изгибающих моментов, нормальных и касательных напряжений N в элементах сооружений от сейсмической нагрузки по п. 13.2.2.а при условном статическом действии ее на сооружение следует определять по формуле:

$$N_r = \sqrt{\sum_{i=1}^3 N_{ri}^2} \quad (51)$$

где N_{ri} – значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении r , вызванных сейсмическими нагрузками, соответствующими i -ой форме колебаний.

13.3.5 Расчетные значения горизонтальных перемещений сооружения, вызванные действием сейсмических нагрузок, следует определять по формуле (47), подставляя в нее вместо значений усилий значения перемещений.

Таблица 22 – Коэффициенты $R, G, C_1, C_2, C_3, \mu_1$

Коэффициенты	Отношение z/h									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
R	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,74
G	0,12	0,23	0,34	0,45	0,55	0,64	0,72	0,79	0,83	0,85
C_1	0,07	0,09	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
C_2	0,04	0,09	0,13	0,18	0,23	0,28	0,34	0,38	0,42	0,43
C_3	0,86	0,73	0,59	0,46	0,34	0,23	0,14	0,06	0,02	0,00
μ_1 при $\theta=90^\circ, b/h=3:1$	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
μ_1 при $\theta=90^\circ, b/h=2:1$	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
μ_1 при $\theta=90^\circ, b/h=1:1$	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44
μ_1 при $\theta=30^\circ$	0,08	0,15	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,20	0,18	0,15

13.3.6 Прочностные и деформативные характеристики материалов сооружений следует определять экспериментально с учетом особенностей сейсмического воздействия. Допускается деформационные характеристики принимать осредненными по всему сечению или объему сооружения, а при расчете по п. 13.2.2.а – использовать статические прочностные характеристики. При этом для материалов следует вводить дополнительные коэффициенты условий работы, для бетона равные $\gamma_{bt}=1,0$, а для арматуры γ_{st} определять по Таблице 23.

Таблица 23 – Дополнительные коэффициенты условий работы арматуры γ_{st}

Класс арматуры	Значения коэффициента условий работы арматуры γ_{st} при		
	растяжении		сжатии
	R_s	R_{sw}	R_{sc}
A-I, Bp-I	1,2	0,90	1,0
A-II	1,15		
A-III	1,10		
A-IV, A-V, A-VI, Bp-II, K-7, K-19	1,0	-	0,9

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.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(информационное)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК С ПРИМЕНЕНИЕМ СИНТЕЗИРОВАННЫХ АКСЕЛЕРОГРАММ И ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ УСКОРЕНИЙ ОСНОВАНИЯ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

А.1 Набор акселерограмм, применяемых в прямых динамических расчетах сооружений, должен содержать:

- а) синтезированные акселерограммы;
- б) инструментальные записи ускорений оснований при реальных землетрясениях.

А.2 При отсутствии региональных данных о параметрах прогнозируемых землетрясений синтезированные акселерограммы рекомендуется создавать по заданным спектрам реакции в ускорениях, построенным на основании региональных или среднемировых статистических данных.

Длительность и временная нестационарность амплитуд акселерограмм (характер огибающих во времени), синтезированных по заданным спектрам реакции, могут соответствовать региональным или среднемировым статистическим данным для соответствующих сейсмогеологических и грунтовых условий площадки.

А.3 Спектры реакции, рекомендуемые для построения синтезированных акселерограмм, характеризующих горизонтальные составляющие сейсмического

воздействия и предназначенных для расчета сооружений с учетом нелинейной работы конструкций, показаны на рисунке А.1.

А.4 Спектры реакции, рекомендуемые для построения синтезированных акселерограмм, характеризующих вертикальные составляющие сейсмического воздействия и предназначенных для расчета сооружений с учетом нелинейной работы конструкций, показаны на рисунке А.2.

А.5 Синтезированные акселерограммы, построенные на основании региональных или среднемировых статистических данных о параметрах сильных землетрясений, должны отвечать следующим требованиям:

1) при динамических расчетах сооружений на однокомпонентные сейсмические воздействия максимальные амплитуды горизонтальных и вертикальных ускорений синтезированных акселерограмм следует принимать по Таблицам 18 и 19 (как произведение значений коэффициентов A и K_0);

2) при расчетах сооружений на многокомпонентные сейсмические воздействия:

- максимальная амплитуда одной из двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия должна иметь значение не меньше определенного по Таблицам 18 и 19, а максимальная амплитуда другой горизонтальной компоненты сейсмического воздействия должна иметь значение не меньше 0,7 от значения первой компоненты;

- максимальная амплитуда вертикальной компоненты сейсмического воздействия принимается по Таблицам 18 и 19;

- ординаты графиков $A\beta(T)$, построенных с применением синтезированных акселерограмм, должны совпадать с соответствующими спектрами реакции, приведенным на рисунках А.1 и А.2, или превышать их;

- одна и та же синтезированная акселерограмма не может одновременно задаваться в двух горизонтальных или в горизонтальном и вертикальном направлениях сооружения.

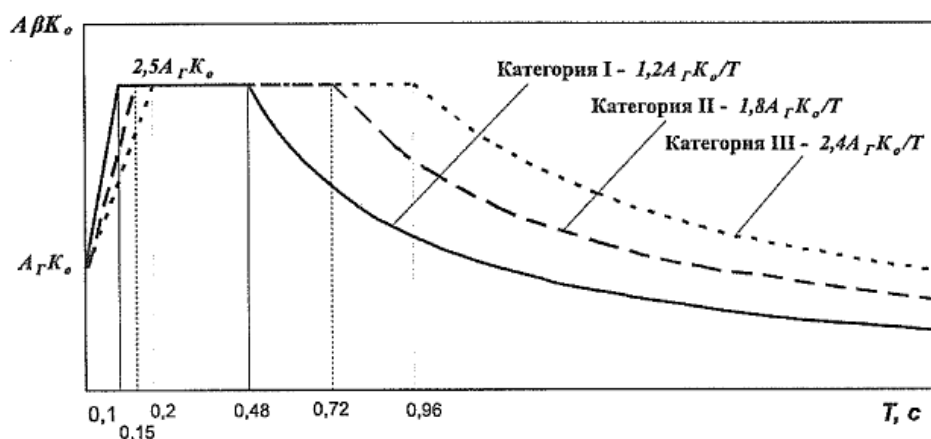


Рисунок А.1 – Спектр реакции для горизонтальной составляющей сейсмического воздействия

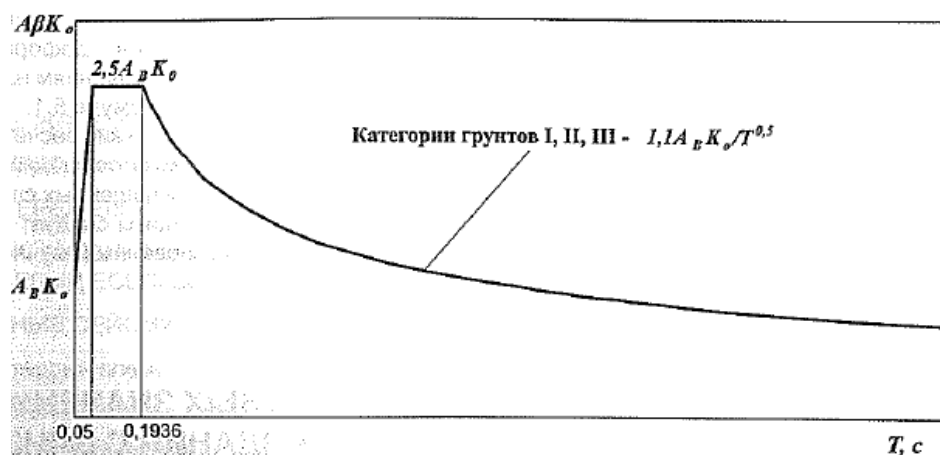


Рисунок А.2 – Спектр реакции для вертикальной составляющей сейсмического воздействия

А.6 При наличии достаточности региональных данных об ожидаемых параметрах прогнозируемых сейсмических воздействий (по спектральному составу, максимальной интенсивности, длительности и временной нестационарности колебаний основания) применяются синтезированные акселерограммы, построенные на принципах, отличающихся от указанных в п.п. А.2-А.5.

А.7 Для расчетов сооружений на сейсмические воздействия, заданные инструментальными записями ускорений (скоростей, смещений) основания при землетрясениях, следует применять записи, полученные:

- при землетрясениях, характерных для рассматриваемого региона по магнитуде, особенностям очага и интенсивности;
- в пунктах, имеющих подобные сейсмогеологические и поверхностные грунтовые условия, что и рассматриваемая площадка строительства;
- в пунктах, расположенных на подобных расстояниях от очагов реальных землетрясений и тектонических нарушений, что и рассматриваемая площадка.

А.8 Число моделей сейсмического движения основания в функции времени, применяемых при динамических расчетах сооружения, должно быть не меньше пяти.

А.9 Параметры расчетных моделей сооружений, принимаемые при динамических расчетах, должны характеризовать способность системы (сооружение-основание) к рассеиванию энергии колебаний, а при необходимости – нелинейную работу конструкций и основания.

ПРИМЕЧАНИЕ Количественные данные, необходимые для построения расчетных моделей сооружения, следует принимать по результатам экспериментальных исследований сооружений подобного типа.

УДК [69 + 627.8.012.4] (083.74)

МКС 93.160

Ключевые слова: бетонные и железобетонные плотины, скальные и нескальные основания, деформационные швы, плотность бетона, расчеты плотин, сейсмические воздействия, бьеф.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ 3.04-104-2014

БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН БӨГЕТТЕР

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 3.04-104-2014

ПЛОТИНЫ БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная