

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс  
саласындағы мемлекеттік нормативтер  
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

---

**Государственные нормативы в области  
архитектуры, градостроительства и строительства  
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК**

## **БУНКЕРЛЕР МЕН РЕЗЕРВУАРЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.**

**Сұйықтықты оқшаулайтын және ұстап тұратын  
темірбетон конструкциялар бөлімі**

---

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ БУНКЕРОВ И РЕЗЕРВУАРОВ.**

**Часть. Железобетонные конструкции,  
локализирующие и удерживающие жидкость**

**ҚР НТҚ 02-03.1-2012  
НТП РК 02-03.1-2012**

**Ресми басылым  
Издание официальное**

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

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

**Астана 2015**

## АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, РГКП «КарГТУ» МОН РК
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

## ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», РГКП «КарГТУ» МОН РК
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 г. № 156-НҚ 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

<b>КІРІСПЕ</b> .....	VI
<b>1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ</b> .....	1
<b>2 НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР</b> .....	2
<b>3 АНЫҚТАМАЛАР МЕН ТЕРМИНДЕР</b> .....	3
3.1 Жалпы терминдер.....	3
3.2 Көтергіш конструкциялар есебіне байланысты арнайы терминдер.....	4
3.3 Әсер етулермен байланысты терминдер .....	5
<b>4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕУЛЕР ЖӘНЕ ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ</b> .....	7
4.1 Белгілеулер.....	7
4.2 Өлшем бірліктері.....	9
<b>5 ӘСЕР ЕТУ КЛАССИФИКАЦИЯСЫ ЖӘНЕ КӨРСЕТУЛЕР</b> .....	10
5.1 Сұйыққоймаларға әсер етудің көрсетілуі .....	10
5.2 Сұйыққоймаларға әсер ететін топтастыру.....	10
5.3 Әсер етулер .....	11
5.3.1 Сақталатын сұйықтық салдарынан болатын жүктемелер .....	11
5.3.2 Ішкі қысымдардан болатын әсер етулер .....	11
5.3.3 Температура өзгеруінен болатын әсер етулер .....	11
5.3.4 Өзіндік салмағынан болатын әсер етулер .....	12
5.3.5 Оқшауламадан болатын әсер етулер .....	12
5.3.6 Үлестірілген пайдалы жүктемелер .....	12
5.3.7 Шоғырланған пайдалы жүктемелер .....	12
5.3.8 Қар .....	12
5.3.9 Жел.....	12
5.3.10 Жеткіліксіз желдетудің есебінен болған қысымның төмендеуі .....	13
5.3.11 Сейсмикалық әсер етулер.....	13
5.3.12 Ірігетін ғимараттардан болатын әсер етулер.....	14
5.3.13 Нысанды біркелкі емес отырудан болатын әсер етулер .....	14
5.3.14 Авариялы әсер етулер .....	14
<b>6 ӘСЕР ЕТУДІҢ ЕСЕПТІК ЖАҒДАЙЛАРЫ МЕН КОМБИНАЦИЯЛАРЫ</b> .....	15
6.1 Сұйыққоймаларда сақталатын сұйықтықтарға арналған есептік жағдайлар .....	15
6.2 Қатерлішектік күйлер .....	15
6.3 Көтергіш қабілеттігін тексеру.....	16
6.4 Әсер ету комбинациялары (шаршайтын құбылыстарға әкелетін әсер етуісіз).....	16
6.4.1 Жалпы ережелер .....	16
6.4.2 Тұрақты немесе ауыспалы есептік ситуациялардың әсер ету комбинациялары (негізгі комбинациялар).....	17
6.4.3 Авариялы есептік ситуациялардағы әсер ету комбинациялары .....	17
6.4.4 Есептік ситуацияларға арналған сейсмикалық әсер ету комбинациялары....	18
6.4.5 Әсер етулер және әсер ету комбинацияларына арналған жеке коэффициенттер .....	18
6.4.6 Материалдар мен бұйымдарға арналған жеке коэффициенттер.....	19

6.5	Жарамды пайдалану бойынша шектік күйлер .....	19
6.5.1	Тексерулер .....	19
6.5.2	Жарамды пайдалану критериилері.....	19
6.5.3	Әсер ету комбинациялары.....	19
6.5.4	Материалдарға арналған жеке коэффициенттер.....	21
6.5.5	Әсер етулер және жарым–жартылай қауіпсіздік коэффициенті .....	21
6.6	Жарылыстарды есептеу қағидалары .....	21
<b>7</b>	<b>МАТЕРИАЛДАР .....</b>	<b>22</b>
7.1	Бетон .....	22
7.1.1	Жалпы ережелер.....	22
7.1.2	Сығудағы беріктік бойынша бетондар класы, оларға сай сипаттамалы және сепетеу кедергілері .....	22
7.1.3	Серпімді деформациялар.....	24
7.1.4	Шөгу және жылжып жайылу .....	25
7.1.5	Гидратация салдарынан температура тәртібінің өзгеруі және жылу бөлуі ..	28
7.2	Арматуралы болат .....	28
7.2.1	Қолданылатын арматура кластары.....	28
7.2.2	Қасиеттері .....	28
7.3	Кернеуленген арматура.....	30
7.3.1	Алдан ала кернеуленген болат.....	30
7.3.2	Касиеттері .....	30
<b>8</b>	<b>ЖОБАЛАУ БОЙЫНША НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР .....</b>	<b>31</b>
8.1	Темірбетон сұйыққоймаларының сипаттамасы және құрылыстық (конструктивті) шешімдері .....	31
8.2	Цилиндрлі сұйыққоймалардың құрылымдары.....	35
8.3	Тік бұрышты сұйыққоймалардың құрылымдары .....	39
8.4	Сұйыққоймаларды жобалау бойынша негізгі талаптар .....	40
8.5	Сұйыққоймаларды металдар коррозиясынан және өткізгіштіктен қорғау .....	49
8.6	Сұйыққоймаларды өткізбеушілікке сынау .....	49
8.7	Сұйыққоймалардың жабдықтары .....	50
<b>9</b>	<b>КӨТЕРГІШ ҚАБІЛЕТІ БОЙЫНША КҮЙ ШЕГІНЕ БАЙЛАНЫСТЫ СҰЙЫҚТЫҚТЫ ОҚШАУЛАУШЫ ЖӘНЕ ТҮТҚЫР ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЕСЕПТЕУ ULS.....</b>	<b>52</b>
9.1	Жалпы ережелер .....	52
9.2	Тік бұрышты сұйыққоймаларды есептеу .....	53
9.2.1	Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу (І-ші типті қабырға). 53	
9.2.2	Қысқабойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу (ІІ-ші типті қабырға) .....	57
9.2.3	Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын конструкциялау (І-ші типті қабырға) .....	59
9.2.4	Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын конструкциялау (ІІ-ші типті қабырға) .....	60
9.3	Цилиндрлі сұйыққоймаларды есептеу .....	60
9.3.1	Цилиндрлі сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу.....	60

9.3.2 Цилиндрлі сұйыққомалардың қабырғаларын конструкциялау .....	65
9.4 Сұйыққойманың түбін есептеу .....	66
<b>10 SLS ЖАРАМДЫ ПАЙДАЛАНУ БОЙЫНША ШЕКТІК КҮЙІНЕ</b>	
<b>БАЙЛАНЫСТЫ СҰЙЫҚТЫҚТЫ ОҚШАУЛАУШЫ ЖӘНЕ ТҮТҚЫР</b>	
<b>ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЕСЕПТЕУ .....</b>	<b>77</b>
10.1 Жарықты бақылау .....	77
10.1.1 Жалпы сұрақтар .....	77
10.1.2 Есептеудің тікелей емес жарықтың пайда болғанын бақылау .....	78
10.1.3 Жарық енін есептеу .....	79
10.1.4 Деформация салдарынан қалыптасқан жарықты минимизациясы .....	79
<b>11 КОНСТРУКЦИЯЛАУ БОЙЫНША ҚОСЫМША ЕРЕЖЕЛЕР .....</b>	<b>85</b>
11.1 Кернелетін арматура элементтері мен арналарын орналастыру .....	85
11.1.1 Кезекті(келесі)кернеуленген арналар .....	85
11.1.2 Алдын ала кернелетін арматура элементтеріне арналған анкерлі	
құрылғылар және біріктіру элементтері .....	85
11.2 Арматураланған бетон қабырғалары .....	85
11.2.1 Қабырғалар арасындағы бұрыштық біріктірулер .....	85
11.2.2 Деформация жігінің болуын қамтамасыз ету .....	86
11.3 Алдын ала кернеуленген қабырғалар .....	86
11.3.1 Енжар арматуралаудың ең төменгі ауданы және көлденең қиманың	
өлшемдері .....	86
<b>А қосымшасы (ақпараттық) Сұйықтықтың меншікті номиналды салмағының мәні</b>	
<b>және құрылыс материалдардың меншікті номиналды салмағының мәні .....</b>	<b>87</b>
<b>Б қосымшасы(міндетті) Тұрақты және ауыспалы есептік ситуацияларда әсер етулердің</b>	
<b>есептік мәні .....</b>	<b>89</b>
<b>В қосымшасы (ақпараттық) Бетон қасиетіне әсер ететін температура .....</b>	<b>92</b>
<b>Г қосымшасы (ақпараттық) Кернеуленбеген арматура кластарын белгілеу сәйкестігі ..</b>	<b>95</b>
<b>Д қосымшасы (ақпараттық) Салынатын деформациялардың шектелуіне шалдығатын</b>	
<b>бетон қимасының кернеуі мен деформациясын есептеу .....</b>	<b>96</b>
<b>Е қосымшасы (ақпараттық) Салынатын деформациялардың шектелуі салдарынан</b>	
<b>болған жарықтың енін есептеу .....</b>	<b>100</b>
<b>Ж қосымшасы(ақпараттық)Деформация жіктерінің болуын қамтамасыз ету .....</b>	<b>102</b>
<b>Библиография .....</b>	<b>103</b>

## **КІРІСПЕ**

Осы құралда Қазақстан Республикасының климат жағдайына байланысты пайдалынатын сұйықты шектейтін және ұстап тұратын темірбетонды конструкцияларын жобалайтын нұсқаулық бар.

Өнеркәсіптік және азаматтық құрылыстар көлемінің өсуіне байланысты тазартқыш ғимараттар және сумен қамту объектілер санын да көбейту қажет.

Біздің елімізде өнеркәсіптендіру әдіспен жобалау және типтік жоба бойынша жасалған құрама темірбетон конструкциясының сиымдылық ғимарат құрылысы кең тараған. Отанымыздың жобалау тәжірибесінде сумен қамту жүйесіне (су сақтайтын және өрт сөндіретін сумен қамту сұйыққоймалары) және канализацияларға арналған (тұндырғыштар, сүзгілер, мөлдірлеткіштер, аэротенктер, құмұстағыштар, араластырғыштар, т.б.) темірбетонды ғимараттар көп қолданады.

Осы ғимараттарды жобалау үдерісінде конструктивтік, геометриялық параметрлерін, негізгі құрылыс материалдарын, конструкцияларды дайындау және көтеру технологияларын таңдауда ерекше көңіл бөлу қажет.

Арнайы инженер ғимараттар құрылыстары көлемінің өсуіне байланысты инженер–жобалаушылардың алдына ғылыми–техника жетістіктерін қолданумен шешілетін жаңа міндеттер қойылады.

Осы Құралда келтірілген физикалық шама бірліктері «Құрылыста қолданылатын физикалық шама бірліктерінің тізімдеріне» сай келеді.

Оқу Құралының материалдардың талдаулары мен жақын, алыс шетелдерінің зерттеулері және олардың Еврокод -2 негізгі қағидаларымен үйлестігі бар.

Осы нормативтік-техникалық Құрал өз ерікті негізінде қолданылуға арналған Қазақстан Республикасында нормативті құжат ретінде іске енеді.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ  
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН****БУНКЕРЛЕР МЕН РЕЗЕРВУАРЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. СҰЙЫҚТЫҚТЫ  
ОҚШАУЛАЙТЫН ЖӘНЕ ҰСТАП ТҰРАТЫН ТЕМІРБЕТОН  
КОНСТРУКЦИЯЛАР БӨЛІМІ****ПРОЕКТИРОВАНИЕ БУНКЕРОВ И РЕЗЕРВУАРОВ. ЧАСТЬ.  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЛОКАЛИЗУЮЩИЕ И  
УДЕРЖИВАЮЩИЕ ЖИДКОСТЬ**

Енгізілген күні - 2015-07-01

**1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ**

1.1 [1.1.2(101)P] СН РК EN 1992–3] Осы құралда ҚР ҚН EN 1992 1-ші бөлігінде қосымша қарастырылатын сұйықтыққа арналған алдын ала кернеуленген бетон немесе темірбетон, шамамен арматураланған немесе арматураланбаған бетоннан жасалған конструкцияларды жобалайтын ережелері қарастырылады.

1.2. [1.1.2(102)P] СН РК EN 1992–3] Осы құралда материалдар мен сұйықтарды сақтайтын конструкция элементтерін жобалайтын қағидалары мен қолдану ережелері қарастырылады (яғни сұйыққоймалардың қабырғалары тікелей жүктелген). Басқа элементтер берілген негізгі элементтерді сүйемендейтін (мысалы, анкерлі тірек, су арынды мынарадағы сұйыққоймаларды сүйемендейтін) ҚР ҚН EN 1992-1-1 бөлігіндегі қағидаларына сай жобаланады.

1.3 [1.1.2(103)P] СН РК EN 1992–3] Осы Құралда қарастырылмайды:

- өте төмен және өте жоғары температурада материалдарды сақтайтын конструкцияларды;
- қауіпсіздік немесе денсаулыққа қатер төнетін жарылатын материалдарды сақтайтын конструкцияларды;
- төбежабын немесе футировканы жобалау мен таңдау және оларды таңдау салдарын жобалау конструкцияларды (герметикалық сұйыққоймаларды, жүзбелі конструкцияларды және оларға ұқсастарды).

1.4 Осы құрал –40°C және +200°C температура арасында болатын тұрақты материалдарды сақтауға жарамды. Төбежабын мен футировканы таңдау және жобалау үшін осы нақты құралға сүйенеді.

1.5 Осы құрал сұйықтық және түйіршік бөлшектерді сақтауға арналған конструкцияларға жатса да, су өткізбеушілік есебінен жобалануды қарастыратын баптарында, су өткізбеушілігі қажетті басқа конструкциялар түрлеріне де келеді.

1.6 Беріктік және ағыш кету қасиеті бар тарауларда, осы құрал ең алдымен сулы сұйықтықты қарастырады. Егер де басқа сұйықтық сақталатын конструкция бетонмен өзара әрекетте болса, онда арнайы әдебиетке сүйенеді.

## **2 НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР**

Осы құралды қолдану үшін келесі сілтемелі нормативті құжаттарды қолдану қажет:

ҚР ҚН EN 1990 Еврокод. Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері.

ҚР ҚН EN 1991–1–5 Еврокод 1. Конструкцияға әсер етуі. 1–5 бөлімі. Жалпы әсер етуі. Жылумен әсер етуі.

ҚР ҚН EN 1991–4 Еврокод 1. Конструкцияға әсер етуі. 4 бөлімі. Бункерлер мен сұйыққоймалар.

ҚР ҚН EN 1992–1–1 Еврокод 2. Бетон конструкциясын жобалау. 1–1 бөлімі. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер.

ҚР ҚН EN 1992–3 Еврокод 2. Бетон конструкциясын жобалау. 3 бөлім. Сұйықтықты окшаулаушы және тұтқыр конструкциялар.

ҚР ҚН EN 1997 Еврокод 7 Геотехникалық жобалау.

ЕСКЕРТУ - Осы Құралды қолдануда мақсатқа лайықты ағымдағы жылдың күйі бойынша жыл сайын құрастырылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аймағында әсер ететін сәулет қала құрылысы және құрылыс салаларындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізімі», «Қазақстан Республикасы стандарты бойынша нормативті құжаттардың нұсқаулары» және «Мемлекеттер арасындағы нормативті құжаттардың нұсқаулары» бойынша сілтемелі құжаттардың әсерін тексеру керек. Егер сілтемелі құжаттар ауыстырылса (өзгертілсе), онда осы құралды қолдануда ауыстырылған (өзгертілген) құжаттарды басшылыққа алу керек. Егер сілтемелі құжат ауыстырылмай өзгертілсе, онда сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөліктерде ғана қолданылады.



### 3 АНЫҚТАМАЛАР МЕН ТЕРМИНДЕР

Осы Құралда ҚР ҚН EN 1990, ҚР ҚН EN 1991–4, ҚР ҚН EN 1992–1–1 анықтамалар мен терминдер қолданылады.

#### 3.1 Жалпы терминдер

**3.1.1 Құрама конструкциялар** (precast structures): Конструкцияда өзінің соңғы жайында дайындалған емес, бөлек элементтерден құралған конструкциялар. Конструкцияларда элементтер өз ара бірігіп, қажетті тұтас конструкциялармен құрайды.

**3.1.2 Бетонмен ілініспеген күш салынған элементтер және сыртқы күш салынған элементтер** (unbonded and external tendons): Ішкі монолиттенген каналдары бар кернеуленген элементтерге арналған бетонмен ілініспеген күш салынған элементтер, және көлденең бетон қимасының сырт жағында орналасқан күш салынған элементтер(тартылғаннан кейінқорғаныс жабыны бар немесе бетонмен қорғалатын).

**3.1.3 Алдын ала кернеуленген** (prestress): Алдын ала кернеуленген үдеріс бетон элементіне қарасты күш салынған элементтерді созу жолымен бетон конструкцияларына салынатын күштермен тұжырымдалуы. «Алдын ала кернеуленген» термині жалпы жағдайда конструкциялардың деформациялары және қималарда ішкі күштердің пайда болуына әкелетін алдын ала кернеуленген үдерісінде түрлі тұрақты әсер етулерді белгілеу үшін қолданылады.Техникалық кодексте алдын ала кернеуленген басқа түрлері қарастырылмайды.

**3.1.4 Құрылыс материалдары** (construction material): Құрылыста қолданылатын материалдар, мысалы; бетон, болат, ағаш сүрегі, кірпіш т.б.

**3.1.5 Конструкция (ғимарат)** (structure): Барабар қатаңдықпен қамтамасыз ететін және жүктемені қабылдауға арналған конструктивті элементтерін өзара қисындастыруынқарастырады.

**3.1.6 Конструктивті элемент** (structural member): Физикалы тұрғыда ажыратылатын конструкция бөлігі, мысалы, ұстын, арқалық, тақта, іргетас қадасы.

**3.1.7 Ғимараттың конструктивті нысаны**(form of structure): Конструктивті элементтердің орналасуын анықтайды.

ЕСКЕРТУ Ғимараттың конструктивті нысаны – бұл, мысалы, жақтаулар, аспалы көпірлер.

**3.1.8 Конструктивті жүйе** (structural system):Бірге жұмыс істеу үшін нақты әдіспен біріккен инженер құрылыстары мен ғимараттарының көтергіш бөлшектері.

**3.1.9 Ғимараттың моделі** (structural model):Есептеу тексерістерді және есептеуді жобалауда қолданылатын ғимараттың мінсіз сұлбасы.

**3.1.10 Сұйыққойма** (tank):Сұйықтықты сақтауға арналған сұйыққойма конструкциялары.

**3.1.11 Тік оқпан:**Тік қабырғалары бар сұйыққоймабөлігі.

## 3.2 Көтергіш конструкциялар есебіне байланысты арнайы терминдер

3.2.1 **Есептеу өлшемдері** (design criteria): Әрбір шектік күйде орындалу шартын көрсететін сандық көрсеткіштер.

3.2.2 **Есептеу жағдайлары** (design situations): Шектік күйлердің артпағанын көрсететін есептеулер уақыт аралығында кездесетін нақты шарттарды модельдейтін физикалық шарттардың жиынтығы.

3.2.3 **Ауыспалы есептік жағдайлар** (transient design situation): Ғимараттарды қолдану кезеңімен салыстырғанда ұзақтылығы бойынша аз, нақты уақыт аралығында өткізілетін жағдайлар және оның пайда болу ықтималдығы жоғары.

ЕСКЕРТУ Ауыспалы есептік ситуация уақытша пайдалану шартына жатады немесе көтеретін конструкцияға әсер ету, мысалы, құрылыс кезінде немесе жөндеу жұмыстарын жүргізгенде.

3.2.4 **Тұрақты есептік жағдайлар** (persistent design situation): Ғимараттарды пайдаланудың барлық кезеңінде анықталатын жағдайлар.

ЕСКЕРТУ Әдетте ол пайдаланудың нормал шартына жатады.

3.2.5 **Авариялы есептік жағдайлар** (accidental design situation): Әсер етулер немесе ғимараттардың шарттарын ерекше есептейтін жағдайлар, мысалы, өрт, жарылыс, соққы немесе жергілікті қирауы.

3.2.6 **Сейсмикалық есептік жағдайлар** (seismic design situation): Сейсмикалық әсер етуде ғимараттар үшін ерекше шарттарды есепке алатын есептік жағдайлар.

3.2.7 **Жүктеу сұлбасы** (load arrangement): Бос әсер етудің бағытын, шамасын, жай-күйін сипаттайтын сұлба.

3.2.8 **Жүктеу жағдайы** (load case): Кейбір тексерілетін есептеулерде әр түрлі жүктеу сұлбалардың алмасатын жағдайы – деформациялар мен жетіспеушіліктер жиынтығы тіркелген тұрақты және ауыспалы әсер етумен бірігіп қарастырылады.

3.2.9 **Шектік күй** (limit states): Құрылыс конструкциялар талабы артқанда жобалау нормаларының талаптарына жауап бере алмайтын күйі.

3.2.10 **Қатерлі шектік күй** (ultimate limit states – ULS): Конструкциялардың (ғимараттардың) бұзылуы немесе басқа нысандардың апаттылығына байланысты күйлері.

ЕСКЕРТУ Ереже бойынша, конструкцияның немесе оның элементтерінің ең жоғарғы көтергіш қабілетіне сай келеді.

3.2.11 **Пайдаланудың жарамдығы бойынша шектік күй** (serviceability limit states – SLS): Конструкцияларды немесе оның бөлшектерін жарамды пайдалануға орнатылған талаптары орындалмайтын күйлер.

3.2.12 **Қатерлі пайдаланудың жарамдығы** (serviceability criterion): Жарамды пайдалану бойынша шектік күйдің есептік көрсеткіші.

3.2.13 **Көтергіш қабілеттілігі** (resistance): Конструктивті бөлшектердің немесе оның көлденең қимасының механикалық бұзылуысыз әсер етулерге қарсы тұру қабілеттілігі, мысалы, иілуге кедергі, орнықтылықты жоғалтқандағы кедергі, созылу кедергісі.

3.2.14 **Беріктік** (strength): әсер етулерге қарсы тұру қабілеттілігін сипаттайтын материалдардың механикалық қасиеттері, әдетте, механикалық кернеулердің бірлігімен көрсетіледі.

### 3.3 Әсер етулермен байланысты терминдер

#### 3.3.1 ( $F$ ) әсер ету (action ( $F$ )):

- а) Ғимаратқа әсер ететін (тура әсер ету) күштер тобы (жүктемелер);
- б) Жер сілкіну немесе табанның отыруы біркелкі еместігінен, температураның немесе ылғалдықтың өзгеруінен пайда болған тербелістер немесе деформациялар түсіретін топ.

3.3.2 **Әсер ету тиімділігі** ( $E$ ) (effect of action ( $E$ )): Конструкциялардың бөлшектеріне әсер ететін нәтиже (мысалы, ішкі күштер, моменттер, кернеулер деформациялар) немесе әсер етуден пайда болған барлық ғимараттың реакциялары (мысалы, иілу, бұрылыс).

3.3.3 **Тұрақты әсер ету** ( $G$ ) (permanent action ( $G$ )): Пайдалану мерзіміндегі әсер етулер шамаларының уақытша өзгерілуі орта мәндерімен салыстырғанда шамалы емес, немесе әрқашан бір бағытта және бір қалыптаанықталған шектік мәніне жеткенде өзгертін әсер етулер.

3.3.4 **Ауыспалы әсер ету** ( $Q$ ) (variable action ( $Q$ )): Уақыт аралығында оның шамасының өзгерілуі бірқалыпта емес және шамалы емес болып табылатын әсер етулер.

3.3.5 **Авариялы әсер ету** ( $A$ ) (accidental action ( $A$ )): Әсер ету, ереже бойынша, қысқа уақытты, бірақ шамасы бірталай, ғимаратты пайдалануда есептік мерзім ішінде пайда болатыны ықтимал.

ЕСКЕРТУ 1 Авариялы әсер етуден кейін ауыр зардап шегуі мүмкін, егер сәйкес шараларды қолданбаса.

ЕСКЕРТУ 2 Соққы, қар жел, сейсмикалық әсер етулер ауыспалы немес авариялы болуы мүмкін, оларды салыстырмалы статикалық үлестіруі мәліметіне байланысты.

3.3.6 **Сейсмикалық әсер ету** ( $A_E$ ) (seismic action ( $A_E$ )): Жер сілкіну кезінде топырақтың қозғалысынан пайда болған әсер ету.

3.3.7 **Геотехникалық әсер ету** (geotechnical action): Топырақ суынан немесе сеппеден ғимараттарға берілетін әсер ету.

3.3.8 **Тіркелетін әсер ету** (fixed action): Конструкцияларға немесе конструкция бөлшектеріне қатысты жағдайлар және тұрақты бөлуі бар әсер ету, нәтижесінде оның шамалары және осы әсер ету бағыты конструкциялар немесе конструкция бөлшектері үшін анықталады, егер оның шамасы мен бағыты конструкциялар немесе конструкция бөлшектерінің бір нүктесі үшін анықталған болса.

3.3.9 **Бос әсер ету** (free action): Конструкцияға қатысты түрлі кеңістікте таратылатын әсер ету.

3.3.10 **Жеке әсер ету** (single action): Конструкцияға кез келген басқа әсер етулерден статикалы тұрғыда кеңістікке және уақытқа байланысты емес әсер ету.

3.3.11 **Статикалық әсер ету** (static action): Конструкцияларға немесе конструкция бөлшектеріне маңызды тербелістер қоздыртпайтын әсер ету.

**3.3.12 Динамикалық әсер ету** (dynamic action): Конструкцияларға немесе конструкция бөлшектеріне маңызды тербелістер қоздыратын әсер ету.

**3.3.13 Квазистатикалық әсер ету** (quasi-static action): Есептеуде эквивалентті статикалы әсер ету сияқты көрсетілген динамикалы әсер ету.

**3.3.14 Әсер етудің сипаттамалық мәні ( $F_k$ )** (characteristic value of an action ( $F_k$ )): Әсер етудің репрезентативті мәнін анықтайды.

ЕСКЕРТУ Егер әсер етудің сипаттамалық мәні статикалы тұрғыда белгіленген болса, онда оны берілген ықтималдықпен анықтайды, бұл жағдайда «уақыттың референт кезеңінде» осы мән артпайды; осы жағдайда ғимаратты пайдаланудың есептік мерзімі және есептеу жағдайының ұзақтылығы есепке алынады.

**3.3.15 Ауыспалы әсер ету комбинациялық мәні ( $\psi_0 Q_k$ )** (combination value of a variable action ( $\psi_0 Q_k$ )): Ауыспалы әсер ету мәні, мүмкіндік бойынша таңданған, статикалық негізінде, комбинациялық әсер етуден қоздырылған, тиімділіктің артуына ықтимал болатын әсер етудің сипаттамалық мәнінің артуы сондай болса екен. Комбинациялық мәні ауыспалы әсер етудің сипаттамалық мәнінің бөлігінен тұрады және сипаттамалық мәнін коэффициентке көбейтуі арқылы анықталуы мүмкін  $\psi_0 \leq 1$ .

**3.3.16 Ауыспалы әсер етудің жиілік мәні ( $\psi_1 Q_k$ )** (frequent value of a variable action ( $\psi_1 Q_k$ )): Ауыспалы әсер етудің мәні статикалық негізінде, мүмкіндік бойынша таңданған, оның әсері жиынтық уақытта референт кезең шегінде бұл мән артқанда референт кезеңде аз бөлігі болып табылатын, немесе осы артулардың жиілігі берілген мәнімен шектелсін. Жиілік мәні ауыспалы әсер етудің сипаттамалық мәнінің бөлігінен тұрады және сипаттамалық мәнін коэффициентке көбейтуі арқылы анықталуы мүмкін  $\psi_0 \leq 1$ .

ЕСКЕРТУ Көп компонентті көліктік әсер етудің жиілік мәнін –ҚР ҚН EN 1991–2 жүктемелер тобын қара.

**3.3.17 Ауыспалы әсер етудің квазитұрақты мәні ( $\psi_2 Q_k$ )** (quasipermanent value of a variable action ( $\psi_2 Q_k$ )): Ауыспалы әсер етудің мәні уақыттың референт кезеңінің көп бөлігін құрайды, осы жиынтық уақыт аралығында ол артады. Квазитұрақты мәні ауыспалы әсер етудің сипаттамалық мәнінің бөлігінен тұрады және сипаттамалық мәнін коэффициентке көбейтуі арқылы анықталуы мүмкін  $\psi_0 \leq 1$ .

**3.3.18 Ауыспалы әсер етудің ілеспелі мәні ( $\psi q_k$ )** (accompanying value of a variable action ( $\psi q_k$ )): Ауыспалы әсер етудің мәні әсер ету комбинациясында биіктікте болатын әсер етумен қоса болады.

ЕСКЕРТУ Ауыспалы әсер етудің ілеспелі мәні оның комбинациялық, жиілік және квазитұрақты мәні бола алады.

**3.3.19 Әсер ету комбинациялары** (combination of actions): Әсер ету мәндерінің есептік жиынтығы, түрлі әсер етулердің бірдей әсерінен кейбір шектік күйлер бойынша ғимараттың сенімділігін тексеруде қолданады.

## 4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕУЛЕР ЖӘНЕ ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ

Осы нормативтік-техникалық құралда ИСО 3898:1987 сәйкес шартты белгілер мен бірыңғай символдар қолданылады.

### 4.1 Белгілеулер

#### Латын алфавитінің бас жазба әріптері

$A_c$  – бетонның көлденең қимасының ауданы;  
 $A_p$  – кернеуленген элементтің немесе элементтердің ауданы;  
 $A_s$  – арматураның көлденең қимасының ауданы;  
 $A_{s,min}$  – арматураның көлденең қимасының минималды ауданы;  
 $A_{sw}$  – көлденең арматураның көлденең қимасының ауданы;  
 $M$  – июші моменті;  
 $M_{Ed}$  – ішкіиюші моментінің есептік мәні;  
 $N$  – бойлық күштер;  
 $N_{Ed}$  – бойлық күштердің есептік мәні;  
 $T$  – айналдыру моменті;  
 $T_{Ed}$  – айналдыру моментінің есептік мәні;  
 $V$  – көлденең күштер;  
 $V_{Ed}$  – көлденең күштердің есептік мәні;  
 $E_c, E_{c(28)}$  – 28 тәулік шақта  $\sigma_c = 0$  кернеуде ауыр бетонға арналған серпімділіктің жанама модулі;  
 $E_{c,eff}$  – бетонның серпімділіктің тиімді модулі;  
 $E_{cd}$  – бетонның серпімділіктің модулінің есептік мәні;  
 $E_{cm}$  – бетонның серпімділіктің қиюшы модулі;  
 $E_{c(t)}$  –  $t$  тәулік шақта  $\sigma_c = 0$  кернеуде ауыр бетонға арналған серпімділіктің жанама модулі;  
 $E_p$  – алдын ала кернеуленген болаттың серпімділік модулінің есептік мәні;  
 $E_s$  – арматуралы болаттың серпімділік модулінің есептік мәні;  
 $EI$  – иілудегі қатаңдық;  
 $I$  – бетонның көлденең қимасы ауданының инерция моменті;  
 $L$  – ұзындық;  
 $P$  – алдын ала кернеуленген күштер;  
 $P_0$  – тартылудан кейінгі қатайған элементтердің шетіндегі бастапқы күштер;  
 $R_{ax}$  – қарастырылатын элементке қосылған, элементтермен қамтамасыз ететін осьтің жылжуына қарсы сыртқы шектелу дәрежесін анықтайтын коэффициент;  
 $R_m$  – қарастырылатын элементке қосылған, элементтермен қамтамасыз ететін моменттің шектелу дәрежесін анықтайтын коэффициент.

Латын алфавитінің кіші жазба әріптері

$a$  – арақашықтық;

$a$  – геометриялық параметрі;

$\Delta a$  – геометриялық параметрінің ауытқуы;

$b$  – Т немесе L–тәріздес арқалықтың қимасының ені немесе сәресінің ені;

$b_w$  – Т–, I– немесе L– тәріздес арқалық қабырғасының ені;

$d$  – диаметр, биіктік;

$d$  – көлденең қимасының тиімді биіктігі;

$d_g$  – ірі толтырғыш қимасының номиналды үлкен өлшемі;

$e$  – эксцентриситет;

$f_c$  – сығылудағы бетон беріктігі;

$f_{cd}$  – сығылудағы бетон беріктігінің есептік мәні;

$f_{ck}$  – температура есебімен өзгертін сығылудағы бетонның қалыпты беріктік;

$f_{cm}$  – сығылудағы бетонның цилиндрлі беріктігінің орташа мәні;

$f_{ctk}$  – осьтік созылудағы бетон беріктігінің сипаттамалы шегі;

$f_{ctx}$  – созылудағы беріктік, анықталатын;

$f_{ctm}$  – осьтік созылудағы бетон беріктік шегінің орташа мәні среднее;

$f_p$  – созылудағы алдын ала кернеуленген болаттың беріктік шегі;

$f_{pk}$  – созылудағы алдын ала кернеуленген болат беріктігінің сипаттамалы шегі;

$f_{p0,1}$  – алдын ала кернеуленген болат үшін 0,1% аққыштықтың шартты шегі;

$f_{p0,1k}$  – алдын ала кернеуленген болат үшін 0,1% сипаттамалы аққыштықтың шартты шегі;

$f_{0,2k}$  – арматураның 0,2% сипаттамалы аққыштықтың шартты шегі;

$f_t$  – созылудағы арматураның беріктік шегі;

$f_{tk}$  – созылудағы арматураның сипаттамалы беріктік шегі;

$f_y$  – арматураның аққыштық шегі;

$f_{yd}$  – арматура аққыштығының есептік шегі;

$f_{yk}$  – арматура аққыштығының сипаттамалы шегі;

$f_{ywd}$  – көлденең арматура аққыштығының есептік шегі;

$h$  – биіктік;

$h$  – қиманың жалпы тереңдігі;

$i$  – инерции радиусы;

$k$  – коэффициент, фактор;

$l$  ( $l$  немесе  $L$ ) — ұзындық, аралық;

$m$  – масса;

$r$  – радиус;

$l/r$  – қисықтық;

$t$  – қалыңдық;

$t$  – уақыт;

$t_0$  – жүктеме салынған уақыттағы бетон шағы;

$u$  –  $A_c$  ауданымен бетонның көлденең қимасының периметрі;

$u, v, w$  – нүктенің жылжуын құратырушылар;

$x$  – нейтраль осі;

$x, y, z$  – координаттары;

$z$  – ішкі қос күштердің иіні.

### Грек алфавитінің әріптері

$\varepsilon_{av}$  – элементтегі орташа деформациясы;  
 $\varepsilon_{az}$  –  $z$ -деңгейдегі нақты деформациясы;  
 $\varepsilon_{iz}$  –  $z$ -деңгейде салынған ішкі деформация;  
 $\varepsilon_{Tr}$  – тұрақсыз жылу деформациясы;  
 $\varepsilon_{Th}$  – бетондағы бос жылу деформациясы.

### 4.2 Өлшем бірліктері

Осы нормативтік-техникалық құралдар талабына сай орындалатын есептеулерде келесі өлшем бірліктері қолдану қажет:

- |                            |                                 |
|----------------------------|---------------------------------|
| • күштер мен жүктемелер    | – кН, кН/м, кН/м <sup>2</sup> ; |
| • тығыздық                 | – кг/м <sup>3</sup> ;           |
| • кернеу мен беріктік      | – Н/мм <sup>2</sup> (МПа);      |
| • момент (июші, айналдыру) | – кН·м.                         |

## 5 ӘСЕР ЕТУ КЛАССИФИКАЦИЯСЫ ЖӘНЕ КӨРСЕТУЛЕР

### 5.1 Сұйыққоймаларға әсер етудің көрсетілуі

5.1.1 [2.2(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Сұйыққоймаларды толтыруда олардың жүктемелері гидростатикалық қоспа жүктемелерінің есебімен есептелінеді.

5.1.2 Осы техникалық кодекстің сұйыққоймаларына әсер ететін шама сипаттамасы бір жыл шамасында 2 % жоғары болмауы ықтимал.

### 5.2 Сұйыққоймаларға әсер ететін топтастыру

5.2.1 [2.4(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Сұйыққоймаларға әсер етулері ҚР ҚН EN 1990 бойынша стационарлық әсер ететін өзгерістерімен топтасу қажет.

5.2.2 [4.1.1(1)Р ҚР ҚН EN 1990] Әсер етулер, уақыт аралығында өзгеруіне байланысты, бөлінеді:

- (G) тұрақты әсер етулер, мысалы, құрастырылған жабдықтардың көтеруші конструкцияларының меншікті салмағы, және шөгуге немесе отырудың біркелкі еместігінен қоздырылатын жанама әсер етулер;
- (Q) ауыспалы әсер етулер, мысалы, сұйыққойманың жабынына салынатын жүктемелер, желдің әсер етуі немесе қардың жүктемелері;
- (A) авариялы әсер етулер, мысалы, жарылыс немесе автомобиль соққысы.

ЕСКЕРТУ Салынған деформацияларының қоздыруынан жанама әсер етулер тұрақты немесе ауыспалы болады.

5.2.3 Кейбір әсер етулер, телім орнына байланысты, мысалы, сейсмикалық немесе қарлы, авариялы немесе ауыспалы ретінде қарастырылуы мүмкін, ҚР ҚН EN 1991 және ҚР ҚН EN 1998 қара.

5.2.4 Уақыт аралығында шамалардың өзгеруіне байланысты гидростатикалық әсер етулер тұрақты немесе ауыспалы ретінде қарастырылуы мүмкін.

5.2.5 [4.1.1(4)Р ҚР ҚН EN 1990] Әсер етулер бөлінеді:

- олардың пайда болуына байланысты – тура немесе жанама;
- олардың кеңістікте бөлінуіне байланысты – тіркелетін немесе бос;
- олардың табиғи немесе ғимарат реакцияларына байланысты – статикалы немесе динамикалы.

5.2.6 Әсер етулер модель ретінде жазылған болуы керек, сонымен көп жағдайларда оның шамасы бірнеше репрезентативті мәні бар бір склярмен анықталады.

ЕСКЕРТУ Кейбір әсер ету мен тексерістерде кейбір әсер етулердің көрсетілген шамалары күрделі болуы қажетті.



### 5.3 Әсер етулер

#### 5.3.1 Сақталатын сұйықтық салдарынан болатын жүктемелер

5.3.1.1 [B.2.1(1)P ҚР ҚН EN 1991–4] Толтыру салдарынан әсер етулер жұмыс уақытында толтырылатын өнімнің меншікті салмағының әсер етулері толтыруының ең жоғарғы деңгейінен бастап, толық толтырылған күйіне дейін орналасуы керек.

5.3.1.2 [B.2.1(2)P ҚР ҚН EN 1991–4] Толтыру салдарынан әсер етулер байқалатын толтыру үдерісінде қоршаған ортаның меншікті салмағының әсер етулері толтыруының байқалатын толтыру ең жоғарғы деңгейінен бастап, толық толтырылған күйіне дейін орналасуы керек.

5.3.1.3 Сақталатын сұйықтыққа байланысты жүктемелер келесі көзқарастармен есептелуі керек:

- сұйыққоймаларда сақталатын сұйықтық жолағының нақты ені;
- сұйықтыққа арналған сұйыққоймалардың геометриясы;
- сұйықтыққа арналған сұйыққоймалардың ең жоғарғы толтыру биіктігі

5.3.1.4 әсер етудің  $p$  сипаттау мәні формуласымен есептелуі керек:

$$p(z) = \gamma z, \quad (5.1)$$

ондағы,  $z$  – сұйықтық бет астының тереңдігі,

$\gamma$  – сақталатын сұйықтықтың меншікті салмағы.

5.3.1.5 Сұйықтың меншікті салмағының мәні осы нормативтік–техникалық құралдың А қосымшасына сәйкес қабылданады.

#### 5.3.2 Ішкі қысымдардан болатын әсер етулер

5.3.2.1 [B.2.2(1)P ҚР ҚН EN 1991–4] Жұмыс уақытында «ішкі қысымдардан болатын жүктемелер» деп ішкі қысымдардың меншікті ең жоғарғы және ең төменгі мәндеріне қатысты әсер етулерді түсінуге болады.

5.3.2.2 [B.2.2(1)P ҚР ҚН EN 1991–4] Байқалатын толтыру кезеңінде «ішкі қысымдардан болатын жүктемелер» деп эксперимент үдерісінде ішкі қысымдардың меншікті ең жоғарғы және ең төменгі мәндеріне қатысты әсер етулерді түсінуге болады.

#### 5.3.3 Температура өзгеруінен болатын әсер етулер

Жылуды кеңейту салдарының қысылғанынан болған кернеулерді ескермеуге болады, егер жылуды кеңейту есебінен жүктеменің цикл сандары қажудың пайда болуына немесе циклды пластикалық ақаулығын тәуекелге әкелмесе.

### **5.3.4 Өзіндік салмағынан болатын әсер етулер**

5.3.4.1 [B.2.4(1)P ҚР ҚН EN 1991–4] Сұйыққоймалардың өзіндік салмағының әсер етулері ретінде сұйыққойманың барлық бөлек бөлшектерінің және онда бекітілген компоненттердің өзіндік салмақ қорытқысы тағайындалуы керек.

5.3.4.2 Есептік мәндерін ҚР ҚН EN 1991–1–1, А қосымшасынан қара.

### **5.3.5 Оқшауламадан болатын әсер етулер**

5.3.5.1 [B.2.5(1)P ҚР ҚН EN 1991–4]Оқшаулама салдарының жүктемесі ретінде оқшауламаның өзіндік салмағы тағайындалуы керек.

5.3.5.2 Есептік мәндерін осы нормативтік-техникалық құралдағы А қосымшасынан қара.

### **5.3.6 Үлестірілген пайдалы жүктемелер**

Үлестірілген тағайындалған жүктемелер қолдану нәтижесінде ҚР ҚН EN 1991–1–1 алынуы тиіс, одан басқа олар тапсырушылармен анықталады.

### **5.3.7 Шоғырланған пайдалы жүктемелер**

Шоғырланған жеке жүктемелер қолдану нәтижесінде ҚР ҚН EN 1991–1–1 алынуы тиіс, одан басқа олар тапсырушылармен анықталады.

### **5.3.8 Қар**

Қардың әсер етулерін ҚР ҚН EN 1991–1–3 қара.

### **5.3.9 Жел**

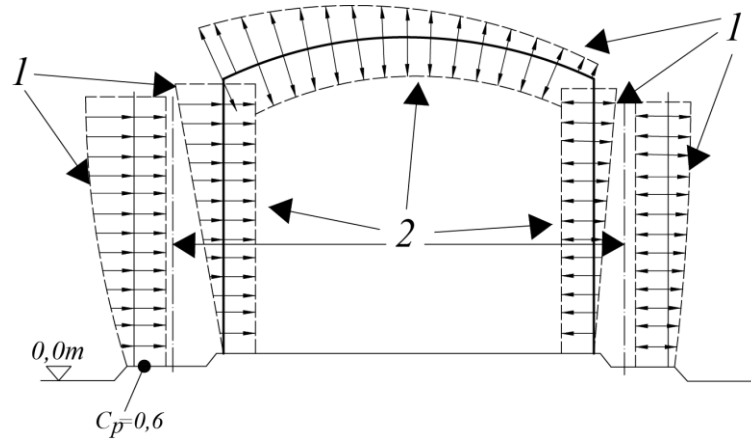
5.3.9.1 Желдің әсер етулерін ҚР ҚН EN 1991–1–4 қара.

5.3.9.2 Домалақ цилиндрлі сұйыққоймалар (5.1 суреті) үшін келесі қосымша қысым коэффициенті қабылдануы тиіс:

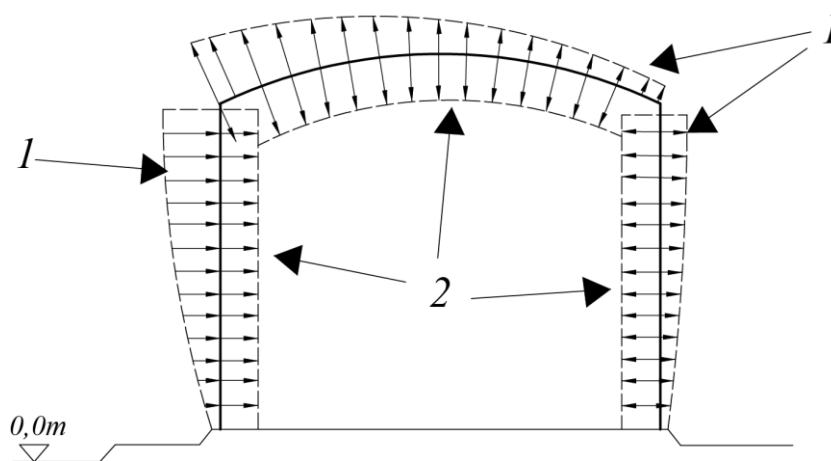
- а) үсті ашық сұйыққоймалар және үсті ашық қабылдайтын сұйыққоймалар үшін ішкі қысым:  $c_p = -0,6$ ;
- б) кіші саңылаулары бар желдетілетін сұйыққоймалар үшін ішкі қысым:  $c_p = -0,4$ ;
- с) егер қабылдайтын сұйыққоймалар болса, онда сұйықтыққа арналған қысым сұйыққоймаларға сырттан әсер ететіндей биіктікті өзгертіп жоғарыдан төменге түсетін етіп тағайындалады.

5.3.9.3 Ғимараттың фаза үдерісінде төмендейтін желдің уақытша сипатымен әсер етуі ҚР ҚН EN 1991–1–4 және ҚР ҚН EN 1991–1–6 сәйкес тағайындалуы тиіс .

a)



b)



1 –  $C_p$  EN 1991–1–4 бойынша; 2 –  $C_p = 0,4$ , желдету жағдайын қоспағанда

a – қабылдайтын ваннасы бар сұйыққойма; b – қабылдайтын ваннасы жоқ сұйыққойма

**Сурет 5.1 – Сұйықтыққа арналған дөңгелек сұйыққоймаға желдің әсер ететін қысым коэффициенттері**

### 5.3.10 Жеткіліксіз желдетудің есебінен болған қысымның төмендеуі

[7.4(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Егер сұйықтыққа арналған сұйыққойманың желдету жүйесі бұзылып немесе тоқтап қалса, онда экстрималды жағдайда жүк түсірген үдерісте пайда болған төмендеген қысымды анықтайтын есептің қажетті әдісі қолданылады. Есеп жазылған үдерістегі адиабаттық қасиетті ескеруі қажет.

### 5.3.11 Сейсмикалық әсер етулер

[B.2.11(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Сейсмикалық әсер етулер ҚР ҚН EN 1998–4 бойынша тағайындалуы тиіс, барабар өлшемдерді анықтау үшін басқа да талаптарды көрсетеді.

**5.3.12 Ірігетін ғимараттардан болатын әсер етулер**

[В.2.12(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Отырудан пайда болатын жүктеме мен басқа нәрседен немесе қақпақтардың, құбыржолдардың әсер етулері, сұйыққа арналған сұйыққойманың табанына қатынасы бойынша ғимаратың тәуелсіз табанын ескеру тиіс. Құбыржолының жүйелерін жасалуында сұйыққа арналған сұйыққоймаға мүмкіндігінше ең төменгі әсер етулер әсер етсе.

**5.3.13 Нысанды біркелкі емес отырудан болатын әсер етулер**

[В.2.13(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Отырудан болатын әсер етулерде ескеруі тиіс, егер уақыт аралығында қарастыратын әсер етулерде тең емес отыруларын күтетін болса.

**5.3.14 Авариялы әсер етулер**

Бұл әсер етулер мынандай оқиға салдарын сыртқы соққы толқыны, соққыдан болатын жүктемелер, өрттен болатын жүктемелер, жарылыс, сұйықтыққа арналған ішкі сұйыққоймаларының герметикалық еместігін, шетінен асып толтыруын және ішкі сұйыққоймалардылық толтыруын ескеруі тиіс. Нақты әсер етулер әр жоба үшін тапсырмаларда жеке жобалаумен анықталуы тиіс.

## **6 ЭСЕР ЕТУДІҢ ЕСЕПТІК ЖАҒДАЙЛАРЫ МЕН КОМБИНАЦИЯЛАРЫ**

### **6.1 Сұйыққоймаларда сақталатын сұйықтықтарға арналған есептік жағдайлар**

6.1.1 [3.1(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Сұйыққоймаларға әсер етулер әрбір маңызды есептік жағдайлар үшін ҚР ҚН EN 1990 жалпы анықтамалармен сай анықталуы тиіс.

6.1.2 [3.1(2)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Анықталатын есептік жағдайлар және жүктеменің қатерлі жағдайлары қарастырылуы тиіс.

6.1.3 [3.1(3)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Жүктеменің әрбір қатерлі жағдайлары үшін әсер етудің комбинациясы бойынша әсер етудің есептік мәні анықталуы тиіс.

6.1.4 [3.1(4)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Комбинациялау ережесі тиісті растауға байланысты және ҚР ҚН EN 1990 бойынша таңдалуы тиіс.

ЕСКЕРТУ Комбинациялау ережесінің анықтауын ҚР ҚН EN 1991–4 А Қосымшада көрсетілген.

6.1.5 Шектелген ғимараттың құрылымдарынан берілетін әсер етулер ескерілуі тиіс.

6.1.6 Берілетін және толтырылатын жүйелерден болатын әсер етулер ескерілуі тиіс. Әсіресе тұрақты орнатылмаған берілетін жүйелер үшін ерекше көңіл бөлген қажет.

6.1.7 Жағдайға байланысты келесі төтенше әсер етулер мен жағдайлар ескерілуі тиіс, салдарынан:

- жарылу;
- автомобиль соққысы;
- жер сілкінуі;
- өрттегі жүктеме.

6.1.8 [3.5(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4] Сұйықтық сақталатын сұйыққоймалардағы жүктемелер ең жоғарғы толтыру деңгейіне және толтыру үдерісіне лайықты анықталуы тиіс.

6.1.9 Егер жұмыс күйіндегі сұйықтық деңгей ең жоғарғы толтыру күйіндегі деңгейден айырмашылығы болса, онда ол қосымша төтенше есеп жағдайына сәйкес ескерілуі қажет.

### **6.2 Қатерлішектік күйлер**

6.2.1 [6.4.1(1)Р ҚР ҚН EN 1990] Сұйыққоймаларды жобалауда келесі қатерлі шектік күйлерді тексеру қажет :

а) STR: табанның және құрылыс материалдарының беріктігі болып анықталатын, ішкі себептерге байланысты тоқтап қалуы немесе ғимараттың тым артық деформацияларының немесе олардың конструктивті элементтерінен, іргетас, қада, үй асты қабырғалары т.б.;

б) GEO: топырақтың беріктігі немесе жыныс формациясы болып анықталатын, табынның шектен көп деформациялары немесе тоқтап қалуы;

6.2.2 [6.4.2(2)Р ҚР ҚН EN 1990] Әсер етудің есептік мәні осы нормативтік-техникалық құралдың Б қосымшасында тараған.

### 6.3 Көтергіш қабілеттігін тексеру

[6.4.2(3)Р ҚР ҚН EN 1990] Элемент, секция немесе (STR и/или GEO) бірігуінде тым артық деформациясымен немесе бұзылуымен байланысты шектік күйлерді қарастыруда тексерілуі керек:

$$E_d \leq R_d \quad (6.1)$$

ондағы  $E_d$  – әсер етудің тиімді есептік мәні, мысалы, бірнеше ішкі күштер мен моменттерді сипаттайтын ішкі күштер, моменттер немесе векторлар.

$R_d$  – сәйкес кедергінің есептік мәні.

ЕСКЕРТУ 1 STR и GEO әдістері туралы нақтылай осы нормативтік-техникалық құралдың Б Қосымшасында

ЕСКЕРТУ 2 (6.1)көрінісі барлық тексеріс жағдайларында қолданылмайды, мысалы, ҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999 тиімділіктің екінші ретіндегі байланысты жағдайында

### 6.4 Әсер ету комбинациялары (шаршайтын құбылыстарға әкелетін әсер етуісіз)

#### 6.4.1 Жалпы ережелер

6.4.1.1[6.4.3.1(1)Р ҚР ҚН EN 1990]Әсер етудің тиімділік есептік мәнін ( $E_d$ ) біркелкі әсер етудің мәнін қиыстыра анықтау керек.

6.4.1.2 Әрбір әсер ету комбинациясына енгізу керек:

–ауыспалы әсер етулердің басым болуы;

–ерекше әсер ету.

6.4.1.3 Әрбір әсер ету комбинациясын 6.4.2–6.4.4сай қабылдау керек.

6.4.1.4 [6.4.3.1 (4)Р ҚР ҚН EN 1990]Тұрақты әсер етуді кеңістікте бөлуде ғимаратқа сезімді болған жағдайда, бұл әсер етудің қолайлы және қолайсыз бөліктері бөлекәсер етулер сияқты қарастырылады

ЕСКЕРТУ Бұл, тек, статикалы тепе-теңдік және ұқсас шектік күйлерге жарамды, 6.4.2(2) ҚР ҚН EN 1990 қара.

6.4.1.5 Бір әсер етудің бірнеше эффекті (салдары) толық талқыланбаған жағдайда, оның кез келген қолайлы жағдайының жеке коэффициенті азаюы мүмкін (мысалы, өзіндік салмағының июші моменті мен нормал күштері).

ЕСКЕРТУ Қосымша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999 көрсетілген.

6.4.1.6 Осыған сай жағдайларда салынған деформацияларды ескерген жөн.

ЕСКЕРТУ Қосымша нұсқауларды 5.1.2(4)Р ҚР ҚН EN 1990 жәнеҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999қара.

### 6.4.2 Тұрақты немесе ауыспалы есептік ситуациялардың әсер ету комбинациялары (негізгі комбинациялар)

6.4.2.1 Жалпы әсер ету эффекті келесі түрде көрсетілуі мүмкін:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}; j \geq 1; i > 1 \quad (6.2)$$

6.4.2.2 Қарастырылатын әсер ету эффектінің комбинацияларына енгізу керек:

- ауыспалы әсер етулердің басым болуы есептік мәні;
- ауыспалы әсер етулердің есептік комбинация мәнін

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}; j \geq 1; i > 1 \quad (6.3)$$

6.4.2.3 Жақшадағы { } әсер етулердің комбинациясы (6.3) Формуласында келесі жағдайлармен көрсетілуі мүмкін:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (6.4)$$

немесе, STR и GEO шектік күйлерге арналған альтернативті ретінде, бірден екі көрсеткіш ретінде қолайсыз күйде өткізіледі:

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ б) \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.5)$$

ондағы, "+" – «үйлесуі керек»;

$\Sigma$  – «–дан құрамалы эффекті»;

$\xi$  – қолайсыз тұрақты әсер етуге арналған редукция коэффициенті  $G$ .

6.4.2.4 Егер әсер етулер мен олардың эффекті арасындағы байланыс сызықты емес болса, (6.2) немесе (6.3) көрсеткіштері тікелей қабылдануы керек, әсер етулер эффектінің салыстырмалы өсуінен әсер етулер шамасының үлкеюімен салыстырғанда (сондай-ақ ҚР ҚН EN 1990 6.3.2(4) қара).

### 6.4.3 Авариялы есептік ситуациялардағы әсер ету комбинациялары

6.4.3.1 Жалпы жағдайда әсер ету эффекті келесі түрде көрсетілуі мүмкін:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (6.6)$$

6.4.3.2 Жақшадағы әсер етулердің комбинациясы келесі жағдайлармен көрсетілуі мүмкін:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} . \quad (6.7)$$

6.4.3.3  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  и  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  арасындағы таңдаулар қарастырылатын авариялы есептік ситуацияларға байланысты (соққы, өрт немесе авария жағдайынан кейінгі адамдар өмірін сақтап қалу).

ЕСКЕРТУ Қосымша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1991 – ҚР ҚН EN 1999 көрсетілген.

6.4.3.4 Авариялы есептік ситуацияларына арналған әсер ету комбинацияларында болуы тиіс:

- $A$  нақты авариялы әсер ету (өрт немесе соққы);
- ( $A = 0$ ) авариядан кейінгі әсер ету ситуацияларына жатады.

Өртке қауіпті жағдайларға арналған, материал қасиеттеріне температура эффектісінің әсерінен басқа,  $A_d$  параметрі өрттегі жылу әсер етуінің жанама эффектісінің есептік мәнін ескерген жөн.

#### 6.4.4 Есептік ситуацияларға арналған сейсмикалық әсер ету комбинациялары

6.4.4.1 Қарастырылатын есептік ситуацияларға арналған әсер ету эффектісі келесі түрде көрсетілуі тиіс:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (6.8)$$

6.4.4.2 Жақшадағы әсер етулердің комбинациясы келесі жағдайлармен көрсетілуі мүмкін:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} . \quad (6.9)$$

#### 6.4.5 Әсер етулер және әсер ету комбинацияларына арналған жеке коэффициенттер

6.4.5.1  $\gamma$  и  $\psi$  коэффициенттер мәндерін ҚР ҚН EN 1990 А1 қосымшасынан ҚР ҚН EN 1991 сай қабылдауы керек.



#### 6.4.6 Материалдар мен бұйымдарға арналған жеке коэффициенттер

6.4.6.1 Материалдар мен бұйымдарға арналған жеке коэффициенттер ҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999 Еврокодтарында келтірілген.

#### 6.5 Жарамды пайдалану бойынша шектік күйлер

##### 6.5.1 Тексерулер

Дәлелдеу керек:

$$E_d \leq C_d, \quad (6.10)$$

ондағы  $C_d$  –жарамды пайдалану критерийінің шектік есептік мәні;

$E_d$  – жарамды пайдалану критерийінде ескерілетін әсер етулердің комбинациясынан алынатын эффектін есептік мәні.

##### 6.5.2 Жарамды пайдалану критерийлері

Жарамды пайдаланумен қамтамасыз ету бойынша талаптарды тексеруде көңілге қабылданатын деформацияларды 10бөліміндегі нұсқаулықтарға сай қабылданады.

##### 6.5.3 Әсер ету комбинациялары

6.5.3.1 Қарастырылатын есептік ситуацияларда ескерілетін әсер ету комбинациялары жұмысқа қабілеттілік критерияларына жәнежарамды пайдалануталаптарына сай келістірілуі тиіс.

6.5.3.2 Жарамды пайдалану бойынша шектік күйлер үшін әсер ету комбинациялары келесі жолдармен анықталады (6.5.4. қара):

ЕСКЕРТУ Бұл көрсеткіштерде барлық жеке коэффициенттері бірге тең етіп жорамалданады. ҚР ҚН EN 1991 – ҚР ҚН EN 1999 Еврокоды А қосымшасын қара.

а) Сипаттамалы комбинация:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (6.11)$$

сондағы,  $\{ \}$  жақшадағы әсер етулердің комбинациясының (сипаттамалы комбинация деп аталатын) түрі:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (6.12)$$

ЕСКЕРТУ Сипаттамалы комбинация, ереже бойынша, кері айналмайтын шектік күйлер үшін қабылданады.

б) Жиі комбинация:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \psi_{1,i} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (6.13)$$

ондағы жақшадағы әсер етулердің комбинациясы келесі жағдайлармен көрсетілуі мүмкін:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.14)$$

ЕСКЕРТУ Жиікомбинация, ереже бойынша, кері айналмайтын шектік күйлер үшін қабылданады.

с) Квазитұрақтыкомбинация:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (6.15)$$

ондағы жақшадағы әсер етулердің комбинациясын (квазитұрақты комбинация деп аталанады) келесі жағдайлармен көрсетілуі мүмкін:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.16)$$

ЕСКЕРТУ Квазитұрақтыкомбинация, ереже бойынша, ғимараттың сыртқы түрін бағалауда және ұзақ эффектiлердi есептеу үшін қолданылады.

6.5.3.3 ( $P_k$  или  $P_m$ ) алдын ала кернеуленген репрезентативті мәндері қарастырылатын алдын ала кернеуленген түрлеріне арналған Еврокодтарға сай көрсетілген.

6.5.3.4 [6.5.3(4)Р ҚР ҚН EN 1990]Берілген деформацияларға байланысты әсер ету эффектiлерiн тек қажеттi жағдайда ғана қарастыру керек.

ЕСКЕРТУ Көрсеткіштер(6.11) және (6.15) кейбір жағдайда нақтылаудықажет етеді. Осындай нақтылауларды жүзеге асыру бойынша басшылық ҚР ҚН EN 1991 – ҚР ҚН EN 1999 бөлімдерінде сай көрсетілген.

6.5.3.5 Пайдалы жүктемелер және қар жүктемелері бір уақытта тағайындалуы керек.

6.5.3.6 Сейсмикалық жүктемелер байқалатын толтыру кезінде қарастырылмауы керек.

6.5.3.7 Авариялыжүктемелер байқалатын толтыру кезінде қарастырылмауы керек, бірақ ҚР ҚН EN 1990 бойынша төтенше жүктемелердің құрамалы ережелерін ескеру керек.

#### 6.5.4 Материалдарға арналған жеке коэффициенттер

6.5.4.1 Материалдарға арналған  $\gamma_M$  жеке коэффициенттер пайдалану жарамдығы бойынша шектік күйлер үшін 1,0 тең етіп қабылдануы тиіс, егер ҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999 Еврокодтарында олардың басқа мәндері берілмесе.

#### 6.5.5 Әсер етулер және жарым–жартылай қауіпсіздік коэффициенті

6.5.5.1 [В.3(1)Р ҚР ҚН EN 1991–4]б. 5.3.1–5.3.14 әсер етулер үшін ҚР ҚН EN 1990 бойынша жарым–жартылай қауіпсіздік коэффициенті қолданылуы тиіс.

6.5.5.2 Тәртіп (5.3.1.1б.)  $\gamma_F = 1,2$ . үшін сұйық жақтарындағы жүктемелерге арналған жарым–жартылай қауіпсіздік коэффициенті тағайындауы ұсынылады.

6.5.5.3 (5.3.1.2б.)  $\gamma_F = 1,0$  толтыру үдерісіндесұйық жақтарындағы жүктемелерге арналған жарым–жартылай қауіпсіздік коэффициенті тағайындауы ұсынылады.

6.5.5.4 Төтенше әсер етулердің есептік ситуациялары үшін ауыспалы әсер етулерде жарым–жартылай қауіпсіздік коэффициентін  $\gamma_F = 1,0$  тағайындауы ұсынылады.

#### 6.6 Жарылыстарды есептеу қағидалары

6.6.1 Сұйыққоймаларда сақталатын сұйықтар жарылысқа бейім болуы мүмкін, сол себепті потенциалдық зақымдалулар шектелуі керек немесе келесі шаралармен тоқтатылуы тиіс:

- қысымның компенсация бетінің жеткілікті орналасуы;
- жарылысты басу жүйесінің ыңғайлы орналасуы;
- жарылыс толқынының қысымын қабылдайтын құрылымның өлшемдерін анықтайтын есеп.

**7 МАТЕРИАЛДАР****7.1 Бетон****7.1.1 Жалпы ережелер**

7.1.1.1 Осы нормативтік-техникалық құралдың талаптарына сай жобаланған бетон және темірбетон конструкциялары үшін  $2200 \text{ кг/м}^3$ –  $2500 \text{ кг/м}^3$  аралығындағы орташа тығыздығы болатын конструкциялық қалыпты бетонды қарастыруы қажет. Бетон түрін және оның техникалық бақылайтын сапа көрсеткіштерін стандартқа сай бетон, темірбетон және алдын ала кернеуленген темірбетон конструкцияларына қойылатын талаптарына сай тағайындау керек.

7.1.1.2 Жобалауда тағайындалатын бетон сапасының негізгі көрсеткіштеріне жатады:

- Ссығылудағы беріктік бойынша бетон класы;
- *Фаязға* төзімділік бойынша марка (құбылмалы еріту және қатыруға шалдығатын

конструкцияларға тағайындалады);

- *W* су өткізбеушілік бойынша марка (өткізбеушілік талаптарына қойылатын конструкцияларға арнап тағайындалады);

7.1.1.3 Сұйыққоймаларды жобалауда бетон қасиетіне әсер ететін температураны ескеру қажет.

ЕСКЕРТУ Бетон қасиетіне әсер ететін температура бойынша қосымша ақпарат анықтамалар қосымшасында келтірілген.

**7.1.2 Сығудағы беріктік бойынша бетондар класы, оларға сай сипаттамалы және сепетеу кедергілері**

7.1.2.1 Бетон және темірбетон конструкцияларын жобалау кезеңінде ҚР СТ EN 206-1 бойынша конструкциялы бетондарды сығудағы беріктік бойынша келесі кластарды қабылдау керек: *C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60; C60/75; C70/85; C80/95; C90/105*;

Конструкцияларды оптимизациялауда цемент шығынына байланысты сығудағы беріктік бойынша аралық класты бетонды қолдану рұқсат етіледі.

7.1.2.2 Сығудағы беріктік бойынша бетондар класы – өте қажетті топтастыру көрсеткіші – қабылдауға ұсынылады:

- а) ауыр бетоннан темірбетон элементтерін есептеуде бірнеше рет қайталанатын әсер етулер үшін – *C12/15* төмен емес;
- б) қатты жүктелген темірбетонның сығылатын өзекті элементтері үшін – *C20/25* төмен емес (мысалы, едәуір кран жүктемелеріндегі өндірістік ғимараттарының ұстымдары үшін, көп қабатты ғимараттардың төменгі қабаттарының ұстымдары үшін);
- в) ұсақ түйіршікті және ауыр бетоннан темірбетонның сығылатын өзекті элементтері үшін – *C12/15* төмен емес;
- г) иілетін элементтер үшін – *C12/15* төмен емес (алдын ала кернеуленуісіз).

7.1.2.3 Бетонның алдын ала берілетін класы мен маркасын бетон қоспасының құрамын сұрыптауға сай бақылау үлгілерін міндетті түрде сынау арқылы анықтайды. Темірбетон маңызына байланысты, бетон сығылуға жұмыс істеу керек. Бетон сығылуының жоғарғы кедергісі – оның қасиетінің бағалығы.

7.1.2.4 Бетон және темірбетон конструкцияларын есептеуде бетонның базалық беріктік сипатамасын қолданады:

- $f_{ck}$  осьтік сығылудағы бетонның сипатамалық кедергісі;
- $f_{ctk}$  осьтік созылудағы бетонның сипатамалық кедергісі;

$f_{ctk}$  осьтік созылудағы бетонның сипатамалық кедергісін стандарттарға сай сынау жолымен анықтау қажет, инженерлік есептеулер үшін сығылудағы бетон беріктігі бойынша анықталады.

7.1.2.5 Құрама, тұтасқұйма және құрама – тұтасқұйма темірбетон конструкцияларын жобалауда конструкцияларды дайындаудың сипатты кезеңіне сәйкес сығылудағы бетон беріктігін қосымша көрсету керек (мысалы, қалыпты бұзылу беріктігі, жасыту беріктігі).

7.1.2.6 Сығылудағы бетонның орташа беріктігін  $f_{cm}(t)$ , стандартты сақтау шарттарында шаққа, тәулік, байланысты формула бойынша анықтауға рұқсат етіледі:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (7.1)$$

Темірбетон элементтерін жылумен өңдеуде сығылудағы бетонның орташа беріктігін  $t$  шаққа, тәулік,  $f_{cm}(t)$  байланысты формула бойынша анықтауға рұқсат етіледі:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + (f_{cm} - f_{cmp}) \cdot \frac{\log(t - t_p + 1)}{\log(28 - t_p + 1)} \quad (7.2)$$

(7.1) формуладағы  $\beta_{cc}(t)$  коэффициент мәнін (7.3) формула бойынша есептейді:

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[0,25\left(1 - \sqrt{28t_1/t}\right)\right] \quad (7.3)$$

(7.1), (7.2) және (7.3) формулаларда

$f_{cm}(t)$  – ( $> 28$  тәулік) шақта сығылудағы бетонның орташа беріктігі;

$f_{cmp}$  –  $t_p < t$  ақыт кезеңіндегі жылумен өңдеуден кейінгі сығылудағы бетонның орташа беріктігі;

$f_{cm}$  – ( $> 28$  тәулік) шақта сығылудағы бетонның орташа стандартты беріктік, 7.1 кестемен қабылданады;

$t$  – ( $> 28$  тәулік) бетон шағы;

$t_1 = 1$  тәулік;  $t_p$  – жылумен өңдеу аяқталғаннан кейінгі, тәулік, бетонның шағы.

$t > 28$  тәулік шақта осьтік созылудағы бетонның орташа беріктігі (7.1) және (7.2) формула бойынша сығылудағы беріктік сияқты анықталады. 28 тәулік шақта сығылудағы бетонның орташа беріктігі орнына формулаға 28 тәулік шақта осьтік созылудағы бетонның

орташа беріктігін қояды, егер шартта конструкциялардың алғашқы ылғалдық сақталуы 7 тәуліктен аспаса.

7.1.2.7 Беріктік бойынша 7.1.2.1 б. көрсетілген сығылудағы бетонның нормал кластарына сәйкес 7.1 кестеде осьтік сығылудағы және осьтік созылудағы бетонның сипатамалық кедергісі, сондай-ақ оның осьтік сығылудағы және осьтік созылудағы орташа беріктік мәні көрсетілген.

7.1.2.8 Егер созылудағы бетонның беріктігі жағымсыз әсер қалдырса (мысалы, еріксіз күштердің әсер етуін есептеуде және т.б.), онда бетон және темірбетон конструкцияларын есептеуде  $f_{ctk,0,95}$  (созылудағы квантиль беріктігі 95% 7.1 кестесін қара) осьтік созылудағы бетонның сипатамалық кедергісін қабылдау қажет.

7.1.2.9  $f_{cd}$  сығылудағы және  $f_{ctd}$  созылудағы бетонның есептік кедергісін 7.4 формулада жазылғандай, бетонның сипатамалық кедергісін жеке қауіпсіздік коэффициентіне бөлу жолымен алады:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \quad (7.4)$$

Бетон бойынша жеке қауіпсіздік коэффициентін  $\gamma_c$  тең етіп қабылдайды:

- а) арматураланбаған және темірбетон конструкциялары үшін көтергіш қабілеттілігі бойынша шектік күйі бойынша есептеуде – 1,5
- б) жарамды пайдалануда шектік күйі бойынша – 1,0

### 7.1.3 Серпімді деформациялар

7.1.3.1 Бетон үшін серпімді пластикалық материал сияқты кернеулер мен сызықты байланыстағы деформациялар тек толық деформацияның бөлігін құрастырады.

Бетонның серпімді деформациялары оның түріне, класына және дайындаудағы технологиялық ерекшеліктеріне, ыңғайлы төсеу бойынша бетон қоспасының маркасына байланысты болады. Осы нормативтік-техникалық құрал бетонның серпімді деформацияларын сипаттайтын келесі базалық көрсеткіштерді тағайындайды:

- $E_{cm}$  (координат басынан  $\gamma$  кернеуі бар диаграммадағы нүкте арқылы  $tag$  көлбеу бұрышын қиын өтуімен анықталады) бетонның серпімді модулі.

$E_{cm}$  уақытында бетонның серпімді модулінің өзгерілуі беріктік сипаттарына байланысты формула бойынша анықталуы мүмкін

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3}, \quad (7.5)$$

ондағы  $E_{cm}, f_{cm}$  – 28 тәулік шақта бетонның серпімді модулі және орташа беріктігі.  $f_{cm}(t)$  и  $f_{cm}$  өзара байланысы 7.1 формуласымен анықталған.

- Пуассон коэффициенті  $\nu_c = 0,20$ ;
- сызықты температуралы кеңейту коэффициенті дұрыс мәлімет болмаған кезде  $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$  тең болып алынады.

#### 7.1.4 Шөгу және жылжып жайылу

7.1.4.1 Бетон және темірбетон конструкцияларын есептеу уақытындағы бетон қасиеттерінің өзгерілуін есепке алу керек, сондай-ақ ұзақ үдерістердің дамуына байланысты күштерді, кернеу мен жылжуын есепке алу керек. Темірбетон конструкцияларын есептеуде шөгу мен жылжып жайылудың сипаттамалы шектік мәндерін пайдалу рұқсат етіледі.

7.1.4.2 Бетонның жылжып жайылу деформациясы  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  T уақыты үшін сығылудағы тұрақты кернеудегі бетонның  $t = \infty$  шақта қойылған  $t_0$  тең:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}} \quad (7.6)$$

Бетон  $\varphi(\infty, t_0)$  үшін жылжып жайылу коэффициентінің шектік мәні 7.1 суретте келтірілген график бойынша қабылдауға рұқсат етіледі.

Бетон  $\varphi(\infty, t_0)$  үшін жылжып жайылу коэффициентінің шектік мәні 7.1 суретте келтірілген графиктен алынған  $0,45f_{cm}(t_0)$  аспайтын бетондағы сығылатын кернеу деңгейі  $t_0$  уақыт кезеңіндегі бірінші толтыра салуда есептік жағдайда қолданады. Егер сығылатын кернеулер  $\varphi(\infty, t_0)$  уақыт кезеңінде  $0,45f_{cm}(t_0)$  асса, 7.1 суретте келтірілген графикке байланысты алынған жылжып жайылу коэффициентінің модификация мәнін орындау керек, сызықтық емес жылжып жайылуды есепке ала отырып.

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (7.7)$$

ондағы  $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$  – жылжып жайылудың сызықтық емес коэффициентінің модификациялау шектік мәні;

$k_\sigma$  – жүктеу деңгейіне байланысты коэффициент  $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$  (уақыт аралығында бетондағы сығылатын кернеу  $\sigma_c$ );

$f_{cm}(t_0)$  –  $t_0$  шақта сығылудағы бетонның орташа беріктігі, 6.2.7 б сай анықталады.

7.1.4.3 Темірбетон конструкцияларын есептеуде температураның мерзімдік тербеліс шартында – 25°C-тан 40°C-қа және салыстырмалы ылғалдығы RH 20-дан 100-ге, бетонның жылжып жайылу коэффициентінің шектік мәнін 7.1 суретте келтірілген графикалық байланыстары бойынша қабылдауға болады.

7.1.4.4 Бетонның жылжып жайылу коэффициентінің шектік мәнін 7.1 суретте келтірілген графикалық байланыстары бойынша тағайындалған C55/67 аспайтын сығылу беріктігі бойынша бетон кластары үшін ыңғайлы төсеуі бойынша C55/67 маркасы бар қоспалар үшін қолдануы мүмкін. Ыңғайлы төсеуі бойынша басқа маркалы бетон қоспалары үшін 7.1 суретте келтірілген графикалық байланыстарынан алынған жылжып жайылу коэффициентінің мәнін  $\varphi(\infty, t_0)$  түзету коэффициентіне 1,2 көбейту керек.

## 7.1 кестесі– Нормал бетонның беріктік және деформативті сипаттамалары

Сипаттамалар, өлшем бірліктері	Сығылудағы беріктік бойынша бетон класы														
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
$f_{ck}, \text{МПа}$	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^G, \text{cube}, \text{МПа}$	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}, \text{МПа}$	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{cmp}, \text{МПа}$	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}, \text{МПа}$	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}, \text{МПа}$	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\varepsilon_{c1}, \text{‰}$	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{cu1}, \text{‰}$	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{c2}, \text{‰}$	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
$\varepsilon_{cu2}, \text{‰}$	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
$n$	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
$\varepsilon_{c3}, \text{‰}$	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
$\varepsilon_{cu3}, \text{‰}$	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6



## 7.1.4.5 Бетонның шөгу маркасын формула бойынша анықтау керек

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (7.8)$$

ондағы  $\varepsilon_{cd}$  – бетонның шөгу бөлігі, ылғалдылықтың буланып шығуынан;

$\varepsilon_{ca,s}$  – шөгу бөлігі, бетонды қатайту үдерісімен болған.

Бетонның шөгу шамасы келесі формуламен анықталады:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd,\infty} \quad (7.9)$$

ондағы  $\varepsilon_{cd,\infty}$  – шөгу бөлігінің шектік шамасы, 7.2 кестесі бойынша анықталуы рұқсат етіледі;

$\beta_{ds}(t, t_s)$  – уақытта бетон шөгуінің даму функциясы, формула бойынша анықталады:

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (7.10)$$

$t$  – шөгу бөлігінің шамасын есептеуге арналған бетон шағы;

$t_s$  – бетонның ылғалды сақтау мерзімінің аяқталуындағы бетон шағы;

$h_0$  – көлденең қиманың келтірілген өлшемі, мм,  $h_0 = 2A_c/u$ ;

$A_c, u$  – элементтің көлденең қимасының периметрі мен ауданы, мм;

$h_1 = 100$  мм;  $t_1$  – 1 тәулікте .

7.2 кестесі бойынша бетон шөгу бөлігінің аралық мәнін  $\varepsilon_{cd,\infty}$  анықтауда сызықты интерполяция рұқсат етіледі

7.1.4.6 Егер ( $>50^\circ\text{C}$ ) жоғары температура кезеңінде элементтер әсер етуге шалдығатын болса, онда жылжып жайылу сипаттамасы едәуір өзгереді. Егер де бұл маңызды болса, онда, ереже бойынша, зерттелетін іс-қимыл шарттарын анықтау үшін мәліметтерді алу қажет.

7.1.4.7 Бетонның шөгу шамасы  $\varepsilon_{ca}(t)$  бетонның қатаю үдерісімен болған формула бойынша анықталады,  $t$  – уақыт, тәулік

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot e_{ca}(\infty), \quad (7.11)$$

ондағы

$$e_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6}, \quad (7.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0.5}) \quad (7.13)$$

**7.2 кестесі –  $\varepsilon_{cd,0}$ , % бетонның шөгу бөлігінің шектік мәні**

$f_{ck}/f_{c, cube}^G$	$\varepsilon_{cd,s,\infty}$ салыстырмалы ылғылдықта RH, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25 және аз	–0,75	–0,70	–0,59	–0,20	–0,20	0,12
40/50	–0,60	–0,56	–0,47	–0,29	–0,16	0,10
60/75	–0,48	–0,45	–0,38	–0,24	–0,13	0,08
80/95	–0,39	–0,36	–0,30	–0,19	–0,11	0,06
90/105	–0,35	–0,33	–0,27	–0,17	0,06	0,06

ЕСКЕРТУ «плюс» белгісі бетонның ісінуін білдіреді.

**7.1.5 Гидратация салдарынан температура тәртібінің өзгеруі және жылу бөлуі**

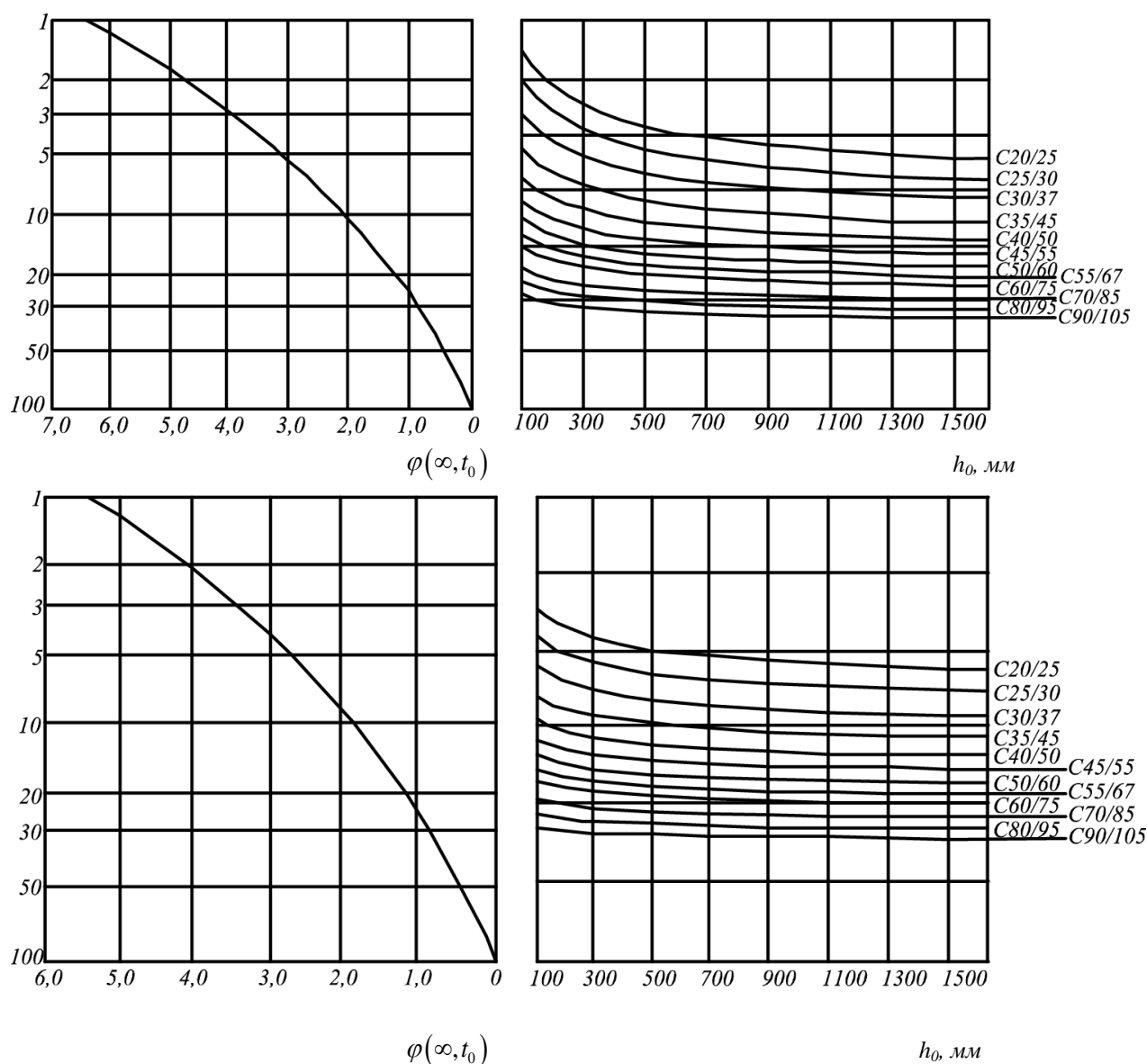
Егер құрылыс кезеңдегі шарттарды маңызды деп есептесе, онда нақты цемент үшін жылуды бөлу сипаттамасын ереже бойынша, сынаудан алады. Нақты жылу бөлуді элементтің ерте қызмет мерзімінің үдерісінің болжауын ескере анықтайды (мысалы, ұстау, қоршаған ортаның шарттары). Температураның ең жоғарғы көтерілуі және құйғаннан кейінгі болған уақытты қоспа құрамынан, қалыптың қасиеттерінен, қоршаған ортаның шарттарынан және шекара шарттарынан анықтайды.

**7.2 Арматуралы болат****7.2.1 Қолданылатын арматура кластары**

Темірбетон конструкцияларының кернеуленбеген арматура ретінде St400 и St500 клас арматураларын қабалдау керек. Арматура өндірісі әдісі бойынша ыстық жәміштелген, термомеханикалы беріктендірілген және суықтай деформациялы болады. Арматураның механикалық қасиеттеріне қойылатын талаптар стандартқа сай уақыт белгілейді. Кернеуленбеген арматура ретінде Г қосымшада көрсетілген сым кластары мен өзектің кескінін қабылдауға рұқсат етіледі.

**7.2.2 Қасиеттері**

Арматуралы болат үшін  $-40^{\circ}\text{C}+100^{\circ}\text{C}$  (егер арнайы зерттеулер жүргізілмесе) арасында температура әсерінен бұзылған ҚР ҚН EN 1992–1–1, 3.2.2 б. сілтемеге негізделеді. Өте жоғары температура үшін мәліметтер 3.2.3 ҚР ҚН EN 1992–1–2 көрсетілген.  $20^{\circ}\text{C}$  температурадан жоғары жағдайда кернеуді төмендету үшін 10.3.2.2 в ҚР ҚН EN 1992–1–2 қараңыз.



**Сурет 7.1 –  $\varphi(\infty, t_0)$  бетонның жылжып жайылу коэффициентінің шектік мәнін анықтауға арналған номограммалар**

### 7.3 Кернеуленген арматура

#### 7.3.1 Алдан ала кернеуленген болат

7.3.1.1 [3.3.1(1)РҚР ҚН EN 1992–1–1] Осы бөлім темірбетон конструкцияларында кернеулі элемент ретінде қолданатын сымдар, өзектер, арқандарға таралады

7.3.1.2 [3.3.1 (2)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] Кернеулі элемент кернеуленген күйде коррозиялы жарылуға шалдығуы жеткілікті төмен деңгейде болуы керек.

7.3.1.3 Кернеуленген күйде коррозиялы жарылуға шалдығу деңгейі төмен болып есептеледі, егер кернеулі элементтер ҚР ҚН EN 10138 немесе Еуропа техникалық сертификаттарына сайтағайындалған критерийлеріне жауап берсе.

7.3.1.4 Кернеулі элементтер қасиеттерінің талаптары конструкцияда соңғы жай–күйінде орналасқан материалдарға кең тарайды. Егер өндіріс әдісі, сынау және кернеулі элементтерге сай туралы куәлік ҚР ҚН EN 10138 немесе Еуропа техникалық сертификаттарына сайкелтірілген болса, онда нақтыЕврокод талаптары орындалды деп қабылдауға болады

7.3.1.5 [3.3.1 (5)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] НақтыЕврокодқа сай болаттар үшін созылуда беріктіктің шектік күйінің сипаттамасы, 0,1 % біршама қалдық деформациядағы шартты аққыштық шегі және  $f_{pk}$ ,  $f_{p0,1k}$  и  $\varepsilon_{uk}$  сай белгіленетін ең жоғарғы жүктемеге жетудегі салыстырмалы деформациялар тағайындалған

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN 10138 өнім сапасының тұрақты бақылау негізінде алынатын ең жоғарғы және ең төменгісипаттамаларына кең таралады. Керісінше,  $f_{p0,1k}$  и  $f_{pk}$  мәндері конструкцияда қолданатын кернеуленген болаттың созылудағы беріктік шегі және 0,1 % қалдық деформациясындағы шартты аққыштық шегінің сипаттамалы мәнін айқындайды. Екі топ арасындағы тура байланыс мәні болмайды. ҚР ҚН EN 10138 тағайындаған 0,1 %  $F_{p0,1k}$  қалдық деформация күштерінің сипаттамалы мәні  $S_n$ , көлденең қимасының ауданына бағалау әдәсімен бірге бөлінеді,  $f_{p0,1k}$  мәнін алу үшін мүмкіндікті растайды.

7.3.1.6 ҚР ҚН EN 10138 сай келмейтін басқа арматуралы болаттар қолдануда, олардың қасиеттері Еуропа техникалық сертификаттарына сайтағайындалады.

#### 7.3.2 Касиеттері

Арматура өрмелері үшін  $-40^{\circ}\text{C}$   $+100^{\circ}\text{C}$  (егер арнайы зерттеулер жүргізілмесе) арасында температура әсерінен бұзылған қатайған беріктігі мен кемуі кернеу шамасын «қалыпты температурадан» алады. Өте жоғары температура үшін мәліметтер 3.2.4 б ҚР ҚН EN 1992–1–2 көрсетілген.

## 8 ЖОБАЛАУ БОЙЫНША НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР

### 8.1 Темірбетон сұйыққоймаларының сипаттамасы және құрылыстық (конструктивті) шешімдері

8.1.1 Орналасуына байланысты сұйыққоймалар арынды (белсенді) және арынсыз (белсенсіз) деп бөлінеді, яғни сорғы арқылы су жүйеге ағады.

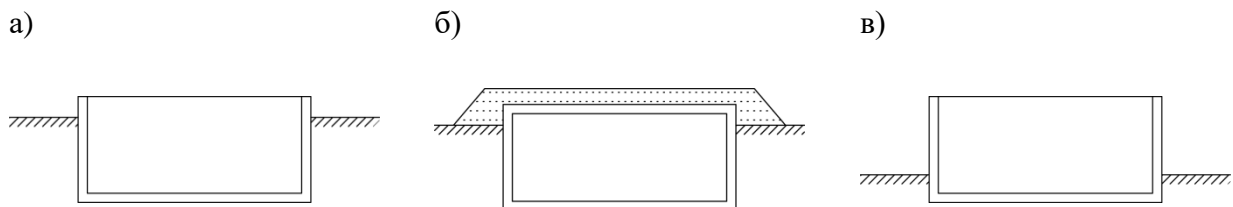
8.1.2 Тағайындалуы бойынша сұйыққоймалар тік байлауға, конструктивті ерекшелігі мен нысанға байланысты бөлінеді.

8.1.3 Сыйымды ғимараттар тағайындалуы бойынша су сақтауға арналған сұйыққоймалар және мұнайөнім мен мұнайды сақтауға арналған сұйыққоймалар.

8.1.4 Тік байлау бойынша сұйыққоймаларды жерасты, жартылайжабылған және жербеті етіп жобалайды (8.1 суретін қара).

8.1.5 Конструктивті ерекшелігіне байланысты сұйыққоймалар құрама, тұтасқұйма және құрама–тұтасқұйма темірбетоннан орнатылуы мүмкін.

8.1.6 Сұйыққоймалар және үлкен көлемді қалыптар технологиялық және технико–экономикалық есептеулермен анықталады. Темірбетон сұйыққоймалар негізінде цилиндр және тік бұрышты қалыпта жобаланады. Күрделі қалыпты сұйыққоймалар (сфералы, торалы, линза тәрізді қималары т.б.) ерекше жағдайда ғана жобаланады.



а – тереңделген ашық (тұндырғыш, араластырғыш, ине тығыздауыш, құмұстағыш, мұнайұстағыш); б – тереңделген жабық (суға арналған сұйыққойма, жылы және суық су қабылдайтын камера, көлденең тұндырғыш); в – жер үстіндегі ашық (сүзгілер, биосүзгілер, байланыс жарықтандырғыш)

**Сурет 8.1–Тікбайлауы бойынша сұйыққоймалардың түрлері**

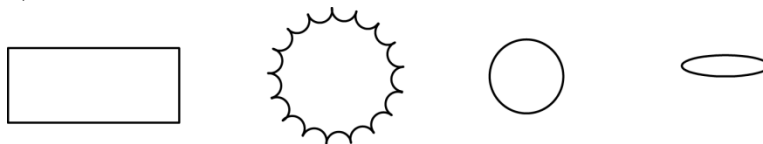
8.1.7 Жоспарда сұйыққоймалардың кең тараған тік бұрышты, домалақ және сопақ қалыптар (8.2 а сурет).

8.1.8 Тағайындалуына байланысты сұйыққоймалар жабын және жабынсыз етіп жобаланады. Жабын құрама, жазық және кеңістік құрылымды қолдануымен орындалуы мүмкін (8.3 а сурет). Кеңістік тұтас темірбетон жыбыны материалдың шығыны бойынша экономды, бірақ көп еңбек сіңіруді керек қылады.

8.1.9 Сұйыққоймалар қабырғалары тік, қиғаш және дөңес орындалуы мүмкін (8.2. б сурет).

8.1.10 Түбі көп жағдайда тегіс етіп жобаланады. Егер сұйыққоймалар қабырғаларына қысымды төмендету қажет болса, онда түбін сфера, конус және призма тәріздес қалыпта орындайды (8.3 б сурет).

а)



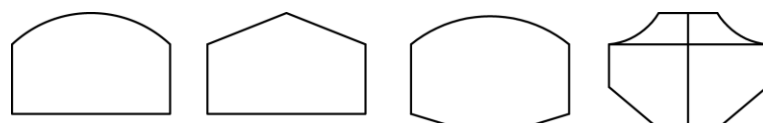
б)



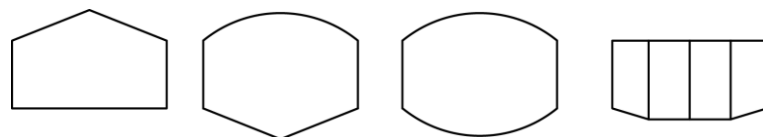
а – жоспардағы сұйыққоймалар нысандары; б – қабырға нұсқаулары

**Сурет 8.2 – Тік байлауы бойынша сұйыққоймалардың түрлері**

а)



б)



а – жабын нұсқаулары; б – түбінің нұсқаулары

**Сурет 8.3 – Сұйыққоймалардың конструктивті нысандары**

8.1.11 Сұйыққоймаларды жобалауда көтергіш элементтерінің түйін қосылысындағы құрылымды өңдеу қажетті элемент болып табылады. Қабылданған конструктивті қабырғаның жабын мен түбінің түйісу торап шешімдері ғимараттың тағайындалуын ескеруі тиіс және олардың нақты пайдалануын қамтамасыз ету.

8.1.12 Темірбетон сұйыққоймалардың мүмкіншілік конструктивті шешім түйіндері көрсетілген (8.4 және 8.5 суреттерін қара).

8.1.13 Сұйыққоймалар қабырғасының қатты немесе икемділік түйіс құрылғысы туралы шешімі тек статика бойынша ғана емес, сонымен қатар пайдалану–технологиялық түсінік бойынша қабылданады.

8.1.14 Сұйыққоймалар қабырғасын бос радиалды деформациямен қамтамасыз ету үшін, жабын мен түбінің түйісу қабырғаларын топсалы-жылжымалы икемді төсем (резеңке, неотренді және т.б.) қолдануымен жобалау ұсынылады. Осындай құрылым қабырғаның бүкіл биіктігі бойынша тірек элементтерге жақын жатқан аймақтарды тығыз қысудыске асырады.

8.1.15 Сұйыққоймалар габарит сұлбаларының негізгі параметрлерін бірыңғайлау масаты үшін, сұйыққоймалар жоспарда домалақ немесе тік бұрышты 3 м еселі, биіктігі 0,6 м мөлшерінде қабылдау ұсынылады. Ғимарат жақтарының ұзындығы мен диаметрі 9 м

кіші болған жағдайда, домалақ сұйыққоймалар үшін 1 м еселі, тік бұрышты сұйыққоймалар үшін 1,5 м қабылдану рұқсат етіледі.

Сұйыққоймалар бағанасы астындағы іргетас пен қабырға панеліесеп қорытындысы бойынша тағайындалады және қабылданады, типтісұйыққоймалар үшін бірыңғайлау құрама темірбетон бұйымдарының суөткізгіштік–канализациялы ғимараттар номенклатурасы бойынша қабылданады.

Су сақтауға арналған цилиндрлі сұйыққоймалар көлемі 8.1 кестесі бойынша 100-ден 6000 м<sup>3</sup> тең қабылданады. Өте үлкен көлемдер үшін жоспарда тік бұрышты сұйыққоймалар 8.2 кестесі бойынша пайдалану ұсынылады

### 8.1 кестесі– Суға арналған цилиндрлі сұйыққоймалардың бірыңғайланған параметрлері

Параметрлері	Сұйыққойма көлемі, м <sup>3</sup>							
	100	150	250	500	1000	2000	3000	6000
Диаметр, м	6,5	8	10	12	18	24	30	42
Биіктік, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

### 8.2 кестесі – Суға арналған тік бұрыштысұйыққоймалардың бірыңғайланған параметрлері

Параметрлері	Сұйыққойма көлемі, м <sup>3</sup>								
	100	250	500	1000	2000	3000	6000	10000	20000
Жоспардағы өлшемдер, м	6×6	6×12	12×12	12×18	18×24	24×30	36×36	48×48	66×66
Биіктігі, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

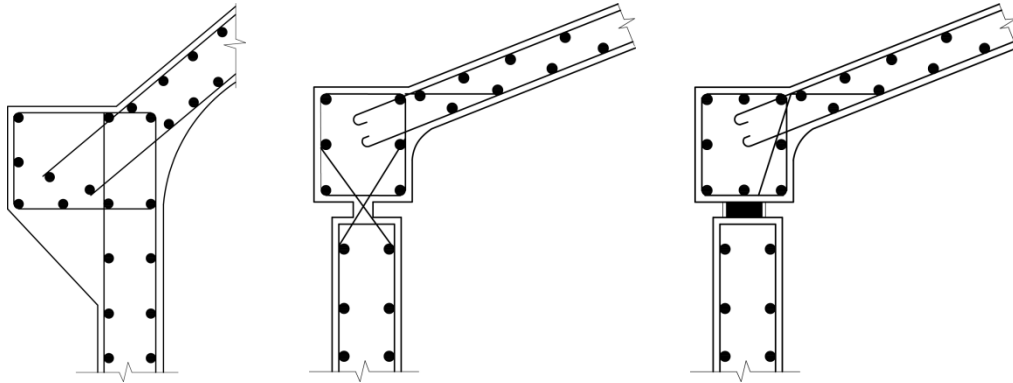
8.1.16 Сұйыққоймалардың түбі мен қабырғалары үшін C12/15...C30/37 класты бетон, суөткізбеушілік бойынша W4...W10 және аязғатөзімді F100...F200 маркалы бетон қолданады. Сұйыққоймаларды арматуралау үшін кернеулі емес St240, St400, St500 класты арматура, және алдын ала кернеуленген St500 арматуралар қолданады.

8.1.17 Ішетін суды сақтауға арналған темірбетонды сұйыққоймаларын жобалауда, келесі шаралар қарастыру керек:

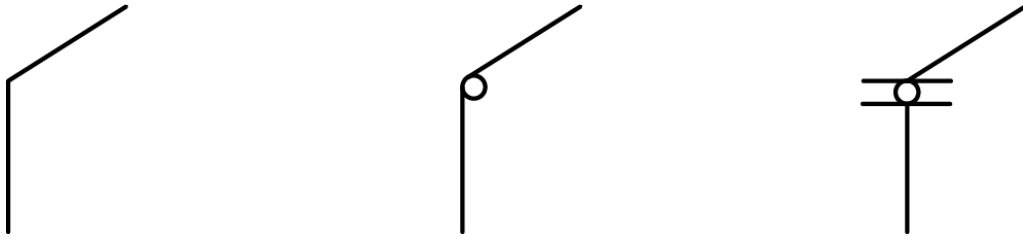
- арнайы сүзгі арқылы сұйыққоймаларды желдету;
- сұйыққоймалардың жабынын, қабырғасын және түбін гидрооқшаулау;
- құрама және тұтасқұйма бетон мен темірбетон құрылымының қаяусыз және кеуектерсіз барлық ішкі жатық беттерін өңдеу. Құрама элементтері үшін бұл өңдеу зауыттарда жасалуы тиіс;
- сұйыққоймалардың герметикаландыру және суөткізбеушілік қасиетін көтеру үшін кеңею цемент бетонымен құрама құрылымның барлық түйісін біртұтастыру.

8.1.18 Диаметрі 4,5 – 24 м суға арналған типті отандық цилиндрлі сұйыққоймалардың габаритмөлшерлері мен конструктивті сұлбалары 8.6 суретте көрсетілген.

а)



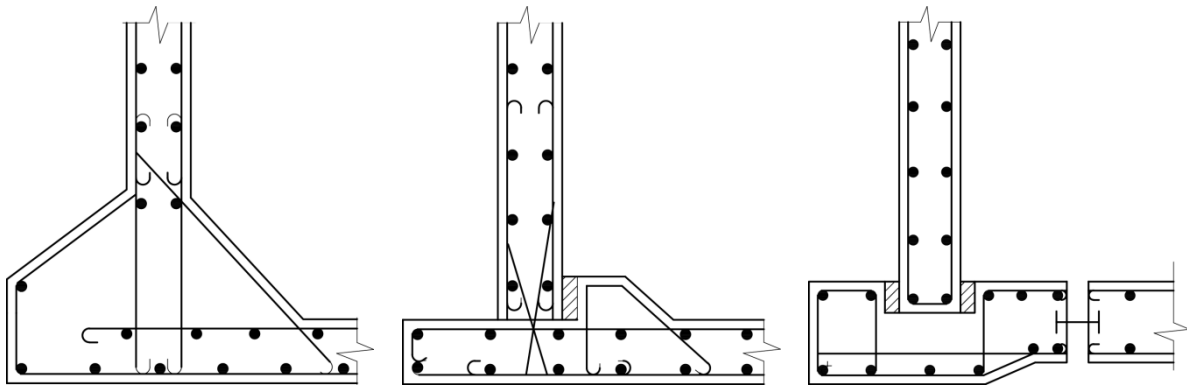
б)



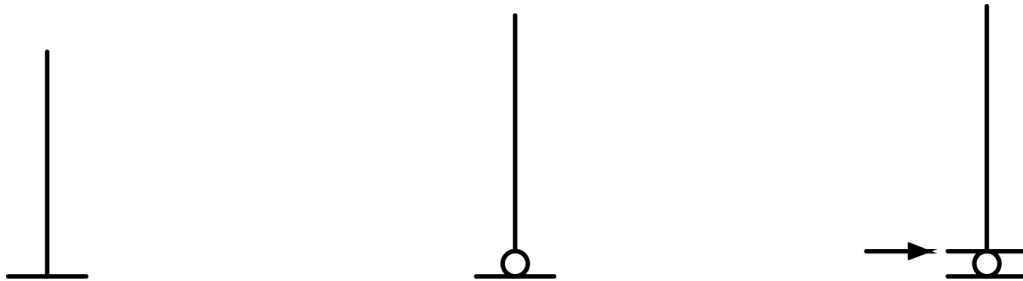
а – конструктивті шешім; б – есептік сұлбалар

**Сурет 8.4 – Темірбетон сұйыққоймалардың кеңістік конструкциялардың жабынымен қабырғаның жанасу түйіні**

а)



б)



а – конструктивті шешім; б – есептік сұлбалар

**Сурет 8.5 – Темірбетон сұйыққоймалардың түйіндері (қабырғаның түбімен бірігуі)**

8.1.19 Сумен жабдықтау жүйелерінде тазартқыш ғимараттар: сүзгілер, тұндырғыштар, мөлдірлеткіштер, аэротендер, флотаторлар т.б – цилиндрлі немесе призмалы қалыпта жобаланады (8.7 суретін қара).



8.1.20 Сыйымдылық ғимараттарының құрылысына арналған орынды таңдау, жер астындағы су деңгейі түбінің белгісінен 2 м төмен есебіменалынған біркелкі, шөкпеген, ісінбеген топырағы бар алаңшағаназар аударған дұрыс. 9 балдан жоғары сейсмикалық алаңшаларда сұйыққоймаларды тұрғызуға болмайды.

## **8.2 Цилиндрлі сұйыққоймалардың құрылымдары**

8.2.1 Цилиндрлі сұйыққоймалар тұтасқұйма және құрама темірбетоннан жобаланады. Аз сыйымды және бір рет пайдалануға арналған сұйыққоймаларды тұтасқұйма темірбетоннан тұрғызуға орынды.

8.2.2 Жоспарда дөңгелек сұйыққоймалар жабыны кеңістік, жазықтық және қиыстырылған болуы мүмкін. Сұйыққоймалар жабынының құрылымына арналаған тұтасқұйма темірбетоннан жасалған қабықша экономды болады, бірақ оларды тұрғызарда күрделі қалып қажет.

8.2.3 Тұтасқұймалы цилиндрлі сұйыққоймалар жазық арқалықсыз аражабынмен, капителібар бағаналармен, тегіс қабырғалар және жазық түбімен жобалау ұсынылады (8.8 суреті). Яғни арқалықсыз аражабын аз конструктивті биіктік және жатық бетті болғандықтан сұйықтық деңгейінен жоғары кеңістікті жақсы желдетуін қамтамасыз етеді.

8.2.4 Құрама цилиндрлі сұйыққоймалардың жабыны бағанаға тірелетін шеңберлі арқалықтары бойынша төселетін жазықтық немесе қырлы трапециялы тақтадан жасалады (8.9 сурет). Бағаналар сұйыққоймалар түбінде құрастырылған немесе тұтасқұйма түбінің құрылымында қарастырылған құрама іргетас стаканына (қабыршағына) орнатылады.

8.2.5 Цилиндрлі сұйыққоймалардың қабырғалары ұзындығы сұйыққоймалардың биіктігіне тең, ені 1,57 немесе 3,14 м құрама панелдерден жобаланады. Сұйыққоймалардың периметрі бойынша осындай енінде бүтін санды қатарлы тақта сияды және қосымша элементтерді қажет етпейді. Ашық және жабық цилиндрлі сұйыққоймалардың бөлшектер осі қабырғалардың ішкі қырларымен бірлеседі. Жинақтауда қабырға панелдері сұйыққоймалар түбінің периметрі бойынша екі шеңберлі қыр арасандағы ойыққа орнатылады (8.10 а сурет). Қабырға панелдерінің түбімен түйіндесуі қатты, яғни қабырғаның жылжуы және оның бұрылысы болмауы, немесе жылжымалы етіп жобаланады (8.10 б сурет). Қысып сығуда қабырғаларға бос жылжуды қамтамасыз ету үшін шеңберлі арматураны тартқанда ойық құйып бекітіледі. Қатайған арматура ретінде жоғарыберіктік сым, арқан және шыбық қолданылады. Шеңбер арматура тартылғаннан кейін оны жалпы қалыңдығы 25–30 мм бірнеше қабат торкрет-бетонмен жабады.

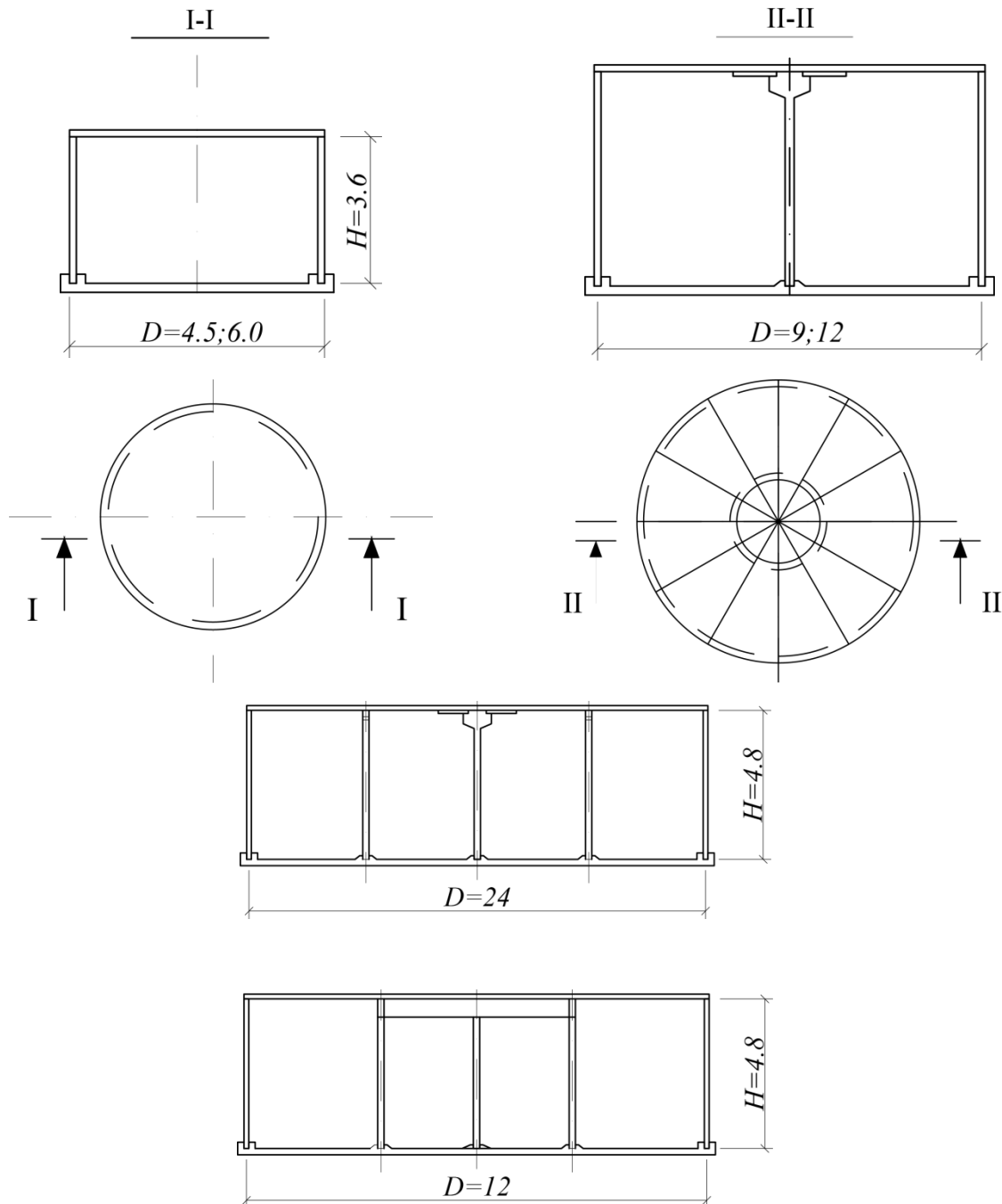
8.2.6 Диаметрі 9 м дейінгі цилиндрлі сұйыққоймаларды жобалауда панелдің ішкі және сыртқы беттері қисық сызықтық етіп қабылданады. Диаметрі 9 м жоғары болса, қабырға панелінің сыртқы беті қисық сызықтық және ішкі беті жазықтық етіп жобаланады.

8.2.7 Аз сыйымды сұйыққоймаларда қабырғаның жарықберіктігіалдын ала күштенусіз қамтамасыз етіледі. Диаметрі 9 м жоғары ғимараттардың қабырғалары, ереже бойынша, алдын ала қысып сығуменжобаланады. Алдан ала күйдіру St500 класты жоғары берік арматура сымынан қабырғаға бұратылуы арқылы орындалады немесе St500 класты өзекті арматурадан сақина орнатуда оларды электротермиялық әдіспен (өзекті арматураны

## ҚР НТҚ 02-03.1-2012

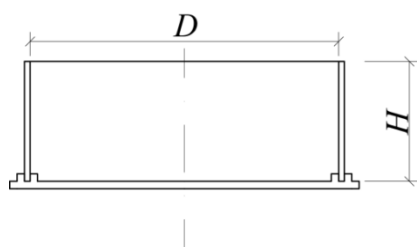
қолдану имараттардың диаметрі 30 м аспайтын жағдайда ұқсат етіледі) тартып орналастырады. Қабырғалардың алдын ала қысып сығуын панелдердің тік түйісін құйып бекітуден кейін жасалады.

8.2.8 Суға арналған типті цилиндрлі сұйыққоймалар техно-экономикалық көрсеткіштері 8.3 кестесінде көрсетілген.

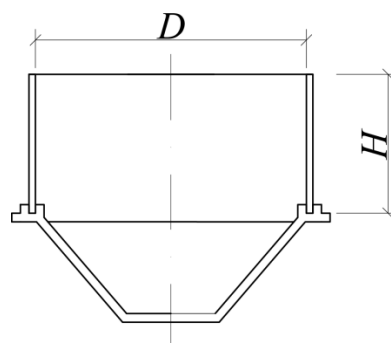


Сурет 8.6– Суға арналған типті цилиндрлі сұйыққоймалардың конструктивті сұлбалары

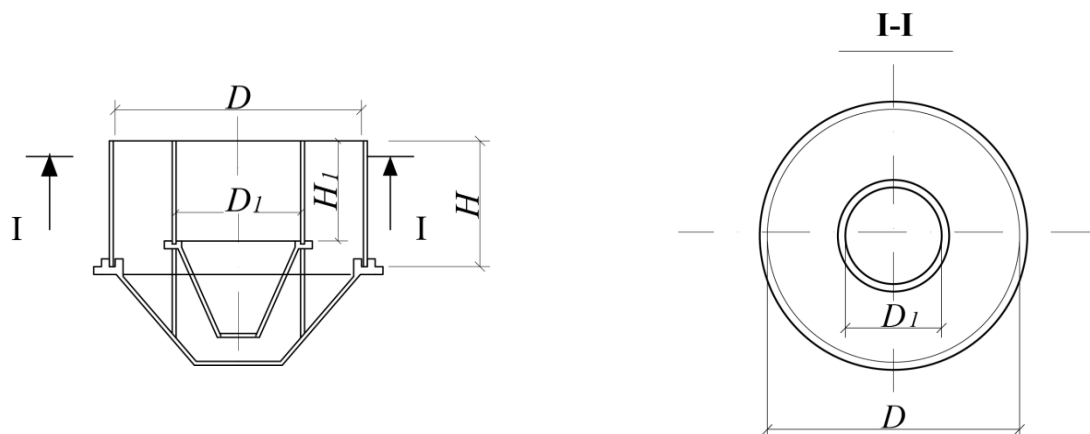
а)



б)



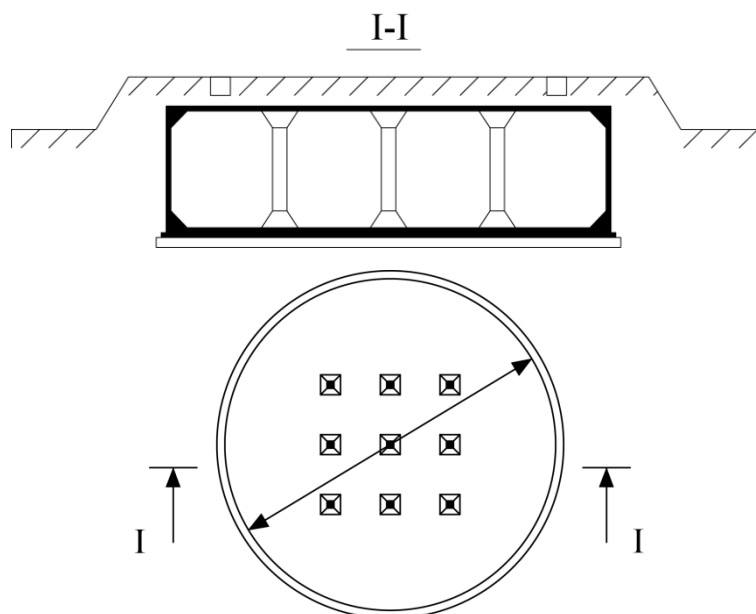
в)



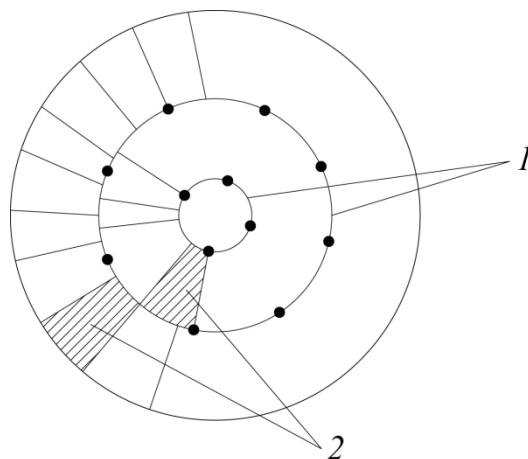
а – флотаторлар; б – екі қабатты тұндырғыштар;

в – жарықтандырғыш – асақыздырғыш

**Сурет 8.7 – Цилиндрлі тазартқыш ғимараттың конструктивті сұлбалары**

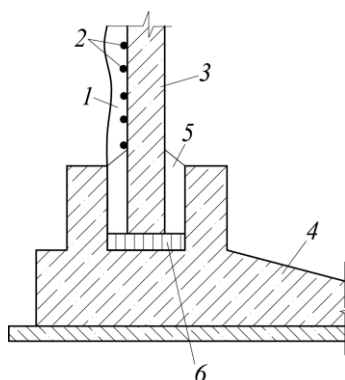


**Сурет 8.8 – Арқалықсыз жабыны бар цилиндрлі тұтасқұйма сұйыққоймасы**

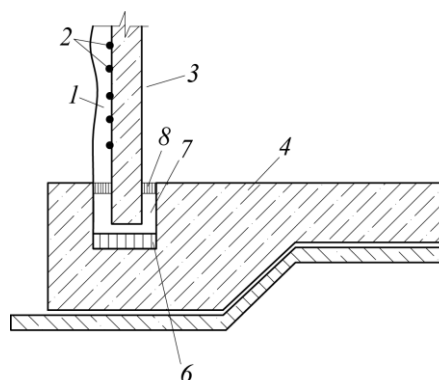


1 –сақина арқалығы; 2 – периметр бойынша қырлары бар трапеция тәріздес тақталар  
**Сурет 8.9 – Цилиндрлісұйыққойманың құрама жабынының сұлбасы**

а)



б)



а – қатаң түйідесу; б – жылжымалы; 1 –торкрет–бетонқабаты; 2 – сақиналы кернеуленген арматура; 3 – қабырға аспап беті; 4 – түбі; 5 –ұсақ фракциялы қиыршықтаспенбетон; 6 –сылақты тегістейтін қабат; 7– битум мастикасы; 8 – асбестоцементті сылақ

**Сурет 8.10 –Қабырға аспап бетінің түбімен жанасу түйіні**

### 8.3 кестесі – Суға арналған типті цилиндрлі сұйыққойманың техникалық көрсеткіштері мен негізгі параметрлері

Сұйыққойма көлемі, м <sup>3</sup>	Өлшемдер, м		Ұстынның саны, дана.
	диаметрі	биіктігі	
100	6,6	3,6	1
200	9,28	3,6	4
250	10,3	3,6	4
500	12,3	4,8	4
1000	18,3	4,8	12
2000	24,3	4.8	21

ЕСКЕРТУ 1 Сұйыққойманың диаметрінің мәні қабырғаның сыртқы қырларына байланысты тағайындалады.  
 ЕСКЕРТУ 2 100 и 200 м<sup>3</sup>көлемді сұйыққоймалар үшін жоғары деңгейдегі топырақ суында құрылысүшін мәліметтер келтірілген.

### 8.3 Тік бұрышты сұйыққоймалардың құрылымдары

8.3.1 Тік бұрышты сұйыққоймалар  $6000 \text{ м}^3$  және одан жоғары көлем сыйымдылықтарына қолайлы, сондай-ақ бөлме ішіндегі сыйымдылық ғимараттарына арналған. Сұйыққоймалардың тік бұрышты қалыптары ғимараттарды жай және тұтас құрастыруға ыңғайлы.

8.3.2 Тік бұрышты сұйыққоймалардың түбін жазық етіп жобалайды, біраққабырға панелдеріне берілетін жүктеменің азаюы және ғимараттар көлемінің ұлғаюына байланысты түбі ішкі құламасымен орындалуы мүмкін.

8.3.3 Сұйыққоймалардың құйматұтас қабырға жабыны ереже бойынша қырлы  $6 \times 6 \text{ м}$  ұстынды қадамымен немесе арқалықсыз  $4 \times 4 \text{ м}$  ұстынды торымен (8.11 сурет). Биіктігі  $4 \text{ м}$  дейінгі құйматұтас қабырғалар тегіс етіп жобаланады, өте жоғары биіктікте – қатаңдық қырымен.

8.3.4 Құрама типті сұйыққоймаларда габарит өлшемдері бірыңғайланған, бұл көп қабатты өндіріс ғимараттарының тақта және беларқа жабындарын құрастыруға пайдаланады. Сұйыққоймалардың құрама жабындарытақталы–арқалық  $6 \times 6 \text{ м}$  ұстынды тормен және арқалықсыз  $4 \times 4 \text{ м}$  ұстынды  $6 \times 3 \text{ м}$  ұстынды тормен жобаланады.

Жабындардың бірінші жағдайында құрама тақталар беларқаға салынады және олармен арасына салатын бөлшектермен пісіру арқылы қосылады. Жабындардың (8.12 а сурет) беларқалары ұстынға және қабырға панелдеріне қондырылады. Екінші жағдайда қырлары бар тақталар контур бойынша бұрыштарға ұстындардың әсембағанына тіреледі (8.12 б сурет).

8.3.5 Қабырға панелдері әрбір құрама сұйыққоймалар үшін бір типті өлшемдер қабылданады: ұзындығы сұйыққоймалардың биіктігіне тең және ені  $3 \text{ м}$ . Элементтер салмағының төмендеуі үшін тақтаның ені  $1,5 \text{ м}$  етіп қабылдайды.

8.3.6 Типті сериялы тік бұрышты сұйыққоймаларда қабырға панелдері аспалы және арқалық типті етіп зерттеп дайындаған. Панель биіктігі  $600 \text{ мм}$  қабылдайды, арматуралау екі арматуралы жазық пісірілген тордан орындалады. Қабырға панелдері құраматұтас түбінің ойығына бітеледі. Бітеу мөлшері жұмыс арматурасының тік диаметріне байланысты және оны берік анкерлеумен қамтамасыз ету есебіне байланысты анықталады (8.13 сурет).

8.3.7 Қабырғаның бұрыш бөліктері құраматұтас үстеме тәріздес жобаланады немесе қосымша құрама элементтерінің қолдануымен жобаланады (8.14 сурет).

8.3.8 Сұйыққоймалардың кеңістік қатаңдығы бойлық бағытта бағанамен беларқа арасына салатын бөлшекті пісіруде пайда болған көпаралық рама жүйесі есебінен қамтамасыз етіледі, ал көлденең – бойлық қабырға мен беларқаға пісірілген тақта жабыны есебінен қамтамасыз етіледі. Нәтижесінде екі көлденең дискіден (түбі және жабыны) және ішінде көпаралық рама орналасқан төрт тік диафрагмадан (сұйық қоймалардың қабырғалары) қатаң кеңістік блок пайда болады.

8.3.9 Тік бұрышты ашық сұйыққоймаларда бөлшектер осі ішкі қабырға мен ұстынның геометриялық осьтерімен қосарланады және сыртқы қабырғаның ішкі тік қырынан  $140 \text{ мм}$  болады (8.15 сурет). Жабық сыйымдықта бөлшектер осі ішкі қабырға мен ұстынның геометриялық осьтерімен қосарланады, ал сыртқы қабырғалардың байламы

## **ҚР НТҚ 02-03.1-2012**

қабырғаларға берік тірелген жабын элементтеріндегі жабынның конструктивті шешіміне баланысты жүзеге асады.

8.3.10 Жабынсыз арқалық қабырға панелдері бар сұйыққоймаларда 6 м сайын арқалық – керме тәріздес көлденең көлденең байланыс орнатылады. Қабырға панелдерімен біріккен керме түйіндерін қабырғалар ауданына сай келетін көлденең жүктемеге байланысты есептейді.

8.3.11 Көлденең күшті қабылдау үшін қабырға панелдерін жоғарыда және орта бөлігінде салынған бөлшектерге қысқа арматура пісіру арқылы біріктіреді (8.16 сурет).

8.3.12 Ұзын бойлықты сұйыққоймаларда 54 м сайын температура – шөгу жігі қарастырылады, 8.17 суретте оның құрылымы көрсетілген.

8.3.13 Тік бұрышты типті құрама темірбетон сұйыққоймалардың конструктивті шешімдері 8.18 суретінде көрсетілген, ал технико–экономикалық көрсеткіштер 8.4 кестеде келтірілген.

8.3.14 Құрама тақталар және беларқалар құрылымы жабын, ұстын және іргетастарын көп жағдайда типті темірбетон сұйыққоймалар үшін көп қабатты өндіріс ғимараттары құрылымының номенклатурасы бойынша қабылданады. Үлкен сыйымды 6×3 м ұстын торы бар тік бұрышты сұйыққоймалар үшін жарамайды. Бұл жағдайда жабын тақталарды қырлы, көлденең қыры 1000 мм қадамымен, бойлық қырының биіктігі өзгергіш: 500 мм – аралықта және 250 мм – тіректе.

### **8.4 Сұйыққоймаларды жобалау бойынша негізгі талаптар**

8.4.1 Жерасты және жерүсті сұйыққоймаларды жобалауда ҚР ҚН EN 1997 талаптарды ескеру керек

8.4.2 Сұйыққоймалардың жобаларында сақталатын сұйықтық пайдаланған кезеңде буланудан жоғалуын ең жоғарғы қысқартуды қарастыру қажетті, сондай-ақ қоршаған айналаны сақтау бойынша талаптарды орындау.

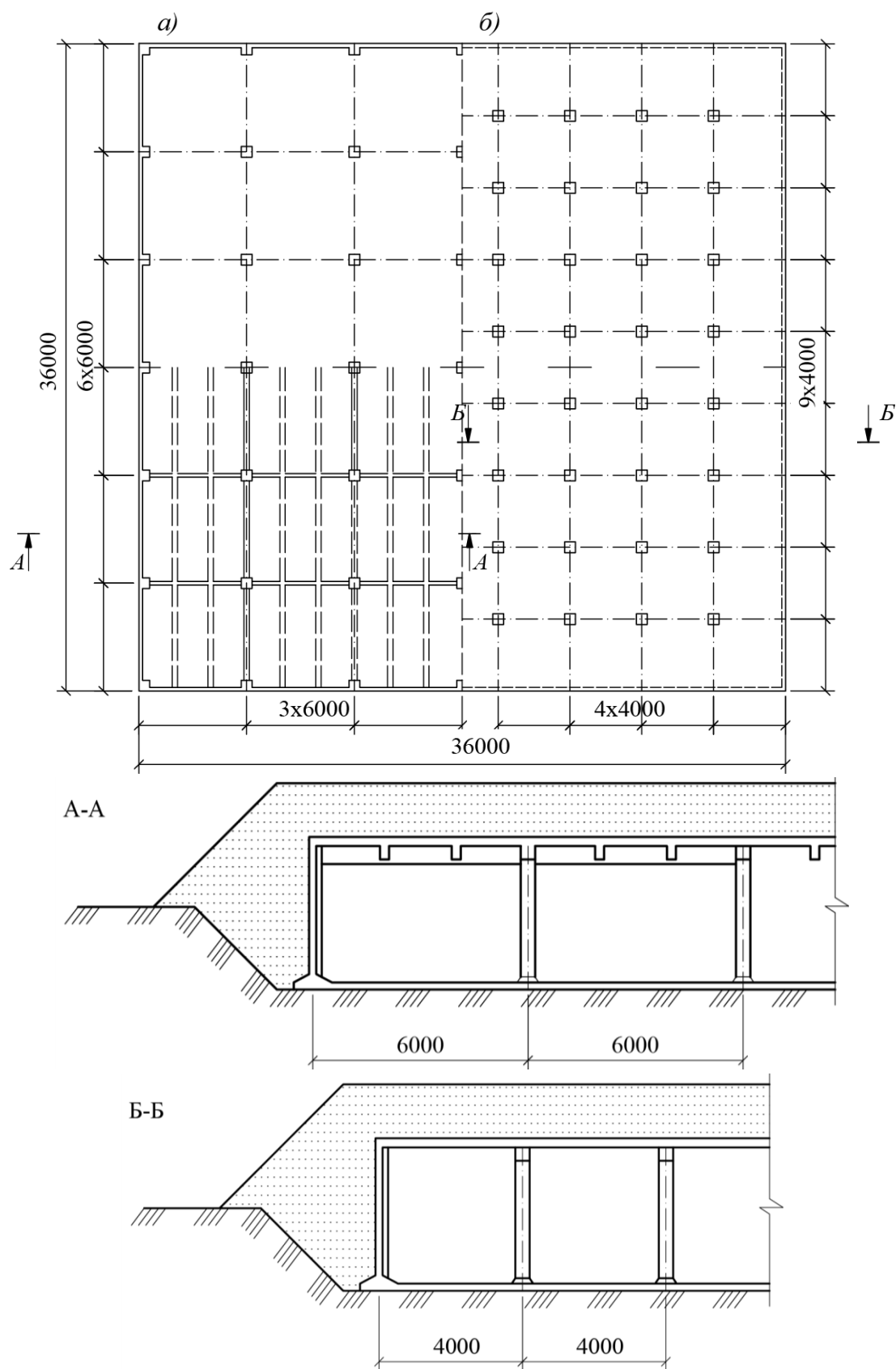
8.4.3 Жобалауда келесі типті сұйыққоймаларды қабылдау керек:

- жерүстінде сақтауға арналған – стационар және қалқыған шатыры бар цилиндрлі тік темірбетонды (понтонмен және понтонсыз);
- жерастында сақтауға арналған – темірбетонды (цилиндрлі, тік бұрышты).

ЕСКЕРТУ Сұйыққойманың тиімді көлемі понтон немесе қалқымалы шатыры бар сұйыққоймалар үшін қалқымалы конструкцияның төменгі жағынан ең жоғарғы көтерілуіне дейін және стационарлы шатыры бар сұйыққоймалар үшін толтырудың ең жоғарғы деңгейіне дейін түбінен сұйыққойманың биіктігіне көлденең қиманың көбейтіндісімен анықталады. 2 Сұйыққоймалар геометриялық көлемін қабырғаның биіктігін сұйыққойманың көлденең қимасының көбейтіндісімен анықталады.

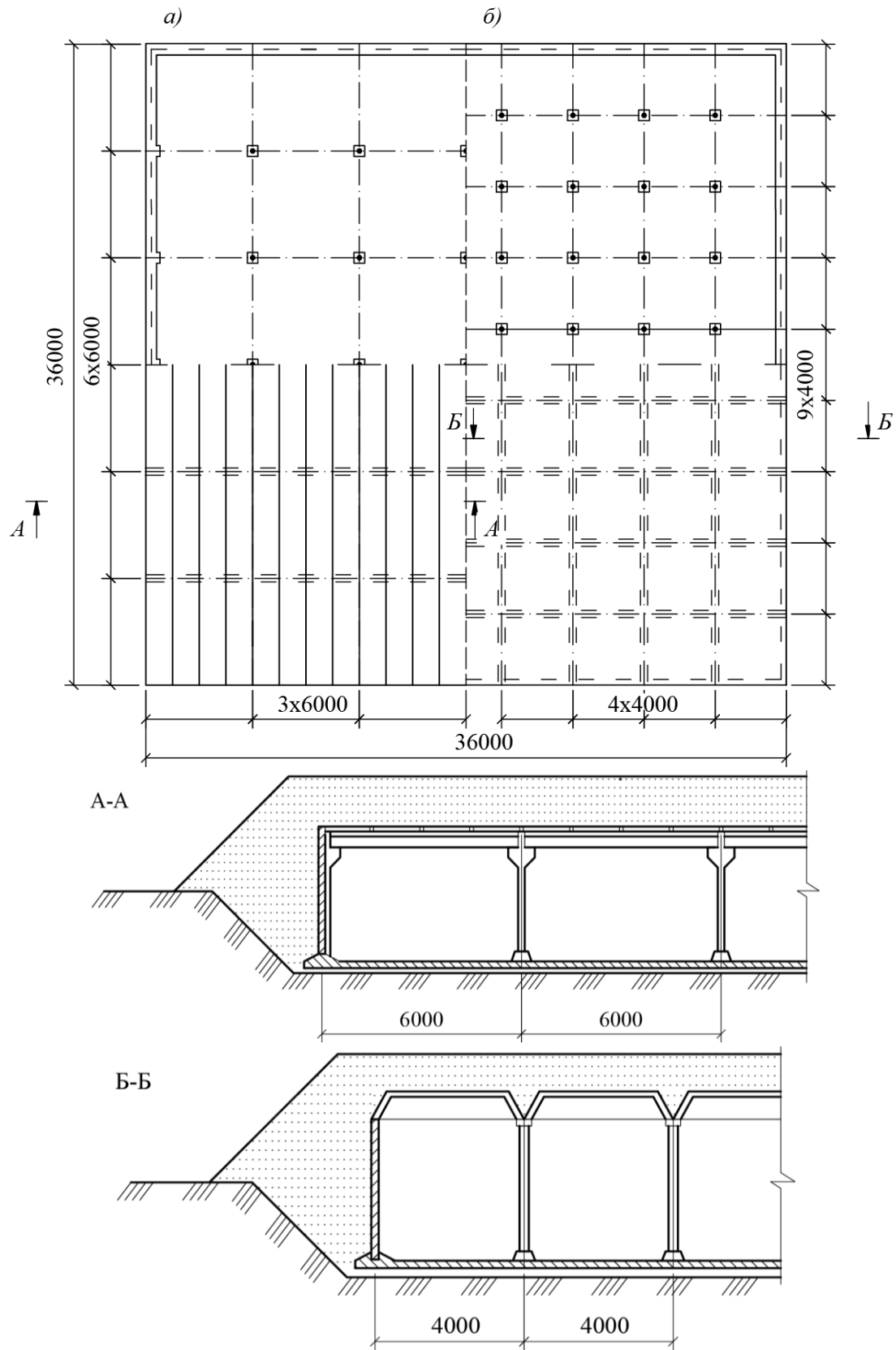
8.4.4 Сұйыққоймалар типтеріне және сақталатын өнімге байланысты және технологиялық жобалау нормасына сәйкес, жобада қарастырылған, сұйыққоймалардың ішінде рұқсат етілген қысыммен қамтамасыз ететін қондырғылардың жабдықталуы тиіс.

8.4.5 Сұйыққоймалардың құрылымы оларды бояу және жөндеу кезінде сақталған өнім қалдығынан тазарту, желдету және газсыздандыруды қарастыру қажет.



а – қырлы жабындары бар нұсқа жоспар;  
б – сондай, арқалықсыз жабынмен

**Сурет 8.11 – Тік бұрышты тұтасқұйма сұйыққойма**

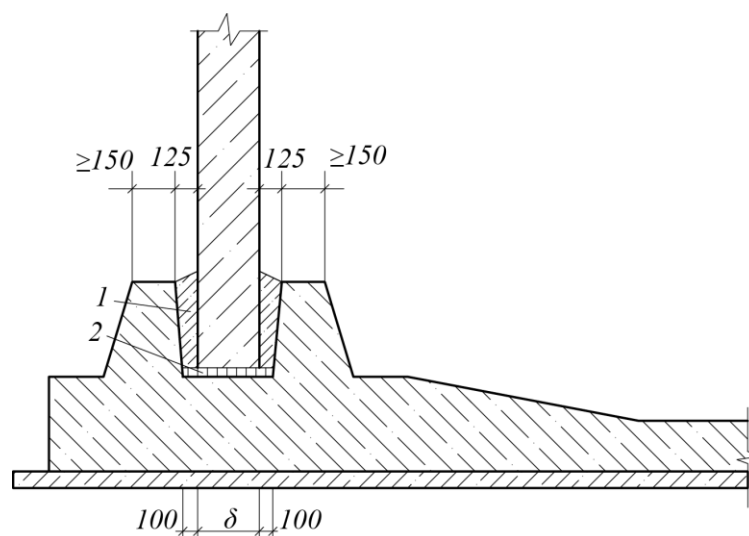


а – тақталы-арқалық жабыны бар нұсқаның жоспары;

б – сондай, арқалықсыз жабынмен

**Сурет 8.12 – Тік бұрышты құрамды сұйыққойма**

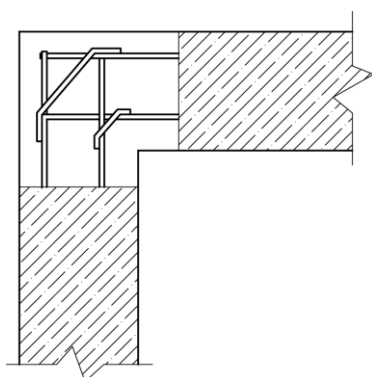




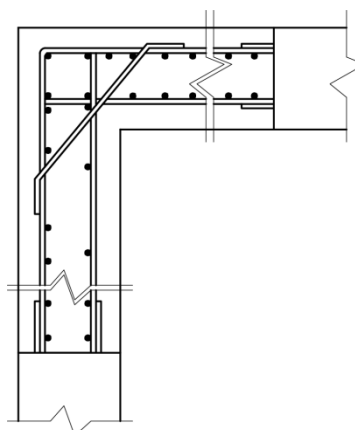
1 – құйып бекіту бетоны; 2 – сылақты тегістеу қабаты

**Сурет 8.13 – Қабырға аспап бетінің түбімен жанасу түйіні**

а)



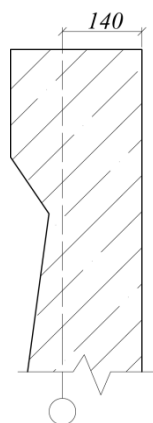
б)



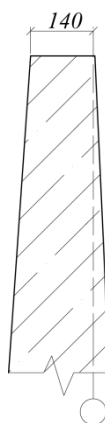
а – құрама элементтерін қолдануы; б – тұтасқұйма ендірімелері

**Сурет 8.14 – Сұйыққойма қабырғаларының бұрыштық телімдері**

а)



б)

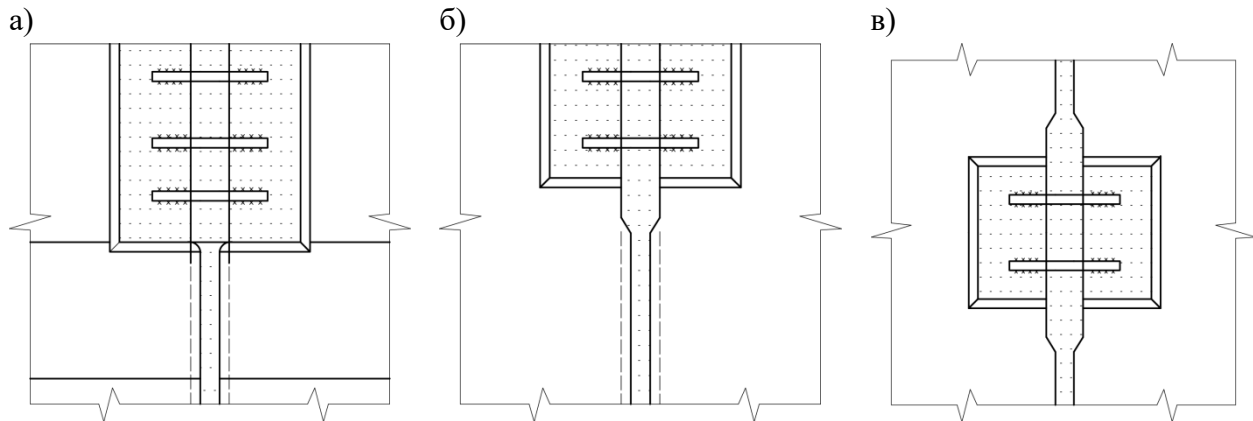


в)



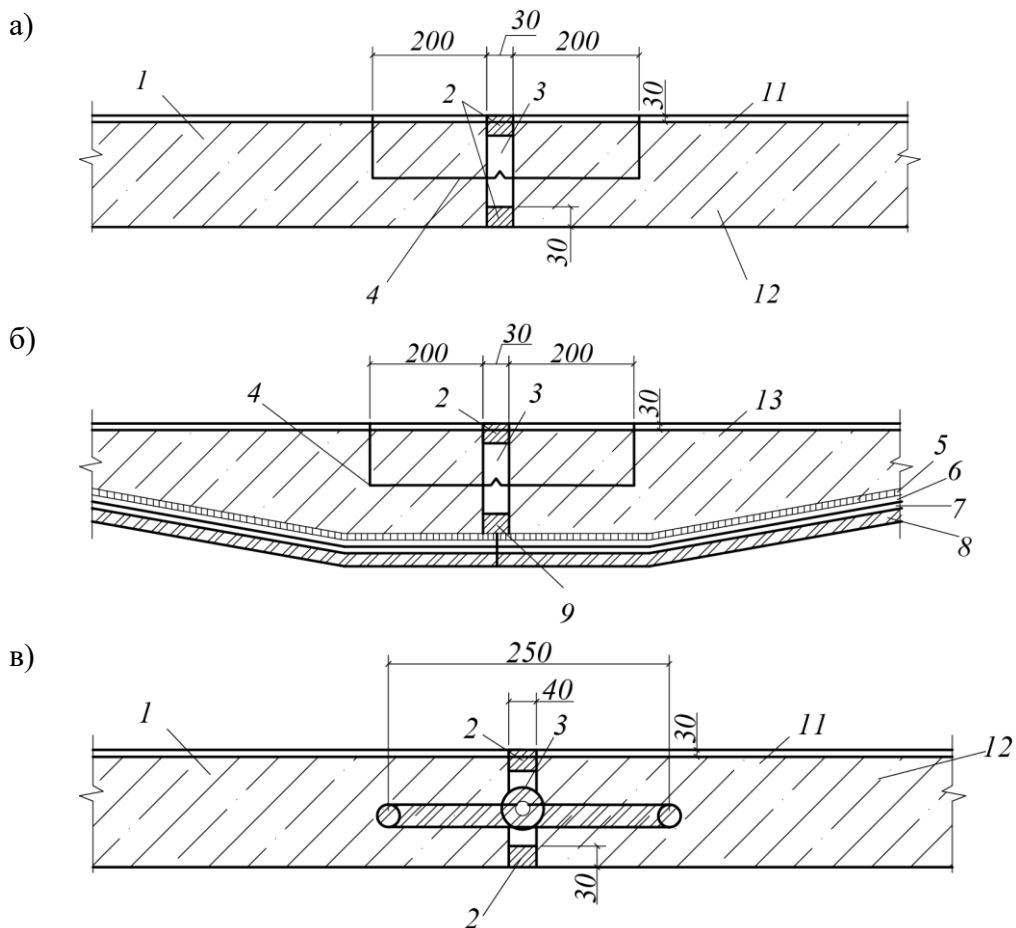
а – ашық сұйыққойма; б – жабық сұйыққойма;  
в – шікі арақабырға

**Сурет 8.15 – Бөлу осьтеріне сұйыққойма қабырғаларының байлауы**



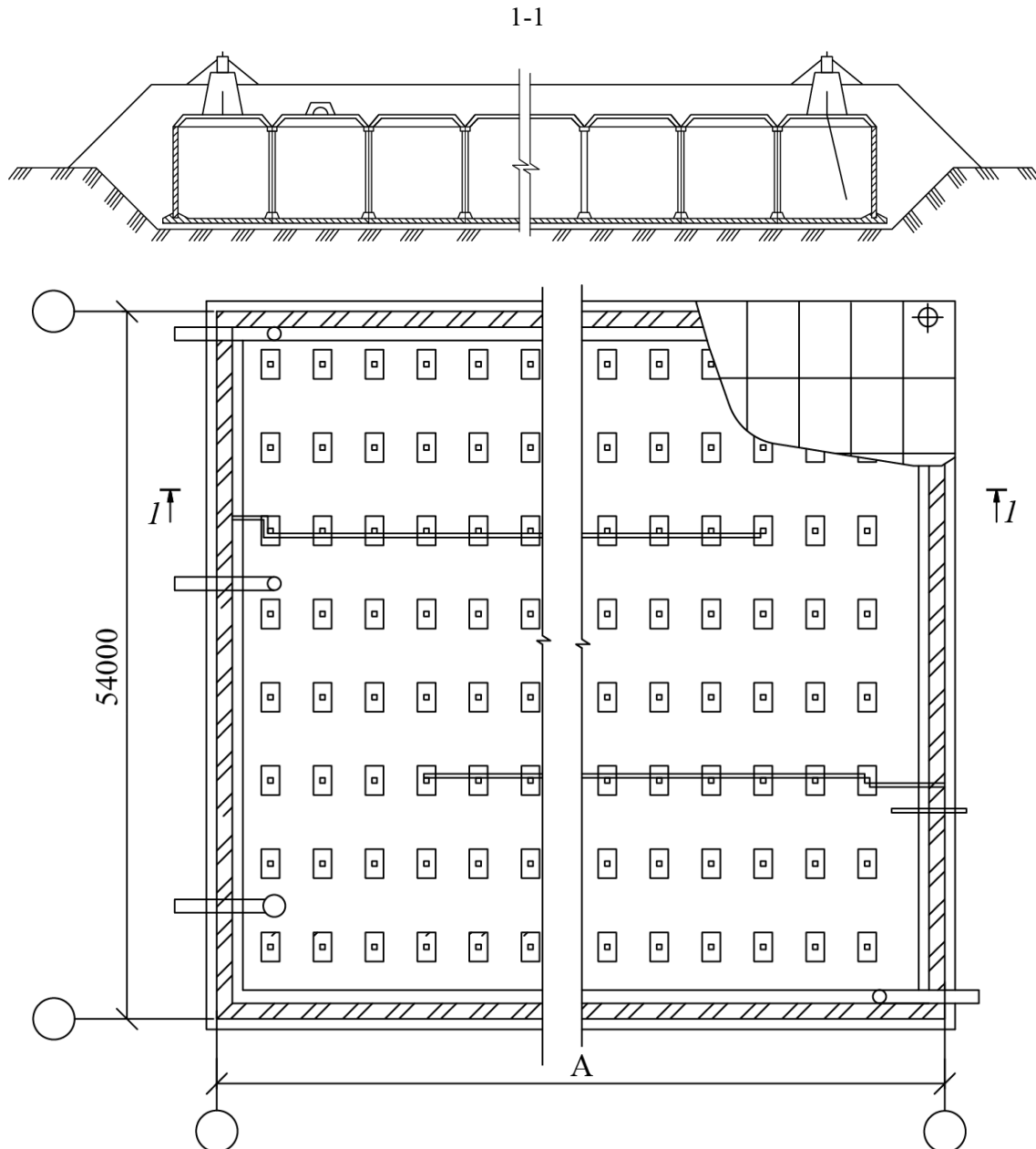
а – арқалық типті қабырға; б – консоль типті қабырға; в – қабырға биіктігінің ортасында

**Сурет 8.16 – Өзарақабырға аспап беттерінің түйіндесуі**



а, б – қалған компенсаторлармен; в – резеңке үшжұдырықты кілтпен; 1 – торкрет-сылақ; 2 – асбестпен жабу; 3 – битум сіңген асбест өрмементолтыру; 4 – қалыңдығы 1...2 мм тоттанбайтан болат бетінен жасалған компенсатор; 5 – дайындама; 6 – құм; 7 – қарақағаз; 8 – бетонды дайындама; 9 – асфальт тақталар; 10 – резеңке үшжұдырықты кілт; 11 – ішкі қыр; 12 – қабырға; 13 – түбі

**Сурет 8.17 – Сұйыққойманың температура шөгу жіктерінің конструкциялары**



**Сурет 8.18 – Көлемі 12000 ... 20000 м<sup>3</sup>  
тік бұрышты типті темір бетон сұйыққоймалары**

8.4.6 Жабдықтарға қызмет көрсету үшін барлық сұйыққоймаларда стационарлы саты, ені 0,7 м, биіктігі 1 м төмен емес, барлық периметрі қоршалған алаңшалар мен өткелдер болуы тиіс.

8.4.7 Сұйыққоймаларда технологиялық, жарық, монтаж люктар (қақпақ), сондай-ақ (лаз) қуыс-қақпақтар болуы керек.

Понтоңдар немесе қалқыған шатыры бар сұйыққоймалар қабырғаларына төмен жағында орналасқан қалқыған құрылымға қызметкерлер жетуін қамтамасыз ететін өрмелейтін қақпақтар орналастыру керек.

Қуыс қақпақтарды сұйыққоймалар қабырғасына қуыс қақпақтарда байқайтын алаңшалармен өткел алаңшаларды біріктіретін сыртқы қабырғадан 6 м ара қашықтықта орналастыру қажет. Қуыс қақпақтар саны және оның типі жобамен анықталады.

8.4 кестесі – Суға арналған тік бұрышты типті сұйыққоймаларының техникалық көрсеткіштері мен негізгі параметрлері

Сұйыққойма көлемі, м <sup>3</sup>	Өлшемі, м			Ұстын торлары, м	Ұстын саны, дана.
	ені, В	ұзындығы, L	биіктігі, Н		
50	3	6	3,79	—	—
100	6	6	3,79	—	—
150	6	9	3,79	—	—
200	6	12	3,79	—	—
250	6	15	3,79	—	—
500	12	12	3,79	6×6	1
1000	12	24	3,79	6×6	3
1200	12	30	3,79	6×6	4
1400	18	18	4,84	6×6	4
2400	18	30	4,84	6×6	8
2500	24	24	4,84	6×6	9
12000	54	48	4,84	6×3	105
15000	54	60	4,84	6×3	133
20000	54	78	4,84	6×3	175

8.4.8 Қалқымалы шатырлы сұйыққоймалар қарлы жүктемесі 2 кПА(200 кг/м<sup>2</sup>) артпайтын аудандар құрылыстары үшін қолдану қажет.

8.4.9 Понтоны бар тіректі сақиналынемесе қалқымалы шатырлысұйыққоймалардыңжоғарғы қабырғасынан бастап ең жоғарғы деңгейдегі сұйықтыққа дейінгі арақашықтық 0,6 м кем болмауы қажет.

8.4.10 Понтон немесе экранның қалқымалығын понтонның пішіні және даярланатын материалдың көлемдік салмағынамен қамтамасыз ету қажет.

8.4.11 Қалқымалы шатырларда сұйыққоймалардан тыс жаққа қар және нөсер суын ағызып жіберу құрылғысы болуы керек.

8.4.12 Қалқымалы шатырлар, понтондар, және оларды бағыттайтындарда герметикаландыруды қамтамасыз ететін тығыздауыштар (бекітпе) болуы керек.

Жобада көрсетілген, белгілі температурада қатаятын, сұйықтыққа арналған тығыздауыштарда қабырғалардан қалқымалы шатырға немесе понтонға сұйықтықтың ағуын болдырмайтын құрылғы болуы керек.

8.4.13 Қалқымалы шатырлар немесе понтондар бар сұйыққоймаларда тығыздауыштарды герметикалық коэффициенті  $1,0 \cdot 10^{-5}$  м/ч кем, бекітпемен қорғамағанқалқымалы шатырлар немесе понтондар шетінен және сұйыққоймалар қабырғасы арасындағы ашық саңылау ауданымен салыстырғанда 70 %-дан 99 %-ға дейін шығынын қысқарту қамтамасыз етуді қабылдау қажет.

8.4.14Қалқымалы шатырлар және понтондардың тіректі болат тіреуіштерін сұйыққоймаларды пайдалану кезеңде қалқымалы конструкциялар астында олардың биіктігінің өзгеруіне байланыстыжобалау керек.

Тіректі тіреуіштер биіктігін келесі шарттарға байланысты тағайындайды:

- сұйыққоймалар ішінде орналасқан, пайдалану кезеңде жабдық арасында 100 мм саңылаумен қамтамасыз етілген сұйыққоймалар түбінен бастап қалқымалы шатыр немесе понтоннемесе қабылдап–үлестіретін құбырдың келте құбыр жәнеқалқымалы шатыр немесе бекітпе қырғыш қорабының түбіне дейінгі ең төменгі арақашықтық;
- жөндеу кезеңінде сұйыққоймалардың қабырғасындағы сұйыққоймалар түбінен бастап қалқымалы шатыр немесе понтонға дейінгі арақашықтық 2 м кем болмауы керек.

8.4.15Металл емес понтондарды жанбайтын тоқ өткізетін материалдардан немесе статикалық электрды алып тастауды қамтамасыз ететін құрылғылармен жабдықтауды жобалау керек.

8.4.16 Қалқымалы шатырлар және понтондарда бу–ауа қоспасын жоятын құрылғылар болуы тиіс, олардың астында қалқыған бойда және олардың төменгі жай–күйінде қысымды реттеу, сондай-ақ статикалық электрды бұру құрылғысы болуы тиіс.

8.4.17Сұйыққоймалар табанының деформация шегі технологиялық талаптар бойынша оны пайдаланудағы жарамды шегіне сәйкес, жабдықты пайдалануда технологиялық ережелерін немесе жобалау тапсырмасынбелгілеу қажет. Бұл жағдайда абсолют ең жоғарғы тұнбасы 200 мм аспауы керек, ал табанының түбіндегі салыстырмалы тұнбасы, екі нүкте арасындағы тұнба айырмасына тең, 0,005 мм аспауы керек.

Цилиндрлі тік сұйыққоймаларда қабырға және табанының орта бөліміндегі тұнба айырмашылығы 0,003 аспауы қажет және 100 мм жоғары болмауы керек (ондағы  $r$ – сұйық қойманың радиусі). Сұйыққоймалардың крені: қалқымалы шатырлы немесе понтонды

## ҚР НТҚ 02-03.1-2012

сұйыққоймаларда –0,002-ден, қалқымалы шатырлы немесе понтонсыз сұйыққоймаларда – 0,004-тен аспауы керек.

8.4.18 Жер бетіндегі сұйыққоймалар түбінің асты белгісінсұйыққоймалар жанындағы жоспарланған жер белгісінің деңгейінен жоғары 0,5 м төменқабылдау қажет.

8.4.19 Стационарлы шатыры бар сұйыққоймаларда атмосқақарастыру қажет.

8.4.20 Құрылыс және пайдалану кезінде сұйыққоймалардың табанын жерге салу белгісі жерасты суының ең жоғарғы деңгейінен 1 м жоғары болуы керек. Арнайы жағдайларда сұйыққоймалардың іргетас табанын жерасты суының деңгейінен төмен етіп орналастыруғаболады. Бұл жағдайда жерасты суының қысымынан топырақтың бос және қопарылған жағдайында сұйыққоймалардың қалқыған күйіне, беріктікті тексеруіне және қабырға мен табанныңжарыққа төзімділігіне есеп жүргізу керек.

8.4.21 Қоршаған айналаны қорғау мақсатында сұйыққойма табанының астына өнімнің ағуын тіркейтін бақылау құдықтарымен дренажды жүйе қарастыру керек. Алаңшада жерасты суы болған жағдайда олардың өздігімен ағып кететін дренажды жүйесін қарастыру қажет.

8.4.22 Жер бетінде міндетті түрде сұйыққоймалардың қабырғасы мен сеппе арасына құйылатын суды болдырмайтын атмосқа қарастыру қажет.

8.4.23 Құрама конструкциялы темірбетон сұйыққоймаларын сығуға *C20/25 – C30/37* беріктігі бойынша класс бетонын жобалау керек, ал тұтасқұйма конструкцияларына – *C20/25 – C25/30*. Өте жоғары класс бетоннын қолдануға да болады, егер ол экономиялы негізделген болса. Жобада бетон құрамының талаптары көрсетілген,ҚР ҚН EN 1992–1–1 байланысты.

8.4.24 Темірбетонды конструкциялы сұйыққоймалардың су құйылған жабындарындааязға төзімділігі бойынша F300 төмен емес және суөткізбеушілігі бойынша W8 төмен емес бетон маркасы қолданылады. Қалған темірбетонды конструкциялы сұйыққоймалар аязға төзімділігі бойынша ҚР ҚН EN 1992–1–1 талаптарын қанағаттандыру керек, ал суөткізбеушілігі бойынша W6 төмен емес маркаға сәйкес болу керек.

8.4.25 Түйіндер мен түйіспелерді бетонмен немесе ерітіндімен құйып бекіту керек, жобалау кластары сығуға беріктік бойынша конструкциялардың кернеулі кезеңінде аязға төзімділігі бойынша және суөткізбеушілігі бойынша маркалар негізгі конструкциялардың кластары мен маркаларынан төмен емес болуы қажет.

8.4.26Бетонның толтырғышы ретінде міндетті стандарттар талаптарына сәйкес қиыршықтас пен құмқолдану керек. Толтырғыш ретінде малтатас қолдануға тыйым салынады, толтырғыштың түйіршіктер құрамы пластиналы және инелі түрде 15 %-дан көп болмау керек.

## 8.5 Сұйыққоймаларды металдар коррозиясынан және өткізгіштіктен қорғау

8.5.1 Темірбетонды сұйыққоймаларды жобалауда сақталатын өнімдердің зиянды әсет етуіне байланысты олардың өткізбеушілігіне және сұйыққоймаларды жасаған материалдарды қорғауға ерекше назар бөлінеді.

8.5.2 Таза суды сақтауда жобалайтын сұйыққоймаларда қажетті жарыққатөзімділік және өткізбеушілікпен қамтамасыз ету тығыз бетондарды және алдын ала кернеуленген темірбетон конструкцияларын қолдану.

8.5.3 Таза су, шикі мұнай және мұнайөнімдері бетонға химиялық әсер етпейді. Қышқылдар мен өсімдік майлары бетонның бұзылуына әсер етеді. Осыған орай өнімнің осындай түрлерін сақтауда темірбетонды сұйыққоймаларда олармен бетонның байланыстарын болдырмау керек.

8.5.4 Сыйымдылық ғимараттарды өткізгіштіктен және сақталатын өнімдердің зиянды әсет етуінен қорғаудың тиімді тәсілдердің бірі беріктік және жеткілікті деформация, температура әсер етуіне орнықтылық, сақталатын өнімге байланысты зиянсыз және бекемдік жабын немесе қаптау құрылғысын қолдану. Сыйымдылық ғимараттардың құрылыс конструкцияларының қорғаушы жабынын орындайды:

- жайма тиоколмен (тиокол-латекспен сіндірілген мақталы қағаз немесе шынылы мата) жапсырма, үстіңгі қабатты құрамында тиокол-латекс негізінде бояумен бояу;
- қабыршақ винипластан өткізбеушілік жабынын қолдану;
- герметикалық қабықша пайдалану – қыстырмалар резеңке матадан, полимерден және басқа синтетикалық материалдан жасалған;
- сұйыққоймалардың ішкі беттерін қалыңдығы 1–4 мм жайма болатпен қаптау. Болат қаптама тек сұйыққоймалардың өткізбеушілігін қамтамасыз етеді, сол себепті ол коррозиядан қорғалған болуы керек.

8.5.5 Агрессивті су жағдайында сұйыққоймаларды жобалауда бетон құрамын таңдау және іріктеу ҚНЖЕ талаптарына сәйкес алынады. Агрессивті ортаның сыйымдылық ғимаратты темірбетонды сұйыққоймаларға кері әсер етуін төмендету үшін арнаулы тұтқыр бетон қолданады.

8.5.6 Құрама темірбетонды конструкцияларына төселетін болат бұйымдарды коррозиядан металлизация әдісімен алюминий немесе мырышты қабаттап жағу қорғайды.

## 8.6 Сұйыққоймаларды өткізбеушілікке сынау

8.6.1 Сұйыққоймаларға гидравликалық сынауды қабырғаның сыртқы бетінде оң температура гидроокшаулама құрылғысына дейін және барлық құрылыс жұмыстарының кешені аяқталғаннан кейін жүргізеді. Сынау жүргізілген мерзімге дейін барлық құйылған тұтасқұйма темірбетонда жобалы беріктік болу керек.

8.6.2 Гидравликалық сынауды жүргізерде нормативті құжаттарталаптарына басшылық етеді. Беріктік және өткізбеушілікке сынауды жоба белгісіне дейін су толтырумен жүргізеді. Судың деңгейін бірінші өлшеу жүргізу су толтырғаннан кейін 5 тәуліктен соң жүргізеді, екіншісін – біріншіден кейін 1 тәуліктен соң.

8.6.3 Сұйыққойма пайдалануға жарамды болып саналады, егер 1 тәулікте судың азаюы сыланған қабырғаның беті мен түбінен  $1\text{ м}^3$  литрдан аспаса. Бұл жағдайда судың шапшып ағып кетуі және негізінің ылғалданбауы болмауы керек.

8.6.4 Ішетін судың сұйыққоймалары гидрооқшаулама құрылғысына дейін топырақ себуге шейін 30 мин аралығында қарқындылығы 0,0008 МПа ауаның артық қысымына және вакуумға сынау жүргізіледі. Сұйыққойма сынауға төзімді деп саналады, егер қысым 30 мин 0,0002 МПа-дан төмендемесе.

## **8.7 Сұйыққоймалардың жабдықтары**

8.7.1 Суды сақтайтан сұйыққоймалар жабдықталады:

- жеткізетін құбыржолымен беретін;
- бұрып жіберетін құбыржолымен;
- қотарулық құрылғысымен;
- түсірім құбыржолымен кір;
- жуғыш құрылғысымен;
- сұйыққоймаларды толтыру және босатуда ауаны енгізіп және шығаратын құрылғымен;

- люктар— өрмелеуіштер (лаздар) сатылармен.

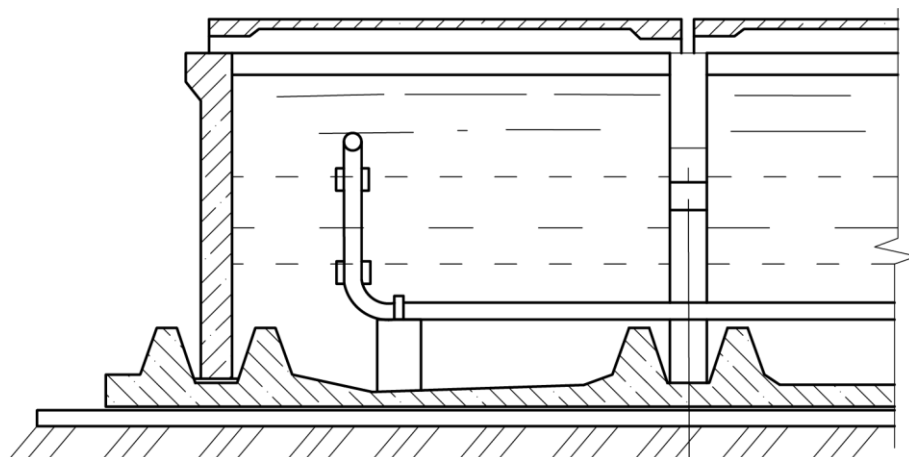
8.7.2 Диаметрі 100–400 мм жеткізетін құбыржолы сұйыққоймаға қабырға арқылы қосылады және 8.19 суретте көрсетілген су ағызғыш құйғышы бар тік құбырдан тұрады. 500–1400 мм диаметрлі жеткізетін құбыржолы тік бұрышты қималы тік қабылдаушы тыныштандырушы—камераға түбі арқылы (8.20 сурет) қосылады.

8.7.3 Ішетін судың сұйыққоймаларында тұрақты тәртіп жұмысымен қамтамасыз ету үшін қабылдау камераның жиегі және құйғыштың жоғарғы сүзгісін судың ең жоғарғы деңгейінен 200 мм төмен етіп орнатады. Өндіріс суын сақтауға арналған сұйыққоймаларында құйғыштың жоғарғы белгісі кол тимейтін өртке қарсы сақтық қор деңгейіне дейін төмендетуге рұқсат етіледі.

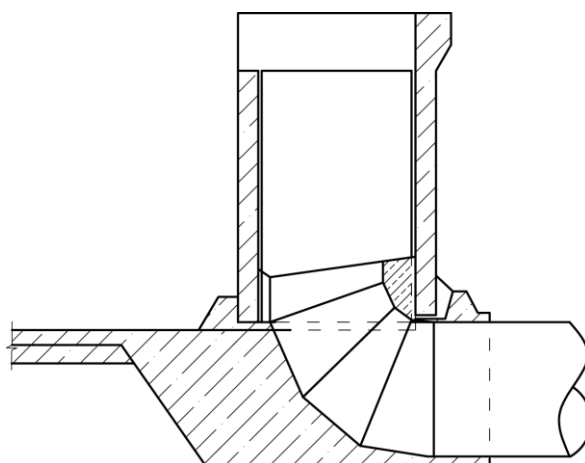
8.7.4 Бұрып жіберетін құбыржолы сұйыққоймалардың түбіне құрастырылады және еңіс кіреберіс учаскесі бар болат құбырдан пісірген конструкциядан тұрады. Бұрып жіберетін құбыржолына кіреберіс түбінен көтеріледі және болат шыбықтан жасалған сороұстайтын тормен жабдықталады.

8.7.5 Қотарулық құрылғысы сұйыққоймаларды толтыруынан қауіпсіздік кепіл болады. Диаметрі 100–400 мм құбыр үшін қотарулық құрылғысы қабырға арқылы сұйыққоймаға қосылған құбыржолы тәріздес даярланады, шетінде су ағызғыш құйғышы орналасқан. Ішетін судың сұйыққоймаларында қотарулық құрылғысының тік бөлігінде гидравликалық бекітпе орнатылады. Диаметрі 500–1000 мм қотарулық құрылғысы түбі арқылы қосылады. Қотарулық құрылғысының жоғары белгісі — сұйыққоймаларда ең жоғарғы су деңгейінен 100 мм жоғары болады.





Сурет 8.19 – Әкелінетін құбыржолы



Сурет 8.20 – Қабылдайтын камера

8.7.6 Диаметрі 100–200 мм түсірім құбыржолы сұйыққойманың түбінде орналасады.

8.7.7 Кір судың ағыны түсірім құбыржолына өздігінен ағумен қамтамасыз етіледі.

8.7.8 Сатылармен люктар-өрмелеуіштерсұйыққоймаларды профилактика жүргізу және мерзімдік қызмет көрсету үшін қызмет етеді.

## 9 КӨТЕРГІШ ҚАБІЛЕТІ БОЙЫНША КҮЙ ШЕГІНЕ БАЙЛАНЫСТЫ СҰЙЫҚТЫҚТЫ ОҚШАУЛАУШЫ ЖӘНЕ ТҰТҚЫР ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЕСЕПТЕУІ

### 9.1 Жалпы ережелер

9.1.1 Көтергіш қабілеті бойынша күй шегіне байланысты бетон және темірбетон конструкцияларын есептеуі кезінде жарығы бар конструкцияда есептік әсер етуден болатын күштер шектік күштерден аспауы шартынан жүргізу керек [1]-[3].

Жүйелер және конструкциялардың көтергіш қабілетінің есептік критерийлерінің таусылуы олардың июші моменттер және бойлық күштер әсерінен қиманың беріктігі таусылуы, көлденең оське нормалды, және өзгерілетін күйге жүйенің немесе оның бөлек элементтерінің ауысуы.

9.1.2 Жалпы жағдайда көлденең оське қалыпты жарығы бар қимада темірбетон конструкциялары қабылдап алатын шектік күштер деформациялы есептік модель теңдеуінің жалпы жүйесі шешімінен анықталады.

9.1.3 Көлденең оське қалыпты жарығы бар қимада темірбетон конструкциялар беріктігінің таусылу критерийіне, деформациялы есептік модельді қолданғанда бетонның салыстырмалы сығылу немесе созылған арматураның шектік мәніне жеткілікті шарт қабылданады.

9.1.4  $\varepsilon_c$  сығылған бетонның салыстырмалы деформация шегінің мәнін 7.1 кестесі бойынша қабылданады, сол жағдайда ол аспау керек:

- а) ортада сығылған қималар үшін  $-\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$  мәні 7.1 кестесі бойынша;
- б) ортада емес сығылған қималар үшін (салыстырмалы деформациялардың екі таңбалы эпюрасымен)  $-\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$  7.1 кестесі бойынша;

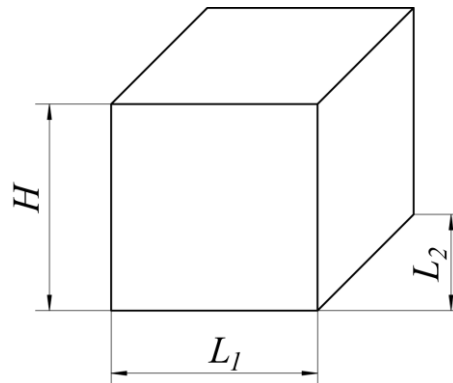
Темірбетон конструкциялар элементтер қимасының кедергісін есептеуі деформациялы есептік модель бойынша келесі рұқсат етіледі:

- бетонның кернеуімен деформациясы  $(\sigma_c - \varepsilon_c)$  деформация диаграммаларына байланысты;
- арматураның кернеуі мен деформациясы  $(\sigma_c - \varepsilon_c)$  деформация диаграммаларына байланысты;
- бетон мен арматураның орташа деформациясы жазықтық қимасының гипотезасы дұрыс болып есептелінеді;
- созылудағы бетон есептеуде ескерілмейді.

9.1.5 Көтергіш қабілеті бойынша күй шегіне байланысты бетон және темірбетон конструкцияларының сұйыққомаларын есептеу НТҚ-02-01-2011 7 бөліммен келісіліп жүргізіледі.

## 9.2 Тік бұрышты сұйыққоймаларды есептеу

9.2.1 Тік бұрышты сұйыққоймалар қабырғаларын есептеу тәсілі мен түрлі әсер ету жұмыстарындағы сипаты оның конструктивті шешім және қабырға өлшемдерінің қатынасымен анықталады (9.1 сурет), [1]-[3].



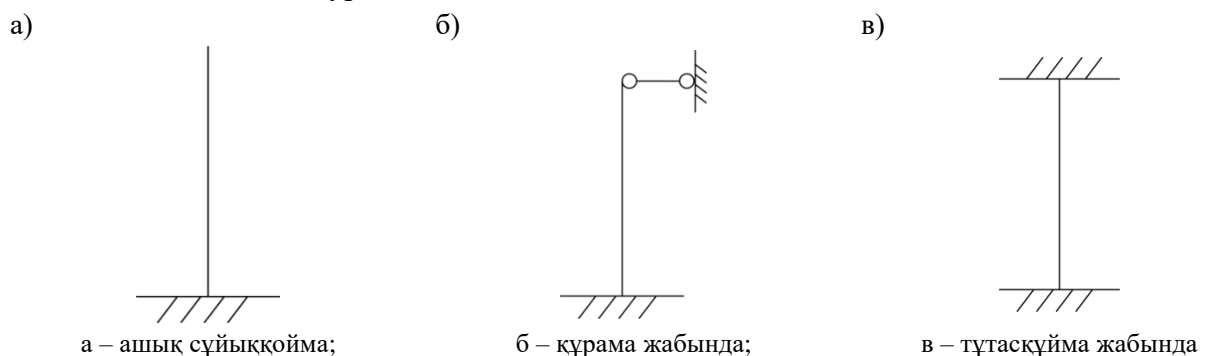
Сурет 9.1 – Сұйыққоймалар қабырға жақтарының арақатынасын анықтауға

9.2.2  $L_1/H > 2$  жақтар қатысында есеп I-ші тип бойынша жүргізіледі, ал  $L_1/H \leq 2$  жақтар қатысында – II.

### 9.2.1 Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу (I-ші типті қабырға)

9.2.1.1 Сұйыққойманың жақтар қатынасында  $L_1/H > 2$  және көлденең арматуралары пісірілмейтінкілтек нысанды тік түйіспелері бар құрама қабырғалар тұтасқұйма темірбетон қабырғалары арқалық ретінде есептеледі. Арқалықтың есептік ені 1 м тең етіп қабылданады.

9.2.1.2 Қабырғаны бекіту түрі сұйыққойманың конструкциясымен анықталады. Тік арқалық түбінде қатаң қысылып ұсталынғандай есептеледі. Жабын болмаған жағдайда арқалық консольды болып есептеледі, құрама аражабын қысылып ұсталынғанда аражабын деңгейінде – топсалы, жабынмен қатаң түйінде – екі жақтан қатаң қысылып ұсталынған болып есептеледі (9.2 сурет).



Сурет 9.2 – Сұйыққойма қабырғаларын есептеу сұлбасы

9.2.1.3 Шеткі екі қабырғаны есептеу екі толтыру жағдайына байланысты жүргізеді: гидравликалық сынауы кезеңінде –топырақтың қопарылуы болмағандағы сұйықтың гидравликалық қысымында; пайдалану кезеңінде – ғимаратты босатқандағы топырақтың бір жақ қысымына.

9.2.1.4 Июші моменттерден басқа сұйыққойма қабырғасында кейбір жағдайда жабынның салмағынан түсетін бойлық күштер пайда болуы үмкін, бұл жағдайда есепбойлық күштер есебірсіз қолайсыз жағдайға байланысты жүргізіледі

9.2.1.5 Топырақ немесе сұйық қысымынан болатын қабырғаға әсер етулер үш бұрышты түрде болады (немесе трапеция).

9.2.1.6 Топырақ немесе сұйық қысымынан болатын қабырғаға әсер етулер қабырға ұзындығы бойынша 1 ұз.м анықталады.

9.2.1.7 Әсер етудің сипатты мәнірсұйықтықты сақтау салдарынан түбіндегі қабырға аспап бетін бітеп тастаған деңгейдеформула бойынша есептеледі:

$$p = \gamma \cdot h \cdot b, \quad (9.1)$$

ондағы  $b=1$  – есептейтін арқалықтың ені, м;

$\gamma$  – сақталатын сұйықтықтың меншікті салмағы, Н/м<sup>3</sup>;

$h = H - h_i$  – сұйыққома қабырғасының есептік биіктігі, м.

9.2.1.8 Әсер етудің сипатты мәні топырақтың қысымынан болатын жоғарғы қабырғаның аспап беті  $p'_u$  жәнетүбін бітеп тастаған  $p'_d$  деңгейде формула бойынша есептеледі:

$$p'_u = \gamma' \cdot h'_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right) \quad (9.2)$$

$$p'_d = \gamma' \cdot h'_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right) \quad (9.3)$$

$$p' = p'_u + p'_d \quad (9.4)$$

ондағы  $\gamma'$  – сепкен топырақтың меншікті салмағы, Н/м<sup>3</sup>;

$\varphi$  – топырақтың ішкі үйкелу бұрышы, град;

$h'_1$  – сұйыққойма үстіндегі үйіндінің шартты биіктігі, м;

$h'_2$  – шартты биіктік, м,  $h_Q$  үйінді биіктігі мен қабырға биіктігі қосындысы ретінде анықталады;

$\operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right)$  – топыраққа бүйірлік қысымының коэффициенті (топырақтың байланысуы ескеріледі).

9.2.1.9 Егер ғимарат топырақ суы деңгейінен төмен орнатылса, онда түбінің деңгейіндегі қабырғағабүйірлік сипатты қысымы  $H_1$  биіктіктегі топырақ қабатынан болататын  $p'_0$  қысымнан (су деңгейінен бетіне дейін), сумен қаныққан (кезеңде  $H_2$ ) топырақ бөліктерінен болған  $p'_{sb}$  қысымы және  $p'_w$  судың қысымынанқұрастырылады:

$$p'_0 = \gamma' \cdot H_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (9.5)$$

$$p'_{sb} = \gamma_{sb} \cdot H_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (9.6)$$

$$p'_w = \gamma_w \cdot H_2 \cdot b \quad (9.7)$$

$$p' = p'_0 + p'_{sb} + p'_w \quad (9.8)$$

где  $\gamma_{sb}$  – судың әсер етуін өлшеу есебімен алатын меншікті салмақ, Н/м<sup>3</sup>.

Судың әсер етуін өлшеу есебімен алатын меншікті салмақ  $\gamma_{sb}$  формула бойыша анықталады:

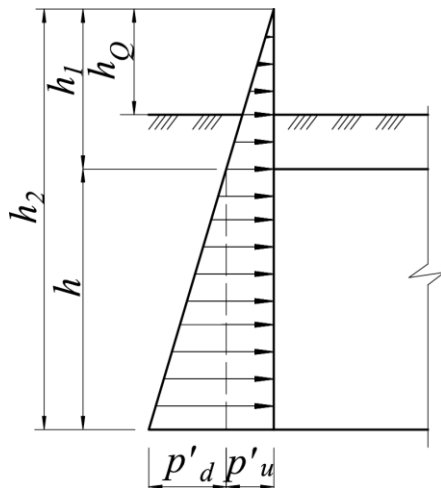
$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (9.9)$$

где  $\gamma_s$  –топырақ бөліктерінің меншікті салмағы, құмтас топырақ үшін –26 кН/м<sup>3</sup>тозаңды балшық үшін –27 кН/м<sup>3</sup>етіп қабылданады;

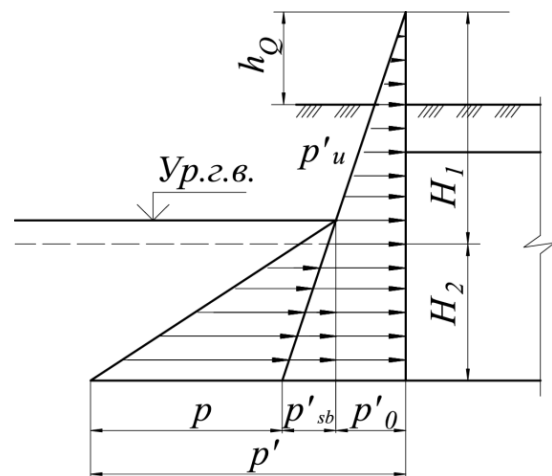
$\gamma_w$  – судың меншікті салмағы,10 кН/м<sup>3</sup>тең етіп қабылданады;

$e$  –кеуектілік коэффициенті.

а)



б)



а) –топырақ суы болмағанда; б) – топырақ суы болғанда

**Сурет9.3 – Жер астындағы сұйыққоймақырығаларындағы топырақтың қысымы**

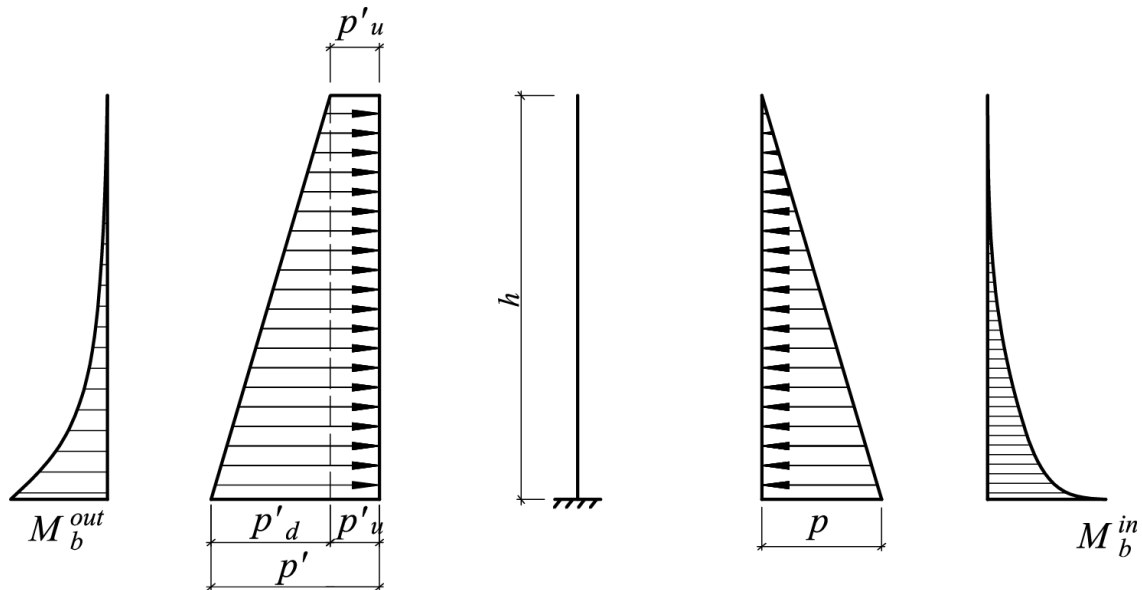
9.2.1.10 Арқалықтағы сипаттамалы июші моменттер олардың шеттерін бекіту шарттарына байланысты анықталады:

- консольды (9.4 суретті қара),  
сұйыққойма ішіндегі суының қысымынан

$$M_b^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{6}; \quad M_{b,u}^{in} = 0; \quad (9.10)$$

сұйыққойманың сыртындағы топырақтың қысымынан

$$M_b^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{6} + \frac{p'_d \cdot h^2}{6}\right); \quad M_{b,u}^{out} = 0. \quad (9.11)$$



Сурет9.4 – Консольды есептік сұлбалар үшін июші моменттердің эпюрасы

- топсалы (9.5 суретті қара)  
сұйыққойма ішіндегі суының қысымынан

$$x_0 \approx 0,5 \cdot h \quad M_b^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{15} \quad M_{b,u}^{out} = 0; \quad (9.12)$$

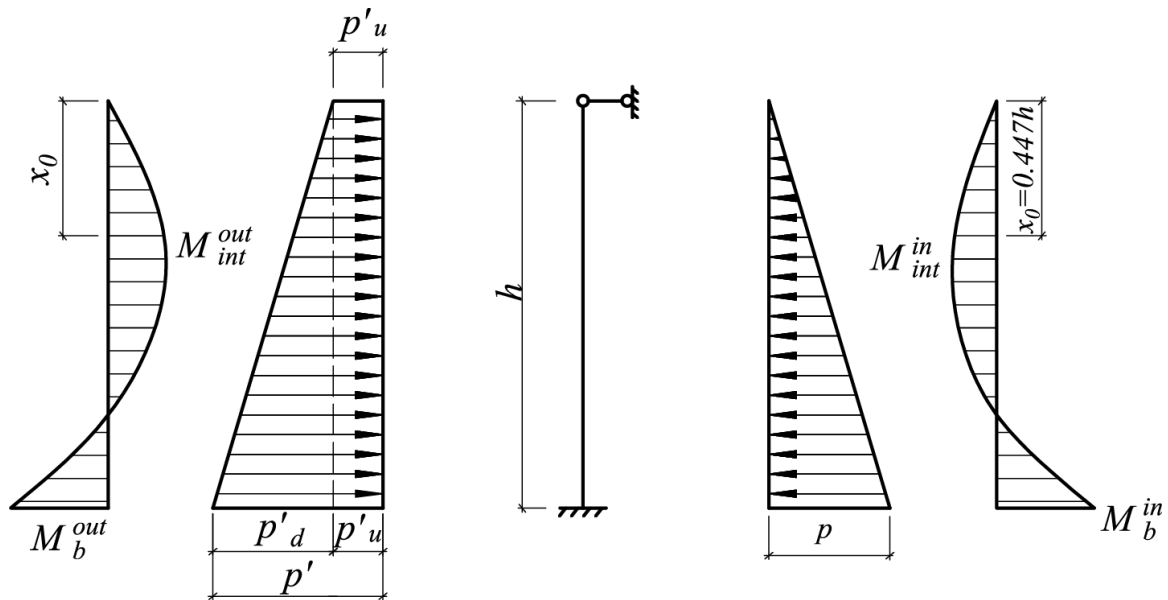
$$M_{int}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{33,54}; \quad x_0 = 0,447 \cdot h; \quad M_{b,u}^{in} = 0; \quad (9.13)$$

сұйыққойманың сыртындағы топырақтың қысымынан

$$M_b^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{8} + \frac{p'_d \cdot h^2}{15}\right); \quad M_{b,u}^{out} = 0; \quad (9.14)$$

$$M_{int}^{out} = \left(\frac{3 \cdot p'_u}{8} + \frac{p'_d}{10}\right) \cdot h x_0 - \frac{p'_u}{2} \cdot x_0^2 - \frac{p'_d}{6 \cdot h} \cdot x_0^3, \quad (9.15)$$

ондағы  $x_0 \frac{p'_d \cdot h}{10} + \frac{3 \cdot p'_u \cdot h}{8} - p'_u \cdot x_0 - \frac{p'_d}{2 \cdot h} \cdot x_0^2$  теңдеуінен анықталады.



Сурет 9.5 – Жабын деңгейінде топсамен бекітілген есептік сұлбалар үшін июші моменттердің эпюрасы

- екі жақта (қырда) қатаң қысып ұсталынған (9.6 суретке қара) сұйыққойма ішіндегі суының қысымынан

$$M_{b,d}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{20}; \quad M_{int}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{46,6}; \quad (9.16)$$

$$x_0 = 0,548 \cdot h; \quad M_{b,u}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{30}; \quad (9.17)$$

сұйыққойманың сыртындағы топырақтың қысымынан

$$M_{b,d}^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{12} + \frac{p'_d \cdot h^2}{20}\right); \quad M_{int}^{out} \approx \frac{p'_u \cdot h^2}{24} + \frac{p'_d \cdot h^2}{40}; \quad x_0 \approx 0,5 \cdot h \quad (9.18)$$

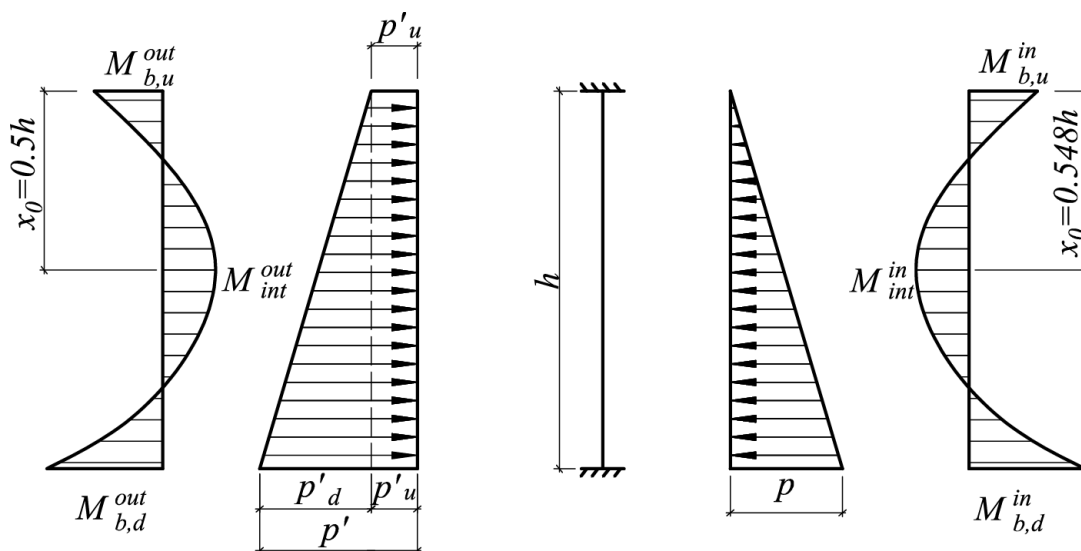
$$M_{b,u}^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{12} + \frac{p'_d \cdot h^2}{30}\right). \quad (9.19)$$

## 9.2.2 Қысқабойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу (II-ші типті қабырға)

9.2.2.1 Тұтасқұйма темірбетон қабырғалар сұйыққойма жақтарының ара қытысы немесе қырларының болуын, сондай – ақ құрама қабырғаларда қабырғаның көлденең арматурасын пісіруде бүйір қырлары бойынша және төменгі жағында қысылып ұсталынатын тілім түрінде ұсынылады.

9.2.2.2 Жоғары шеттерінің тіреу сипаты сұйыққойма конструкцияларымен анықталады. Жабынның болмаған ажғдайында ол – бос, құрама жабындарда – топсалы

тірелген, жабынмен құрама байланыстағы – жоғары шетіқысып ұсталынған болып саналады (9.7 суретке қара).



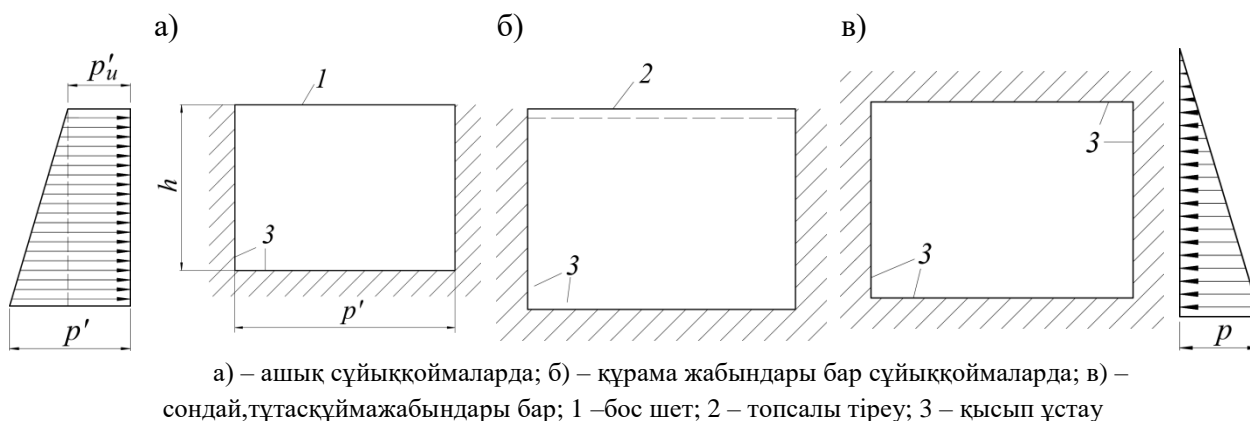
**Сурет9.6 – Жабын деңгейінде қатаң бекітілген есептік сұлбалар үшін июші моменттердің эпюрасы**

9.2.2.3 Қырларының болуы сұйыққойманың қабырғалар есебі жеке орындалады.

9.2.2.4 Қабырғаны есептеу екі толтыру жағдайына байланысты жүргізеді:топырақтың қопарылуы болмағандағы сұйықтыңгидростатикалық қысымында және ғимаратты босатқандағы топырақтың бір жақ қысымында. Есептеуде бойлық күштер ескерілмейді.

9.2.2.5 Топырақ немесе сұйықтық қысымынан болатын әсер етулер төменде ең жоғарғы ординатасы бар трапеция немесе үш бұрыш түрінде болады. Сипаттамалы қысым (9.1) – (9.8) формулалар бойынша анықталады.

9.2.2.6 Қабырғалардағы июші моменттер тақталар ретіндегідей тік бұрышты изотропты тақталар есебіне арналған кесте бойынша немесе сандық әдістер арқылыанықталады



а) – ашық сұйыққоймаларда; б) – құрама жабындары бар сұйыққоймаларда; в) – сондай,тұтасқұймажабындары бар; 1 –бос шет; 2 – топсалы тіреу; 3 – қысып ұстау

**Сурет9.7 – Екі бағытта тақта сияқты жұмыс істейтін II-ші типті қабырғалардағы есептік сұлбалар**



### 9.2.3 Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын конструкциялау(I-ші типті қабырға)

9.2.3.1 Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларының аспап беті (I-ші типті) тік жазықтықта тек иілуге жұмыс істейді (нольден айырмашылығы болған моментте жабын деңгейіндегі қиманы да қарастырады). Жұмыс арматура бұл жағдайда тік арматура болып, ал көлденең арматура конструктивті болып табылады. Қабырғаға перпендикуляр бағытта жанасатын телімдерде үлкен емес июші моменттер пайда болады, сондай-ақ көлденең жазықтықта, сол себепті көлденең арматураға күш салу керек.

Июші есептік моменттердің мәні бойынша биіктігі  $-d = t - c$  және ені  $-b = 100 \text{ см}$  тік бұрышты қима үшін тік арматураның қажетті ауданын таңдайды, ондағы,  $t$  – қабырға қалыңдығы,  $c$  – бетонды қорғайтын қабат.

Арматура қимасының ауданын таңдау июші темірбетон элементіндегідей жүргізіледі. Моменттер үлкен мәндерімен сипатты қималар қарастырылады:

– Қабырғаның түбіне бітеп тастау деңгейіндегі қима. Сұйықтықтың қысымын қабылдау үшін ішкі жақтағы созылатын аймақта орнатылатын арматура қимасының ауданын таңдайды. Топырақтың қысымынан созылу қабырғаның сыртқы жақтарына түседі және арматура сыртқы қырларына сәйкес орналастырады.

– Аралық қима. Су қысымынан моменттерді қабылдау үшін сыртқы қабырғаның қырында арматура қимасының ауданын таңдайды. Топырақтың қысымын қабылдау үшін ішкі жақтарда орнатылған арматура қимасының ауданын таңдайды. Арматура қимасының ауданын таңдайды.

Егер судың және топырақтың қысымындағы қимасында июші моменттер мәнінің айырмашылығы аз (20 % артпайтын) болса, онда қабырға беттерінің ішіне және сыртына бірдей арматуралауды қолданады,

Аралық қабырғалар сұйықтық қысымын бір және екінші жақтарынан байқайтын (көрші секцияларды босатылған) су қысымына есептелетін екі жақтан арматураланады.

Топырақ және сұйықтық қысымында сұйыққойманың қабырғаларын есептеуді бөлек жүргізеді, бұл жағдайда сығылған аймақтағы арматураны есепке алмайды, яғни арматуралауды дара ретінде қарастырады. Қалыпты қималар бойынша дара арматурасы бар тік бұрышты қиманы есептеу НТҚ–02–01–2011 7 бөлімге сәйкес жүргізеді.

9.2.3.2 Қабырғаларды арматуралау пісіру торларымен орындалады. Торларды есеп бойынша ішкі және сыртқы жақтарға орнатады. Бетонды қорғау қабатын 15–20 мм етіп қабылдайды. Моменттердің мәндері үлкен болған жағдайда бітеп тастауда сыртқы және ішкі қырларында екі тордан жасайды: біреін аралық моменттерді қабылдайтын қабырғаның барлық биіктігіне, екіншісін – төменгі бөлігінде, үлкен торлармен бітеп тастауда әсер ететін моменттерді біріге қабылдайды. Сұрыптау бойынша өзектің арматуралы қимасын және олардың қадамын тік арматураның ауданы қажетті  $A_s$  ауданынан аз болмайтын етіп таңдайды. Көлденең өзекті конструктивті қояды. Оларды жұмыс арматура қимасының 10 % аз болатын жалпы қиманың диаметрінен аз етіп қабылдайды. Оларды 250–300 мм қадамымен, аралықтарын 350 мм етіп орналастырады.

Арматуралы торларды конструкциялауда ҚР ҚН EN 1992–1–1 көрсетілген конструктивті талаптарды ескеру қажет.

### **9.2.4 Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларын конструкциялау (II-ші типті қабырға)**

9.2.4.1 Ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғаларының аспап беті(II-ші типті қабырға)екі бағытта иілуге жұмыс істейді. Жұмыс арматура бұл жағдайда тік арматура сияқты көлденең арматура да жатады. Есептеу тік және көлденең жазықтықта моменттің ең жоғарғы мәніне орындалады. Тапқан момент шамалары бойынша тақтаның әрбір бағытында арматураның қажетті ауданын анықтайды.

Топырақ және сұйықтық қысымында есептелінетін арматураны сәйкес жүктемеден бастап созылған аймақта орналастырады.

Егер судың және топырақтың қысымындағы июші моменттер мәнінің айырмашылығы аз (20 % дейін) болса, онда қабырға беттерінің ішіне және сыртына бірдей арматуралауды қолданады.

Аралық қабырғаларында болады. сұйықтық қысымын бір және екінші жақтарынан байқайтын су қысымына есептелетін симметриялы арматуралауы болады.

Арматураны есептеу тақтаның 1 м еніне жалғаз арматурасы бар июші элементтеріндегідей сияқты жүргізіледі, яғни биіктігі  $-d = t - c$  және қима ені үшін  $-b = 100 \text{ см}$ , ондағы  $t$  – қабырға қалыңдығы,  $c$  – бетонды қорғайтын қабат.

Көлденең арматураны таңдау үшін екі шетінен қатаң қысып ұсталынған ені 1 м көлденең жолақты кесіп алады. Тік арматураны есептеу үшін түбінде қатаң қысып ұсталынған және жабын деңгейінде сәйкес бекітілген ені 1 м тік жолақты кесіп алады қажетті арматурасының ауданын есептеу НТҚ–02–01–2011 7 бөлімге сәйкес жүргізеді.

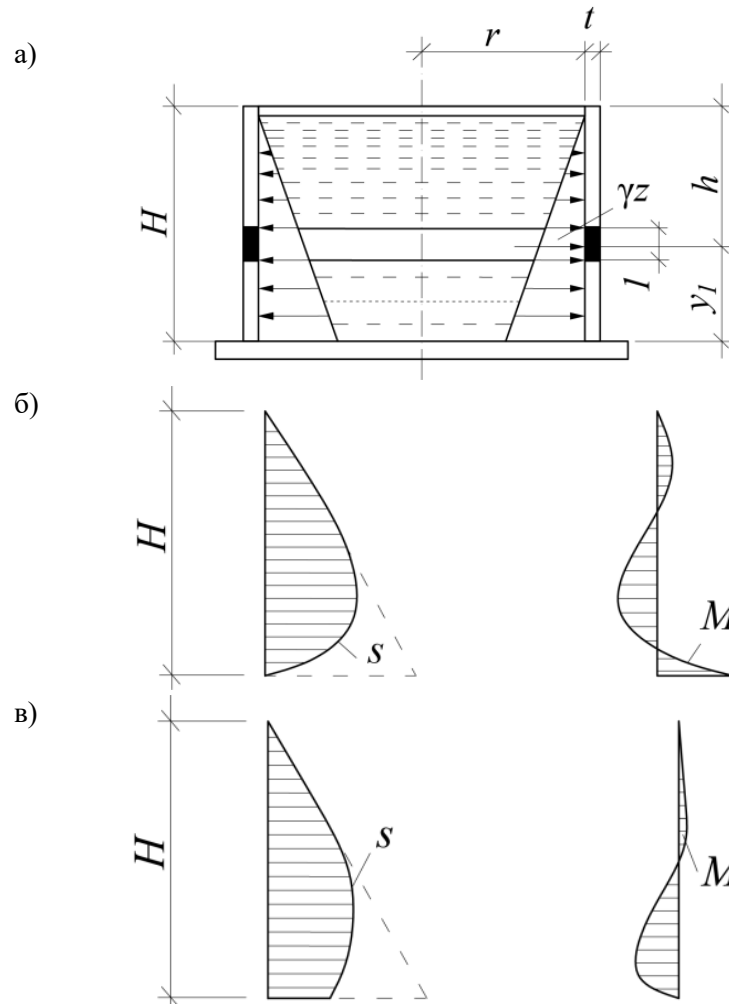
9.2.4.2 Қабырғаларды арматуралау пісіру торларымен орындалады. Арматуралау ұзынбойлы сұйыққоймалардың қабырғалары(I-ші типті) сияқты жүзеге асырылады. Торларда жымысшы болып екі бағыттағы өзектер саналады. Тақтаның шет жақтары бойынша аралық моменттерден едәуір асатын тіректі моменттерді қабылдау үшін қосымша торлар орнатылуы мүмкін.

## **9.3 Цилиндрлі сұйыққоймаларды есептеу**

### **9.3.1 Цилиндрлі сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу**

9.3.1.1 Цилиндрлі сұйыққоймалардың қабырғалары сұйықтың гидростатикалық қысымынан созылатын, қопарылуы және топырақтың қысымынан сығылатын күштерді сынайды.

9.3.1.2 Осындай сұйыққоймалардың қабырғаларын есептеу үшін анықтаушы болып бірге тең белдеу биіктігімен жартылай сақина тепе-теңдігі шартынан есептелетін созылатын күштер болады(9.8 сурет) [1]-[3].



а) – сұйыққойманың тік кескіні; б) – қабырғаның түбімен қатаң қысып ұсталуы; в) сондай, топсалы

**Сурет 9.8 – Цилиндрлі сұйыққойма қабырғаларын есептеудегі сұлбалар**

9.3.1.3 Сипаттамалы созылатын сақиналы күштер  $S_{ro}(z)$  сұйықтық бетінен  $z$  арақашықтықта (9.20) формуласымен анықталады:

$$S_{ro}(z) = \gamma \cdot z \cdot r \quad (9.20)$$

где  $\gamma$  – сақталатын сұйықтың меншікті салмағы, Н/м<sup>3</sup>;

$z$  – сұйықтың бетінен бастап қарастырылатын қабырға қимасына дейінгі арақашықтық, м;

$r$  – сұйыққойма радиусы, м.

9.3.1.4 Сұйыққойма биіктігі бойынша созылатын күштер қабырғаның түбімен бірігуіне байланысты.

9.3.1.5 Қабырғаның түбімен бірігуінде сипаттамалы созылатын сақиналы күштер келесі байланыстармен өзгеріледі

$$S_r(z) = S_{ro}(z) - p \cdot r \cdot \left[ \eta_1 + \eta_2 \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \right] \quad (9.21)$$

мұнда  $S_{ro}(z)$  –қарастырылатын қимадағы сақиналы күштер, Н/м;

$p = \gamma \cdot h$  – сұйыққойматүбіндегі сұйықтың гидростатикалық қысымы, Н/м<sup>2</sup>;

$\eta_1, \eta_2$  – параметрге байланыстысерпімді табанындағы арқалықты есептеуге арналған коэффициент,қабырғаның биіктігі мен қатаңдығын сипаттайды,  $k = m \cdot z$  (9.1 кестесін қара);

$m = \frac{1.3}{\sqrt{r \cdot t}}$  – қабырғаныңқатаңдығы, м;

$D$  – сұйыққоймадиаметрі, м;

$z$  –қабырғаның төмен жағынан бастап қарастырылатын қимаға дейінгі арақашықтық, м.

9.3.1.6 Қабырғалардың түбімен топсалытүйіндесуі сипаттамалы созылатын сақиналы күштер формула бойынша анықталады:

$$S_r(z) = S_{ro}(z) - 2 \cdot m \cdot r \cdot F_{fr} \cdot \eta_1 \quad (9.22)$$

ондағы  $m, r, \eta_1$  – қабырғаның түбімен қатаң бірігуіндегідей анықталатын параметрлер;

$F_{fr} = N \cdot \mu$  – үйкеліс күші;

$\mu$  –қабырғаның түбіне қатысты үйкеліс коэффициенті;

$N$  – ұзындық сипаттамалыбойлық күш, Н/м.

9.3.1.7Үйкеліс күшіекі жағдайда анықталады:

- Гидравликалы сынауда – бұл жағдайда сипаттамалыбойлық күш қабырғадан салмаққа түсетін ұзындық сипаттамалытік жүктемеге тең (ашық сұйыққоймаларда);

$$F_{fr} = N \cdot \mu = \gamma_c \cdot h \cdot t, \quad (9.23)$$

ондағы  $\gamma_c = 25000$  – темірбетонның меншікті салмағы, Н/м<sup>3</sup>;

$t$  –сұйыққоймақабырғаларының қалыңдығы, м.

- Пайдалану шарттары –бұл жағдайда сипаттамалы бойлық күш қабырғадан салмаққа, сондай-ақ жабынның салмағынан және сеппеден түсетін ұзындық сипаттамалытік жүктемеге тең(терең сұйыққоймаларда);егер жағдайда  $F_{fr} \leq p/2m$  (имарат топырақпен себілген)

$$F_{fr} = N \cdot \mu; \quad (9.24)$$

$$F_{fr} > p/2m$$

$$F_{fr} = \frac{p}{2m} \quad (9.25)$$

9.1 кестесі – Коэффициенттер  $\eta_1$  и  $\eta_2$  мәні

$\varphi = m \cdot y$	$\eta_1$	$\eta_2$
0	1	0
0.1	0.9004	0.0903
0.2	0.8024	0.1627
0.3	0.7078	0.2189
0.4	0.6174	0.2610
0.5	0.5323	0.2908
0.6	0.4530	0.3099
0.7	0.3798	0.3199
0.8	0.3130	0.3223
0.9	0.2528	0.3185
1.0	0.1988	0.3096
1.1	0.1510	0.2967
1.2	0.1092	0.2807
1.3	0.0729	0.2626
1.4	0.0419	0.2430
1.5	0.0158	0.2226
1.6	-0.0059	0.2018
1.7	-0.0236	0.1812
1.8	-0.0376	0.1610
1.9	-0.0484	0.1415

$\varphi = m \cdot y$	$\eta_1$	$\eta_2$
2.0	-0.0564	0.1231
2.1	-0.0618	0.1057
2.2	-0.0652	0.0896
2.3	-0.0668	0.0748
2.4	-0.0669	0.0613
2.5	-0.0658	0.0491
2.6	-0.0636	0.0383
2.7	-0.0608	0.0287
2.8	-0.0573	0.0204
2.9	-0.0535	0.0133
3.0	-0.0493	0.0070
3.5	-0.0283	0.0106
4.0	-0.0120	0.0139
4.5	-0.0024	0.0109
5.0	0.0020	-0.0065
5.5	0.0029	-0.0023
6	0.0024	-0.0007
7	0.0007	-0.0006
2.0	-0.0564	0.1231

9.3.1.8 Сұйықтың гидростатикалық қысымынан және топырақтың қопарылу қысымынан болатын қабырғаның тік жазықтығында сипаттамалы июші момент қабырғаның түбімен түйіндесуіне байланысты анықталады.

9.3.1.9 Қабырғаның түбімен қатаң түйіндесуіндесұйықтың әсер ететін қысымының сұйыққойма биіктігі бойынша тік жазықтығында қабырғада сипаттамалы июші момент формула бойынша есептеледі:

$$M(z) = \frac{p(z)}{2m^2} \left[ \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \eta_1 - \eta_2 \right]. \quad (9.26)$$

Ең жоғарғыиюші момент

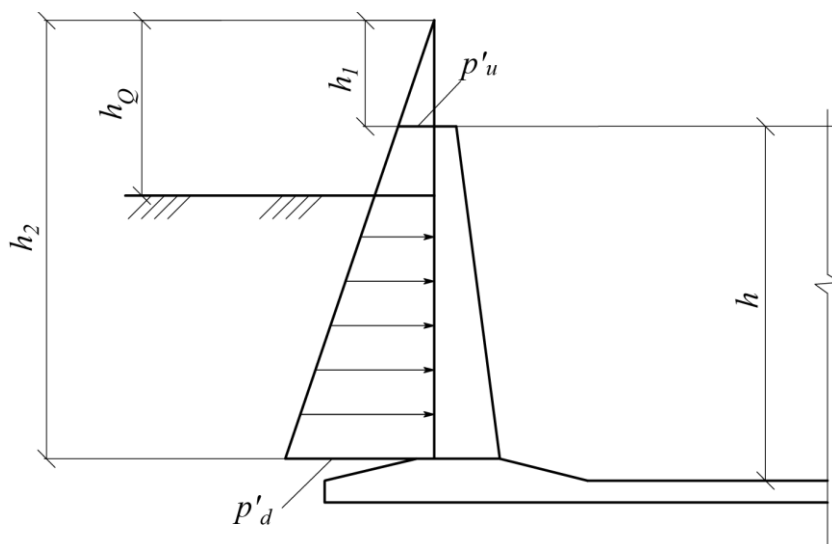
- судың қысымы әсер етуінен

$$M = \frac{p}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \quad (9.27)$$

- топырақтың қопарылуы әсер етуінен

$$M = \frac{p_{sb}}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right), \quad (9.28)$$

ондағы  $p_{sb}$  –  $h$  тереңдікте топырақтың көлденең қысымының қарқындығы  
 $p_{sb} = \gamma_{sb} \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ .



Сурет 9.9 – Сұйыққойма қабырғаларына топырақ қысымын есептеуге

9.3.1.10  $p'_d$  түбінде бекіту және  $p'_u$  қабырға аспап бетінің сай деңгейдің топырақ қысымынан болатын әсер теудің сипаттамалы мәні (9.2), (9.3) формулалары арқылы анықталады (9.9 сурет).

9.3.1.11 Топырақ бетіндегі ауыспалы жүктеме (әр түрлі материалдар мен жүктерді жинаудан, шынжыр табанды және доңғалақты автокөліктен)  $p'_Q$  топырақтың эквивалент қабатымен ауыстырылады:

$$h_Q = \frac{p'_Q}{\gamma'}. \quad (9.29)$$

Сонда қабырғаның жоғарғы және төменгі жақтары бойынша топырақтың бүйір қысымы анықталады:

$$p'_u = \gamma' \cdot h_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (9.30)$$

$$p'_d = \gamma' \cdot h_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (9.31)$$

ондағы  $h_1$  және  $h_2$  арақашықтық формулалар бойынша анықталады:

$$h_1 = h_Q - 0.5; \quad (9.32)$$

$$h_2 = h - 0.5 + h_Q. \quad (9.33)$$

Уақытша жүктеме әсері есебемен сұйыққойманың қабырғасындағы июші момент тең:

$$M = \frac{p'_d}{2m^2} \left( 1 - \frac{1 - (p'_u/p'_d)}{m \cdot h} \right). \quad (9.34)$$

9.3.1.12 Қабырғаның түбімен топсалы түйіндесуі сұйыққойма биіктігі бойынша тік жазықтығында сипаттамалы июші момент формула бойынша есептеледі:

$$M = \frac{F_{fr} \eta_2}{m} \quad (9.35)$$

Ең жоғарғы үйкеліс күші арақашықтықта болады

$$y = 0.6 \sqrt{r \cdot t} \quad (9.36)$$

### 9.3.2 Цилиндрлі сұйыққомалардың қабырғаларын конструкциялау

9.3.2.1 1 ұз.м сақиналы арматура қимасының ауданы созылатын элементтің беріктік шартының формула бойынша анықталады:

$$A_{si} = \frac{S_{Edi}}{f_{yd}} \quad (9.37)$$

ондағы  $S_{Edi}$  —  $i$ -дегі сақиналы қабырғаның сақиналы күші.

9.3.2.2 Қабырғаның биіктігі бойынша сақиналы арматураны таңдауда келесі конструктивті талаптарды ескеру қажет:

- тез екпінмен арматуралауда әрбір сақина (1 м-ге) кем дегенде бес диаметрлі жұмыс арматурасын қарастырады;
- симметриялы арматуралауда екі қатарда – арматураның 10 диаметрінен аз емес.

Қабырғаның барлық биіктігіне іріктелгендігі бойынша жұмыс арматурасының үш түрлі диаметрінен аспайтындай қолдану керек.

9.3.2.3 Тік арматура қимасының ауданы биіктігі  $d = t - c$  және ені  $b = 100$  см тік бұрышты нысанды иілу элементтерінің беріктік шарттынан анықталады, ондағы  $t$  – қабырға қалыңдығы,  $c$  – бетонның қорғайтын қабаты. Қажетті арматура ауданын есептеу НТҚ–02–01–2011 7 бөлімге сәйкес жүргізіледі.

9.3.2.4 Тік арматура екі беттікте қарастырылады.

Арматура сұйыққойманың ішкі жағындағы топырақтың сеппесі болмаған жағдайда судың қысымынан болатын  $M$  күштер бойынша және сыртқы жағынан – босатылған сұйыққойманың топырақ қысымынан таңдалады.

9.3.2.5 Егер арматураның едәуір емес саны қажет болған жағдайда, онда ол конструктивті – қабырғаның әр жақтарынан 1 ұз.м бес диаметрден аз емес етіп тағайындалады.

#### 9.4 Сұйыққойманың түбін есептеу

Ішкі ұстыны және топырақ суының тіреуіші болмағандатүбінің барлық жазықтығы, жолақтан басқа, қабырғаларға жанасуы жұмыс емес болып есептеледі. Қабырғаларға жанасатын жолақ қабырғаның іргетасы болады, бұл жолақ қабырғаларға жанасу түйінінің конструктивті шешіміне байланысты июші моменттерінің тірек контурында пайда болған иілуге сыналады.

Ішкі ұстыны болған жағдайда тік жүктеме жабынның жүк ауданына сай бағандармен қабылданады және олармен түбінің конструкциясына беріледі.

Топырақ суының тіреуіші болғанда түбінің конструкциясы төменнен жоғарыға бағытталған  $(p - g)$ ,  $H/m^2$  судың тік қысымына толтырылмаған сұйыққоймада есептелуі тиіс, ондағы  $p = \gamma \cdot h$  – топырақ суы тіреуішінің жоғарғы қарқындығы,  $h$  топырақ суының ең жоғарғы деңгейінен бастап сұйыққойманың табанына дейінгі биіктігіне тең;  $g$  – түбінің конструкциясының меншікті салмағы.

Одан басқа, сумен толтырылмаған сұйыққойманы қалқап шығуға тексеру керек. Бұл жағдайда сұйыққойма конструкциясының  $Q$  салмағы  $\gamma = 0,9$  жүктеме бойынша сенімділік коэффициентімен қабылдайды. Қалқып шығу тексеру формула бойынша анықталады:

$$\frac{\gamma \cdot Q}{A \cdot p} \geq 1.1 \quad (9.38)$$

ондағы  $A$  – сұйыққойманың табанының ауданы,  $m^2$ .

Сұйыққойманың түбін есептеу серпімді табанындағы тақтаға арналғандай жүргізіледі.

##### 1 ЕСЕП

##### Берілгені

Цилиндрлі тұтасқұйма темірбетон сұйыққойманың қабырғаларын жобалау керек, өлшемдері: диаметрі  $D = 14.6 \text{ м}$ ; биіктігі  $h = 5.0 \text{ м}$ ; сыйымдылығы –  $500 \text{ м}^3$ .

Сұйыққойма – ашық.

Қирау призмасында ауыспалы жүктеме  $p'_Q = 30 \text{ кН/м}^2$ .

Қабырғаның түбімен түйіндесуі – қатаң қысып ұсталынғын.

Топырақтың сипаттамалары: қатты балшық, топырақтың көлемдік массасы  $\gamma = 17 \text{ кН/м}^3$ ; ішкі үйкелістің бұрышы  $\varphi = 35^\circ$ ; топырақтың есептік кедергісі  $R_c = 250 \text{ кПа}$

##### Жобалауға арналған мәліметтер:

C16/20 класты қалыпты бетон.



Сығудағы бетонның есептік кедергісі  $f_{cd} = \frac{\alpha_{ce} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 16}{1.5} = 9.1 \text{ МПа}$ , созыудағы бетонның есептік кедергісі  $f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1.3}{1.5} = 0.87 \text{ МПа}$ , бетонның алғашқы серпімділік модулі  $E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Арматура қабырғада:

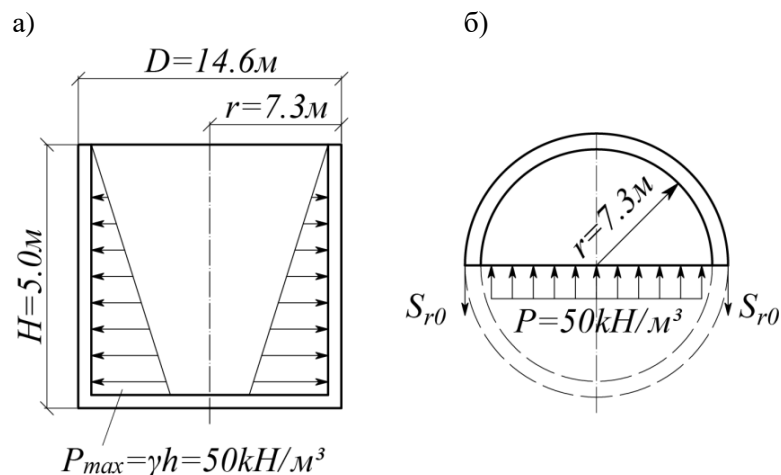
St500 класты сақиналы арматура, St500 класты тік арматура,

арматураның есептік кедергісі  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ МПа}$ ,

арматураның серпімділік модулі  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ;

Цилиндрлі сұйыққойма қабырғаларын есептеу және конструкциялау

Цилиндрлі қабырғада сұйықтың гидростатикалы қысымынан сақиналы созылатын күштер пайда болады (9.10 сурет)



а) – сұйыққойманың тік кескіні; б) – жоспардағы қима (сақинаның жартысы)

**Сурет 9.10 – Цилиндрлі қабырғада сақиналы созылған күштерді анықтаудағы есептік сұлба**

9.10 суретте  $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$  – судың көлемдік массасы.

Цилиндрлі қабырғада сақиналы күштердің шамалары судың гидростатикалы қысымына пропорционал өседі. Сақиналы күштерді анықтау үшін сұйыққойманың  $h$  биіктігін 1,0 м тең аумақтарға (сақиналарға) жоғарыдан бастап бөлеміз (9.11.а сурет). Сонда  $h_1 = 0.5 \text{ м}$ ;  $h_2 = 1.5 \text{ м}$ ;  $h_3 = 2.5 \text{ м}$ ;  $h_4 = 3.5 \text{ м}$ ;  $h_5 = 4.5 \text{ м}$ .

Осы есепте қабырғаны түбіне қатаң бітеп тастау қарастырылса, созылатын сақиналы күштер келесі байланыс бойынша анықталады

$$S_r(z) = S_{r0}(z) - p \cdot r \cdot \left[ \eta_1 + \eta_2 \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \right].$$

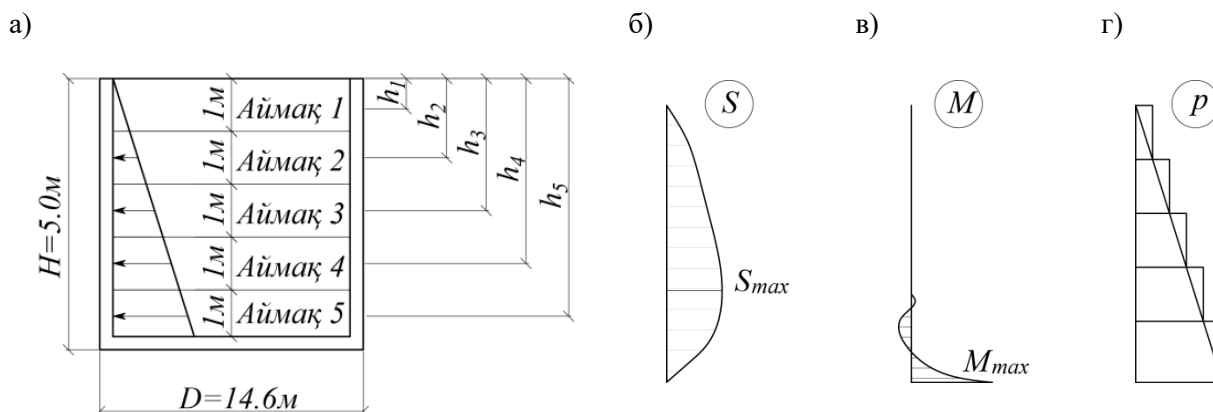
Сақиналы күштерді есептеу алгоритмі 9.2 кестеде келтірілген.

$S_r(z)$  анықтауда  $\eta_1$  и  $\eta_2$  коэффициенттерін 9.1 кесте бойынша  $k = m \cdot z$  ағымдағы координатқа байланысты қабылдаймыз, ондағы  $m = \frac{1.3}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{1.3}{\sqrt{7.3 \cdot 0.2}} = 1.076$  – қабырға қатандағының сипаттамасы.

Судың гидростатикалық қысымынан және қабырғаның тік жазықтығында қопарылудағы топырақ қысымында июші моменттер пайда болады.

Су қысымының әсерінен болатын ең жоғарғы июші момент

$$M = \frac{p}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) = \frac{50 \cdot 10^3}{2 \cdot 1.076^2} \left( 1 - \frac{1}{1.076 \cdot 5} \right) = 17.583 \text{ кН} \cdot \text{м}$$



а) сұйыққойма биіктігін аймақтарға бөлу; б) сақиналы күштердің  $S$  эпюрасы; в) эпюра июші моменттердің  $M$  эпюрасы; г) судың гидростатикалық қысымының эпюрасы

**Сурет 9.11 – Цилиндрлі сұйыққойма қабырғаларын есептеуге**

Қысымнан болған моменттерді үлестіру 9.2 кестеде келтірілген.

Қабырғаның тік жазықтығында цилиндрлі сұйыққойманың есептік сұлбасы 9.13 суретінде көрсетілген.

Опырылатын призмада  $p'_Q = 30 \text{ кН/м}^2$  уақытша жүктемеден болатын эквивалентті топырақ қабатының биіктігін анықтайды:

$$h_Q = \frac{p'_Q}{\gamma'} = \frac{30}{17} = 1.76 \text{ м.}$$

Топырақ деңгейінен бастап қабырғаның жоғарына дейінгі  $h'_1$  және  $h'_2$  және топырақ деңгейінен бастап төменіне дейінгі арақашықтықты есептейді (9.12 суретін қара).

$$h'_1 = h_Q - 0.5 = 1.76 - 0.5 = 1.26 \text{ м};$$

$$h'_2 = h - 0.5 + h_Q = 5 - 0.5 + 1.76 = 6.26 \text{ м}.$$

**9.2кестесі—Сұйыққойманыңбиіктігіне байланысты сақиналы күштер мен июші моменттердің үлестірілуі**

Параметрі	Аймақ нөмірі				
	1	2	3	4	5
$h(z), м$	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5
$\gamma, кН/м^3$	10				
$p(z) = \gamma \cdot h(z), кН/м^2$	5,0	15	25	35	45
$r, м$	7,3				
$S_{ro}(z) = p(z) \cdot r, кН/м$	36,5	109,5	182,5	255,5	328,5
$z, м$	4,5	3,5	2,5	1,5	0,5
$t = 0.0025 \cdot D \cdot h, м$	$\approx 0,185, 0,2$ тең етіп қабылданады				
$m = \frac{1.3}{\sqrt{r \cdot t}}, м$	1,076				
$k = m \cdot z$	4,84	3,76	2,67	1,61	0,54
$\eta_1$	0,0006	-0,0196	-0,0611	-0,0083	0,5022
$\eta_2$	-0,001	-0,0124	0,0297	0,199	0,298
$\eta_2 \left(1 - \frac{1}{(m \cdot h)}\right)$	-0,0008	0,0101	0,0242	0,162	0,2426
$\eta_1 + \eta_2 \left(1 - \frac{1}{(m \cdot h)}\right)$	-0,0002	-0,0096	-0,0369	0,1536	0,7449
$p = \gamma \cdot h, кН/м^2$	50				
$p \cdot r, кН/м$	365				
$p \cdot r \cdot \left[\eta_1 + \eta_2 \left(1 - \frac{1}{(m \cdot h)}\right)\right]$	-0,071	-3,498	-13,476	56,071	271,871
$S(z), кН/м$	36,571	112,998	195,975	199,429	56,629
$M(z), кН \cdot м$	0,032	-0,612	-1,715	-4,444	2,393

Қабырғаның тік жазықтығындағы цилиндрлі сұйыққойманың есептік сұлбасы 9.12 суретте көрсетілген.

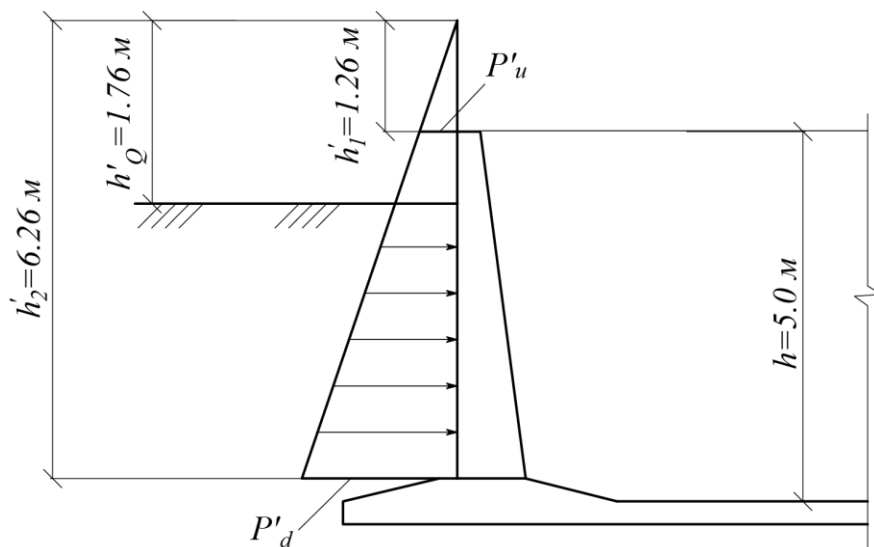
Опырылатын призмада  $p'_Q = 30 кН/м^2$  уақытша жүктемеден болатын эквивалентті топырақ қабатының биіктігін анықтайды:

$$h_Q = \frac{p'_Q}{\gamma'} = \frac{30}{17} = 1.76 м.$$

Топырақ деңгейінен бастап қабырғаның жоғарына дейінгі  $h'_1$  және  $h'_2$  және топырақ деңгейінен бастап төменіне дейінгі арақашықтықты есептейді (9.12 суретін кара).

$$h'_1 = h_Q - 0.5 = 1.76 - 0.5 = 1.26 \text{ м};$$

$$h'_2 = h - 0.5 + h_Q = 5 - 0.5 + 1.76 = 6.26 \text{ м}.$$



Сурет 9.12 – Тік жазықтықтағы цилиндрлі сұйыққойманың есептік сұлбасы

Қабырғаның түбімен бірігуі қатаң болса, онда уақытша жүктеме есебімен сұйыққойманың қабырғасындағы июші моментті (9.34) байланысы арқылы анықтайды.

Нәтижесін 9.3 кестесінде келтіреміз.

Тік арматура қимасының ауданын өте июші моменттерге арналған  $h = t$  көлденең қимасының биіктігі және ені 1,0 м тік бұрышты нысанда иілетін элементтерінің беріктік шартынан анықталады.

Ең жоғарғы июші момент сұйыққойманың ішкі жақтарындағы судың қысымынан пайда болады, ол  $M_{Ed} = 17,583 \text{ кН} \cdot \text{м}$  тең.

$\alpha_m$  коэффициентінің мәнін 2 кестеде, НТҚ-02-01-2011 В қосымшасынан анықтайды:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17,583 \cdot 10^6}{9,1 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,06 \leq \alpha_{m,lim} = 0,372,$$

ондағы  $d = h - c_1 = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

НТҚ-02-01-2011 В қосымшасының 2 кестесі бойынша  $\leq \text{C50/60}$  ауыр бетон үшін  $\alpha_m = 0.06$ , мәнін анықтаймыз  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$  және  $\omega = 0.0621$ .

Созылған арматураның қажетті ауданы құрайды:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,0621 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 9,1 + 0) \approx 234 \text{ мм}^2$$

508St50 арматурасын қабылдаймыз.

### 9.3кестесі– Сұйыққойма қабырғасындағы июші моменттердің мәндері

Параметрі	Мәндер
$m, м$	1,076
$m^2, м^2$	1,158
$tg^2(45^\circ - \varphi/2)$	0,271
$p'_u = \gamma' \cdot h'_1 \cdot tg^2(45^\circ - \varphi/2)$	5,805
$p'_d = \gamma' \cdot h'_2 \cdot tg^2(45^\circ - \varphi/2)$	28,834
$1 - (p'_u / p'_d)$	0,799
$(1 - (p'_u / p'_d)) / m \cdot h$	0,148
$M = \frac{p'_d}{2m^2} \left( 1 - \frac{1 - (p'_u / p'_d)}{m \cdot h} \right)$	10,607

Сақиналы арматура қимасының ауданын 1 ұз.м созылған элементтің беріктік шартынан формула бойынша анықтайды:

$$A_s = \frac{S_{Ed}}{f_{yd}}$$

Сақиналы арматура қимасының есептік ауданының нәтижелері 9.4 кестесінде көрсетілген.

### 9.4кестесі –Сұйыққойманың сақиналы арматура диаметрін таңдау

Аймақ нөмірі	Сақиналы күштер $S_{Ed}, кН/м$	Арматураның қажетті ауданы $A_s, мм^2$	Арматура диаметрі және таңдаған саны
1	36,571	84	506 St500
2	112,998	260	5010 St500
3	195,975	450	5012 St500
4	199,429	458	5012 St500
5	56,629	130	506 St500

9.14 суретінде арматуралау сұлбасы келтірілген.

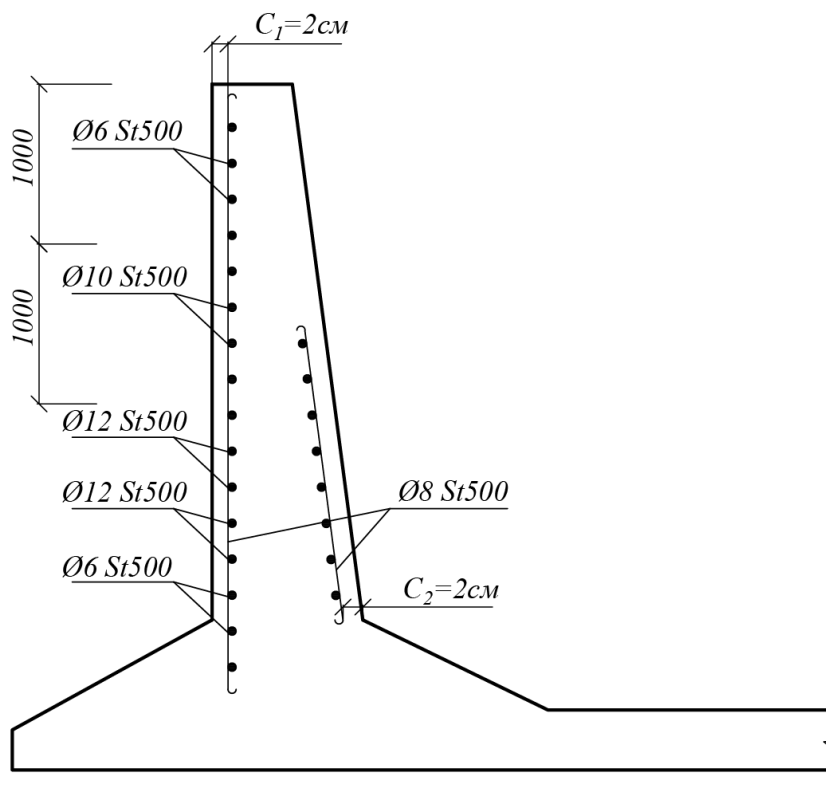
2 ЕСЕП

Берілгені :

Тік бұрышты құрама темірбетон сұйыққойманың қабырғаларын жобалау керек, жоспардағы өлшемдері  $36 \times 36 м$  ұстын колонн  $l \times b_c = 6 \times 6 м$  торларымен. Сұйыққойманың ені – 36 м, ұзындығы – 36 м, биіктігі – 4,8 м. Сұйыққойманың сыйымдылығы – 1000 м<sup>3</sup>. Ригельге тірелетін қырлы тақтадан тұратын арқалықты жабын. Сұйыққойма жердің

## ҚР НТҚ 02-03.1-2012

астында: сеппе биіктігі – 1м, топырақтың көлемдік массасы  $\gamma' = 17 \text{ кН/м}^3$ , ішкі үйкелістің бұрышы  $\varphi = 30^\circ$ . Құрылыс ауданы – Қарағанды қаласы.



Сурет9.13 – Сұйыққойма қабырғаларын арматуралау сұлбасы

Жобалауға арналған мәліметтер:

C16/20 класты қалыпты бетон. Сығудағы бетонның есептік кедергісі

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 16}{1.5} = 9.1 \text{ МПа}, \text{ созудағы бетонның есептік кедергісі}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1.3}{1.5} = 0.87 \text{ МПа}, \text{ бетонның алғашқы серпімділік модулі } E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

St500 класты арматура, арматураның есептік кедергісі  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ МПа},$

арматураның серпімділік модулі  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$

Құрама тік бұрышты сұйыққойма қабырғалы аспап бетінесептеу және конструкциялау

Қабырғалы аспап бетінесептеу және конструкциялау 9.2.1.1 б. сай жүргізіледі. 9.14 суретте жобалауға арналған мәліметтері бар сұйыққойманың көлденең кескіні келтірілген.

Қабырғалы аспап бетінің биіктігі

$$h = H - \left( \frac{h_f}{2} - t_1 \right) = 4800 - \left( \frac{750}{2} - 50 \right) = 4475 \text{ мм},$$

ондағы  $h_f$  – іргетастың биіктігі;

$t_1$  – іргетастағы қабырғалы аспап бетінің бітеп тастау тереңдігі.

Қабырғалы аспап бетінің қалыңдығы типті жобаға сәйкес  $t = 200 \text{ мм}$  тең етіп қабылдаймыз.

Есептеу үшін ені 1 м тікжолқты бөліп аламыз. Жабыннан түсетін  $N_{Ed}$  тік жүктеме есептеуде ескерілмейді, ол сенімділігі артуынан арматура шығынын артады.

Қабырғалы аспап бетінің жүктемесі.

Қабырғаның қысып ұстаған деңгейінде судың қысымынан болатын көлденең есептік жүктеме тең:

$$p = \gamma_f \cdot \gamma \cdot h \cdot b = 10 \cdot 10^3 \cdot 4,48 \cdot 1 = 44,8 \text{ кН},$$

ондағы  $b=1$  – есептелетін арқалықтың ені, м;

$\gamma_f = 1$  – сұйыққа арналған сенімді коэффициенті;

$\gamma = 10, \text{кН/м}^3$  – сақталатын сұйықтыңменшікті салмағы.

Топырақ бетіне  $p'_0 = 10 \text{ кН/м}^2$  уақытша жүктемеден түсетін сеппенің эквивалент қабатының биіктігін анықтаймыз:

$$h_0 = \frac{p'_0}{\gamma'} = \frac{10}{17} = 0,588 \text{ м}.$$

Қабырғалы аспап бетінің жоғарғы деңгейінде уақытша жүктемеден және топырақ қысымынан болатын көлденең есептік жүктеме (сеппе топырақ қысымы)

$$p'_u = \gamma_f \cdot \gamma' \cdot h'_1 \cdot b \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right) = 1,2 \cdot 17 \cdot 1,588 \cdot 1 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - 30^\circ/2 \right) = 10,8 \text{ кН/м},$$

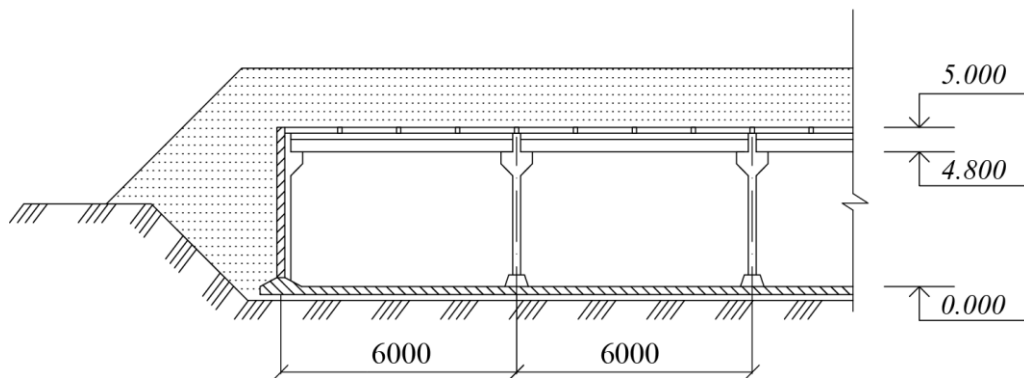
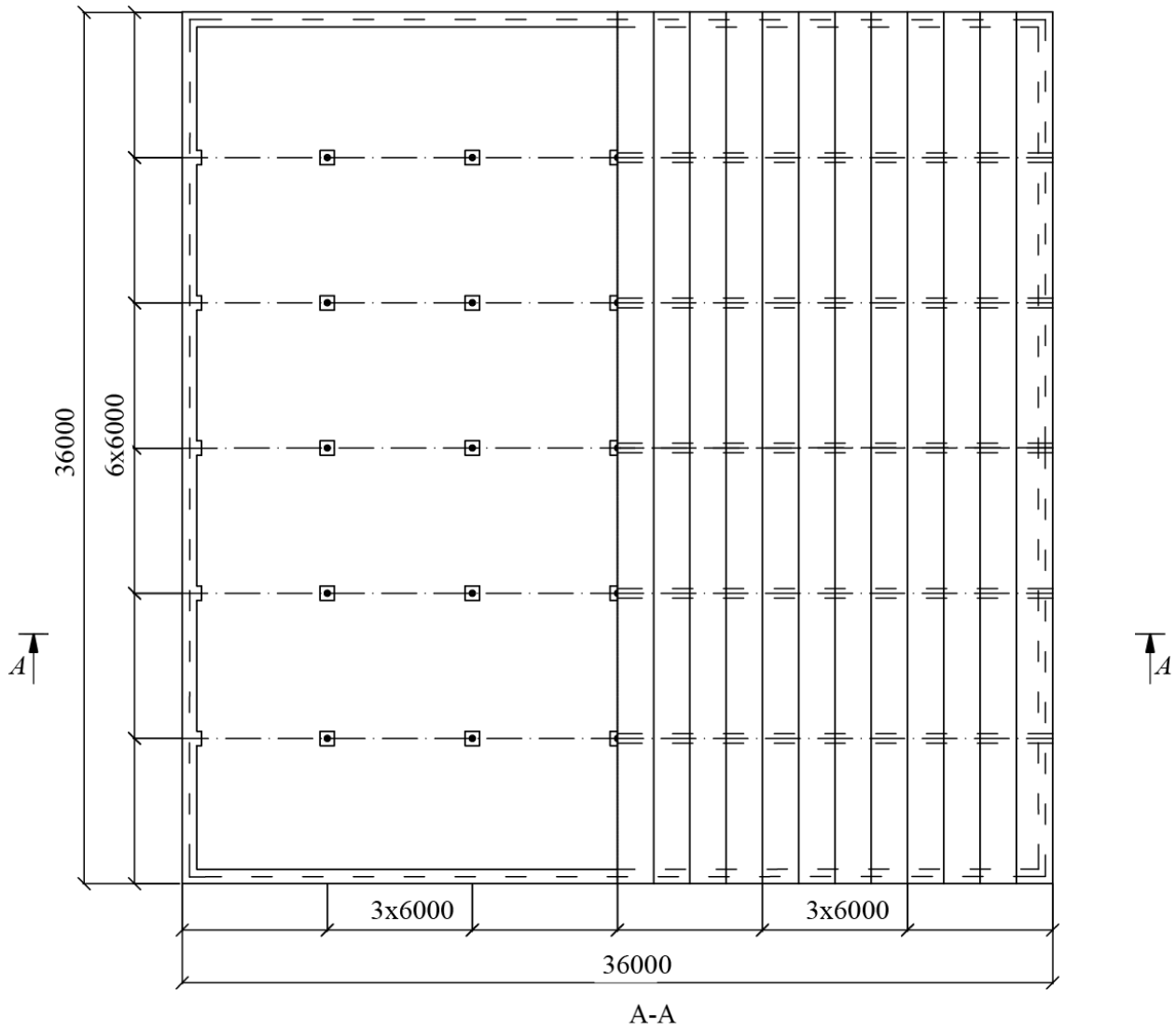
ондағы  $\gamma_f = 1,2$  – үйінді топыраққа арналған жүктеме бойынша сенімді коэффициенті;

$h_1 = 1,0 + 0,588 = 1,588 \text{ м}$  – эквивалент қабат пен сеппе биіктігінің қосындысы.

Сұйыққойма түбінде қабырғалы аспап бетінің бітеп тастау деңгейінде сеппе топырақ қысымынан болатын көлденең жүктеме:

$$p'_d = \gamma_f \cdot \gamma' \cdot h'_2 \cdot b \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right) = 1,2 \cdot 17 \cdot 6,07 \cdot 1 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - 30^\circ/2 \right) = 41,28 \text{ кН/м},$$

ондағы  $h_2 = 4,48 + 1,0 + 0,588 = 6,07 \text{ м}$  – эквивалент қабат пен сеппе қабырға биіктігінің қосындысы.



Сурет9.14 – Сұйыққойманың көлденең кескіні

Су қысымынан болатын қабырғалы аспап бетіндегі ішкі есептік күштерді анықтаймыз:

- қабырғаның бітеп тастау деңгейінде июшімоменті

$$M_b^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{15} = -\frac{44,8 \cdot 4,48^2}{15} = -59,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



- арақашықтықта қабырғаның жоғарғы деңгейінен аралықтағы ең жоғарғы июші момент  $x_0 = 0,447 \cdot h = 0,447 \cdot 4,48 = 2 \text{ м}$

$$M_{int}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{33,54} = -\frac{44,8 \cdot 4,48^2}{33,54} = -26,81 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- бітеп тастау деңгейіндегі көлденең күш

$$Q_b^{in} = \frac{2 \cdot p'_w \cdot h}{5} = \frac{2 \cdot 44,8 \cdot 4,48}{5} = 86 \text{ кН}.$$

Су қысымынан болатын ішкі есептік күштерді анықтаймыз:

- қабырғаның бітеп тастау деңгейінде июші моменті

$$M_b^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{8} + \frac{p'_d \cdot h^2}{15}\right) = -\left(\frac{10,8 \cdot 4,48^2}{8} + \frac{41,28 \cdot 4,48^2}{15}\right) = -82,33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- арақашықтықта қабырғаның жоғарғы деңгейінен аралықтағы ең жоғарғы июші моменті  $x_0 = 1,88 \text{ м}$ , ондағы  $x_0$  теңдеу шешімінен анықталады:

$$\frac{p'_d \cdot h}{10} + \frac{3 \cdot p'_u \cdot h}{8} - p'_u \cdot x_0 - \frac{p'_d}{2 \cdot h} \cdot x_0^2 = 0$$

$$M_{in}^{out} = \left(\frac{3 \cdot p'_u}{8} + \frac{p'_d}{10}\right) \cdot h x_0 - \frac{p'_u}{2} \cdot x_0^2 - \frac{p'_d}{6 \cdot h} \cdot x_0^3 =$$

$$= \left(\frac{3 \cdot 10,8}{8} + \frac{41,28}{10}\right) \cdot 4,48 \cdot 1,88 - \frac{10,8}{2} \cdot 1,88^2 - \frac{41,28}{6 \cdot 4,48} \cdot 1,88^3 = 39,59 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- бітеп тастау деңгейіндегі көлденең күш

$$Q = \frac{5}{8} \cdot p'_u \cdot h + \frac{2}{5} (p'_d - p'_u) h = \frac{5}{8} \cdot 10,8 \cdot 4,48 + \frac{2}{5} (41,28 - 10,8) 4,48 = 84,86 \text{ кН}.$$

Қабырғалы аспап бетін арматуралауды үлкен аралық момент пен июші моменттерге арналған көлденең қиманың биіктігі  $h = t$  және ені  $1,0 \text{ м}$  тік бұрышты нысанды иілетін элементтердің беріктік шартынан анықталады. Ең жоғарғы июші момент қабырғаның бітеп тастау деңгейіндегі (босатылған сұйық қоймада) топырақтың қысымынан пайда болады және ол  $M_{Ed} = 82,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$  тең. Аралық момент  $-M_{Ed} = 40,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Ең жоғарғы июші момент үшін  $\alpha_m$  коэффициентінің мәнін 2 кесте бойынша НТҚ–02–01–2011 В қосымшасынан анықтаймыз.

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{82,33 \cdot 10^6}{9,1 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,279 \leq \alpha_{m,lim} = 0,372,$$

ондағы  $d = h - c_1 = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

2 кесте бойынша НТҚ-02-01-2011 В қосымшасында ауыр бетон үшін  $\leq C50/60$   
 $\alpha_m = 0,279$  мәнін  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$  және  $\omega = 0,339$  анықтаймыз

Созылған арматураның қажетті ауданы мынаны құрайды:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,339 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 9,1 + 0) \approx 1277 \text{ мм}^2$$

Қадамы 100 мм  $10\emptyset 14 St500$  арматураны қабылдаймыз (қабырғалы аспап бетінің екі жағынан).

Аралық июші момент үшін  $\alpha_m$  коэффициентінің мәнін 2 кесте бойынша НТҚ-02-01-2011 В қосымшасынан анықтаймыз:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{40,3 \cdot 10^6}{9,1 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,137 \leq \alpha_{m,lim} = 0,372,$$

ондағы  $d = h - c_1 = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

2 кесте бойынша НТҚ-02-01-2011 В қосымшасында ауыр бетон үшін  $\leq C50/60$   
 $\alpha_m = 0,137$  мәнін  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$  және  $\omega = 0,152$  анықтаймыз.

Созылған арматураның қажетті ауданы мынаны құрайды:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,152 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 9,1 + 0) \approx 573 \text{ мм}^2$$

Қадамы 200 мм  $10\emptyset 14 St500$  арматураны қабылдаймыз (қабырғалы аспап бетінің екі жағынан).

**10 SLS ЖАРАМДЫ ПАЙДАЛАНУ БОЙЫНША ШЕКТІК КҮЙІНЕ  
БАЙЛАНЫСТЫ СҰЙЫҚТЫҚТЫ ОҚШАУЛАУШЫ ЖӘНЕ ТҮТҚЫР  
ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЕСЕПТЕУ**

**10.1 Жарықты бақылау****10.1.1 Жалпы сұрақтар**

Қосымша 7.3.1(9) ҚР ҚН EN 1992–1–1 кейін

10.1.1.1 Аққыштыққа қарсы қажетті дәрежеге байланысты қорғайтын сұйықтықты тоқтату үшін конструкцияларды топтастыру өте ыңғайлы. 10.1 кестесінде топтастыру көрсетілген. Кез келген бетон шашырату жолымен газдарды және сұйықты аз мөлшерде өткізеді.

**10.1 кесте – Герметиканың топтасуы**

Герметика класы	Ағып кетуге қойылатын талаптар
0	Ағып кетудің кейбір дәрежесі қабылданады немесе сұйықтың ағып кетуі маңызды емес.
1	Ағып кетуді шектейді. Ылғал дақтардың болуы немесе бет жағының өңі өшуі қабылданады.
2	Ағып кету ең төменгі болуы мүмкін. Өңі өшудің болмауы.
3	Ағып кету рұқсат етілмейді.

10.1.1.2 Пайда болатын жарықтың тиісті шектерін конструкцияның қажетті функциясына сай назар бөліп, қарастырып отырған элементтің топтастыруына байланысты таңдайды. Саралау талаптардың болмауына байланысты келесі талаптарды қабылдауға болады.

Герметикалық класы 0 – 7.3.1 ҚР ҚН EN 1992–1–1 орнатылған ережелерді қабылдауға рұқсат етіледі.

Герметикалық класы 1 – қиманың толық қалыңдығы арқылы өтетін кез келген жарықтар  $w_{kl}$  шектеледі. 7.3.1 ҚР ҚН EN 1992–1–1 орнатылған ережелерді жарығы жоқ қиманың толық қалыңдығында және төмен (10.1.1.3) и (10.1.1.4) орнатылған шартқа қанағаттанғанда қолданады.

Герметикалық класы 2 – ереже бойынша, қиманың толық қалыңдығы арқылы өтуін есептейтін жарықтың болмайтынын қалайды, егер тиісті шара қолданбаса.

Герметикалық класы 3 – ереже бойынша, су өткізбеушілікті қамтамасыз ету үшін ерекше шара қажет етеді

**ЕСКЕРТУ** Суды ұстайтын конструкциялар үшін ұсынылған  $w_{kl}$  шамасы гидростатикалық қысымның  $h_D$  ұстайтын конструкцияларының қабырғасының қалыңдық қатынасына функция ретінде анықталады.  $h_D/h \leq 5$ ,  $w_{kl} = 0,2$  мм үшін  $h_D/h \geq 35$ ,  $w_{kl} = 0,05$  мм сияқты болады. Аралық мәндер үшін  $h_D/h 0,2$  және 0,05 аралығында сызықтық интерполяцияны қолдануға рұқсат етіледі. Жарық енінің шектелуі берілген

## ҚР НТҚ 02-03.1-2012

мәндеріне дейін салыстырмалы аз уақыт аралығында шектікке жарықтың тиімді герметизациясына әкеліп соғады.

10.1.1.3 Үш (3) немесе екі (2) класты конструкциялары қиманың толық ені арқылы өтпейтін жарыққа тиісті сенімділікті қамтамасыз ету үшін сығылу аймағының тереңдігін есептеу мөлшері, аз өлшем бойынша,  $x_{\min}$ , квазистационарлыққа үлесуімен әсер етуге арналған есептеуді құрастыру керек. Егер қима ауыспалы әсер етуге шалдыққан болса, онда жарықтар қиманың толық қалыңдығы арқылы өтеді деп есептейді, егер көрсете алмаса, қима қалыңдығының кез келген бөлігі әрқашан сығулы күйде қалып отырады. Ереже бойынша, сығылудағы бетонның қалыңдығы, аз өлшем бойынша,  $x_{\min}$ , әсер етудің барлық тиісті үлесуді құрастыру керек. Әсер етудің эффектерінсызықты–серпімділік материалдардың тәртібі туралы ұсыныстар негізінде есептеуге болады. Қимада пайда болған кернеуді созылған бетонға назар алмай есептейді.

ЕСКЕРТУ  $x_{\min}$  үшін ұсынылатын шама 50 мм немесе  $0,2h$  ең кемі болып табылады, ондағы  $h$  – элементтің қалыңдығы.

10.1.1.4 Егер 1 герметикалық класы үшін орнатылған 10.1.1.2 б. ережелер талапқа сай келсе, онда судың ағып кетуін жүзеге асыратын жарықтарды қызмет үдерісінде температуралар немесе жүктемелер аз өзгеріске шалдыққан элементтерде толтырылған деп есептейді. Нақты мәліметтер болмаса пайдалану шартына байланысты қимада кернеудің күтілетін диапазоны  $150 \cdot 10^{-6}$  кем толтыруды ұсынуға болады.

10.1.1.5 Егер өздігімен толтыру екі талай болса, онда жарықтың еніне қарамастан, қиманың толық ені арқылы өтетін кез келген жарықағып кетуіне әкеліп соғады.

10.1.1.6 Бункердің тоқтататын құрғақ материалдары, ереже бойынша, 0 клас ретінде жобалайды, алайда 1,2,3 кластарды қолдануы қолайлы болуы мүмкін, егер ылғалдыққа ерекше сезімді материал сақталатын болса.

10.1.1.7 Температура деформациялары немесе шөгудің шектелуі салдарынан созылатын кернеудің шалдыққан элементтеріне ерекше назар аударған жөн.

10.1.1.8 Конструкцияларда сұйықтықты тоқтату үшін қабылдайтын критерилері аққыштықтың ең жоғарғы деңгейін кірістіруі мүмкін.

### 10.1.2 Есептеудің тікелей емес жарықтың пайда болғанын бақылау

Қолдану ережесіндегі 7.3.3(2) ҚР ҚН EN 1992–1–1 ескертуді өзгертеді.

ЕСКЕРТУ 7.3.2 ҚР ҚН EN 1992–1–1, орнатылған ең төменгі арматуралаудың бар болуы. 10.1 және 10.2 суреттерде қиманың толық созылуға арналған, түрлі жарық енін есептеуге арналған өзектің ең жоғарғы диаметр шамасы және арматура өзегінің қадамы орнатылған.

Өзектің ең жоғарғы диаметрі, 10.1 суретінде орнатылған, өзгертеді, (10.1) формула қолданып, (7.7) ҚР ҚН EN 1992–1–1 формула орнына қолданады,  $\varnothing_s^*$  болғанда таза иілуге арналған есептеу:

$$\varnothing_s^* = \varnothing_s^* \left( \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10 \cdot (h - d)} \quad (10.1)$$

ондағы  $\varnothing_s^*$  – түзетілген өзектің ең жоғарғы диаметрі,

$\varnothing_s^*$  – 10.1 суретінен алынған өзектің ең жоғарғы диаметрі,

$h$  – элементтің жалпы қалыңдығы,

$d$  – қарсы жатқан бетон бетінен арматураның сыртқы қабатының ауырлық ортасына дейінгі тереңдік (7.1(с) суретін қараҚР ҚН EN1992–1–11 бөлімде);

$f_{ct,eff}$  – 1 бөлігінде көрсетілгендей бетонның созылу беріктігінің келтірілген орта мәні, МПа.

Шектелумен шақырылған жарықтың пайда болуы, тікелей жарық болғаннан кейін алған шама болат кернеуі болатын 10.1 суретінде көрсетілген өзектің өлшемдерін арттыруға болмайды.

Ең алдымен, жүктемемен шақырылған жарық үшін, 10.1 суретінде көрсетілген өзектің ең жоғарғы өлшемдерін, 10.2 суретінде көрсетілген өзектер арасындағы ең жоғарғы арақашықтықты сақтау қажетті. Болаттың кернеуін әсер етудің тиісті үйлесуіндегі жарықтармен қимадан есептейді.

Жарық енін есептеуде аралық мәні үшін мәндер интерполяциялау болуы мүмкін.

### 10.1.3 Жарық енін есептеу

Жарық енін есептеу бойынша мәлімет отыратын немесе термиялық деформацияға байланысты шалдыққан элементтерде ДжәнеЕ анықтамаларында көрсетілген

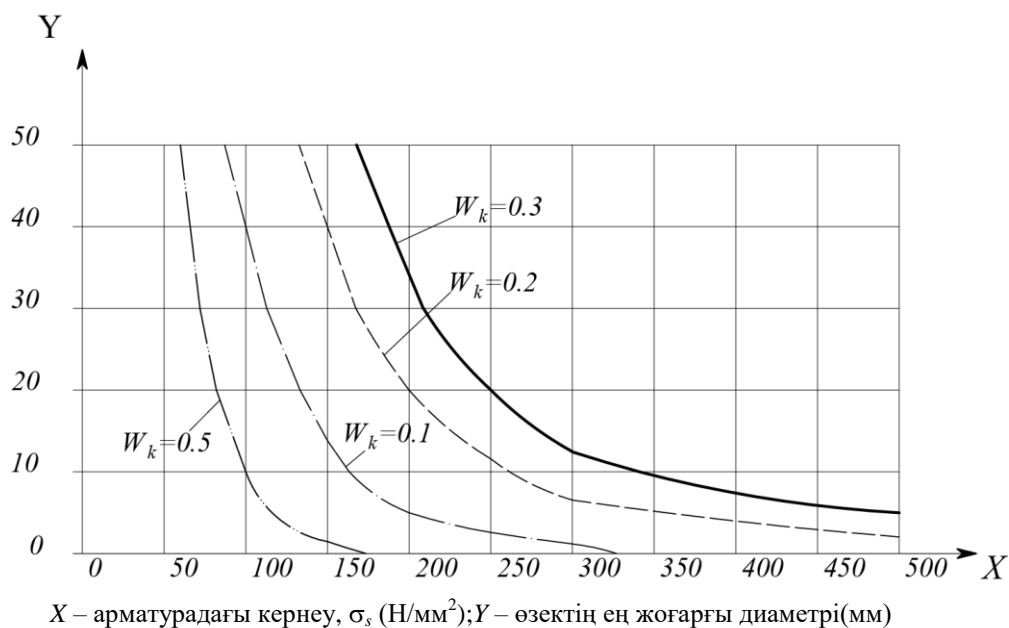
### 10.1.4 Деформация салдарынан қалыптасқан жарықты минимизациясы

10.1.4.1 Егер шөгу немесе температураның өзгеруі нәтижесінде пайда болғансалынған төзімді деформация салдарынан қалыптасқан жарықтыминимизацияласа, онда 1 класс конструкциялары үшін тексеру жолы – созылудағы тиісті бетонның кернеуі созылғандағы беріктіктен аспаса, егер қажет болған жағдайда, түзетсе, жазықтықкернеулік күйіне жетуге болады, ал 2 және 3 класс конструкциялары үшін, футеровка қолданбаса, тексеру жолы – қима сығылғын күйінде болуы. Бұған көмегімен жетуге болады:

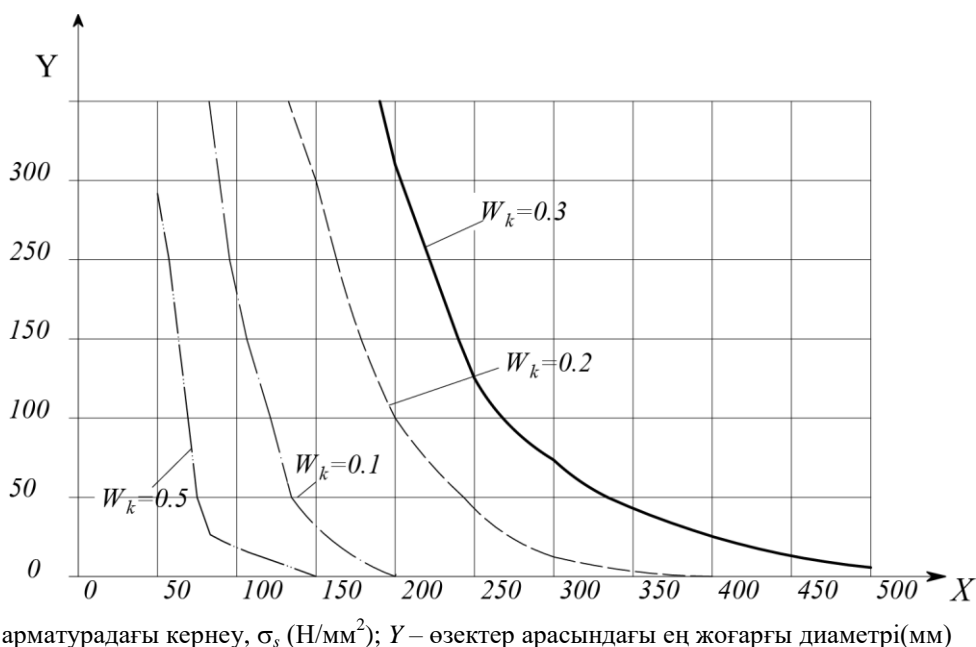
- цементтің гидротация салдарынан температураның артуын шектеу;
- шектеуді азайту немесе кетіру;
- бетонның шөгуін азайту;
- термиялық кеңейтуде төменгі коэффициентті бетонды қолдану;
- созылуда деформацияға жоғары қабілетті бетонды қолдану (тек І–ші класты конструкциялар;
- алғашқы кернеуді қолдану.

10.1.4.2Ереже бойынша, болжау енгізінде, кернеуді есептеуде айтарлықтай дәл болуы, бетон серпімді болады, және бетонның келтірілген серпімділік модулін қолдануда жылжып жайылу эффектісін назарға алуы. Анықтамалық қосымшада кернеуді бағалаудың

жеңілдетілген әдісі және қатаң есептеудің болмаған жағдайында қолданатын бетон элементтеріндегі деформациялар келтірілген.



**Сурет10.1– Осьтік созылуға бейімделген элементтердің жарығы болуын бақылайтын өзектердің ең жоғарғы диаметрі**



**Сурет10.2 – Осьтік созылуға бейімделген элементтердің жарығы болуын бақылайтын өзектер арасындағыең жоғарғы диаметрі**

10.1.4.2Ереже бойынша, болжау енгізінде,кернеуді есептеудеайтарлықтай дәл болуы, бетон серпімді болады, және бетонның келтірілген серпімділік модулін қолдануда жылжып жайылу эффектiсін назарға алуы. Анықтамалық қосымшада кернеуді бағалаудың жеңілдетілген әдісі және қатаң есептеудің болмаған жағдайында қолданатын бетон элементтеріндегі деформациялар келтірілген.

## 3 ЕСЕП

Берілгені:

Тұтасқұйма темірбетон сұйыққойма үшін жарықтың ашылуы бойынша есеп жүргізу қажет. Сұйыққоймадағы сұйықтық деңгейі – 5 м. Қабырға қалыңдығы  $t = 450 \text{ мм}$ , бетонның қорғайтын қабаты  $c = 45 \text{ мм}$ . Июші момент  $M_{Ed} = 208 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Герметика класы 0. Конструкцияны пайдалану шарты бойынша ХС2 класы. Бетон қалыпты С30/37 класты. Қабырғадағы арматура St500 класты. Арматура қимасының ауданы  $A_s = 2093 \text{ мм}^2$ , диаметрі 20 мм.

Есеп:

Герметика класы 0-ге тең етіп алғандықтан, ағу дәрежесі рұқсат етіледі немесе сұйықтықтың ағып кетуі маңызды болып есептелмейді.

Жарықты ашу бойынша есепкелесі шарттан жүргізіледі:

$$w_k \leq w_{\lim}.$$

Жарықты ашудың шектік жеткілікті ені ХС2 конструкцияны пайдалану шарттары бойынша кластар үшін  $w_{\lim} = 0.3 \text{ мм}$  құрайды.

Жарықты ашудың  $w_k$  енін анықтайық.  $w_k$ .

Бетонмен ілінісі бар арматура созылған аймақтың ортасында топтала орналасқандықтан (арақашықтық  $5(c + \varnothing/2) = 5 \cdot (40 + 20/2) = 250 \text{ мм}$  көп емес), жарық арасындағы ең жоғарғы арақашықтық формула бойынша есептеледі:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \varnothing}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 40 + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20}{0,0174} = 331,4 \text{ мм},$$

ондағы  $k_1 = 0,8$  – арматурамен ілінісі бар қасиетінескеретін коэффициент, жақсы ілініс қасиеті бар сызықтарындай қабылданады;

$k_2 = 0,5$  – салыстырмалы деформацияның үлестіруін ескеретін коэффициент, иілуді сынайтын қабырғалардағыдай қабылданады;

$k_3 = 3,4$  и  $k_4 = 0,425$  – ҚР ҚН EN 1992-1-1 ұсынылатын мәндеріне тең қабылданатын коэффициент;

$c = 40$  – бойлық арматура үшін бетонның қорғау қабаты;

$\varnothing = 20$  – арматура диаметрі, мм;

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_l^2 A_p')}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{b \cdot h_{c,ef}} = \frac{2093}{1000 \cdot 120,3} = 0,0174,$$

## ҚР НТҚ 02-03.1-2012

ондағы  $A_{c,eff} - h_{c,ef}$  биіктігімен арматураны қоршайтын созылған бетонның тиімді ауданы,  $h_{c,ef}$  кіші мәнімен қабылданады:  $2,5(h-d), (h-x)/3$  немесе  $h/2 = 125\text{ мм}, 120,3\text{ мм}, 225\text{ мм}$ .

Созылған арматурадағы кернеуді келесі шартпен анықтаймыз:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s \cdot z},$$

ондағы  $z = d - \frac{x}{3} = 400 - \frac{89,1}{3} = 370\text{ мм}$  – ішкі күштердің иіні;

$x = 89,1\text{ мм}$  – бетонның сығылған аймағының биіктігі, төмендегі шартпен анықталыды:

$$\frac{x}{d} = -\alpha_e \rho + \left[ \alpha_e^2 \rho^2 + 2\alpha_e \rho \right]^{0,5},$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2093}{1000 \cdot 400} = 0,00523 \text{ – ыстықтай кептірудегі бетон тығыздығы.}$$

Сөйтіп, бетондағы сығылу кернеуі тең:

$$\sigma_s = \frac{208 \cdot 10^6}{2093 \cdot 370} = 268,6\text{ Н/мм}^2.$$

Жарық арасындағы бетонның салыстырмалы деформацияның орташа және арматураның салыстырмалы деформацияның орташа мәндерінің айырмашылығын келесі түрге сай анықтаймыз:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{268,6 - 0,4 \cdot \frac{2,9}{0,0174} (1 + 6,09 \cdot 0,0174)}{20} = 0,000974 \geq \\ &\geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{268,6}{200 \cdot 10^3} = 0,000806 \end{aligned}$$

ондағы  $k_t$  – жүктеменің ұзақ әсер етуіне байланысты коэффициент, біздің жағдайда ұзақ әсер ететін жүктеме 0,4 тең етіп қабылданады.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{E_s}{22 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}} = \frac{200}{22 \cdot \left[ \frac{30 + 8}{10} \right]^{0,3}} = 6,09;$$

$f_{ct,eff} = 2,9$  – созылудағы бетонның тиімді беріктігінің орташа мәні, жарықтың алғаш пайда болған уақытында  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  (егер жарықтың пайда болуы 28 тәуліктен ерте болса)

Жарықтың ашылу енін формула бойынша анықтаймыз.



$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 331,4 \cdot 0,000974 = 0,323 \text{ мм.}$$

Жарықтың ашылуы бойынша тексеру шартын орындаймыз

$$w_k = 0,323 \text{ мм} \not\leq w_{\lim} = 0,3 \text{ мм}.$$

шарт орындалмайды. Олай болса, қиманы үлкейтіп орындау қажет, немесе арматуранемесе бетонның кластарын өзгерту жөн, және есептеуді қайта орындау керек.

#### 4 ЕСЕП

##### Берілгені:

Жарықтың ашылу енін шектеу үшін арматуралаудың ең төменгі ауданын анықтау қажет. Сұйыққоймадағы сұйықтық деңгейі – 5 м. Қабырға қалыңдығы  $t = 450 \text{ мм}$ , бетонның қорғайтын қабаты  $c = 45 \text{ мм}$ . Июші момент  $M_{Ed} = 208 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Герметика класы 0. Конструкцияны пайдалану шарты бойынша ХС2 класы. Бетон қалыпты С30/37 класты. Қабырғадағы арматура St500 класты. Арматура қимасының ауданы  $A_s = 2093 \text{ мм}^2$ , диаметрі 20 мм.

##### Есептеу:

Қимадағы созылған арматураның ең төменгі ауданы жарықтың ашылу енін шектейтін шарттардан тағайындалады, шарттан

$$A_s \cdot \sigma_s \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}.$$

онда қимадағы созылған арматураның ең төменгі ауданы келесі жайлармен анықтауға болады:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \rho_{euro}.$$

$k_c$  коэффициенті, ішкі қос күштер иінінің өзгеруін және жарықтың болу алдындағы қима бойынша кернеудің үлестіруін ескеретін коэффициент, тік бұрышты қимадағы иілетін элементтер үшін келесі формуламен анықталады:

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left( \frac{h}{h^*} \right) \cdot f_{ct,eff}} \right] = 0,4 (1 - 0) = 0,4 \leq 1,$$

ондағы  $\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$  – қиманың қарастыратын бөлігіндегі бетондағы орташа кернеу, бойлық күштің болмағанында  $\sigma_c = 0$ .

$k$  коэффициенті шектейтін күштердің төмендеуіне әкеліп соғатын бірқалыпты емес өзiтeңестiретiн кернеу әсерiн ескередi:  $k = 1,0$  – элементтердiң қабырғаларына арналған  $h \leq 300$  мм немесе 300 мм енi бар сөрелерге арналған;  $k = 0,65$  – элементтердiң қабырғаларына арналған  $h \geq 800$  мм немесе 300 мм енi бар сөрелерге арналған, аралық мәндер интерполяция бойынша. Сөйтiп, интерполяция бойынша  $h = 450$  мм коэффициент  $k = 0,895$ .

$A_{ct}$  бетонның созылған аймағындағы аудан (есептеуге келiскен қиманың бөлiгi бiрiншi жарық пайда болар алдында созылады) тең

$$A_{ct} = h_{cr} \cdot b = 0,5 \cdot h \cdot b = 0,5 \cdot 450 \cdot 1000 = 2250 \text{ см}^2,$$

ондағы  $h_{cr}$  – жарық пайда болар алдындағы созылған аймақтың биiктiгi.

$\rho_{euro}$  коэффициентi сьтiксьғудағы берiктiгiнiң кернеуленбеген арматураның сипаттамалы кедергiсi қатынасымен анықтылады.

$$\rho_{euro} = \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{2,9}{500} = 0,0058,$$

ондағы  $f_{ct,eff} = 2,9$  – созылудағы бетонның тиiмдi берiктiгiнiң орташа мәнi, жарықтың алғаш пайда болған уақытында  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  (егер жарықтың пайда болуы 28 тәулiктен ерте болса)

Соңында, қимадағы созылған арматураның ең төменгi ауданы тең:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \rho_{euro} = 0,4 \cdot 0,895 \cdot 2250 \cdot 0,0058 = 4,67 \text{ см}^2.$$

## 11 КОНСТРУКЦИЯЛАУ БОЙЫНША ҚОСЫМША ЕРЕЖЕЛЕР

### 11.1 Кернелетін арматура элементтері мен арналарын орналастыру

#### 11.1.1 Кезекті(келесі)кернеуленген арналар

Қосымша ереже қолданғаннан 8.10.1.3(1) ҚР ҚН EN 1992–1–1 кейін.

11.1.1.1 Ішкі алғашқы кернеулі домалақ сұйыққұймаларға байланысты ішкі жабын арқылы өтетін арматура элементтері салдарынан жергілікті зақымдану болмауы үшін сақтықсақтау керек. Бұл жағдай болмайды, егер сыртқы қабырғаның үштен бір бөлігінде көлденең шоқтың теориялықорталықсалмағы жатса. Егер жабынмен қамтамасыз ету осыны мүмкін емес етсе, нақты талапкернелетін арматура элементтеріндегі арна сыртқы қабырғаның жартысында орналасқан шартта әлін кетіруі мүмкін.

11.1.1.2 Қабырға шегіндегі арнаның диаметрі, ереже бойынша,қабырғаның қалыңдығынан  $k = 0,25$  есе аспауы керек.

11.1.1.3 Қабырғаға әсер ететін алғашқы кернеудің күші, мүмкіндігінше, бірқалыпты үлестірілуі тиіс. Анкерлі құрылғылар немесе контрфорстар күштердің бірқалыпсыз үлестірілуіне ықтималдығын азайтуына байланысты орналасуы тиіс, егер эффект назарын қабылдау үшін ерекше шара бөлінбейді .

11.1.1.4 Бетонмен ілінусіз тіккернелетін арматура элементтерібар,жоғары температура әсеріне шалдыққан конструкцияларды қолданудақорғаныс майлауы ағып кетуге бейімді. Бұл жағдайды болдыртпау үшін, алғашқы тік кернеу ретінде бетонмен ілінусіз алғашқы кернелетін арматура элементтерін қолдануға жоламаған жөн.Егер оларды қолданса, онда қорғаныс майлауын тексеруге арналған құрал–жабдықтарменқамтамасыз ету қажетті, қажет болса, оны жаңарту.

#### 11.1.2 Алдын ала кернелетін арматура элементтеріне арналған анкерлі құрылғылар және біріктіру элементтері

Қосымша ереже қолданғаннан 8.10.4(5) ҚР ҚН EN 1992–1–1 кейін.

Егер анкерлік құрылғыларын сұйыққоймалардың ішкі жақтарына орналастырса, онда оларды болатын коррозияға қарсы сақтыққа аса көңіл бөлу керек.

### 11.2 Арматураланған бетон қабырғалары

Қосымша(9.6.4) ҚР ҚН EN1992–1–1 кейін.

#### 11.2.1 Қабырғалар арасындағы бұрыштық біріктірулер

Егер қабырғалар бұрышта тұтасқұймалы біріктіру болса (немесе көлбеу қабырғаларда алдын ала кернеуленген көлбеудің болмауы), бұрышты ажыратып жіберуге тырысатын ығысу мен моменттерге шалдықса, онда тексеру үшін

арматуралаудетализациясында сақтық қажет, созылудағы диагональ күштер жеткілікті дәлдікпен. Жобалау шешімгедәл келетін5.6.4 ҚР ҚН EN1992–1–1 орнатылғандай,тірегiш және көлденең арматура жүйелері болады.

### **11.2.2 Деформация жігінің болуын қамтамасыз ету**

Егер жарықтың пайда болуын шектеуге тиімді және экономды мақсатқа лайықты шара қолдану мүмкін емес болса, онда сұйықтықты тоқтататын конструкцияларды деформация жігімен қамтамасыз етеді. Қабылдайтын стратегияконструкцияларды пайдалану шартына және аққыштықтың қауіпті деңгейіне, (қолайлы)байланысты болады. Әр елде жіктің пайда болуы мен жобалау талаптарын қанағаттандыратын әр түрлі әдістер зерттелген. Айта кету керек, жіктердің қанағат жұмысы олардың дұрыс пайда болуын талап етеді. Одан басқа, жікке арналған герметикалық материалдардың қызмет мерзімі конструкцияның есептік қызмет мерзіміне қарағанда өте қысқа болады, демек, осындай жағдайларда жіктерді тексеруге, жөндеуге және жаңартуға мүмкіндік болатындай құрастырады.Деформация жігінің болуын қамтамасыз ету бойыншабасқа да нақты мәліметтеранықтау қосымшасында көрсетілген. Сондай-ақсұйықты немесе материалдарды ұстауға арналған герметикалық материалдардың сай келуін тексеру қажет.

### **11.3 Алдын ала кернеуленген қабырғалар**

#### **11.3.1 Енжарарматуралаудың ең төменгі ауданы және көлденең қиманың өлшемдері.**

11.3.1.1 Алдын ала тік кернеудің болмауы, арматураланған бетон жобасының негізіне тік арматураның бар болуын қамтамасыз етеді.

11.3.1.2 Бөген немесе сұйыққоймалыр жақтарын құрастыратын қабырғалардың қалыңдығы, ереже бойынша, 0 класс үшін  $t_1$  мм кем немесе 1 немесе 2 класс үшін  $t_2$  мм кем болмауы тиіс. Жылжымалы қалыптың қолдануымен пайда болған қабырғалар кластарға қарамастан  $t_2$  мм жіңішке болмауы тиіс, және көтерілетін өзектерден пайда болған саңылауларды тиісті құрылыс сылағымен толтыру қажетті. Қажетті  $t_1$  шамасы 120 мм, ал  $t_2$  150 мм құрау керек.

**А қосымшасы**  
(ақпараттық)

**Сұйықтықтың меншікті номиналды салмағының мәні және құрылыс материалдардың меншікті номиналды салмағының мәні**

**А.1 кестесі – Құрылыс материалдары:бетон және сылақ**

Құрылыс материалдары	Меншікті салмағы* $\gamma, \text{кН/м}^3$
<b>Бетон</b> (EN 206 қосымш. қара )	
Жеңіл бетон:	
Көлемдік тығыздықтың класы LC 1,0	9,0–10,0 <sup>a),b)</sup>
сондай LC 1,2	10,0–12,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 1,4	12,0–14,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 1,6	14,0–16,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 1,8	16,0–18,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 2,0	18,0–20,0 <sup>a),b)</sup>
Қалыптыбетон	>24,0 <sup>a),b)</sup>
<b>Сылақ</b>	
Цемент сылағы	19,0–23,0
Гипс сылағы	12,0–18,0
Әк тас-цемент сылағы	18,0–20,0
Әк тассылағы	12,0–18,0
<sup>a)</sup> Кернеуленген бетон және темірбетонды қалыпты арматуралауда $1 \text{ кН/м}^3$ өсуі. <sup>b)</sup> Жаңа дайындаған бетон қоспасына толтыру ретінде $1 \text{ кН/м}^3$ өсуі.	

**А.2 кестесі – Жинап қоятын жүктер: сұйықтықтар**

Материалдар	Меншікті салмағы $\gamma, \text{кН/м}^3$
<b>Сусындар</b>	
Сыра	10,0
Сүт	10,0
Ішетін су	10,0
Шараптар	10,0
<b>Өсімдік майы</b>	
Касторлымай	9,3

А.2 кестесі – Жинап қоятын жүктер: сұйықтар*(жалғасы)*

Материалдар	Меншікті салмағы,кН/м <sup>3</sup>
Глицерин	12,3
Зығыр майы	9,2
Зәйтүн майы	8,8
<b>Органикалық сұйықтар және қышқылдар</b>	
Спирт	7,8
Эфир	7,4
Тұзды қышқыл 40 %-ды (масса бойынша пайызда)	11,8
Денатурат	7,8
Азот қышқылы 91 %-ды(масса бойынша пайызда)	14,7
Күкіртқышқылы 30 %-ды(масса бойынша пайызда)	13,7
Күкіртқышқылы87 %-ды(масса бойынша пайызда)	17,7
Терпентин	8,3
<b>Басқа сұйықтар</b>	
Сынап Ртуть	133,0
Қорғасындыжоса	59,0
Майлы қорғасынды ақсыр	38,0
Шлам (масса бойынша көлеміндесудың 50 % жоғары)	10,8

## Б қосымшасы

(міндетті)

## Тұрақты және ауыспалы есептік ситуацияларда әсер етулердің есептік мәні

## Б.1кестесі– (В топтағы) Әсер етудің есептік мәні (STR/GEO)

Тұрақты және уақытша есептік ситуациялар	Тұрақты әсер етулер		Алдын ала кернеу	Үстем болатын әсер етулер <sup>a)</sup>	Жалғаспалы әсер етулер <sup>a)</sup>	
	қолайсыз	қолайлы			Негізгі(егер болса )	Басқа
((6.4) формуласы)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$
((6.5)а формуласы)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$
((6.5)б формуласы)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$
<p>ЕСКЕРТУ 1 (6.5)а және(6.5)б қолданған жағдайда (6.5)а үшін тек тұрақты әсер етулерді орналатырады</p> <p>ЕСКЕРТУ 2 (6.4) немесе(6.5)а және(6.5)б формулалар үшін келесі <math>\gamma</math> и <math>\xi</math>мәндер ұсынылады:</p> <p><math>\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}</math></p> <p><math>\gamma_{G,inf} = 1,00</math></p> <p><math>\gamma_Q = 0</math> қолайлы әсер етуде;</p> <p><math>\gamma_Q = 1,50</math> басқа ауыспалы әсер етулер үшін <sup>2)</sup>;</p> <p><math>\xi = 0,85</math> (сондағы<math>\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15</math>).</p> <p><math>\gamma_{Gset} = 1,20</math> сызықты серпімді жағдайлар үшін , және <math>\gamma_{Gset} = 1,35</math> сызықты емес серпімді жағдайлар үшін, есеп ситуацияларында қолайсыз әсер етудің әсерінен біркелкі емес деформациядан (отыру, шөгу). Қолайлы әсер ететін біркелкі емес деформациядан (отыру, шөгу) әсер ететінін есептік ситуацияларда ескермейді.</p> <p>ҚР ҚН EN1991 – ҚР ҚН EN1999 қараусалыстырмалы факторына, еріксіз деформациялар үшін ескеріледі.</p> <p>Есептік параметрлерді анықтау бойынша Еврокодта ұсынылатын <math>\gamma_P</math> коэффициентіне тең.</p>						

**Б.1 кестесі– (В топтағы)Әсер етудің есептік мәні (STR/GEO)(жалғасы)**

<sup>1)</sup>Бұл мән конструкцияның көтергіш және көтергіш емес, қиыршықтас қорысқа, топыраққа, топырақ және бос ағатын суларға, көлік жүктемелерінің т.б. меншікті салмағына жатады.

<sup>2)</sup>Бұл мән топырақтың ауыспалы көлденең қысымына, топырақ және бос ағатын суларға, қиыршықтас қорысқа, көлік жүктемелеріндетопырақ қысымын болдыратын таспен толтыруда, көліктен болатын аэродинамикалық әсер етулерде, жел және температура әсер етулерде, т.б. меншікті салмағына жатады.

ЕСКЕРТУ 3 Бірдей пайда болған барлық тұрақты әсер етудің нормативті мәні бүтін ретінде  $\gamma_{G,sup}$  көбейтеді, егер олардың әсері қолайсыз болса. Бұл мәндерді бүтін ретінде  $\gamma_{G,sup}$  көбейтеді, егер олардың әсері қолайлы болса. Мысалы, конструкцияның меншікті салмағынан болатын барлық әсер етулерді бірдей пайда болған ретінде қарастырады. Бұл шарттарды тағы да құрамалы конструкцияларына және жұмыс өндірісінің аралас әдістерінде қолданады.

ЕСКЕРТУ 4 Анықталған жағдайларда  $\gamma_G$  және  $\gamma_Q$  коэффициенттерін  $\gamma_g$  және  $\gamma_q$  коэффициенттеріне және  $\gamma_{sd}$  модель қателігіне арналған коэффициентінебөлуге рұқсат етіледі.  $\gamma_{sd}$  мәні ұлттық қосымшада орнатады.  $\gamma_{sd}$  арналған мән 1,0 – 1,15 ұсынылады.

ЕСКЕРТУ 5 ҚР ҚН EN 1997 тағайындалмаған судың әсер етуі (яғни ағатын сулар), қолданатын әсер етулерді нақты жобаға байланысты тағайындайды.





**В қосымшасы**

(ақпараттық)

**Бетон қасиетіне әсер ететін температура****В.1 Жалпы ережелер**

В.1.1 Осы қосымша температура  $-25^{\circ}\text{C}+200^{\circ}\text{C}$  аралықта бетонның материалдық қасиетіне әсер етуін қарастырады. Қарастырылатын қасиеттер: беріктік пен қатаңдық, жылжып жайылуы мен термикалық деформациясының орнықсыздығы.

В.1.2 Барлық жағдайда өзгерілетін қасиеттер қолданылатын бетонның анықталатын түріне байланысты, және осы қосымша жалпы басшылыққа алғанда көп мәліметпен қамтамасыз ету үшін қарастырылмайды.

**В.2 Нөлден төмен температурадағы материалдың қасиеті**

В.2.1 Егер бетонды нөлден төмен температурада салқындатса, онда оның беріктігі мен қатаңдығы арттырады. Нақты арттыру, ең алдымен, бетон ылғалдылығының мөлшеріне байланысты: ылғалдылықтың мөлшері жоғары болса, беріктік пен қатаңдық көп артады. Айта кету керек, қасиеттеріне күш салутек  $-25^{\circ}\text{C}$ -тен төменгі температурада үздіксіз болатын конструкцияларына ғана қолданылады.

В.2.2 Бетонды  $-25^{\circ}\text{C}$ -тен төменгі температурада салқындату сығудағы беріктіктің артуына әкеліп соғады:

- 5 МПа-ға жақын құрғақ бетон үшін;
- 30 МПа-ға жақын ылғалдық сіңірген бетон үшін;

В.2.3 Созылудағы беріктікке арналған 7.1 кестесінде көрсетілген формулаларды температураның әсер етуін алу үшін өзгертуге болады

$$f_{ctx} = \alpha f_{ckT}^{2/3} \quad (\text{В.1})$$

ондағы  $f_{ctx}$  – кесте анықтайтын созылудағы беріктік (В.1 кестесі);

$\alpha$  – бетонда ылғалдылық мөлшерін ескеретін коэффициент,  $\alpha$ -шамасы В.1 кестесінде көрсетілген;

$f_{ckT}$  – созылудағы бетонның өзіндік беріктігі, В.2.2 сәйкес және жоғары температура есебімен түрлендірілген.

**В.1 кестесі – Құрғақ және ылғалдық сіңірген бетонға арналған  $\alpha$  шамалары**

Созылудағы беріктікті анықтау $f_{ctx}$	Ылғалдық сіңірген бетон	Құрғақ бетон
$f_{ctm}$	0,47	0,30
$f_{ctk 0,05}$	0,27	0,21
$f_{ctk 0,95}$	0,95	0,39

В.2.4 Бетонды–25°С төменгі температурада салқындату серпімділік модулінің артуына әкеліп соғады:

- 2000 МПа–ға жақын құрғақ бетон үшін;
- 8000 МПа–ға жақын ылғалдық сіңірген бетон үшін;

В.2.5 Жылжып жайылуы нөлден төмен температурада қалыпты температурадағы жылжып жайылуына 60%-дан 80%-ға тең деп есептеуге болады.–20°С төмен температурадағы жылжып жайылуды болар болмас деп есептеуге болады.

### В.3 Жоғарғы температурадағы материалдың қасиеті

В.3.1 Созылудағы және беріктіктегі, сығылудағы, қалыпты температурадан жоғары бетонның беріктігі туралы мәліметтерді 3.2.2 EN 1992–1–2 алуға болады.

В.3.2 Бетонның серпімділік модулін температура 50°С дейін әсер етуге шалдықпайды деп есептеуге болады. Өте жоғары температуралары үшін серпімділік модулінің сызықтық төмендеуі 200°С температурадағы, 20%, пайыз құрайтын, төмендеуі деп есептеуге болады.

В.3.3 Жүктеме көрсетуге дейінгі қыздырылған бетон үшін қалыптан жоғары (20°С тең есептейтін) температураның артуына байланысты жылжып жайылу коэффициенті В2 кестенің коэффициенті тиісті артады.

#### В.2 кестесі– Жүктеме салғанға дейін бетонды қыздыруда температураны ескеретін жайылу коэффициентінің көбейткіші

Температура, °С	Жайылу коэффициентінің көбейткіші
20	1,00
50	1,35
100	1,96
150	2,58
200	3,20
ЕСКЕРТУ Кестеде тағайындалған мәндер 208 мәліметтен СЕВ шығарылған, көбейткіштермен келісілген, жылжып жайылуға арналған энергияның негізінде есептелінген, 8 кДж/моль құрайды.	

В.3.4 Жүктемесі бар бетонды қыздыру үдерісінде, В.2.3 жоғары көрсетілген, жылжып жайылу коэффициенттері көбейткіштердің қолдануымен есептелген деформациялар пайда болады. Осы артық деформация, орнықсыз термикалық деформация, кернеуленген күйде қыздырылған бетонда пайда болған уақытқа байланысты орны толмайтын деформация болып табылады. Ең жоғарғы орнықсыз термикалық деформацияны жуық шамамен мына формуламен есептеуге болады:

$$\varepsilon_{Tr} = k \sigma_c \varepsilon_{Th} / f_{cm} \quad (B.2)$$

ондағы  $k$  – сынаудан алатын тұрақтылық,  $k$  шамасы  $1,8 \leq k \leq 2,35$  шектерде болады;

$f_{cm}$  – бетонды сығудағы орта беріктік;

## ҚР НТҚ 02-03.1-2012

$\varepsilon_{Tr}$  – орнықсыз термикалық деформация;

$\varepsilon_{Th}$  – бетондағы бос термикалық деформация (температураның өзгеруі мен кеңейту коэффициенті);

$\sigma_c$  – қолданылатын сығу күші.

**Г қосымшасы**

(ақпараттық)

**Кернеуленбеген арматура кластарын белгілеу сәйкестігі****Г.1кестесі– Кернеуленбеген арматура кластарын белгілеу сәйкестігінің кестесі**

НТҚ нақты құралы бойынша арматура класы	СНиП 2.03.01№4 өзгеруіне сәйкес белгілеулер	СНиП 2.03.01 сәйкес белгілеулер	НТҚ бойынша арматура сапасын белгілейтінқұжат	Арматураның түрі мен пішіндіі
St 240	A 240	A–I	ГОСТ 5781 СТ РК 1704	Өзекті тегіс
St 400	A 400	A–III	ГОСТ 5781	Өзекті кезеңдісақиналы пішінді
		–	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Өзекті орақ тәріздес пішінді
St500	A500	–	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Өзекті орақ тәріздес пішінді
		–	ТУ 14– 1–5254–2006 ТУ 14–1–5526–2006 СТО АСЧМ 7–93	Өзекті орақ тәріздес пішінді
	Bp–I	Bp–I	ГОСТ 6727 СТ РК 1704	Жаншылғаны бар сымды
	B500	–	СТ РК 1341	Сымды тегіс

Г.1кестедеөзекті арматураның нақты түрі көрсетілмейді (ыстықтай жәміштелген, термомеханикалық беріктендірілген), оны белгілеуде ыстықтай жәміштелген арматура класына сәйкес белгілеулерді қолданады (мысалы, A400 класты арматурада A400, Ат400, Ат400К, Ат400СК класты арматуралар деп түсініледі). Нақты құрал бойынша диаметрді және арматура класын көрсеткеннен кейін арматураны белгілеуде арматура сапасын түсіндіретін стандарт бойынша арматура белгілерін көрсетеді, мысалы, St400 арматура класын белгілеудиа диаметрі 12 мм – Ø12 St400 (A400 ГОСТ 5781).

**Д қосымшасы**  
(ақпараттық)

**Салынатын деформациялардың шектелуіне шалдығатын бетон қимасының кернеуі мен деформациясын есептеу**

**Д.1 Жарығы жоқ қимадағы кернеу мен деформацияны есептеуге арналған формулалар**

Қимада кез келген деңгейдегі кернеуді бойынша анықтайды:

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax}) \varepsilon_{i_{av}} + (1 - R_m) (1 / r) (z - \underline{z}) \quad (\text{Д.1})$$

және бетондағы кернеуді есептеуге болады:

$$\sigma_z = E_{c,eff} (\varepsilon_{iz} - \varepsilon_{az}), \quad (\text{Д.2})$$

ондағы  $R_{ax}$  — қарастырылатын элементке біріккен элементтерді қамтамасыз ететін, көлденең жылжуына қарсы сыртқы шектелу дәрежесін анықтайтын коэффициент;

$R_m$  — қарастырылатын элементке біріккен элементтерді қамтамасыз ететін моменттің шектелу дәрежесін анықтайтын коэффициент. Ең тараған жағдайларда  $R_m 1,0$  тең етіп қабылдайды;

$E_{c,eff}$  — жылжып жайылуды ескеретін бетонның келтірілген серпімділік модулі;

$\varepsilon_{i_{av}}$  — элементте салынатын орта деформация (яғни элемент толық шектелмеген жағдайда пайда болатын орташа деформация);

$\varepsilon_{iz}$  —  $z$  деңгейінде салынатын деформация;

$\varepsilon_{az}$  —  $z$  деңгейінде нақты деформация;

$z$  — қимаға дейінгі биіктік;

$\underline{z}$  — қиманың ауырлық ортасына дейінгі биіктік;

$1 / r$  — иілу.

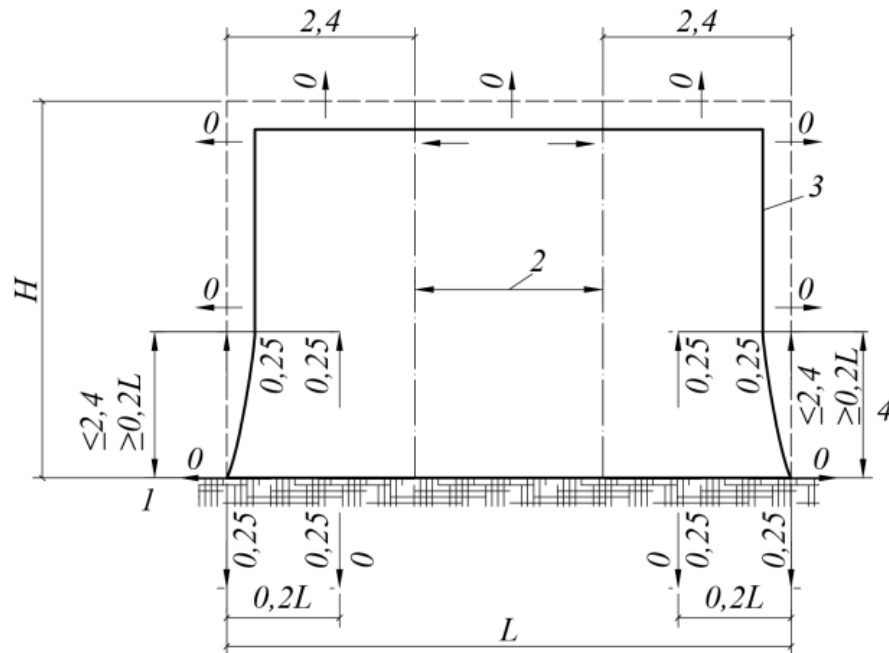
**Д.2 Шектеуді бағалау**

Шектеу коэффициенттерін қарастырылатын элементтердің және оған біріккен элементтердің қатаңдығы туралы деректерден есептеуге болады. Альтернатив ретінде, әдеттегі жағдайлар үшін, көлденең жылжуына қарсы шектелудің практикалық коэффициентін кесте және суреттен алуға болады. Көп жағдайларда (мысалы, қабырға алдын ала болған табанға құйылса) айқын болады, егер едәуір иілу пайда болмағанда, және 1,0-ге тең моменттің шектелу коэффициенті қолайлы болады.

Д.1 кестесі– Д.1 суретінде көрсетілген қабырғаның орталық аймақтарына арналған шектелу коэффициенті.

$L/H$ қатынасы (Д.1 суретін қара)	Табанындағы шектелу коэффициенті	Жоғары бөліктегі шектелу коэффициенті
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

а)



Нақты коэффициент тең  $0,5 \left(1 - \frac{H}{L}\right)$ , ондағы  $H \leq L$

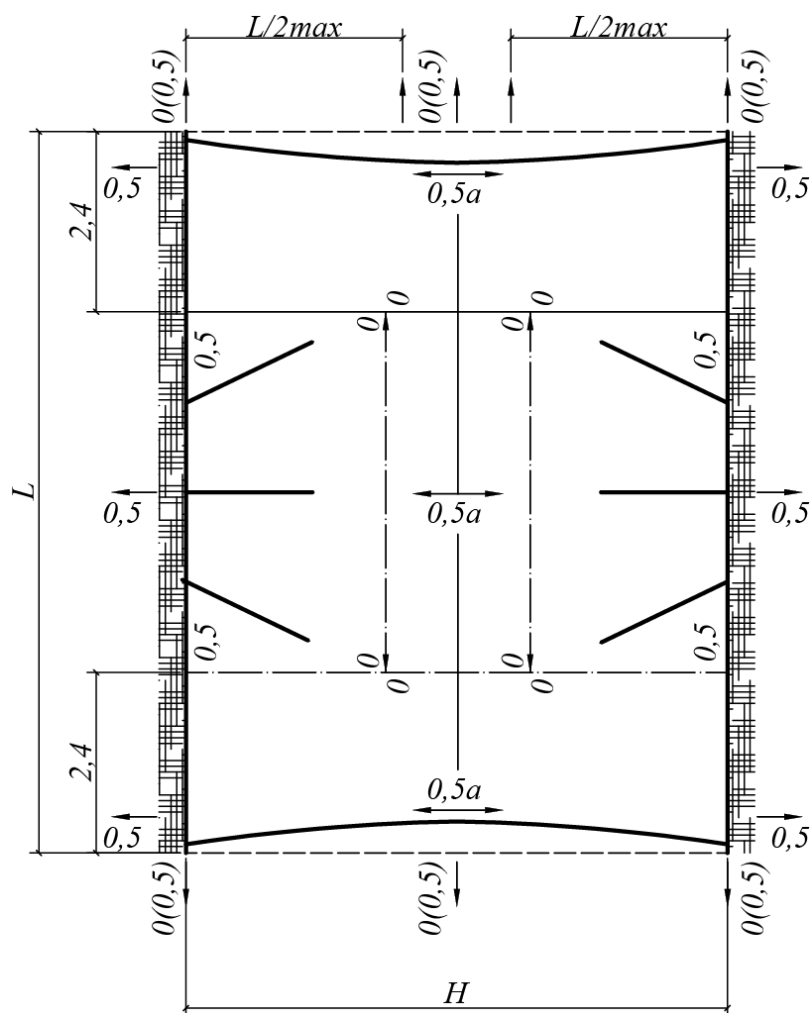
1 – тікшектелу коэффициенті; 2 – көлденең шектелу коэффициенті (нақты орталық аймақ үшін  $L$  кестесінен алады); 3 – кеңею немесе температура-шөгужіктері; 4 – (үлкен шаманы таңдау);

5 – потенциалдық алғашқы жарықтар

а – табанындағы қабырға; б – қатаң шектеу арасындағы көлденең такта; с – үздіксіз аралығы бар конструкция қабырғалары (құрылыс жіктерімен); d – аралықты алмастыру әдісі бар конструкция қабырғалары (құрылыс жіктерімен)

Сурет Д.1 – Типті жағдайларға арналған шектелу коэффициенттері

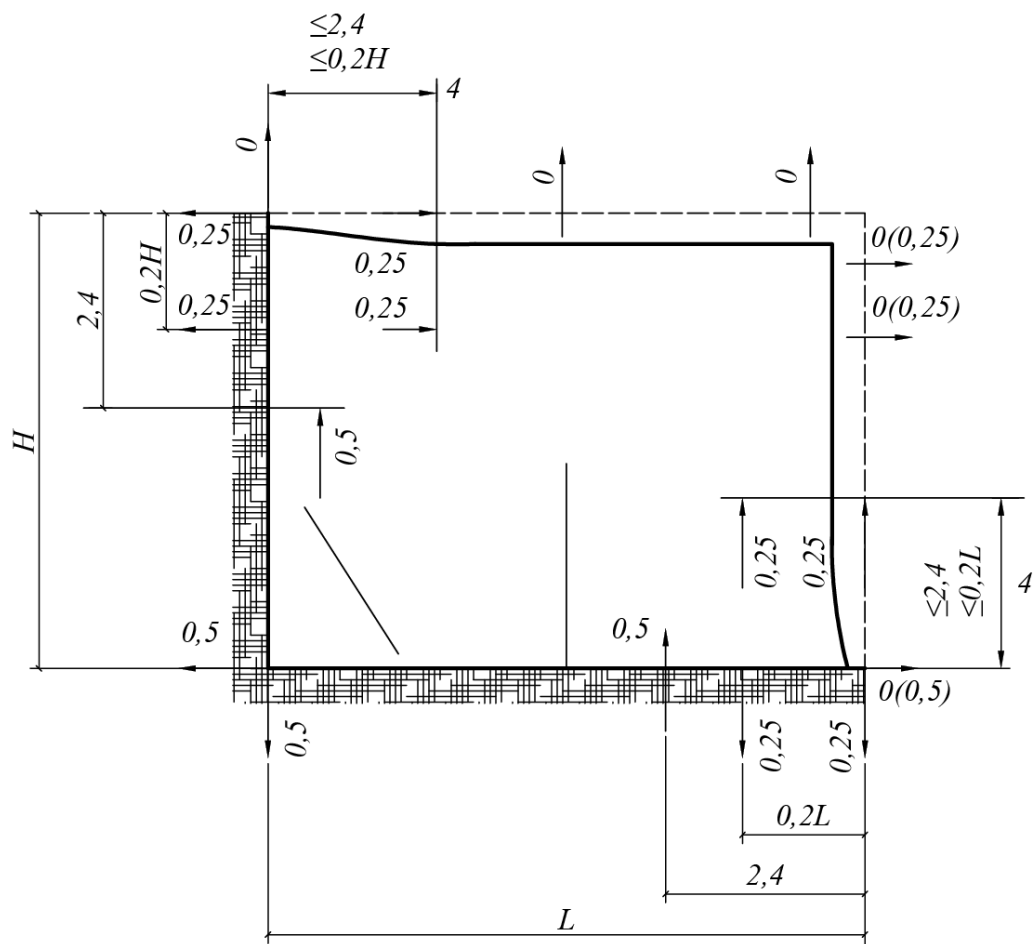
b)



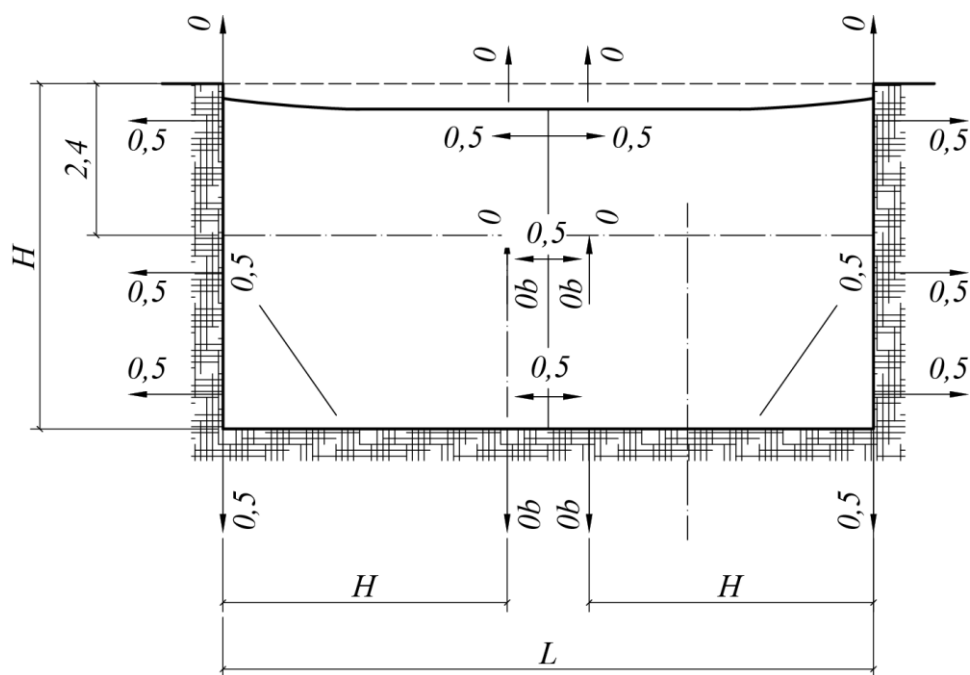
**Сурет Д.1 – Типті жағдайларға арналған шектелу коэффициенттері (жалғасы)**



c)



d)



Нақты шектелу коэффициенттері тең  $0.5 \left( 1 - \frac{L}{2H} \right)$ , ондағы  $L \leq 2H$

ЕСКЕРТУ Жобалауда қолданылатын *R* шамалары арматураны пратикалы үлестіруіне жатады.

**Сурет Д.1 – Типті жағдайларға арналған шектелу коэффициенттері (жалғасы)**

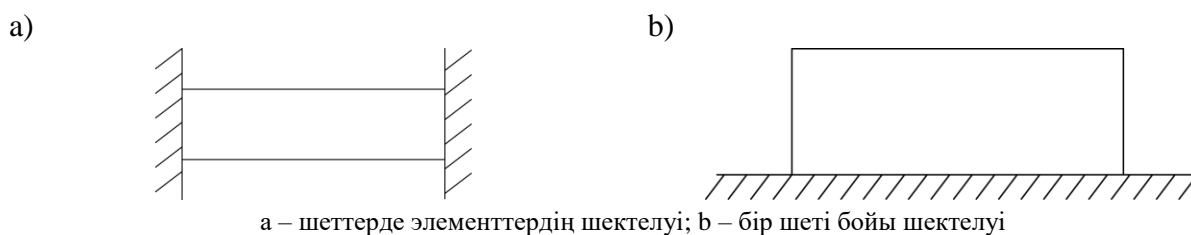
**Е қосымшасы**  
(ақпараттық)

**Салынатын деформациялардың шектелуі салдарынан болған жарықтың енін есептеу**

**Е.1. Жалпы ережелер.**

Салынатын деформациялардың түрлері, осы қосымшада қарастырылған, тікелей құймадан соң элементтерді салқындатумен болған ерте температуралы деформация және шөгу болып табылады.

Практикада қарастыруды қажет ететін негізгі екі келелі мәселе болады. Олар шектелудің әр түрлі нысандарымен байланысты және төменде (Е.1 суретте) сұлбамен көрсетілген.



**Сурет Е.1 – Қабырғаның шектелу типтері**

Нақты екі жағдайда жарықтың болуын тоқтататын факторлар, едәуір айырмашылығы бар; екеуі де едәуір практикада қажетті болып табылады.

(а) алдын ала бар екі қиманың арасында құйылатын бетонның жаңа қимасы болғанда пайда болады;

(b) алдын ала бар қатаң табанда құйылатын қабырға болғанда пайда болады және ерекше қажетті болады;

(а) соңғы он жыл аралығында мұқият зерттелуге шалдыққан және өте жақсы зерттеп танылған .

(b) жүйелі зерттеп танылмаған және басшылық ететін құралдар аз жарияланған.

**Е.2 Элементтің шектелуі**

**(а) Элементтің шетіндегі шектелуі**

Жарықтың ең жоғарғы енін EN 1992–1–1 (7.8) формуласын қолданып есептеуге болады: ондағы  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  (Е) формуласынан анықтайға болады:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,5 \alpha_e k_c k_{f_{ct,eff}} (1 + 1 / (\alpha_e \rho)) / E_s. \quad (E.1)$$

$\sigma_s$  тікелей есептеусіз жарықтың пайда болуын тексеру үшін Е.2 формуладан есептеуге болады, содан кейін оларды, арматуралардың тиісті орналасуы үшін, 10.1 және 10.2 суретімен қолдануға болады.

$$\sigma_s = k_c k_{ct,eff} / \rho \quad (E.2)$$

ондағы  $A_s/A_{ct}$  құрастырады;

$A_{ct}$  – 7.3.2. көрсетілгендей созылудағы бетонның ауданы.

### (b) Бір шетімен шектелген ұзын қабырға

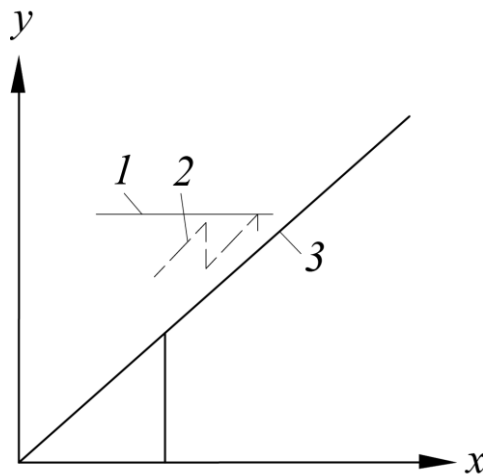
Осы жағдайда шетінде шектелген жарықтың қалыптасу жағдайының айырмашылығы, кернеуді тек жергілікті үлестіруіне әсер етеді, жарықтың ені бетонның созылудағы деформацияға қабілеттілігі емес, деформацияға байланысты функция болып табылады. Жарықтың енін қолайлы бағалау  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  шамасын енгізіп, E.3 формула анықтайтын, EN 1992-1-1(7.8) формулаға қояды

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \varepsilon_{free} \quad (E.3)$$

ондағы  $R_{ax}$  – шектелу коэффициенті. Қосымша анықтамада көрсетілген;

$\varepsilon_{free}$  – элемент толық шектелмеген болғанда, пайда болатын деформация.

E.2 суретте шектелудің екі жағдайына арналған жарықтың пайда болу арасындағы айырмашылық.



$X$  – салынатын деформация;  $Y$  – жарықтың ені; 1 – Формула (E.1); 2 – шеттерде шектелу салдарынан болған жарық; 3 – шет жағында шектелу салдарынан болған жарық (Формула (E.3))

**Сурет E.2 – Шеттерде және шет жағында шектелетін қабырғалар үшін салынатын деформация және жарық ені арасындағы қатынас**

**Ж қосымшасы**

(ақпараттық)

**Деформация жіктерінің болуын қамтамасыз ету**

Негізгі екі нұсқа бар:

а) толық шектелуге арналған жобалау. Осы жағдайда деформация жіктері болмайды, жарықтың енімен арақашықтығын 10.1 ережелеріне сәйкес тиісті арматуралаумен қамтамасыз ететін жолмен бақылайды.

б) бос қозғалысқа арналған жобалау. Жарықтың пайда болуын жіктердің жақындығы арқылы бақылайды. Көрші жікке кез келген қозғалыстың берілісі арқылы бірнеше арматура санынмен қамтамасыз етеді. Жіктер арасында едәуір жарықтың пайда болмауы тиіс. Қарастырылатын элементтерді бетон көмегі арқылы шектеумен қамтамасыз ететін жерлерде, шектелуді азайту немесе жою үшін жылжымалы түйіспе қолдануға рұқсат етіледі.

Ж.1 кестесінде нұсқауларға арналған ұсыныстар келтірілген.

**Ж.1 кестесі – Жарықтың болуын бақылайтын жіктерді жобалау**

Нұсқау	Бақылау әдісі	Деформация жіктерінің арасындағы арақашықтық	Арматуралау
(а)	Үздіксіз – толық шектеулі	Ереже бойынша, жіктер болмайды, едәуір деформация болатын жерлерде сирек орналасқан жіктердің болуы орынды еді (температуралы немесе отырған).	10.1 және б СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 тарауға сай арматуралау
(б)	Деформациялы жіктер саңылаусыз – ең төменгі шектеулі	5 м артық немесе қабырғадан 1.5 есе биік арақашықтықта орналасатын біртұтас жіктер	6 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 тарауға сай арматуралау, бірақ 9.6.2 – дан 9.6.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 дейін ең төменгі тағайындалғаннан аз емес

**Библиография**

- 1 Темірбетонды сұйыққоймаларды жобалау / В.А. Яров, О.П. Медведева. –М.:  
баспаАСВ, 1997.
- 2 Инженерлік имараттар жобалаушысының анықтағышы / В.Ш.Козлов,  
В.Д.Альшин, А.И-Аптекманжәне т.б; Ред. басшылығыменД.А.Коршунова.- Киев:  
Будивельник, 1988. - 352 б.
- 3 ҚНЖЕ 2.09.03-85. Өндірістік кәсіпорындардың имараттары. - М:  
ЦИТПГосстрояСССР, 1985. - 56 б.

---

ӨОК624.012.45

СХС 91.080.40

---

**Тірек сөздер:** бетон, темірбетон, арматура, кернеуленген арматура, сұйыққоймалар

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	VI
<b>1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ</b> .....	1
<b>2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ</b> .....	2
<b>3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ</b> .....	3
3.1 Общие термины .....	3
3.2 Специальные термины, связанные с расчетом несущих конструкций .....	4
3.3 Термины, связанные с воздействиями.....	5
<b>4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ</b> .....	8
4.1 Обозначения.....	8
4.2 Единицы измерения.....	10
<b>5 ПРЕДСТАВЛЕНИЕ И КЛАСИФИКАЦИЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ</b> .....	11
5.1 Представление воздействий на резервуары .....	11
5.2 Классификация воздействий на резервуары .....	11
5.3 Воздействия.....	12
5.3.1 Воздействие вследствие хранимых жидкостей .....	12
5.3.2 Воздействие от внутреннего давления .....	12
5.3.3 Воздействие от (изменения) температуры .....	12
5.3.4 Воздействие от собственного веса.....	13
5.3.5 Воздействие из–за изоляции.....	13
5.3.6 Распределенные полезные нагрузки .....	13
5.3.7 Концентрированные полезные нагрузки.....	13
5.3.8 Снег .....	13
5.3.9 Ветер .....	13
5.3.10 Пониженное давление за счет недостаточной вентиляции .....	14
5.3.11 Сейсмические воздействия .....	15
5.3.12 Воздействие из–за соединительных сооружений.....	15
5.3.13 Воздействие из–за осадки неодинаковой формы .....	15
5.3.14 Аварийные воздействия .....	15
<b>6 РАСЧЕТНЫЕ СИТУАЦИИ И КОМБИНАЦИИ ВОЗДЕЙСТВИЙ</b> .....	16
6.1 Расчетные ситуации для жидкостей, хранимых в резервуарах .....	16
6.2 Критические предельные состояния.....	16
6.3 Проверка несущей способности.....	17
6.4 Комбинации воздействий (без учета воздействий, приводящих к усталостным явлениям) .....	17
6.4.1 Общие положения.....	17
6.4.2 Комбинации воздействий для постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные комбинации) .....	18
6.4.3 Комбинации воздействий при аварийных расчетных ситуациях .....	19
6.4.4 Комбинации сейсмических воздействий для расчетных ситуаций .....	19
6.4.5 Частные коэффициенты для воздействий и комбинаций воздействий .....	20
6.4.6 Частные коэффициенты для материалов и изделий.....	20
6.5 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности.....	20

6.5.1	Проверки .....	20
6.5.2	Критерии эксплуатационной пригодности .....	20
6.5.3	Комбинации воздействий .....	20
6.5.4	Частные коэффициенты для материалов .....	22
6.5.5	Коэффициенты частичной безопасности воздействий .....	22
6.6	Принципы расчета взрывов .....	22
<b>7</b>	<b>МАТЕРИАЛЫ .....</b>	<b>23</b>
7.1	Бетон .....	23
7.1.1	Общие положения .....	23
7.1.2	Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления .....	23
7.1.3	Упругая деформация .....	25
7.1.4	Ползучесть и усадка .....	26
7.1.5	Тепловыделение и изменение температурного режима вследствие гидратации .....	30
7.2	Арматурная сталь .....	30
7.2.1	Применяемые классы арматуры .....	30
7.2.2	Свойства .....	31
7.3	Напрягаемая арматура .....	31
7.3.1	Предварительно напряженная сталь.....	31
7.3.2	Свойства .....	32
<b>8</b>	<b>ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ .....</b>	<b>33</b>
8.1	Классификация и конструктивные решения железобетонных резервуаров .....	33
8.2	Конструкции цилиндрических резервуаров .....	37
8.3	Конструкции прямоугольных резервуаров.....	41
8.4	Основные требования по проектированию резервуаров.....	42
8.5	Защита резервуаров от проницаемости и коррозии материалов .....	51
8.6	Испытания резервуаров на непроницаемость .....	51
8.7	Оборудование резервуаров.....	52
<b>9</b>	<b>РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЛОКАЛИЗУЮЩИХ И УДЕРЖИВАЮЩИХ ЖИДКОСТЬ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ULS .....</b>	<b>54</b>
9.1	Общие положения .....	54
9.2	Расчет прямоугольных резервуаров .....	55
9.2.1.	Расчет стен протяженных резервуаров (стены типа I) .....	55
9.2.1.	Расчет стен резервуаров малой протяженности (стены типа II).....	59
9.2.2.	Конструирование стен протяженных резервуаров (стены типа I).....	60
9.2.3.	Конструирование стен протяженных резервуаров (стены типа II) .....	61
9.3	Расчет цилиндрических резервуаров.....	62
9.3.1.	Расчет стен цилиндрических резервуаров .....	62
9.3.2.	Конструирование стен цилиндрических резервуаров .....	67
9.4.	Расчет днища резервуаров .....	67



<b>10. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЛОКАЛИЗУЮЩИХ И УДЕРЖИВАЮЩИХ ЖИДКОСТЬ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ SLS .....</b>	<b>79</b>
10.1. Контроль трещин.....	79
10.1.1. Общие вопросы.....	79
10.1.2. Контроль образования трещин без непосредственного вычисления .....	80
10.1.3. Вычисление ширины трещины .....	82
10.1.4. Минимизация образования трещин вследствие сдерживаемых налагаемых деформаций .....	82
<b>11. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ.....</b>	<b>87</b>
11.1. Расположение напрягаемых арматурных элементов и каналов .....	87
11.1.1. Каналы с последующим напряжением.....	87
11.1.2. Анкерные устройства и соединительные элементы для предварительно напрягаемых арматурных элементов .....	87
11.2. Армированные бетонные стены .....	87
11.2.1. Угловые соединения между стенами.....	88
11.2.2. Обеспечение наличия деформационных швов .....	88
11.3. Предварительно напряженные стены.....	88
11.3.1. Минимальная площадь пассивного армирования и размеры поперечного сечения .....	88
<b>Приложение А(информационное) Номинальные значения удельного веса строительных материалов и номинальные значения удельного веса жидкостей.....</b>	<b>89</b>
<b>Приложение Б(обязательное) Расчетные значения воздействий в постоянных и переходных расчетных ситуациях.....</b>	<b>91</b>
<b>Приложение В(информационное) Воздействие температуры на свойства бетона .....</b>	<b>93</b>
<b>Приложение Г(информационное) Соответствие обозначений классов ненапрягаемой арматуры .....</b>	<b>96</b>
<b>Приложение Д(информационное) Вычисление деформаций и напряжений в сечениях бетона, подверженных ограниченному налагаемым деформациям .....</b>	<b>97</b>
<b>Приложение Е(информационное) Вычисление ширины трещин вследствие ограничения налагаемых деформаций.....</b>	<b>101</b>
<b>Приложение Ж(информационное) Обеспечение наличия деформационных швов .....</b>	<b>103</b>
<b>Библиография .....</b>	<b>104</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Пособие содержит положения по проектированию железобетонных конструкций локализующих и удерживающих жидкость эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан.

Постоянно растущие объемы промышленного и гражданского строительства требует резкого увеличения количества очистных сооружений и объектов водоснабжения. Широкое распространение в нашей стране получили индустриальные методы проектирования и строительства емкостных сооружений из сборных железобетонных конструкций по разработанным типовым проектам.

Наибольшего применения в отечественной практике проектирования получили железобетонные сооружения для систем водоснабжения (резервуары для хранения воды и пожарного водоснабжения) и канализации (отстойники, фильтры, осветлители, аэротенки, песколовки, смесители и др.).

В процессе проектирования таких сооружений особое внимание уделяется выбору конструктивных, геометрических параметров, основных строительных материалов, технологии изготовления и возведения конструкций.

Единицы физических величин, приведенные в Пособии, соответствуют „Перечню единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве“.

Пособие основано на анализе материалов и разработок стран ближнего и дальнего зарубежья и их гармонизации с основными положениями Еврокода–2.

Настоящее нормативно–техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ  
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН****ПРОЕКТИРОВАНИЕ БУНКЕРОВ И РЕЗЕРВУАРОВ. ЧАСТЬ.  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЛОКАЛИЗУЮЩИЕ И  
УДЕРЖИВАЮЩИЕ ЖИДКОСТЬ****DESIGN OF BUNKERS AND TANKS. PART. THE STEEL CONCRETE  
CONSTRUCTIONS LOCALIZING AND RETAINING LIQUID**

Дата введения 2015-07-01

**1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ**

1.1 [1.1.2(101)Р СН РК EN 1992–3] В настоящем пособии рассматриваются правила, дополнительные для тех, которые рассмотрены в части 1 СН РК EN 1992 для проектирования конструкций, сооружаемых из неармированного бетона или бетона с незначительным армированием, железобетона или предварительно напряженного бетона для содержания жидкостей.

1.2 [1.1.2(102)Р СН РК EN 1992–3] В пособии рассмотрены принципы и правила применения для проектирования тех элементов конструкции, которые непосредственно поддерживают хранящиеся жидкости или материалы (т.е. непосредственно нагруженные стенки резервуаров). Другие элементы, поддерживающие данные основные элементы (например, анкерная опора, поддерживающая резервуар в водонапорной башне), проектируют в соответствии с положениями части 1–1 СН РК EN 1992.

1.3 [1.1.2(103)Р СН РК EN 1992–3] В настоящем пособии не рассматриваются:

- конструкции для хранения материалов при очень низких или очень высоких температурах.
- конструкции для хранения взрывоопасных материалов, утечка которых может представлять значительную угрозу для здоровья или безопасности.
- выбор и проектирование футеровки или покрытий и последствия их выбора на проектирование конструкций (герметичные резервуары, плавучие конструкции и им подобные)

1.4 Данное пособие действительно для хранящихся материалов, постоянно находящихся при температуре между  $-40^{\circ}\text{C}$  и  $+200^{\circ}\text{C}$ . Для выбора и проектирования футеровки и покрытий ссылаются на соответствующие документы.

1.5 Установлено, что, хотя данное пособие относится к конструкциям для содержания жидкостей и гранулированных частиц, пункты, рассматривающие проектирование с учетом водонепроницаемости, могут быть также подходящими для других типов конструкции, где необходима водонепроницаемость.

1.6 В пунктах, относящихся к утечке и прочности, данное пособие рассматривает, главным образом, водные жидкости. Если в непосредственном взаимодействии с бетоном конструкции хранятся другие жидкости, то ссылаются на специальную литературу.

## 2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего Пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК EN 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991–1–5 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–5. Общие воздействия. Термические воздействия.

СН РК EN 1991–4 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 4. Бункеры и резервуары.

СН РК EN 1992–1–1 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1.1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1992–3 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 3. Конструкции, локализирующие и удерживающие жидкость.

СН РК EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При пользовании настоящим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно–технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим Пособием следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

### 3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем пособии используются термины и определения СН РК EN 1990, СН РК EN 1991–4, СН РК EN 1992–1–1.

#### 3.1 Общие термины

**3.1.1 Сборные конструкции (precast structures):** Конструкции, состоящие из отдельных элементов, которые изготовлены не в своем окончательном положении в конструкции. В конструкции элементы соединяются между собой, чтобы обеспечить требуемую целостность конструкции.

**3.1.2 Напрягающие элементы без сцепления с бетоном и внешние напрягающие элементы (unbondedandexternaltendons):** Напрягающие элементы без сцепления с бетоном для пост-напряженных элементов, имеющих внутренние не замоноличенные каналы, и напрягающие элементы, расположенные снаружи поперечного бетонного сечения (которые после натяжения могут быть защищены бетоном либо имеют защитное покрытие).

**3.1.3 Предварительное напряжение (prestress):** Процесс предварительного напряжения заключается в приложении усилия к бетонной конструкции путем растяжения напрягающих элементов относительно бетонного элемента. Термин «предварительное напряжение» используется, в общем случае, для обозначения любых постоянных воздействий процесса предварительного напряжения, которые приводят к возникновению внутренних усилий в сечениях и деформациям конструкции. Другие виды предварительного напряжения не рассмотрены в техническом кодексе.

**3.1.4 Строительный материал (construction material):** Материал, применяемый для строительства, например, бетон, сталь, древесина, кирпич.

**3.1.5 Конструкция (сооружение) (structure):** Предусмотренная комбинация взаимосвязанных конструктивных элементов, предназначенных для восприятия нагрузок и обеспечения адекватной жесткости.

**3.1.6 Конструктивный элемент (structural member):** Физически различимая часть конструкции, например, колонна, балка, плита, фундаментная свая.

**3.1.7 Конструктивная форма сооружения (form of structure):** Определяется расположением конструктивных элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ Конструктивные формы сооружений – это, например, рамы, подвесные мосты.

**3.1.8 Конструктивная система (structural system):** Несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

**3.1.9 Модель сооружения (structural model):** Идеализированная схема сооружения, применяемая при проектировании в расчетах и расчетных проверках.

**3.1.10 Резервуар (tank):** Конструкция резервуара для хранения жидкостей.

**3.1.11 Вертикальный ствол:** Часть резервуара с вертикальными стенками.

## 3.2 Специальные термины, связанные с расчетом несущих конструкций

**3.2.1 Критерии расчета (design criteria):** Количественные показатели, описывающие условия, которые должны быть выполнены для каждого предельного состояния.

**3.2.2 Расчетные ситуации (design situations):** Совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния не превышены.

**3.2.3 Переходная расчетная ситуация (transient design situation):** Ситуация, реализующаяся в течение интервала времени, существенно меньшего по продолжительности, чем период эксплуатации сооружения и имеющая высокую вероятность проявления.

ПРИМЕЧАНИЕ Переходная расчетная ситуация относится к временным условиям эксплуатации или воздействия на несущую конструкцию, например, во время строительства или во время проведения ремонта.

**3.2.4 Постоянная расчетная ситуация (persistent design situation):** Ситуация, являющаяся определяющей в течение всего периода эксплуатации сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Обычно она относится к нормальным условиям эксплуатации.

**3.2.5 Аварийная расчетная ситуация (accidental design situation):** Ситуация, учитывающая особые для сооружения условия или воздействия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

**3.2.6 Сейсмическая расчетная ситуация (seismic design situation):** Расчетная ситуация, учитывающая особые условия для сооружения при сейсмических воздействиях.

**3.2.7 Схема нагружения (load arrangement):** Схема, характеризующая положения, величины и направления свободного воздействия.

**3.2.8 Случай нагружения (load case):** Случай, при котором в некоторых проверочных расчетах совмещаются разные схемы нагружения – совокупности деформаций и несовершенств, рассматриваются совместно с фиксированными переменными и постоянными воздействиями.

**3.2.9 Предельные состояния (limit states):** Состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

**3.2.10 Критические предельные состояния (ultimate limit states – ULS):** Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции (сооружения).

ПРИМЕЧАНИЕ Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

**3.2.11 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (serviceability limit states – SLS):** Состояния, при превышении которых не выполняются установленные требования к эксплуатационной пригодности конструкции (сооружения) или ее элементов.

**3.2.12 Критерий эксплуатационной пригодности** (serviceability criterion): Расчетный показатель предельного состояния по эксплуатационной пригодности.

**3.2.13 Несущая способность (сопротивление)** (resistance): Способность конструктивного элемента или его поперечного сечения противостоять воздействиям без механического разрушения, например, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости, сопротивление растяжению.

**3.2.14 Прочность** (strength): Механическое свойство материала, характеризующее его способность сопротивляться воздействиям и, обычно, выражаемое в единицах механического напряжения.

### 3.3 Термины, связанные с воздействиями

**3.3.1 Воздействие ( $F$ )** (action ( $F$ )):

- а) Группа сил (нагрузок), действующих на сооружение (прямое воздействие);
- б) Группа приложенных деформаций или колебаний, вызванных изменением температуры или влажности, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие).

**3.3.2 Эффект воздействий ( $E$ )** (effect of action ( $E$ )): Результат воздействия на элементы конструкции (например, внутренние силы, моменты, напряжения, деформации) или реакции всего сооружения (например, прогибы, повороты), вызванные воздействиями.

**3.3.3 Постоянное воздействие ( $G$ )** (permanent action ( $G$ )): Воздействие в течение всего срока эксплуатации, временное изменение величины которого, по сравнению со средним значением, незначительно, или воздействие, изменение которого до достижения определенного предельного значения происходит всегда монотонно и в одном направлении.

**3.3.4 Переменное воздействие ( $Q$ )** (variable action ( $Q$ )): Воздействие, для которого изменение его величины во времени не является ни незначительным и ни монотонным.

**3.3.5 Аварийное воздействие ( $A$ )** (accidental action ( $A$ )): Воздействие, как правило, кратковременное, но значительной величины, имеющее небольшую вероятность возникновения в течение расчетного срока эксплуатации сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Аварийное воздействие может иметь тяжелые последствия, если не принимать соответствующих мер.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Ударные, снеговые, ветровые и сейсмические воздействия могут быть переменными или аварийными, в зависимости от имеющейся информации относительно их статистических распределений.

**3.3.6 Сейсмическое воздействие ( $A_E$ )** (seismic action ( $A_E$ )): Воздействие, вызванное движениями грунта во время землетрясения.

**3.3.7 Геотехническое воздействие** (geotechnical action): Воздействие, передаваемое на сооружение от грунта основания, от засыпки или грунтовых вод.

**3.3.8 Фиксированное воздействие** (fixed action): Воздействие, которое имеет постоянное распределение и положение по отношению к конструкции или конструктивному элементу, в результате чего величина и направление этого воздействия

однозначно определяются для конструкции или конструктивного элемента, если его величина и направление определены для одной точки конструкции или конструктивного элемента.

**3.3.9 Свободное воздействие** (free action): Воздействие, которое может иметь различные пространственные распределения по отношению к конструкции.

**3.3.10 Отдельное воздействие** (single action): Воздействие, являющееся статистически независимым во времени и пространстве от любого другого воздействия на конструкцию.

**3.3.11 Статическое воздействие** (static action): Воздействие, не вызывающее существенных колебаний конструкции или конструктивного элемента.

**3.3.12 Динамическое воздействие** (dynamic action): Воздействие, вызывающее существенные колебания конструкции или конструктивного элемента.

**3.3.13 Квазистатическое воздействие** (quasi-static action): Динамическое воздействие, выраженное в расчете как эквивалентное статическое воздействие.

**3.3.14 Характеристическое значение воздействия ( $F_k$ )** (characteristic value of an action ( $F_k$ )): Определяющее репрезентативное значение воздействия.

ПРИМЕЧАНИЕ Если характеристическое значение может быть установлено статистически, то его определяют с заданной вероятностью, при которой в течение «референтного периода времени» не произойдет превышения данного значения; при этом учитываются расчетный срок эксплуатации сооружения и продолжительность расчетной ситуации.

**3.3.15 Комбинационное значение переменного воздействия ( $\psi_0 Q_k$ )** (combination value of a variable action ( $\psi_0 Q_k$ )): Значение переменного воздействия, выбранное по возможности, на статистической основе таким образом, чтобы вероятность превышения эффектов, вызванных комбинацией воздействий, была примерно такой же, как и вероятность превышения характеристического значения отдельного воздействия. Комбинационное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент  $\psi_0 \leq 1$ .

**3.3.16 Частое значение переменного воздействия ( $\psi_1 Q_k$ )** (frequent value of a variable action ( $\psi_1 Q_k$ )): Значение переменного воздействия, выбранное по возможности, на статистической основе таким образом, чтобы либо суммарное время его действия в пределах референтного периода, когда это значение превышает, являлось малой частью референтного периода, либо частота этих превышений ограничивалась заданным значением. Частое значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент  $\psi_1 \leq 1$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Частые значения многокомпонентных транспортных воздействий – см. Группы нагрузок в СН РК EN 1991–2.

**3.3.17 Квазипостоянное значение переменного воздействия ( $\psi_2 Q_k$ )** (quasi-permanent value of a variable action ( $\psi_2 Q_k$ )): Значение переменного воздействия,



определенное с учетом того, что суммарный промежуток времени, в течение которого оно будет превышено, составляет большую часть референтного периода времени. Квазипостоянное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент  $\psi_2 \leq 1$ .

**3.3.18 Значение сопутствующего переменного воздействия ( $\psi q_k$ )** (accompanying value of a variable action ( $\psi q_k$ )): Значение переменного воздействия, которое сопровождает доминирующее воздействие в комбинации воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Значением сопутствующего переменного воздействия может быть его комбинационное, частое или квазипостоянное значение.

**3.3.19 Комбинации воздействий** (combination of actions): Совокупность расчетных значений воздействий, используемых при проверке надежности сооружения по некоторым предельным состояниям при одновременном действии различных воздействий.

## 4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно техническом документе используются единые символы и условные обозначения согласно ИСО 3898:1987.

### 4.1 Обозначения

#### Прописные буквы латинского алфавита

$A_c$  – площадь поперечного сечения бетона;

$A_p$  – площадь напрягающего элемента или элементов;

$A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры;

$A_{s,min}$  – минимальная площадь поперечного сечения арматуры;

$A_{sw}$  – площадь поперечного сечения поперечной арматуры;

$M$  – изгибающий момент;

$M_{Ed}$  – расчетное значение внутреннего изгибающего момента;

$N$  – продольное усилие;

$N_{Ed}$  – расчетное значение продольного усилия (растяжения или сжатия);

$T$  – крутящий момент;

$T_{Ed}$  – расчетное значение крутящего момента;

$V$  – поперечное усилие;

$V_{Ed}$  – расчетное значение поперечного усилия.

$E_c, E_{c(28)}$  – касательный модуль упругости для тяжелого бетона при напряжении  $\sigma_c = 0$  в возрасте 28 суток;

$E_{c,eff}$  – эффективный модуль упругости бетона;

$E_{cd}$  – расчетное значение модуля упругости бетона;

$E_{cm}$  – секущий модуль упругости бетона;

$E_{c(t)}$  – касательный модуль упругости для тяжелого бетона при напряжении  $\sigma_c = 0$  в возрасте  $t$  суток;

$E_p$  – расчетное значение модуля упругости преднапряженной стали;

$E_s$  – расчетное значение модуля упругости арматурной стали;

$EI$  – жесткость при изгибе;

$I$  – момент инерции площади поперечного сечения бетона;

$L$  – длина;

$P$  – усилие предварительного напряжения;

$P_0$  – начальное усилие на конце напрягающего элемента сразу после натяжения;

$R_{ax}$  – коэффициент, определяющий степень наружного ограничения против осевого перемещения, обеспечиваемого элементами, присоединенными к рассматриваемому элементу;

$R_m$  – коэффициент, определяющий степень ограничения момента, обеспечиваемого элементами, присоединенными к рассматриваемому элементу.

## Строчные буквы латинского алфавита

$a$  – расстояние;  
 $a$  – геометрический параметр;  
 $\Delta a$  – отклонение геометрического параметра;  
 $b$  – ширина сечения или ширина полки Т– или L–образной балки;  
 $b_w$  – ширина стенки Т–, I– или L–образной балки;  
 $d$  – диаметр, высота;  
 $d$  – эффективная высота поперечного сечения;  
 $d_g$  – наибольший номинальный размер сечения крупного заполнителя;  
 $e$  – эксцентриситет;  
 $f_c$  – прочность бетона на сжатие;  
 $f_{cd}$  – расчетное значение прочности бетона на сжатие;  
 $f_{ck}$  – нормативная прочность при сжатии бетона, изменяемая с учетом температуры;  
 $f_{cm}$  – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;  
 $f_{ctk}$  – характеристический предел прочности бетона при осевом растяжении;  
 $f_{ctx}$  – прочность при растяжении, определяемая;  
 $f_{ctm}$  – среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении;  
 $f_p$  – предел прочности преднапряженной стали при растяжении;  
 $f_{pk}$  – характеристический предел прочности преднапряженной стали при растяжении;  
 $f_{p0,1}$  – 0,1%–ный условный предел текучести для преднапряженной стали;  
 $f_{p0,1k}$  – характеристический 0,1%–ный условный предел текучести преднапряженной стали;  
 $f_{0,2k}$  – характеристический 0,2%–ный условный предел текучести арматуры;  
 $f_t$  – предел прочности арматуры при растяжении;  
 $f_{tk}$  – характеристический предел прочности арматуры при растяжении;  
 $f_y$  – предел текучести арматуры;  
 $f_{yd}$  – расчетный предел текучести арматуры;  
 $f_{yk}$  – характеристический предела текучести арматуры;  
 $f_{ywd}$  – расчетный предел текучести поперечной арматуры;  
 $h$  – высота;  
 $h$  – общая глубина сечения;  
 $i$  – радиус инерции;  
 $k$  – коэффициент, фактор;  
 $l$  (или  $l$  или  $L$ ) — длина, пролет;  
 $m$  – масса;  
 $r$  – радиус;  
 $l/r$  – кривизна;  
 $t$  – толщина;  
 $t$  – время;  
 $t_0$  – возраст бетона во время приложения нагрузки;  
 $u$  – периметр поперечного сечения бетона с площадью  $A_c$ ;  
 $u, v, w$  – составляющие перемещения точки;  
 $x$  – нейтральная ось;  
 $x, y, z$  – координаты;

$z$  – плечо внутренней пары сил.

### Буквы греческого алфавита

$\varepsilon_{av}$  – средняя деформация в элементе;

$\varepsilon_{az}$  – фактическая деформация на уровне  $z$ ;

$\varepsilon_{iz}$  – налагаемая внутренняя деформация на уровне  $z$ ;

$\varepsilon_{Tr}$  – неустойчивая термическая деформация;

$\varepsilon_{Th}$  – свободная термическая деформация в бетоне.

## 4.2 Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно технического пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

- силы и нагрузки – кН, кН/м, кН/м<sup>2</sup>;
- плотность – кг/м<sup>3</sup>;
- напряжения и прочность – Н/мм<sup>2</sup> (МПа);
- момент (изгибающий, крутящий) – кН·м.

## 5 ПРЕДСТАВЛЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ

### 5.1 Представление воздействий на резервуары

5.1.1 [2.2(1)Р СН РК EN 1991–4] Нагрузки на резервуары вследствие их заполнения должны учитываться за счет гидростатических добавок нагрузки.

5.1.2 Характеристические значения воздействий на резервуары настоящего технического кодекса нужно понимать так, чтобы они не превышались в течение одного года с вероятностью не более 2 %.

### 5.2 Классификация воздействий на резервуары

5.2.1 [2.4(1)Р СН РК EN 1991–4] Воздействия на резервуары должны классифицироваться как изменяющиеся стационарные воздействия по СН РК EN 1990.

5.2.2 [4.1.1(1)Р СН РК EN 1990] Воздействия, в зависимости от их изменения во времени, подразделяются на:

- постоянные воздействия ( $G$ ), например, собственный вес несущих конструкций, встроенного оборудования, и косвенные воздействия, вызванные усадками и неравномерными осадками;
- переменные воздействия ( $Q$ ), например, нагрузки, приложенные к покрытию резервуара, ветровые воздействия или снеговые нагрузки;
- аварийные воздействия ( $A$ ), например, взрывы или удар транспортного средства.

ПРИМЕЧАНИЕ Косвенные воздействия, вызванные приложенными деформациями, могут быть постоянными или переменными.

5.2.3 Некоторые воздействия, в зависимости от местоположения участка, например, сейсмические ( $A_E$ ) или снеговые, могут рассматриваться как аварийные и/или как переменные воздействия, см. СН РК EN 1991 и СН РК EN 1998.

5.2.4 Гидростатические воздействия могут рассматриваться как постоянные и/или переменные в зависимости от изменения их величины во времени.

5.2.5 [4.1.1(4)Р СН РК EN 1990] Воздействия подразделяются также:

- по их происхождению – прямые или косвенные;
- по изменению их пространственного распределения – фиксированные или свободные;
- по их природе или реакции сооружения – статические или динамические.

5.2.6 Воздействие должно быть описано моделью, при этом его величина в большинстве случаев выражается одним скаляром, который может иметь несколько репрезентативных значений.

ПРИМЕЧАНИЕ Для некоторых воздействий и проверок может быть необходимо более сложное представление величин некоторых воздействий.

### 5.3 Воздействия

#### 5.3.1 Воздействие вследствие хранимых жидкостей

5.3.1.1 [В.2.1(1)Р СН РК EN 1991–4] Во время работы в качестве воздействий вследствие заполнения должны устанавливаться воздействия собственного веса заполняемого продукта от максимального уровня заполнения вплоть до полностью разгруженного состояния.

5.3.1.2 [В.2.1(2)Р СН РК EN 1991–4] В процессе пробного заполнения в качестве воздействий вследствие заполнения должны устанавливаться воздействия собственного веса среды, заполняемой при пробном заполнении, от максимального уровня заполнения вплоть до полностью разгруженного состояния.

5.3.1.3 Воздействие вследствие хранимых жидкостей должны рассчитываться с учетом следующих точек зрения:

- определенная ширина полосы жидкостей, которые должны храниться в резервуарах;
- геометрия резервуара для жидкостей;
- максимально возможная высота заполнения резервуара для жидкостей.

5.3.1.4 Характеристическое значение воздействия  $p$  должно рассчитываться по формуле

$$p(z) = \gamma z, \quad (5.1)$$

где  $z$  – глубина под поверхностью жидкости;

$\gamma$  – удельный вес хранимой жидкости.

5.3.1.5 Значение удельного веса жидкости принимается согласно Приложения Анастоящего нормативно–технического пособия.

#### 5.3.2 Воздействие от внутреннего давления

5.3.2.1 [В.2.2(1)Р СН РК EN 1991–4] Во время работы под «нагрузками от внутренних давлений» следует понимать воздействия, относящиеся к удельным максимальным и минимальным значениям внутренних давлений.

5.3.2.2 [В.2.2(1)Р СН РК EN 1991–4] Во время пробного заполнения под «нагрузками от внутренних давлений» следует понимать воздействия, относящиеся к удельным максимальным и минимальным значениям внутренних давлений в процессе эксперимента.

#### 5.3.3 Воздействие от (изменения) температуры

Напряжениями от защемлений вследствие теплового расширения можно пренебречь, если число циклов нагрузки за счет теплового расширения не приводит к риску возникновения усталости или к циклической пластической неисправности.

### 5.3.4 Воздействие от собственного веса

5.3.4.1 [B.2.4(1)P СН РК EN 1991–4] В качестве воздействия собственного веса резервуаров должна устанавливаться результирующая собственного веса всех отдельных деталей резервуара и закрепленных на нем компонентов.

5.3.4.2 Расчетные значения см. в СН РК EN 1991–1–1, Приложение А.

### 5.3.5 Воздействие из-за изоляции

5.3.5.1 [B.2.5(1)P СН РК EN 1991–4] В качестве нагрузок вследствие изоляции должны устанавливаться собственные веса изоляции.

5.3.5.2 Расчетные значения см. Приложение Анастоящего нормативно–технического пособия.

### 5.3.6 Распределенные полезные нагрузки

Распределенные устанавливаемые нагрузки в результате применения должны браться из СН РК EN 1991–1–1, кроме того, они определяются заказчиком.

### 5.3.7 Концентрированные полезные нагрузки

Концентрированные отдельные нагрузки в результате применения должны браться из СН РК EN 1991–1–1, кроме того, они определяются заказчиком.

### 5.3.8 Снег

Снеговые воздействия см. в СН РК EN 1991–1–3.

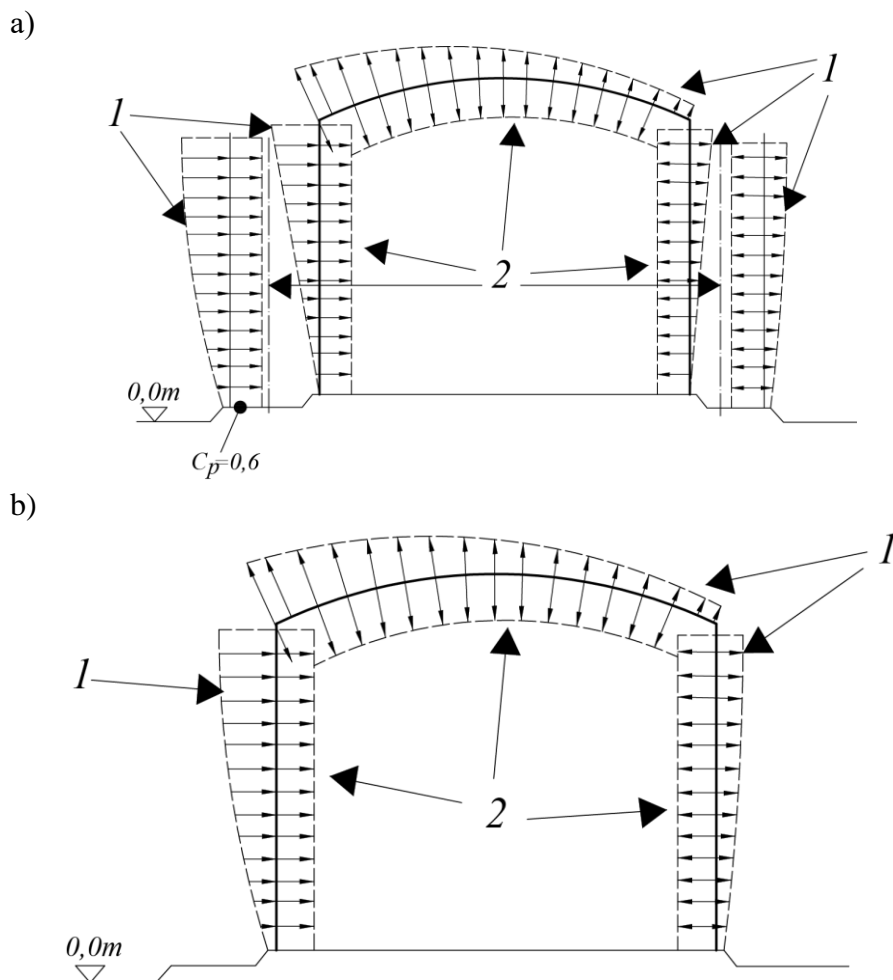
### 5.3.9 Ветер

5.3.9.1 Ветровые воздействия см. в СН РК EN 1991–1–4.

5.3.9.2 Дополнительно должны приниматься следующие коэффициенты давления для круглых цилиндрических резервуаров (см. Рисунок 5.1):

- d) внутреннее давление для открытых сверху резервуаров и открытого сверху приемного резервуара:  $c_p = -0,6$ ;
- e) внутреннее давление для вентилируемых резервуаров с малыми отверстиями:  $c_p = -0,4$ ;
- f) если имеется приемный резервуар, то действующее снаружи на резервуар давление для жидкостей устанавливается линейно спадающим сверху вниз с изменением высоты.

5.3.9.3 В соответствии с временным характером воздействия ветром, снижающиеся в процессе фазы сооружения, должны устанавливаться в соответствии с СН РК EN 1991–1–4 и СН РК EN 1991–1–6.



1 –  $C_p$  по EN 1991–1–4; 2 –  $C_p = 0,4$ , за исключением случая с вентиляцией

а – резервуар с приемной ванной; б – резервуар без приемной ванны

**Рисунок 5.1 – Коэффициенты давления ветрового воздействия на круглый цилиндрический резервуар для жидкостей**

### 5.3.10 Пониженное давление за счет недостаточной вентиляции

[7.4(1)Р СН РК EN 1991–4] Если вентиляционная система резервуара для жидкостей может отказать или подвержена неисправностям, то должен применяться подходящий метод расчета, чтобы определить пониженные давления, возникающие в процессе разгрузки при экстремальных условиях. Расчет должен учитывать возможные адиабатические свойства описываемого процесса.



### **5.3.11 Сейсмические воздействия**

[В.2.11(1)Р СН РК EN 1991–4] Сейсмические воздействия должны устанавливаться по СН РК EN 1998–4, который указывает и другие требования для адекватного определения размеров.

### **5.3.12 Воздействие из–за соединительных сооружений**

[В.2.12(1)Р СН РК EN 1991–4] Воздействия из–за трубопроводов, крышек или других предметов и нагрузки, получающиеся из–за осадки, по отношению к основанию резервуара для жидкостей должны учитывать независимые основания зданий. Системы трубопроводов должны разрабатываться таким образом, чтобы на резервуар для жидкостей действовали минимально возможные воздействия.

### **5.3.13 Воздействие из–за осадки неодинаковой формы**

[В.2.13(1)Р СН РК EN 1991–4] Воздействия из–за осадки должны учитываться, если в промежутке времени предусмотренном воздействием можно ожидать появления неравномерных осадок.

### **5.3.14 Аварийные воздействия**

Эти воздействия должны учитывать следствия событий, таких как внешняя ударная волна, нагрузки за счет ударов, нагрузки за счет пожара, взрыв, негерметичность внутренних резервуаров для жидкости, переливания через край и переполнение внутреннего резервуара. Данные воздействия должны определяться в задании на проектирование индивидуально для каждого проекта.

## 6 РАСЧЕТНЫЕ СИТУАЦИИ И КОМБИНАЦИИ ВОЗДЕЙСТВИЙ

### 6.1 Расчетные ситуации для жидкостей, хранимых в резервуарах

6.1.1 [3.1(1)P СН РК EN 1991–4] Воздействия на резервуары должны определяться для каждой существенной расчетной ситуации в соответствии с общими определениями СН РК EN 1990.

6.1.2 [3.1(2)P СН РК EN 1991–4] Должны рассматриваться определяющие расчетные ситуации и определяться критические случаи нагрузки.

6.1.3 [3.1(3)P СН РК EN 1991–4] Для каждого критического случая нагрузки должны определяться расчетные значения воздействий по комбинации воздействий.

6.1.4 [3.1(4)P СН РК EN 1991–4] Правила комбинирования зависят от соответствующего подтверждения и должны выбираться по СН РК EN 1990.

ПРИМЕЧАНИЕ Определяющие правила комбинирования указаны в Приложении АСН РК EN 1991–4.

6.1.5 Воздействия, передающиеся от разграничивающих структур здания, должны учитываться.

6.1.6 Воздействия от подающих и заполняющих систем должны учитываться. Особое внимание необходимо для подающих систем, не установленных стационарно.

6.1.7 В зависимости от ситуации должны учитываться следующие чрезвычайные воздействия и ситуации, вследствие:

- взрыва;
- удара автомобиля;
- землетрясения;
- нагрузок при пожаре.

6.1.8 [3.5(1)P СН РК EN 1991–4] Нагрузки на резервуары вследствие хранимых жидкостей должны определяться соответственно в процессе заполнения и для максимального уровня заполнения.

6.1.9 Если уровень жидкости в рабочем состоянии может отличаться от максимального состояния заполнения, то он должен учитываться дополнительно в виде чрезвычайной расчетной ситуации.

### 6.2 Критические предельные состояния

6.2.1 [6.4.1(1)P СН РК EN 1990] При проектировании резервуаров необходимо проверять следующие критические предельные состояния:

а) STR: отказ по внутренней причине или в результате чрезмерных деформаций сооружения или его конструктивных элементов, включая фундаменты, сваи, стены подвалов и т.д., для которых прочность строительных материалов и основания является определяющей;

б) GEO: отказ или чрезмерные деформации оснований, для которых прочность грунтов или скальных формаций являются определяющими;

6.2.2 [6.4.2(2)P СН РК EN 1990] На расчетные значения воздействий распространяется Приложение Б настоящего нормативно технического пособия.

### 6.3 Проверка несущей способности

[6.4.2(3)P СН РК EN 1990] При рассмотрении предельного состояния, связанного с разрушением или чрезмерной деформацией секции, элемента или соединения (STR и/или GEO) должно быть проверено что:

$$E_d \leq R_d \quad (6.1)$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффекта воздействий, например внутренней силы, момента или вектора, характеризующего несколько внутренних сил и моментов;

$R_d$  – расчетное значение соответствующего сопротивления (несущей способности).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Более подробно о методах STR и GEO см. Приложение Б настоящего нормативно технического пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Выражение (6.1) не охватывает все случаи проверки устойчивости, например, случаи, связанные с эффектами второго порядка СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

### 6.4 Комбинации воздействий (без учета воздействий, приводящих к усталостным явлениям)

#### 6.4.1 Общие положения

6.4.1.1 [6.4.3.1(1)P СН РК EN 1990] Расчетные значения эффектов воздействий ( $E_d$ ) следует определять, комбинируя значения одновременных воздействий.

6.4.1.2 Каждая комбинация воздействий должна включать:

- доминирующее переменное воздействие;
- особое воздействие.

6.4.1.3 Комбинации воздействий следует принимать согласно 6.4.2–6.4.4.

6.4.1.4 [6.4.3.1 (4)P СН РК EN 1990] В тех случаях, когда сооружение чувствительно к пространственному распределению постоянных воздействий, неблагоприятные и благоприятные части этого воздействия должны рассматриваться как отдельные воздействия.

ПРИМЕЧАНИЕ Это, прежде всего, относится к проверкам статического равновесия и аналогичных предельных состояний, см. 6.4.2(2) СН РК EN 1990.

6.4.1.5 В тех случаях, когда, несколько эффектов одного воздействия (например, изгибающий момент и нормальная сила от собственного веса) полностью не коррелированы, частный коэффициент, соответствующий его любой благоприятной составляющей, может быть уменьшен.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания приведены в СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

6.4.1.6 В соответствующих случаях следует учитывать приложенные деформации.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания см. в 5.1.2(4)Р СН РК EN 1990 и СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

## 6.4.2 Комбинации воздействий для постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные комбинации)

6.4.2.1 В общем виде эффект воздействий может быть представлен следующим образом:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}; j \geq 1; i > 1 \quad (6.2)$$

6.4.2.2 Комбинация эффектов воздействий, подлежащих рассмотрению, должна быть включать:

- расчетное значение доминирующего переменного воздействия;
- расчетную комбинацию значений сопутствующих переменных воздействий.

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \}; j \geq 1; i > 1 \quad (6.3)$$

6.4.2.3 Комбинация воздействий в скобках { }, указанная в Формуле (6.3) может быть выражена следующим образом:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (6.4)$$

или, в качестве альтернативы для предельных состояний STR и GEO, как одно из двух следующих выражений, реализующих более неблагоприятное состояние:

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ б) \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.5)$$

где "+" – «должен сочетаться с»;

$\Sigma$  – «комбинированный эффект от»;

$\xi$  – коэффициент редукции для неблагоприятных постоянных воздействий  $G$ .

6.4.2.4 Если связь между воздействиями и их эффектами нелинейная, то Выражения (6.2) или (6.3) должны применяться непосредственно, в зависимости от относительного увеличения эффектов воздействий по сравнению с увеличением величин воздействий (см. также 6.3.2(4) СН РК EN 1990).

### 6.4.3 Комбинации воздействий при аварийных расчетных ситуациях

6.4.3.1 В общем случае эффект воздействий определяется следующим выражением:

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (6.6)$$

6.4.3.2 Комбинация воздействий в скобках { } может быть выражена следующим образом:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.7)$$

6.4.3.3 Выбор между  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  и  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  зависит от рассматриваемой аварийной расчетной ситуации (удар, пожар или сохранение жизни людей после аварийного события или ситуации).

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные указания приведены в СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999.

6.4.3.4 Комбинация воздействий для аварийных расчетных ситуаций должна содержать в себе:

- явное аварийное воздействие  $A$  (пожар или удар);
- относится к ситуации после аварийного воздействия ( $A = 0$ ).

Для пожароопасных ситуаций, помимо влияния температурного эффекта на свойства материалов, параметр  $A_d$  должен учитывать расчетное значение косвенных эффектов термического воздействия при пожаре.

### 6.4.4 Комбинации сейсмических воздействий для расчетных ситуаций

6.4.4.1 Для рассматриваемой расчетной ситуации эффект воздействий должен быть представлен в следующем общем виде:

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \right\} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (6.8)$$

6.4.4.2 Комбинация воздействий, указанная в скобках { }, может быть представлена следующим образом:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.9)$$

#### **6.4.5 Частные коэффициенты для воздействий и комбинаций воздействий**

6.4.5.1 Значения коэффициентов  $\gamma$  и  $\psi$  следует принимать в соответствии с СН РК EN 1991 и Приложением A1 СН РК EN 1990.

#### **6.4.6 Частные коэффициенты для материалов и изделий**

6.4.6.1 Частные коэффициенты для материалов и изделий приведены в Еврокодах СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

### **6.5 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности**

#### **6.5.1 Проверки**

Следует подтвердить, что:

$$E_d \leq C_d, \quad (6.10)$$

где  $C_d$  – предельное расчетное значение критерия эксплуатационной пригодности;

$E_d$  – расчетное значение эффектов от комбинации воздействий, учтенных в критерии эксплуатационной пригодности.

#### **6.5.2 Критерии эксплуатационной пригодности**

Деформации, которые должны быть приняты во внимание при проверке требований по обеспечению эксплуатационной пригодности, следует принимать в соответствии с указаниями Приложения А СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

#### **6.5.3 Комбинации воздействий**

6.5.3.1 Комбинации воздействий, учитываемые в рассматриваемых расчетных ситуациях, должны быть согласованы с требованиями к эксплуатационной пригодности и соответствовать критериям работоспособности.

6.5.3.2 Комбинации воздействий для предельных состояний по эксплуатационной пригодности определяются следующим образом (см., также, 6.5.4):

ПРИМЕЧАНИЕ Предполагается, что в этих выражениях все частные коэффициенты равны единице. См. Приложение А Еврокоды СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999.

а) Характеристическая комбинация:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (6.11)$$

в которой комбинация воздействий в скобках  $\{ \}$  (называемая характеристической комбинацией) имеет вид:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (6.12)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Характеристическая комбинация применяется, как правило, для необратимых предельных состояний.

б) Частая комбинация:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (6.13)$$

в которой комбинация воздействий в скобках  $\{ \}$  может быть выражена следующим образом:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.14)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Частая комбинация применяется, как правило, для обратимых предельных состояний.

с) Квазипостоянная комбинация:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1, \quad (6.15)$$

в которой комбинация воздействий в скобках  $\{ \}$  (называемая квазипостоянной) может быть выражена следующим образом:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.16)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Квазипостоянная комбинация, как правило, применяется для учета длительных эффектов и оценки внешнего вида сооружения.

6.5.3.3 Репрезентативные значения предварительного напряжения ( $P_k$  или  $P_m$ ) указаны в соответствующих Еврокодах для рассматриваемых типов преднапряжения.

6.5.3.4 [6.5.3(4)Р СН РК EN 1990] Эффекты воздействий, связанные с заданными деформациями, следует рассматривать только в необходимых случаях.

ПРИМЕЧАНИЕ В некоторых случаях Выражения (6.11) и (6.15) требуют уточнений. Руководство по осуществлению таких уточнений содержится в соответствующих разделах СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999.

6.5.3.5 Полезные нагрузки и снеговые нагрузки не должны устанавливаться действующими одновременно.

6.5.3.6 Сейсмические нагрузки не должны рассматриваться во время пробного заполнения.

6.5.3.7 Аварийные воздействия не должны рассматриваться во время пробного заполнения, но нужно учитывать правила комбинирования чрезвычайных нагрузок по СН РК EN 1990.

### 6.5.4 Частные коэффициенты для материалов

6.5.4.1 Для предельных состояний по эксплуатационной пригодности частные коэффициенты  $\gamma_M$  для материалов должны быть приняты равными 1,0, если в Еврокодах СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999 не установлены их другие значения.

### 6.5.5 Коэффициенты частичной безопасности воздействий

6.5.5.1 [В.3(1)Р СН РК EN 1991–4] Для воздействий пп. 5.3.1–5.3.14 должны использоваться коэффициенты частичной безопасности по СН РК EN 1990.

6.5.5.2 Рекомендуется устанавливать коэффициент частичной безопасности для нагрузок со стороны жидкостей для режима (п. 5.3.1.1)  $\gamma_F = 1,2$ .

6.5.5.3 Рекомендуется устанавливать коэффициент частичной безопасности для нагрузок со стороны жидкостей в процессе заполнения (п. 5.3.1.2)  $\gamma_F = 1,0$ .

6.5.5.4 Для расчетных ситуаций чрезвычайных воздействий при переменных воздействиях рекомендуется устанавливать коэффициент частичной безопасности  $\gamma_F = 1,0$ .

## 6.6 Принципы расчета взрывов

6.6.1 Так как жидкости, хранимые в резервуарах, могут быть склонны к взрыву, то потенциальные повреждения должны ограничиваться, или предотвращаться следующими мерами:

- расположение достаточных поверхностей компенсации давления;
- расположение подходящих систем подавления взрыва;
- расчет/определение размеров структуры для приема давления взрывной волны.



## 7 МАТЕРИАЛЫ

### 7.1 Бетон

#### 7.1.1 Общие положения

7.1.1.1 Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно-технического пособия, следует предусматривать конструкционный нормальный бетон средней плотности от 2200 кг/м<sup>3</sup> до 2500 кг/м<sup>3</sup> включительно. Вид бетона и его технические контролируемые показатели качества следует назначать в соответствии с требованиями, предъявляемыми к бетонным, железобетонным и предварительно напряженным железобетонным конструкциям соответствующими стандартами.

7.1.1.2 Основными показателями качества бетона, устанавливаемыми при проектировании, являются:

- класс бетона по прочности на сжатие  $C$ ;
- марка по морозостойкости  $F$  (назначают для конструкций, подвергаемых действию попеременного замораживанию и оттаивания);
- марка по водонепроницаемости  $W$  (назначают для конструкций, к которым предъявляют требования ограничения водопроницаемости).

7.1.1.3 При проектировании резервуаров необходимо учитывать воздействие температуры на свойства бетона.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительная информация по воздействию температуры на свойства бетона приведены в справочном приложении.

#### 7.1.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления

7.1.2.1 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций следует применять конструкционные бетоны по СТ РК EN 206-1 следующих классов по прочности на сжатие:  $C8/10$ ;  $C12/15$ ;  $C16/20$ ;  $C20/25$ ;  $C25/30$ ;  $C30/37$ ;  $C35/45$ ;  $C40/50$ ;  $C45/55$ ;  $C50/60$ ;  $C60/75$ ;  $C70/85$ ;  $C80/95$ ;  $C90/105$ ;

При оптимизации конструкции по расходу цемента допускается применение бетона промежуточных классов по прочности на сжатие.

7.1.2.2 Класс бетона по прочности на сжатие – важнейший классификационный показатель – рекомендуется принимать:

- а) при расчете железобетонных элементов из нормального бетона на воздействие многократно повторяющейся нагрузки – не ниже  $C12/15$ ;
- б) для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов (например, при значительных крановых нагрузках для колонн промзданий, для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) – не ниже  $C20/25$ ;
- в) для железобетонных сжатых стержневых элементов из нормального бетона – не ниже  $C12/15$ ;

г) для изгибаемых элементов (без предварительного напряжения) – не ниже  $C12/15$ .

7.1.2.3 Наперед заданные класс и марку бетона определяют соответствующим подбором состава бетонной смеси с обязательным последующим испытанием контрольных образцов. Исходя из сущности железобетона, бетон должен работать на сжатие. Высокое сопротивление бетона сжатию – наиболее ценное его свойство.

7.1.2.4 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций применяются базовые прочностные характеристики бетона:

- характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию  $f_{ck}$ ;
- характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению  $f_{ctk}$ .

Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению  $f_{ctk}$  при необходимости определяют путем испытания в соответствии со стандартами, для инженерных расчетов может определяться по прочности бетона на сжатие.

7.1.2.5 При проектировании сборных, монолитных и сборно – монолитных железобетонных конструкций следует дополнительно указывать прочность бетона на сжатие, соответствующую характерному этапу изготовления конструкции (например, распалубочная прочность, отпускная прочность)

7.1.2.6 Среднюю прочность бетона на сжатие  $f_{cm}(t)$  при стандартных условиях хранения в зависимости от возраста  $t, сут$ , допускается определять по формуле:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (7.1)$$

При тепловой обработке железобетонных элементов, среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте  $t, сут$ ,  $f_{cm}(t)$  допускается определять по формуле:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + (f_{cm} - f_{cmp}) \cdot \frac{\log(t - t_p + 1)}{\log(28 - t_p + 1)} \quad (7.2)$$

Значение коэффициента  $\beta_{cc}(t)$  в Формуле (7.1) вычисляется по Формуле (7.3).

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[0,25\left(1 - \sqrt{28t_1/t}\right)\right] \quad (7.3)$$

В Формулах (7.1), (7.2) и (7.3):

$f_{cm}(t)$  – средняя прочность бетона на сжатие в возрасте  $t (> 28 сут)$ ;

$f_{cmp}$  – средняя прочность бетона на сжатие после тепловой обработки в момент времени  $t_p < t$ ;

$f_{cm}$  – средняя стандартная прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут, принимаемая по Таблице 7.1;

$t$  – возраст бетона ( $> 28 сут$ );

$t_1 = 1 сут$ ;  $t_p$  – возраст бетона, сут, после окончания тепловой обработки.

Средняя прочность бетона на осевое растяжение в возрасте  $t > 28 сут$  определяется аналогично прочности на сжатие по Формулам (7.1), (7.2). Вместо средней прочности на

сжатие в возрасте 28 сут в Формулы подставляют среднюю прочность на осевое растяжение в возрасте 28 сут, при условии, если начальное влажное хранение конструкции не превышает 7 сут.

7.1.2.7 В соответствии с указанными в 7.1.2.1 нормированными классами бетона по прочности на сжатие, в Таблице 7.1 представлены характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение.

7.1.2.8 Если повышенная прочность бетона на растяжение приводит к неблагоприятному эффекту (например, при расчете на действие вынужденных усилий и т.д.), в расчетах бетонных и железобетонных конструкций следует применять характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению  $f_{ctk,0,95}$  (95% квантиль прочности на растяжение, см. Таблицу 7.1).

7.1.2.9 Расчетные сопротивления бетона сжатию  $f_{cd}$  и растяжению  $f_{ctd}$  следует определять путем деления соответствующих характеристических сопротивлений бетона на частные коэффициенты безопасности, как записано Формулой (7.4).

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \quad (7.4)$$

Частные коэффициенты безопасности по бетону  $\gamma_c$ , принимаются равными:

- а) при расчете по предельным состояниям по несущей способности для неармированных (бетонных) и железобетонных конструкций – 1,5;
- б) при расчете по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности – 1,0.

### 7.1.3 Упругая деформация

7.1.3.1 Для бетона, как упругопластического материала, деформации, линейно связанные с напряжениями, составляют только часть полных деформаций.

Упругие деформации бетона зависят от его вида, класса и технологических особенностей приготовления, включая марку бетонной смеси по удобоукладываемости. Настоящее нормативно техническое пособие устанавливает следующие базовые показатели, характеризующие упругие деформации бетонов:

- модуль упругости бетона  $E_{cm}$  (определяемый как тангенс угла наклона секущей, проведенной из начала координат через точку на диаграмме с напряжениями  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ ).

Изменение модуля упругости бетона во времени  $E_{cm}(t)$  может быть определено по формуле в зависимости от прочностных характеристик:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3}, \quad (7.5)$$

где  $E_{cm}, f_{cm}$  – модуль упругости и средняя прочность бетона в возрасте 28 сут.

Взаимосвязь  $f_{cm}(t)$  и  $f_{cm}$  представлена выражением (7.1).

- коэффициент Пуассона  $\nu_c=0,20$ ;
- коэффициент линейного температурного расширения принимается при отсутствии более точной информации равным  $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$ . Тем не менее, следует отметить, что коэффициенты температурного расширения бетона значительно отличаются в зависимости от типа заполнителя бетона и условий влажности в бетоне

#### 7.1.4 Ползучесть и усадка

7.1.4.1 При расчетах бетонных, железобетонных конструкций следует учитывать изменение свойств бетона во времени, а также усилия, напряжения и перемещения, связанные с развитием длительных процессов (усадки и ползучести). В расчетах железобетонных конструкций допускается использовать предельные значения характеристики (коэффициента) ползучести и усадки.

7.1.4.2 Деформации ползучести бетона  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  для времени  $t = \infty$  при постоянном напряжении сжатия  $\sigma_c$ , приложенном в возрасте бетона  $t_0$ , равны:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}} \quad (7.6)$$

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона  $\varphi(\infty, t_0)$  допускается принимать по графикам, приведенным на Рисунке 7.1.

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона  $\varphi(\infty, t_0)$ , полученные из графиков, приведенных на Рисунке 7.1, применимы для расчетных ситуаций, когда уровень сжимающих напряжений в бетоне при первом нагружении в момент времени  $t_0$  не превышает  $0,45f_{cm}(t_0)$ . Если сжимающие напряжения в момент времени  $t_0$  превышают  $0,45f_{cm}(t_0)$ , следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести  $\varphi(\infty, t_0)$  полученных по графикам, приведенным на Рисунке 7.1, с учетом нелинейной ползучести по Формуле (7.7).

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (7.7)$$

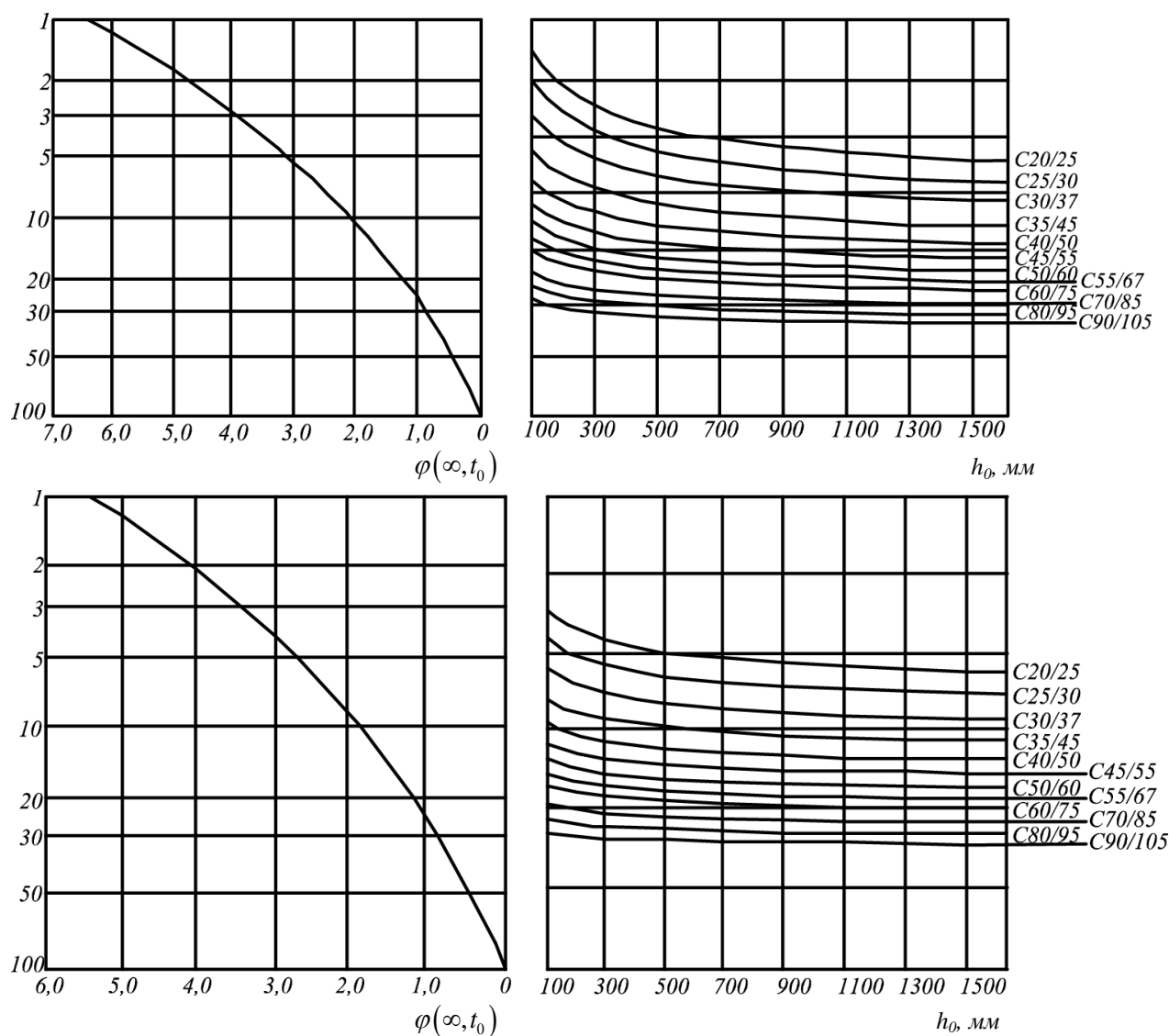
где  $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$  – предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести;

$k_\sigma$  – коэффициент, зависящий от уровня нагружения  $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$  ( $\sigma_c$  – сжимающие напряжения в бетоне в момент времени  $t_0$ );

$f_{cm}(t_0)$  – средняя прочность бетона на сжатие в возрасте  $t_0$ , определяемая согласно п. 7.1.2.6.

7.1.4.3 При расчетах железобетонных конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от минус 25 до 40°C и относительной влажности RH от 20 до 100 %,

предельные значения коэффициента ползучести бетона  $\varphi(\infty, t_0)$ , можно принимать по графическим зависимостям, приведенным на Рисунке 7.1.



#### ПРИМЕЧАНИЕ

1. Для  $t_0 > 100$  сут. принимать значения  $\varphi(\infty, t_0)$  как для  $t_0 = 100$  сут.;
2.  $h_0 = 2A_c/u$ , где  $A_c$ ,  $u$  соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента.

**Рисунок 7.1– Номограммы для определения предельных значений коэффициента ползучести бетона  $\varphi(\infty, t_0)$**

7.1.4.4 Предельные значения коэффициента ползучести бетона  $\varphi(\infty, t_0)$ , устанавливаемые по графическим зависимостям, показанным на Рисунке 7.1, могут использоваться для бетонов классов по прочности на сжатие не более С55/67. Предельные значения коэффициентов ползучести  $\varphi(\infty, t_0)$ , полученные из Рисунка 7.1 для бетонов классов по прочности на сжатие более С55/67, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

7.1.4.5 Величину усадки бетона  $\varepsilon_{cs}$  следует определять по формуле

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (7.8)$$

где  $\varepsilon_{cd}$  – часть усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги;

$\varepsilon_{ca,s}$  – часть усадки бетона, обусловленная процессами твердения бетона.

Величину усадки бетона  $\varepsilon_{cd}$  определяется следующим образом

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd,\infty} \quad (7.9)$$

где  $\varepsilon_{cd,\infty}$  – предельные значения части усадки, которые допускается определять по Таблице 7.2;

$\beta_{ds}(t, t_s)$  – функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (7.10)$$

$t$  – возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки;

$t_s$  – возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона;

$h_0$  – приведенный размер поперечного сечения, мм,  $h_0 = 2A_c/u$ ;

$A_c, u$  – соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

$h_1 = 100$  мм;  $t_1 = 1$  сут.

При определении промежуточных значений части усадки бетона  $\varepsilon_{cd,\infty}$  по Таблице 7.2 допускается линейная интерполяция.

7.1.4.6 Если элементы подвержены воздействию значительных периодов высокой температуры ( $>50^\circ\text{C}$ ), то характеристики ползучести значительно изменяются. Если это является существенным, то, как правило, необходимо получить данные, подходящие для определенных условий исследуемой деятельности.

Таблица 7.1—Прочностные и деформативные характеристики нормального бетона

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие														
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
$f_{ck}, \text{МПа}$	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^G, \text{cube}, \text{МПа}$	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}, \text{МПа}$	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}, \text{МПа}$	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}, \text{МПа}$	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}, \text{МПа}$	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\varepsilon_{c1}, \text{‰}$	–1,7	–1,8	–1,9	–2,0	–2,1	–2,2	–2,25	–2,3	–2,4	–2,45	–2,5	–2,6	–2,7	–2,8	–2,8
$\varepsilon_{cu1}, \text{‰}$	–3,5										–3,2	–3,0	–2,8	–2,8	–2,8
$\varepsilon_{c2}, \text{‰}$	–2,0										–2,2	–2,3	–2,4	–2,5	–2,6
$\varepsilon_{cu2}, \text{‰}$	–3,5										–3,1	–2,9	–2,7	–2,6	–2,6
$n$	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
$\varepsilon_{c3}, \text{‰}$	–1,75										–1,8	–1,9	–2,0	–2,2	–2,3
$\varepsilon_{cu3}, \text{‰}$	–3,5										–3,1	–2,9	–2,7	–2,6	–2,6

7.1.4.7 Величину усадки бетона  $\varepsilon_{ca}(t)$ , обусловленную процессами твердения бетона следует определять по формуле, где  $t$  – время, сут.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot e_{ca}(\infty), \quad (7.11)$$

где

$$e_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6}, \quad (7.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (7.13)$$

**Таблица 7.2– Предельные значения части усадки бетона  $\varepsilon_{cd,0}$ , ‰**

$f_{ck}/f_{c, cube}^G$	$\varepsilon_{cd,s,\infty}$ при относительной влажности $RH$ , %					
	20	40	60	80	90	100
20/25 и менее	–0,75	–0,70	–0,59	–0,20	–0,20	0,12
40/50	–0,60	–0,56	–0,47	–0,29	–0,16	0,10
60/75	–0,48	–0,45	–0,38	–0,24	–0,13	0,08
80/95	–0,39	–0,36	–0,30	–0,19	–0,11	0,06
90/105	–0,35	–0,33	–0,27	–0,17	0,06	0,06
ПРИМЕЧАНИЕ Знак «плюс» означает набухание бетона.						

## 7.1.5 Тепловыделение и изменение температурного режима вследствие гидратации

Если условия на стадии строительства считают важными, то характеристики тепловыделения для определенного цемента получают, как правило, из испытаний. Фактическое тепловыделение определяют, учитывая прогнозируемые условия в процессе раннего срока службы элемента (например, выдерживание, условия окружающей среды). Максимальный подъем температуры и время возникновения после заливки определяют из состава смеси, свойства опалубки, условий окружающей среды и пограничных условий.

## 7.2 Арматурная сталь

### 7.2.1 Применяемые классы арматуры

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов St400 и St500. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами. Допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры стержней периодического профиля и проволоку классов, установленных в Приложении Г.



## 7.2.2 Свойства

Для арматурных сталей, подверженных воздействию температуры в пределах от  $-40^{\circ}\text{C}$  до  $+100^{\circ}\text{C}$  (если не проводят специальное исследование), ссылаются на СН РК EN 1992–1–1, пункт 3.2.2. Для более высокой температуры информация установлена в 3.2.3 СН РК EN 1992–1–2. Для уменьшения напряжения при температурах выше  $20^{\circ}\text{C}$  см. 10.3.2.2 в СН РК EN 1992–1–2.

## 7.3 Напрягаемая арматура

### 7.3.1 Предварительно напряженная сталь

7.3.1.1 [3.3.1(1)Р СН РК EN 1992–1–1] Настоящий раздел распространяется на проволоку, стержни и канаты, используемые в качестве напрягающих элементов в железобетонных конструкциях.

7.3.1.2 [3.3.1 (2)Р СН РК EN 1992–1–1] Напрягающие элементы должны обладать достаточно низким уровнем подверженности коррозионному растрескиванию в напряженном состоянии.

7.3.1.3 Уровень подверженности коррозионному растрескиванию в напряженном состоянии может быть признан достаточно низким, если напрягающие элементы отвечают критериям, установленным СН РК EN 10138 или приведенным в соответствующих Европейских технических сертификатах.

7.3.1.4 Требования к свойствам напрягающих элементов распространяются на материалы, расположенные в окончательном положении в конструкции. Если способы производства, испытания и свидетельство о соответствии напрягающих элементов соответствуют СН РК EN 10138 или приведенным в соответствующих Европейских технических сертификатах, то может быть принято, что требования настоящего Еврокода выполнены.

7.3.1.5 [3.3.1 (5)Р СН РК EN 1992–1–1] Для сталей, соответствующих настоящему Еврокоду, установлены характеристические предельные значения прочности на растяжение, условного предела текучести при остаточной относительной деформации 0,1 % и относительные деформации при достижении максимальной нагрузки, обозначенные соответственно  $f_{pk}$ ,  $f_{p0,1k}$  и  $\varepsilon_{uk}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ СН РК EN 10138 распространяется на характеристические минимальные и максимальные значения, получаемые на основе постоянного контроля качества продукции. Напротив, значения  $f_{p0,1k}$  и  $f_{pk}$  отображают характеристические значения условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % и предела прочности при растяжении напрягаемой стали, используемой в конструкции. Прямая связь между обеими группами значений отсутствует. Установленные СН РК EN 10138 характеристические значения усилия при остаточной деформации 0,1 %  $F_{p0,1k}$ , деленные на площадь поперечного сечения  $S_n$ , вместе с методами оценки и подтверждения предоставляют достаточно возможностей для получения значения  $f_{p0,1k}$ .

7.3.1.6 При использовании других арматурных сталей, которые не соответствуют СН РК EN 10138, их свойства приводятся в соответствующих Европейских технических сертификатах.

### **7.3.2 Свойства**

Для напрягаемых арматурных прядей, подверженных воздействию температуры в пределах от  $-40^{\circ}\text{C}$  до  $+100^{\circ}\text{C}$  (если не проводят специальное исследование), для прочности и уменьшения напряжения применяют те же значения, что и для «нормальных температур». Для более высоких температур информация установлена в 3.2.4 СН РК EN 1992-1-2.

## 8 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

### 8.1 Классификация и конструктивные решения железобетонных резервуаров

8.1.1 Резервуары в зависимости от расположения могут быть напорными (активными) и безнапорными (пассивными), т.е. такими, из которых вода может поступать в систему лишь путем перекачки ее насосами.

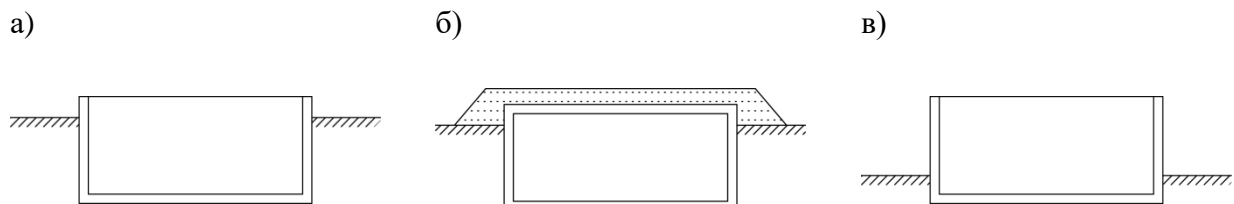
8.1.2 Резервуары подразделяются по назначению, вертикальной привязке, конструктивным особенностям и форме.

8.1.3 По назначению емкостные сооружения делятся на резервуары для хранения воды и резервуары для нефти и нефтепродуктов.

8.1.4 По вертикальной привязке резервуары проектируют подземными, полуглубленными и наземными (см. Рисунок 8.1).

8.1.5 По конструктивным особенностям резервуары могут выполняться из сборного, монолитного и сборно-монолитного железобетона. При строительстве резервуаров может применяться как обычный, так и предварительно напряженный железобетон.

8.1.6 Форма резервуаров и габаритные размеры определяются технологическими и технико-экономическими расчетами. Железобетонные резервуары проектируются в основном цилиндрической или прямоугольной формы. Резервуары более сложного очертания (сферические, торовые, линзообразного сечения и др.) проектируются только в особых случаях.



а – заглубленные открытые (отстойники, смесители, илоуплотнители, песколовки, нефтеловушки); б – заглубленные закрытые (резервуары для воды, приемные камеры теплой и охлажденной воды, горизонтальные отстойники); в – наземные открытые (фильтры, биофильтры, усреднители, контактные осветлители)

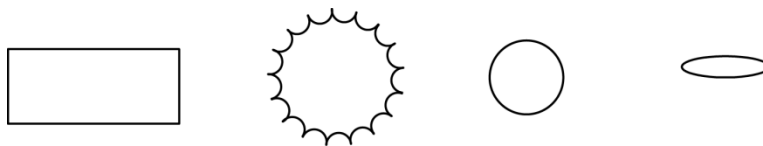
**Рисунок 8.1– Типы резервуаров по вертикальной привязке**

8.1.7 Наиболее рациональной формой резервуаров в плане является прямоугольная, круглая или овальная (Рисунок 8.2 а).

8.1.8 В зависимости от назначения резервуары проектируются с покрытием или без него. Покрытия могут выполняться с применением пространственных, плоских и комбинированных конструкций (Рисунок 8.3– а). Пространственные монолитные железобетонные покрытия наиболее экономичные по затрате материалов, но трудоемкие в изготовлении.

8.1.9 Стены резервуаров могут выполняться вертикальными, наклонными или в виде оболочек (Рисунок 8.2 б).

а)



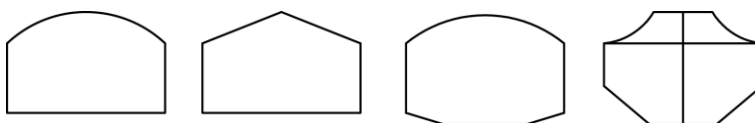
б)



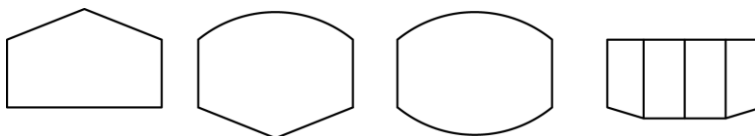
а – формы резервуаров в плане; б – варианты стен

**Рисунок 8.2– Типы резервуаров по вертикальной привязке**

а)



б)



а – варианты покрытий; б – варианты днища

**Рисунок 8.3– Конструктивные формы резервуаров**

8.1.10 Днища проектируются в большинстве случаев плоскими. Если требуется снизить давление на стены резервуаров, днища выполняют сферической, конической или призматической формы (Рисунок 8.3– б).

8.1.11 Важным элементов в проектировании резервуаров является разработка конструкций узловых соединений несущих элементов. Принятые конструктивные решения узлов сопряжения стен с покрытием и дном должны учитывать назначение сооружений и обеспечивать их надежное функционирование в реальных условиях эксплуатации.

8.1.12 Варианты возможных конструктивных решений узлов железобетонных резервуаров представлены на Рисунке 8.4, 8.5.

8.1.13 Решение об устройстве жестких или податливых стыков стен резервуаров принимается не только по статическим, но и по эксплуатационно–технологическим соображениям.

8.1.14 Для обеспечения свободы радиальных деформаций стен резервуара, стыки стен с покрытием и дном рекомендуется проектировать шарнирно–подвижными с использованием эластичных прокладок (резиновых, неопреновых и др.). Такая конструкция стыков позволяет осуществлять плотное обжатие стен по всей высоте, включая зоны, прилегающие к опорным элементам.

8.1.15 С целью унификации основных параметров габаритных схем резервуаров. Рекомендуется размеры прямоугольных и круглых в плане резервуаров принимать кратными 3 м, а по высоте – 0,6 м. При длине стороны и диаметре сооружений менее 9 м допускается принимать данные размеры кратными 1 м для круглых и 1,5 м для прямоугольных резервуаров.

Стеновые панели и фундаменты под колонны резервуаров назначаются и принимаются по результатам расчета, для типовых резервуаров принимаются по номенклатуре унифицированных сборных железобетонных изделий водопроводно– канализационных сооружений.

Объемы цилиндрических резервуаров для хранения воды принимаются равными от 100 до 6000 м<sup>3</sup> согласно Таблице 8.1. При больших объемах рекомендуется использовать прямоугольные в плане резервуары по Таблице 8.2.

**Таблица 8.1– Унифицированные параметры цилиндрических резервуаров для воды**

Параметр	Объем резервуара, м <sup>3</sup>							
	100	150	250	500	1000	2000	3000	6000
Диаметр, м	6,5	8	10	12	18	24	30	42
Высота, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

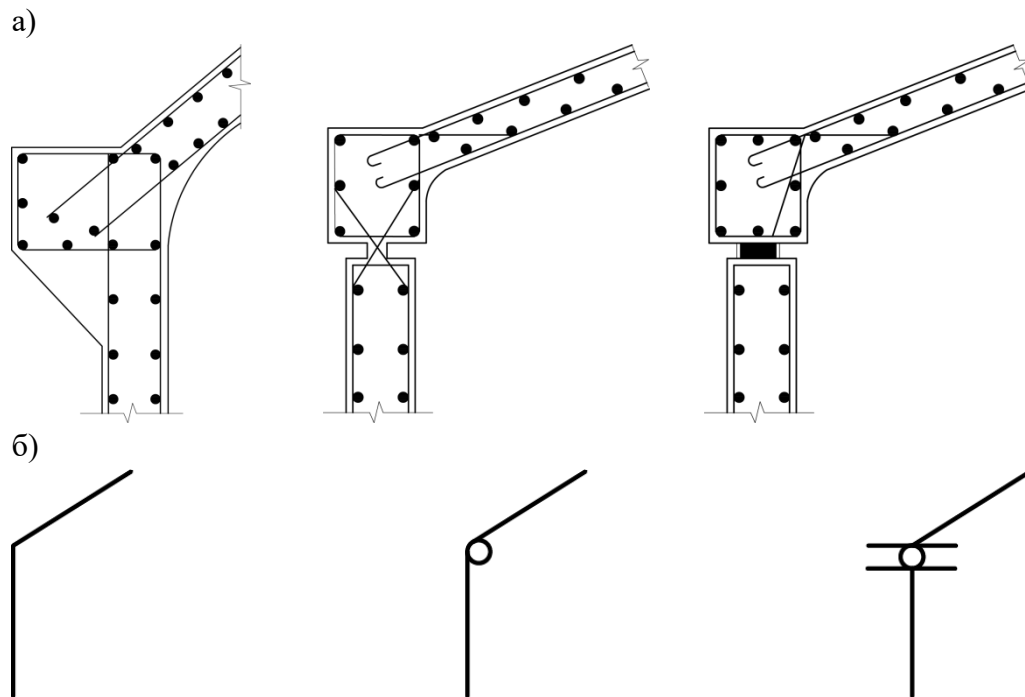
**Таблица 8.2– Унифицированные параметры прямоугольных резервуаров для воды**

Параметр	Объем резервуара, м <sup>3</sup>								
	100	250	500	1000	2000	3000	6000	10000	20000
Размеры в плане, м	6×6	6×12	12×12	12×18	18×24	24×30	36×36	48×48	66×66
Высота, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

8.1.16 Для стен и днищ резервуаров применяют бетон классов *C12/15... C30/37*, марок по водонепроницаемости W4...W10 и по морозостойкости F100...F200. Для армирования резервуаров используют ненапрягаемую арматуру классов St240, St400, St500 и предварительно напряженную – класса St500.

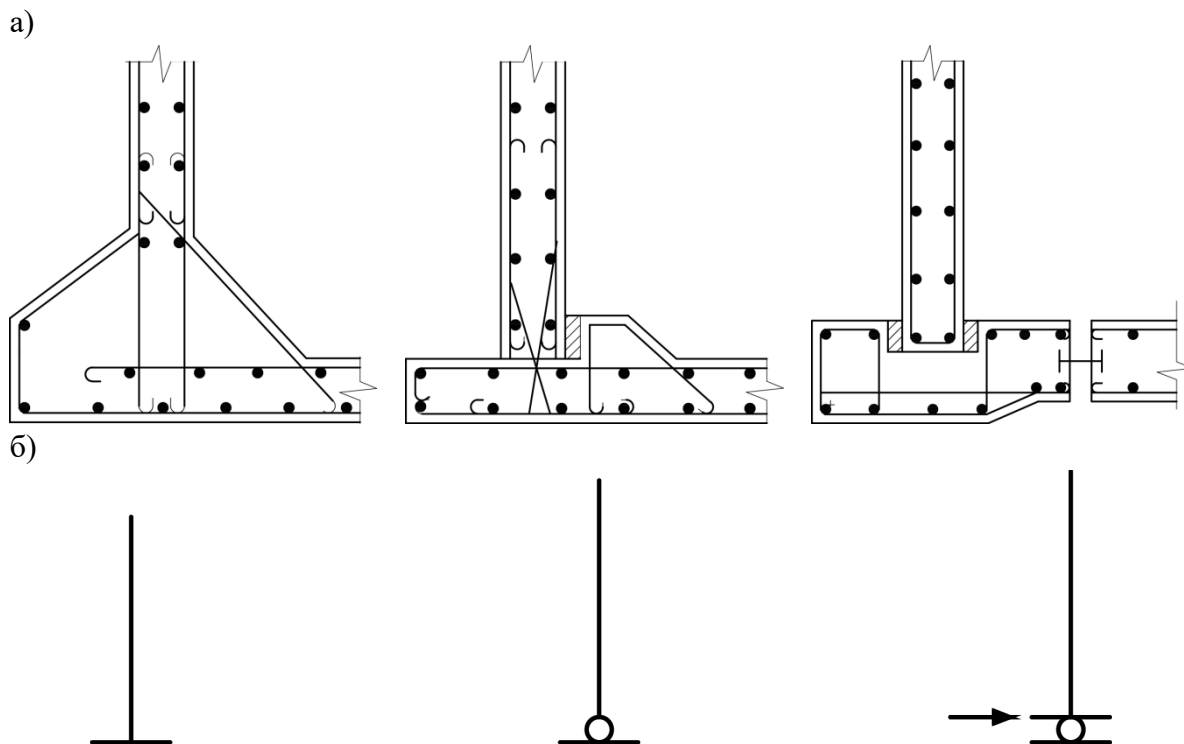
8.1.17 При проектировании железобетонных резервуаров, используемых для хранения питьевой воды, необходимо предусматривать следующие мероприятия:

- вентиляцию резервуаров через специальные фильтры;
- гидроизоляцию покрытия, стен и днища резервуаров;
- обработку всех внутренних поверхностей сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций до получения гладкой поверхности без раковин и пор. Для сборных элементов эта обработка должна осуществляться в заводских условиях;
- омоноличивание всех стыков сборных конструкций бетоном на расширяющемся цементе для повышения водонепроницаемости и герметичности резервуаров.



а – конструктивные решения; б – расчетные схемы

**Рисунок 8.4– Узлы сопряжения стен с пространственными конструкциями покрытий железобетонных резервуаров**



а – конструктивные решения; б – расчетные схемы

**Рисунок 8.5– Узлы железобетонных резервуаров (соединение стен с дном)**

8.1.18 Конструктивные схемы и габаритные размеры типовых отечественных цилиндрических резервуаров для воды диаметром 4,5...24 м изображены на Рисунке 8.6

8.1.19 Очистные сооружения в системах водоснабжения: фильтры, отстойники, осветлители, аэротенки, флотаторы и др. – проектируются цилиндрической или призматической формы (см. Рисунок 8.7).

8.1.20 При выборе мест для строительства емкостных сооружений предпочтение следует отдавать площадкам с однородными, непросадочными, непучинистыми грунтами с расчетным уровнем грунтовых вод не менее двух метров ниже отметки днища. На площадках сейсмичностью свыше 9 баллов возведение резервуаров не допускается.

## **8.2 Конструкции цилиндрических резервуаров**

8.2.1 Цилиндрические резервуары проектируются из монолитного и сборного железобетона. При малой емкости и единичном исполнении целесообразно возводить резервуары из монолитного железобетона.

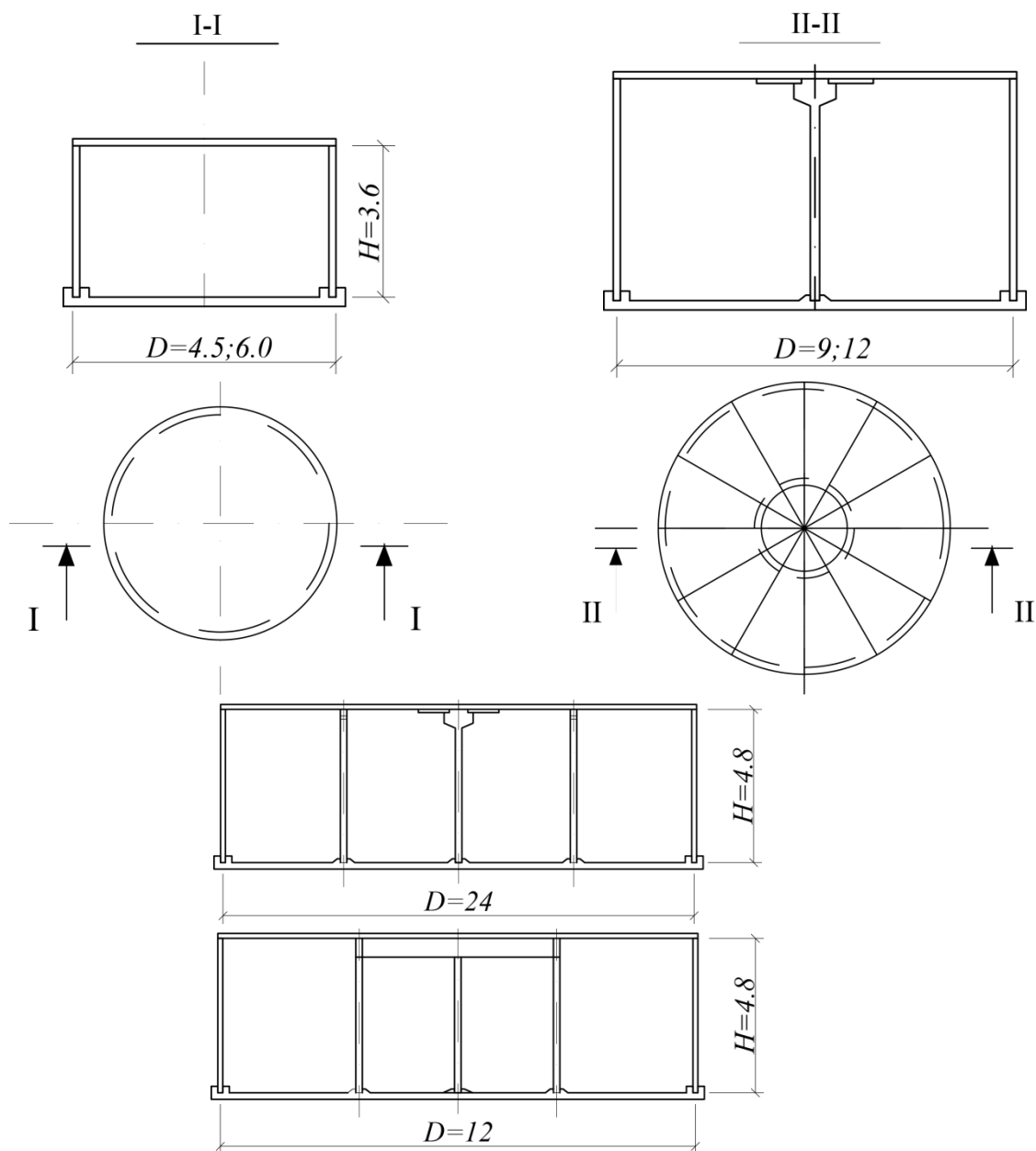
8.2.2 Покрытия круглых в плане резервуаров могут быть пространственные, плоские или комбинированные. Оболочки из монолитного железобетона наиболее экономичны для конструкций покрытий резервуаров, но при их возведении требуется сложная опалубка.

8.2.3 Рекомендуются монолитные цилиндрические резервуары проектировать с плоскими безбалочными перекрытиями, колоннами с капителями, гладкими стенами и плоским дном (Рисунок 8.8). Так как безбалочные перекрытия имеют малую конструктивную высоту и гладкую поверхность, которая обеспечивает хорошую вентиляцию пространства над уровнем содержащейся жидкости.

8.2.4 Покрытие сборных цилиндрических резервуаров выполняется из плоских или ребристых трапециевидных плит, которые укладываются по кольцевым балкам, опирающимся на колонны (Рисунок 8.9). Колонны усиливается в стаканы сборных фундаментов, монтируемых на дне резервуаров или предусмотренных в конструкциях монолитного дна.

8.2.5 Стены цилиндрических резервуаров проектируются из сборных панелей длиной, равной высоте резервуара, и шириной 1,57 или 3,14 м. При такой ширине по периметру резервуаров размещается целое число рядовых плит и не требуются доборные элементы. В открытых и закрытых цилиндрических резервуарах разбивочные оси совмещаются с внутренними гранями стен. Стеновые панели при монтаже устанавливаются в паз между двумя кольцевыми ребрами по периметру дна резервуара. Сопряжение стеновых панелей с дном может проектироваться жестким (Рисунок 8.10 а), исключая радиальное перемещение стенки и ее поворот, или подвижным, допускающим эти перемещения (Рисунок 8.10 б). Для обеспечения свободного перемещения стенки при ее обжатии, паз замоноличивается после натяжения кольцевой арматуры. В качестве напрягаемой арматуры применяется высокопрочная проволока, канаты и стержни. Кольцевую арматуру после натяжения покрывают несколькими слоями торкрет-бетона общей толщиной 25–30 мм.

8.2.6 При проектировании цилиндрических резервуаров диаметром до 9 м внутренняя и внешняя поверхность панелей принимается криволинейной. При диаметре более 9 м стеновые панели проектируются с криволинейной внешней поверхностью и плоской внутренней.



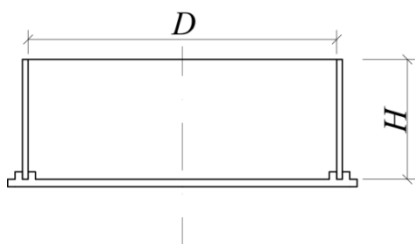
**Рисунок 8.6– Конструктивные схемы типовых цилиндрических резервуаров для воды**

8.2.7 В резервуарах небольшой емкости трещиностойкость стен может быть обеспечена без предварительного напряжения. Стены сооружений диаметром более 9 м, как правило, проектируют предварительно обжатыми. Предварительное обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки класса St500 либо установкой колец из стержневой арматуры класса St500 с последующим натяжением их электротермическим способом (применение стержневой арматуры допускается при диаметре сооружений не более 30 м). Предварительное обжатие стен выполняется после замоноличивания вертикальных стыков панелей.

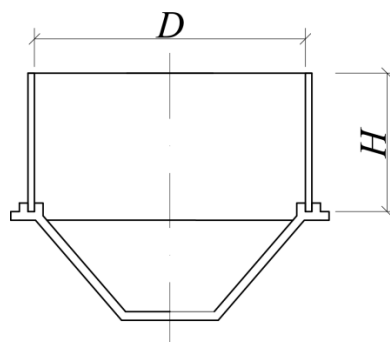
8.2.8 Техничко–экономические показатели типовых цилиндрических резервуаров для воды приведены в Таблице 8.3.



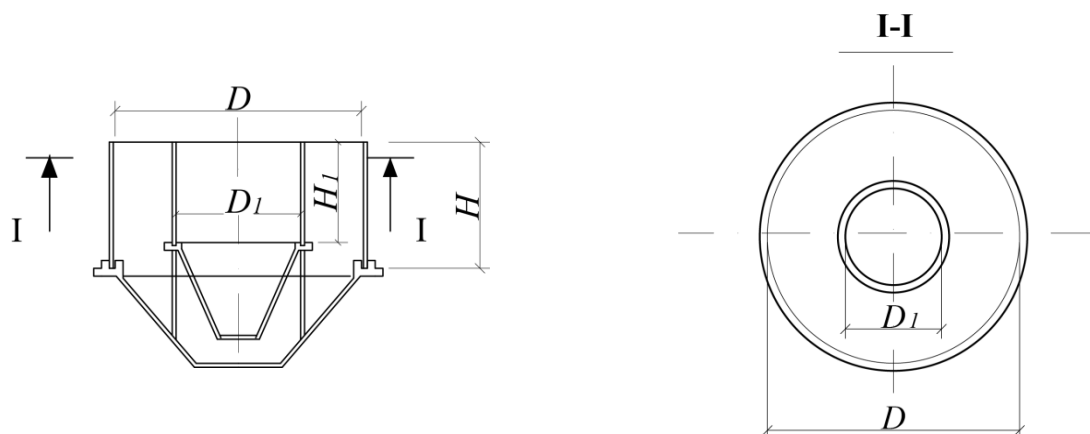
а)



б)

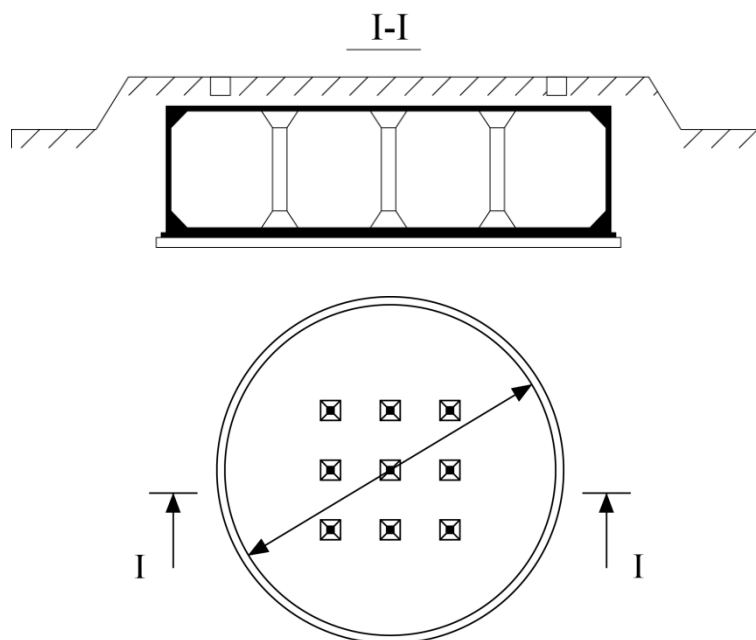


в)

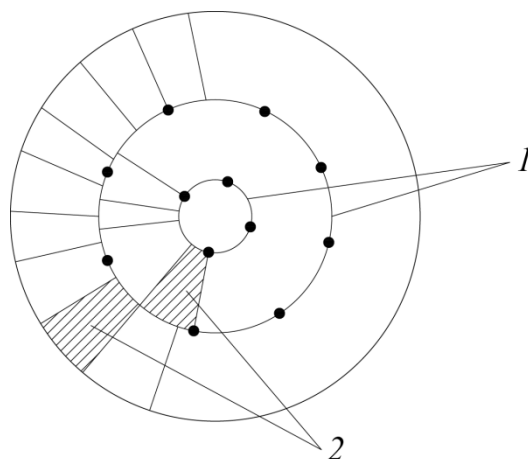


а – флотаторы; б – двухъярусные отстойники;  
в – осветители-перегнватели

**Рисунок 8.7– Конструктивные схемы цилиндрических очистных сооружений**



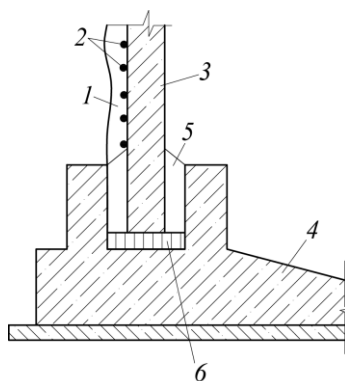
**Рисунок 8.8– Монолитный цилиндрический резервуар с безбалочным покрытием**



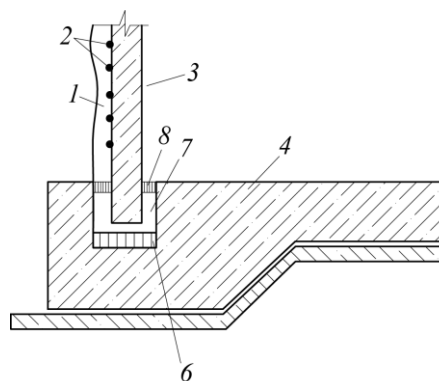
1 – кольцевые балки; 2 – трапецевидные плиты с ребрами по периметру

**Рисунок 8.9– Схема сборного покрытия цилиндрического резервуара**

а)



б)



а – жесткое сопряжение; б – подвижное; 1 – слой торкрет-бетона; 2 – кольцевая напрягаемая арматура; 3 – стеновая панель; 4 – дно; 5 – бетон со щебнем мелких фракций; 6 – выравнивающий слой раствора; 7 – битумная мастика; 8 – асбестоцементный раствор

**Рисунок 8.10– Узел сопряжения стеновых панелей с дном**

**Таблица 8.3– Основные параметры и технические показатели типовых цилиндрических резервуаров для воды**

Емкость резервуара, м <sup>3</sup>	Размеры, м		Количество колонн, шт.
	диаметр	высота	
100	6,6	3,6	1
200	9,28	3,6	4
250	10,3	3,6	4
500	12,3	4,8	4
1000	18,3	4,8	12
2000	24,3	4,8	21

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения диаметра резервуара указано по наружным граням стен.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для резервуаров емкостью 100 и 200 м<sup>3</sup> данные приведены для варианта строительства при высоком уровне грунтовых вод.

### 8.3 Конструкции прямоугольных резервуаров

8.3.1 Прямоугольные резервуары эффективны для емкостей объемом  $6000 \text{ м}^3$  и более, а также для емкостных сооружений внутри помещений. Прямоугольная форма резервуара дает возможность просто и компактно конструировать сооружение в целом.

8.3.2 Днища прямоугольных резервуаров следует проектировать плоскими, но для увеличения объема сооружений и уменьшения нагрузок на стеновые панели днища могут выполняться с внутренними откосами.

8.3.3 Покрытия стеновых монолитных резервуаров как правило ребристые с шагом колонн  $6 \times 6 \text{ м}$  или безбалочные с сеткой колонн  $4 \times 4 \text{ м}$  (Рисунок 8.11). Монолитные стены высотой до 4 метров проектируются гладкими, при большей высоте – с ребрами жесткости.

8.3.4 В сборных типовых резервуарах габаритные размеры унифицированы, что позволяет использовать при конструировании покрытий ригели и плиты многоэтажных производственных зданий. Сборные покрытия резервуаров проектируются плитно–балочными с сеткой колонн  $6 \times 6 \text{ м}$  и безбалочными с сеткой колонн  $4 \times 4 \text{ м}$  и  $6 \times 3 \text{ м}$  (Рисунок 8.12).

В первом варианте покрытий (Рисунок 8.12а) сборные плиты укладываются на ригели и соединяются с ними сваркой закладных деталей. Ригели покрытий устанавливаются на колонны и на стеновые панели. Во втором варианте (Рисунок 8.12б) плиты с ребрами по контуру опираются по углам непосредственно на капители колонн.

8.3.5 Стеновые панели для каждого сборного резервуара принимаются одного типоразмера: длиной равной высоте резервуара и шириной 3 м. Для снижения массы элементов ширину плит можно принимать – 1,5 м.

8.3.6 В типовых сериях прямоугольных резервуаров разработаны стеновые панели консольного и балочного типа. Высота панелей принята кратной 600 мм, армирование выполнено двойной арматурой из плоских сварных сеток. Стеновые панели заделываются в паз монолитного днища (Рисунок 8.13). Величина заделки зависит от диаметра вертикальной рабочей арматуры и определяется с учетом обеспечения ее надежной анкеровки.

8.3.7 Угловые участки стен проектируются (Рисунок 8.14) в виде монолитных вставок или с применением доборных сборных элементов.

8.3.8 Пространственная жесткость резервуаров обеспечивается в продольном направлении за счет системы многопролетных рам, образованных сваркой закладных деталей ригелей с колоннами, а в поперечном – за счет приварки плит покрытия к ригелям и продольным стенам. В результате образуется жесткий пространственный блок из двух горизонтальных дисков (днища и покрытия) и четырех вертикальных диафрагм (стен резервуаров), внутри которого расположены многопролетные рамы.

8.3.9 В прямоугольных открытых резервуарах разбивочные оси совмещаются с геометрическими осями внутренних стен и колонн и отстоят на 140 мм от внутренней вертикальной грани наружных стен (Рисунок 8.15). В закрытых емкостях разбивочные оси также совмещаются с геометрическими осями внутренних стен и колонн, а привязка

наружных стен осуществляется в зависимости от конструктивного решения покрытий, исходя из надежного опирания элементов покрытий на стены.

8.3.10 В резервуарах без покрытий с балочными стеновыми панелями через каждые 6 м устанавливаются поперечные горизонтальные связи в виде балок – распорок. Узлы соединения распорок со стеновыми панелями рассчитывают на горизонтальную нагрузку, приходящуюся на соответствующую площадь стены.

8.3.11 Для восприятия горизонтальных усилий стеновые панели соединяются наверху и в средней части приваркой арматурных коротышей к закладным деталям (Рисунок 8.16).

8.3.12 В резервуарах большой протяженности через каждые 54 м предусматриваются температурно–усадочные швы, конструкции которых показаны на Рисунке 8.17.

8.3.13 Конструктивные решения типовых сборных железобетонных прямоугольных резервуаров изображены на Рисунке 8.18, а их технико–экономические показатели приведены в 8.4.

8.3.14 Сборные конструкции плит и ригелей покрытий, колонн и фундаментов для большей части типовых железобетонных резервуаров принимают по номенклатуре конструкций многоэтажных производственных зданий. Исключением является прямоугольные резервуары большой емкости с сеткой колонн 6×3 м. Плиты покрытий в этом случае принимают ребристые с шагом поперечных ребер 1000 мм, с продольными ребрами переменной высоты: 500 мм – в пролете и 250 мм – на опоре.

## **8.4 Основные требования по проектированию резервуаров**

8.4.1 При проектировании наземных и подземных резервуаров следует учитывать требования СН РК EN 1997.

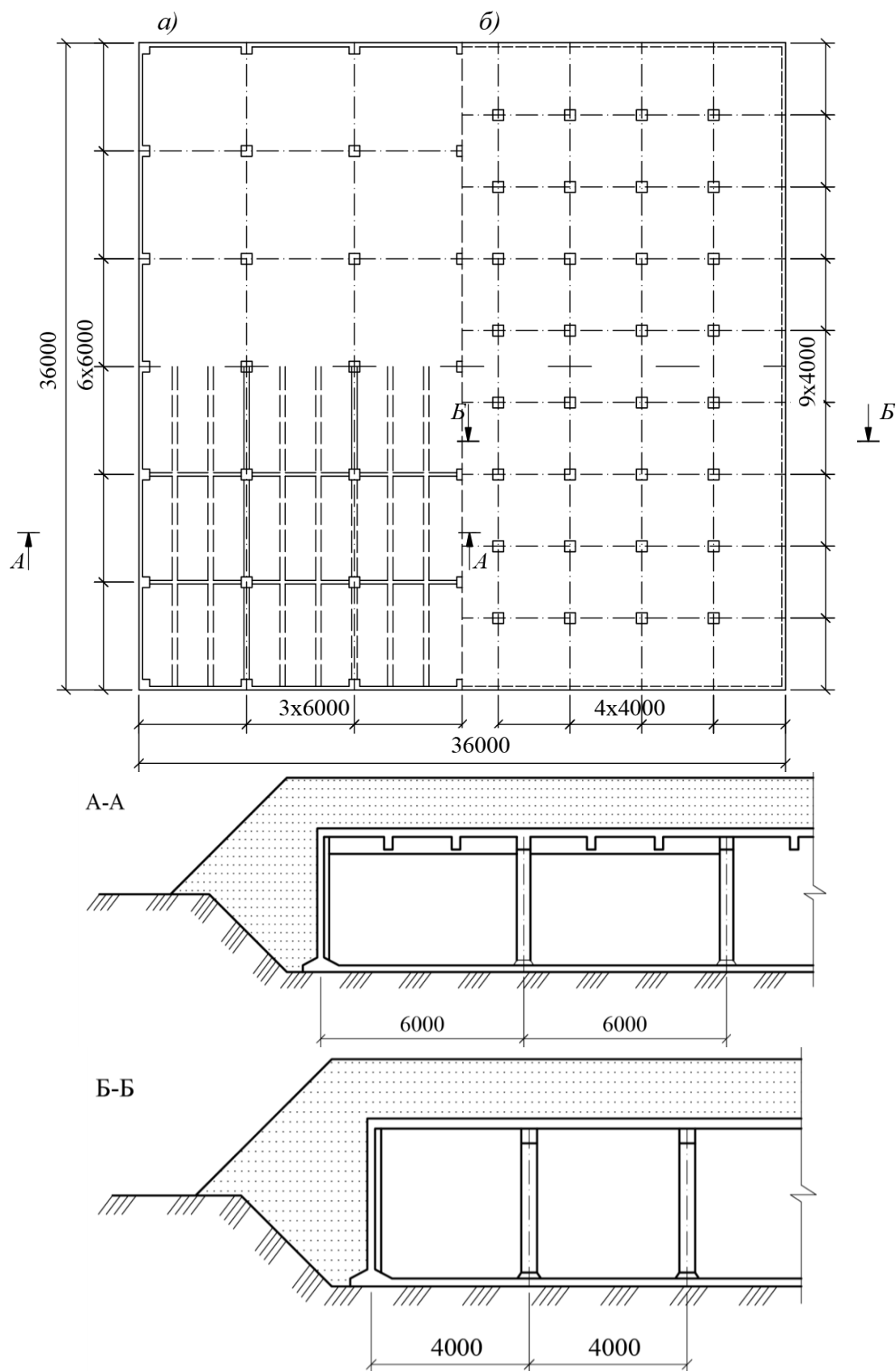
8.4.2 В проектах резервуаров необходимо предусматривать максимальное сокращение потерь хранимой жидкости от испарения в период эксплуатации, а также соблюдение требований по охране окружающей среды.

8.4.3 При проектировании надлежит принимать резервуары следующих типов:

- для наземного хранения – железобетонные вертикальные цилиндрические с плавающей крышей и со стационарной крышей (с понтонами и без понтонов);
- для подземного хранения – железобетонные (цилиндрические и прямоугольные).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Полезный объем резервуаров определяется произведением горизонтального сечения резервуара на высоту от днища до уровня максимального заполнения для резервуаров со стационарной крышей и до максимального подъема низа плавающих конструкций для резервуаров с плавающей крышей или понтоном. 2. Геометрический объем резервуаров следует определять произведением горизонтального сечения резервуара на высоту стенки.

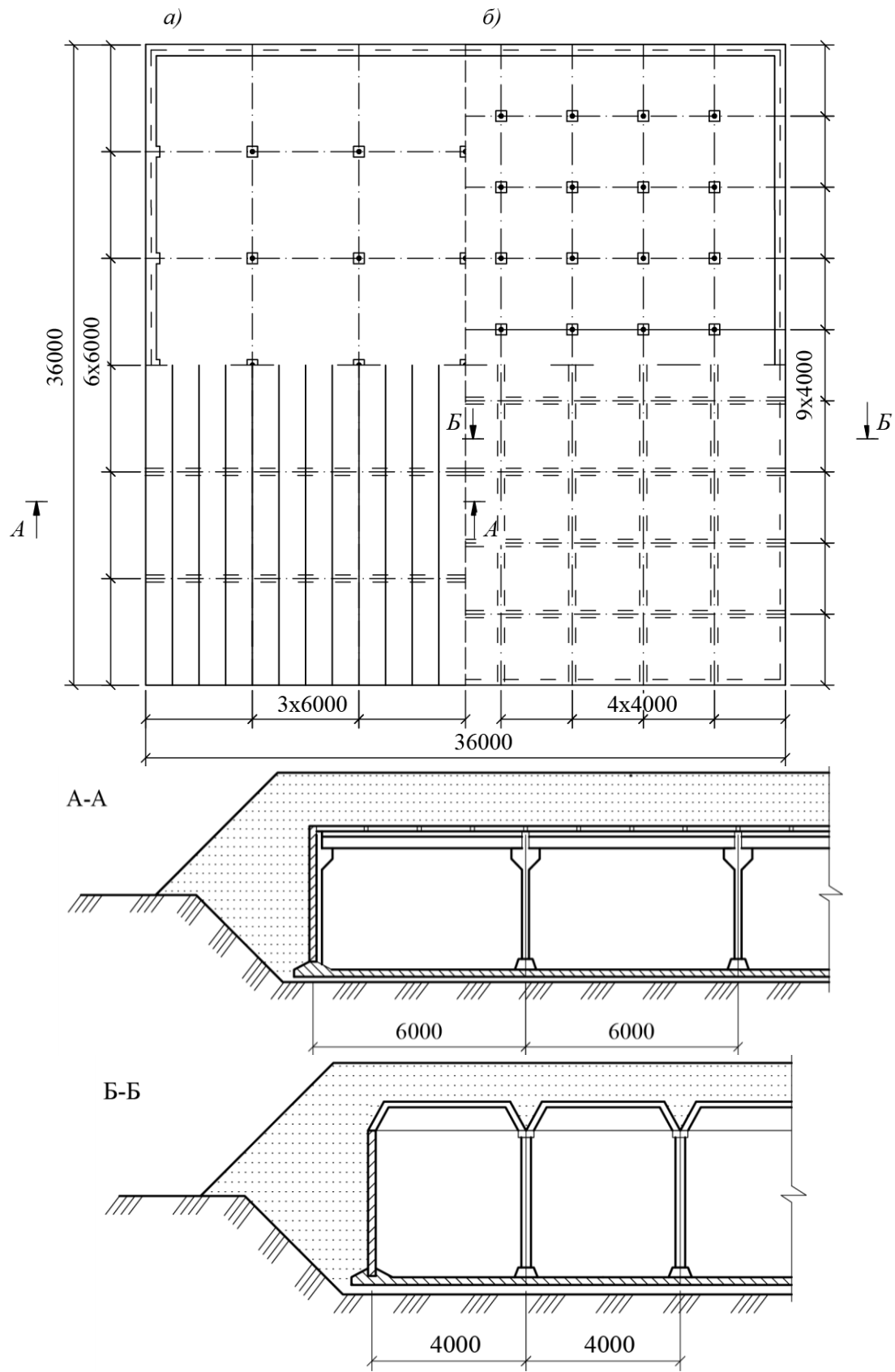
8.4.4 Резервуары в зависимости от типов и хранимого продукта должны быть оснащены устройствами, обеспечивающими допускаемое давление внутри резервуаров, предусмотренное проектом, в соответствии с нормами технологического проектирования.



а – план при варианте с ребристым покрытием;

б – то же с безбалочным покрытием

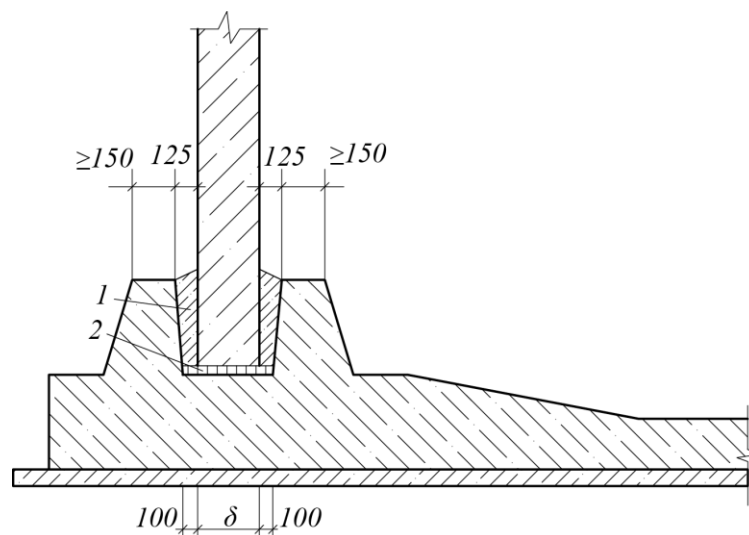
**Рисунок 8.11– Прямоугольный монолитный резервуар**



а – план при варианте с плитно-балочным покрытием;

б – то же с безбалочным покрытием

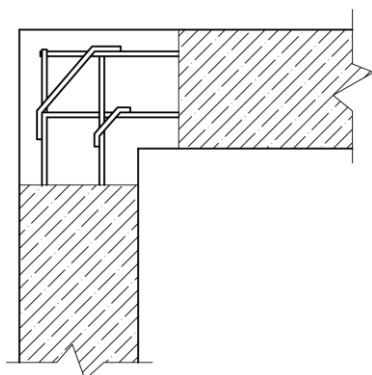
**Рисунок 8.12 – Прямоугольный сборный резервуар**



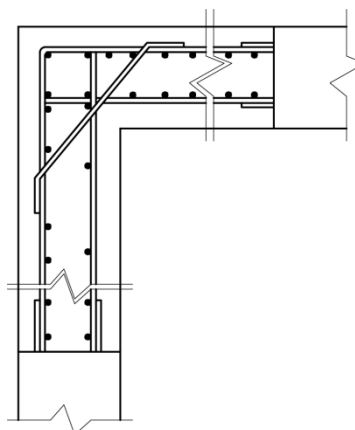
1 – бетон замоноличивания; 2 – выравнивающий слой раствора

**Рисунок 8.13– Узел сопряжения стеновых панелей с дном**

а)



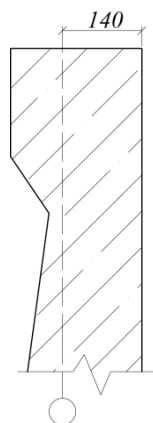
б)



а – применение доборных сборных элементов; б – монолитные вставки

**Рисунок 8.14– Угловые участки стен резервуаров**

а)



б)

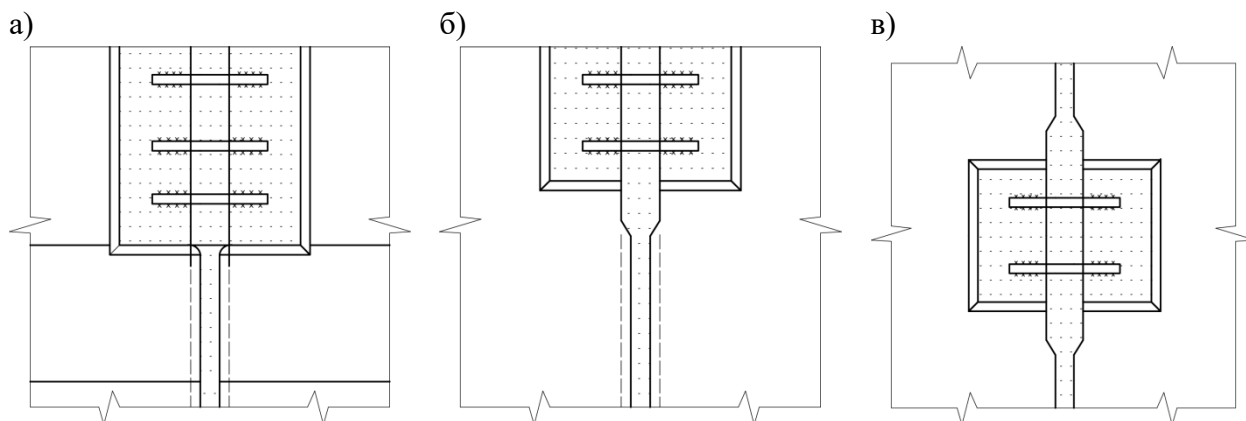


в)



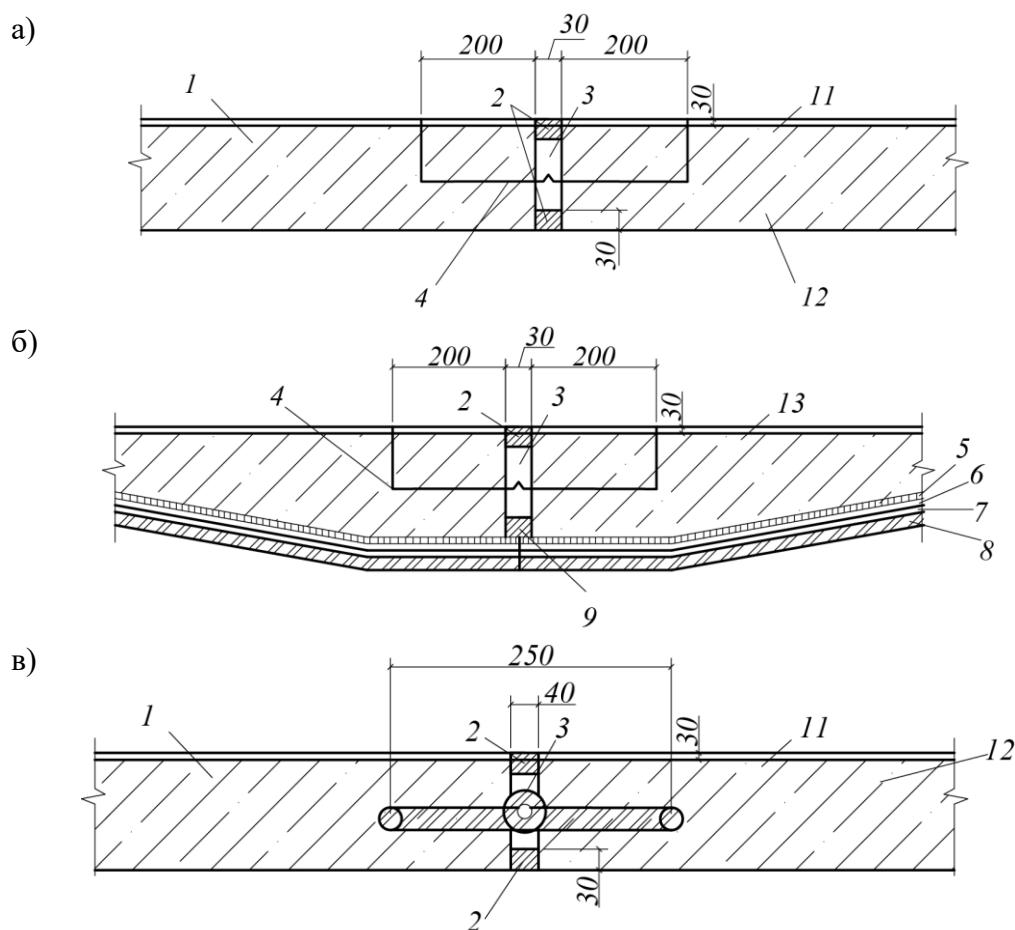
а – открытые резервуары; б – закрытые резервуары;  
в – внутренние перегородки

**Рисунок 8.15 – Привязка стен резервуара к разбивочным осям**



а – стен балочного типа; б – стен консольного типа; в – в середине высоты стены

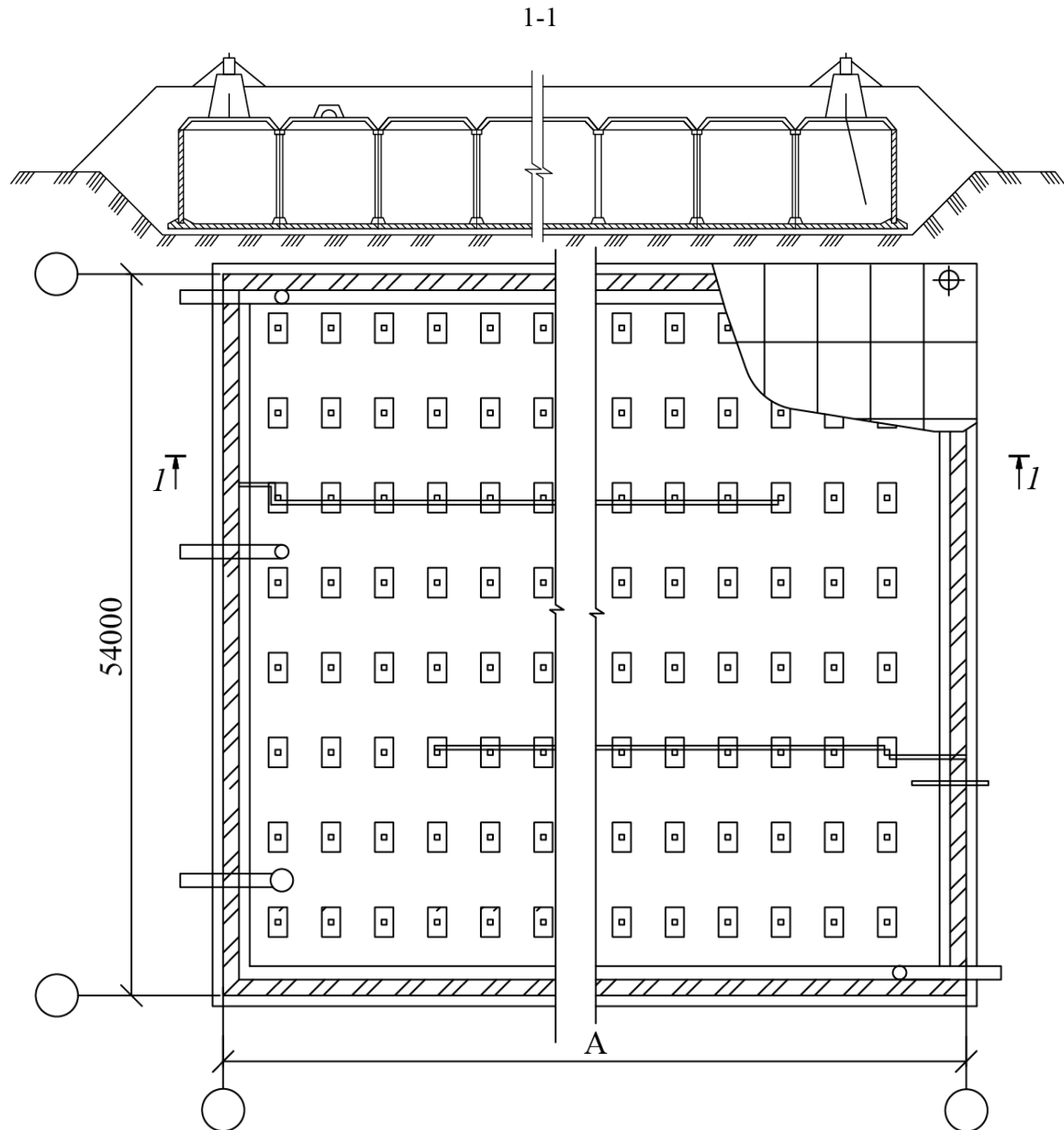
**Рисунок 8.16 – Сопряжение стеновых панелей между собой**



а, б – со стальными компенсаторами; в – с резиновой трехкулачковой шпонкой; 1 – торкрет-штукатурка; 2 – зачеканка асбестом; 3 – забивка асбестовой пряжей, пропитанной битумом; 4 – компенсатор из листовой нержавеющей стали толщиной 1...2 мм (или из обычной оцинкованной стали); 5 – подготовка; 6 – песок; 7 – рубероид; 8 – бетонная подготовка; 9 – асфальтовые плиты; 10 – трехкулачковая резиновая шпонка; 11 – внутренняя грань; 12 – стена; 13 – днище

**Рисунок 8.17– Конструкции температурно-усадочных швов резервуаров**





**Рисунок 8.18– Прямоугольные типовые железобетонные резервуары емкостью 12000 ... 20000 м<sup>3</sup>**

8.4.5 Конструкции резервуаров должны предусматривать возможность очистки от остатков хранимого продукта, проветривания и дегазации резервуаров при их ремонте и окраске.

8.4.6 Для обслуживания оборудования все резервуары должны иметь стационарные лестницы, площадки и переходы шириной не менее 0,7 м с ограждениями по всему периметру высотой не менее 1 м.

8.4.7 Резервуары должны иметь технологические, световые, монтажные люки, а также и люки–лазы.

В стенах резервуаров с понтонами или плавающими крышами следует устраивать люки–лазы (наименьший размер диаметра патрубка 600 мм), обеспечивающие доступ персонала на плавающие конструкции при нижнем их положении.

Таблица 8.4– Основные параметры и технические показатели типовых прямоугольных резервуаров для воды

Емкость резервуара, м <sup>3</sup>	Размеры, м			Сетка колонн, м	Количество колонн, шт.
	ширина, В	длина, L	высота, Н		
50	3	6	3,79	—	—
100	6	6	3,79	—	—
150	6	9	3,79	—	—
200	6	12	3,79	—	—
250	6	15	3,79	—	—
500	12	12	3,79	6×6	1
1000	12	24	3,79	6×6	3
1200	12	30	3,79	6×6	4
1400	18	18	4,84	6×6	4
2400	18	30	4,84	6×6	8
2500	24	24	4,84	6×6	9
12000	54	48	4,84	6×3	105
15000	54	60	4,84	6×3	133
20000	54	78	4,84	6×3	175

Люки–лазы в стенах резервуаров необходимо размещать на расстоянии не более 6 м от наружной лестницы, которую следует соединять переходной площадкой со смотровой площадкой у люка–лаза.

Число люков–лазов и их тип устанавливаются проектом.

8.4.8 Резервуары с плавающей крышей следует применять для строительства в районах со снеговым воздействием не более 2 кПа (200 кг/м<sup>2</sup>).

8.4.9 Расстояние от верха стенки резервуара с плавающей крышей или опорного кольца в резервуаре с понтоном до максимального уровня жидкости следует принимать не менее 0,6 м.

8.4.10 Плаваемость понтонов или экранов следует обеспечивать формой понтонов и объемным весом материала, из которого они изготовляются.

8.4.11 Плавающие крыши должны иметь устройства удаления ливневых и талых вод за пределы резервуара.

8.4.12 Плавающие крыши, понтоны и их направляющие должны иметь уплотнители (затворы), обеспечивающие герметизацию.

Уплотнители для жидкости, застывающей при температуре, указанной в проекте, должны иметь устройства, предотвращающие стекание жидкости со стен на плавающую крышу или понтон.

8.4.13 Уплотнители в резервуарах с плавающими крышами или понтонами следует применять с коэффициентом герметичности менее  $1,0 \cdot 10^{-5}$  м/ч, обеспечивая сокращение потерь от 70 до 99 % по сравнению с открытой площадью зазора между стенкой резервуара и краем плавающей крыши или понтона, не защищенной каким–либо затвором.

8.4.14 Опорные стальные стойки плавающих крыш и понтонов следует проектировать с возможностью изменения их высоты под плавающими конструкциями в период эксплуатации резервуара.

Высоту опорных стоек следует назначать, соблюдая следующие условия:

- минимальное расстояние от днища резервуара до плавающей крыши или понтона в период эксплуатации должно обеспечивать зазор 100 мм между оборудованием, установленным внутри резервуара, или патрубком приема–раздаточного трубопровода и днищем короба плавающей крыши или скребком затвора;

- расстояние от днища резервуара до плавающей крыши или понтона у стены резервуара в период ремонта должно быть не менее 2 м.

8.4.15 Неметаллические понтоны следует проектировать из негорючих токопроводящих материалов или оборудовать устройствами, обеспечивающими снятие статического электричества.

8.4.16 Плавающие крыши и понтоны должны иметь устройства для удаления паровоздушной смеси и регулирования давления под ними как на плаву, так и при нижнем фиксированном их положении, а также устройства для отвода статического электричества.

8.4.17 Предельные деформации основания резервуара, соответствующие пределу эксплуатационной его пригодности по технологическим требованиям, следует устанавливать правилами технологической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование. При этом максимальная абсолютная осадка не должна превышать 200

мм, а относительная осадка основания под днищем, равная отношению разности осадок двух смежных точек к расстоянию между ними, не должна превышать 0,005.

В цилиндрических вертикальных резервуарах разность осадок под центральной частью днища и под стеной не должна превышать  $0,003r$  и должна быть не более 100 мм (где  $r$  – радиус резервуара). Крен резервуаров не должен превышать 0,002 – для резервуаров с понтоном или плавающей крышей и 0,004 – для резервуаров без понтона или плавающей крыши.

8.4.18 Отметку низа днища наземных резервуаров необходимо принимать не менее чем на 0,5 м выше уровня планировочной отметки земли около резервуаров.

8.4.19 В резервуаре со стационарной крышей следует предусматривать отмотску.

8.4.20 Отметка заложения днища резервуара должна находиться на 1 м выше максимального уровня подземных вод во время строительства и эксплуатации.

При специальном обосновании допускается расположение подошвы фундамента резервуара ниже уровня подземных вод. В этом случае должны производиться расчет резервуара на всплытие и проверка прочности и трещиностойкости днища и стен от давления подземных вод при пустом и обсыпанном грунтом резервуаре.

8.4.21 В целях охраны окружающей среды следует предусматривать под днищем резервуара дренажную систему с контрольными колодцами для регистрации возможных утечек продукта. При наличии подземных вод на площадке следует предусматривать самостоятельную дренажную систему для их отвода.

8.4.22 На поверхности земли необходимо предусматривать отмотску, предотвращающую затекание поверхностных вод между засыпкой и стеной резервуара.

8.4.23 Сборные конструкции железобетонных резервуаров следует проектировать с применением бетонов классов по прочности на сжатие  $C20/25$  –  $C30/37$ , а для монолитных конструкций –  $C20/25$  –  $C25/30$ . Допускается применение бетонов более высоких классов, если это экономически обосновано.

В проекте должны быть указаны требования к составу бетона, устанавливаемые с учетом указаний СН РК EN 1992–1–1.

8.4.24 Железобетонные конструкции водозаливаемых покрытий резервуаров должны иметь марку бетона по морозостойкости не ниже F300 и по водонепроницаемости не ниже W8. Остальные железобетонные конструкции резервуара по морозостойкости должны удовлетворять требованиям СН РК EN 1992–1–1, а по водонепроницаемости должны соответствовать марке не ниже W6.

8.4.25 Узлы и стыки следует замоноличивать бетоном или раствором, проектные классы по прочности на сжатие которых, марки по морозостойкости и водонепроницаемости в момент напряжения конструкции должны быть не ниже классов и марок основных конструкций.

8.4.26 В качестве заполнителей бетона необходимо применять щебень и песок в соответствии с действующими стандартами. Применение гравия в качестве заполнителя запрещается, при этом содержание зерен заполнителя пластинчатой и игловатой формы должно быть не более 15 %.

## 8.5 Защита резервуаров от проницаемости и коррозии материалов

8.5.1 При проектировании железобетонных резервуаров особое внимание уделяется их непроницаемости и защите материалов, из которых выполнен резервуар, от вредного воздействия хранимых продуктов.

8.5.2 В резервуарах, проектируемых для хранения чистой воды, необходимая трещиностойкость и непроницаемость обеспечивается применением плотных бетонов и предварительно напряженных железобетонных конструкций.

8.5.3 Чистая вода не оказывает химического воздействия на бетон. Растительные масла и кислоты разрушающе действуют на бетон. В связи с этим при хранении таких видов продуктов в железобетонных резервуарах нужно избегать прямого их контакта с бетоном.

8.5.4 Одним из эффективных способов защиты емкостных сооружений от проницаемости и вредного влияния хранимых продуктов является устройство облицовок или покрытий, обладающих прочностью и достаточной деформативностью, устойчивостью к температурным воздействиям, стойкостью и безвредностью по отношению к хранимому продукту. Защитные покрытия строительных конструкций емкостных сооружений выполняют:

- наклейкой листового тиокола (хлопчатобумажной или стеклянной ткани, пропитанной тиокол–латексом), покраской поверхности составами на основе тиокол–латекса;
- посредством применения непроницаемых покрытий из пленочного винилпласта;
- с использованием герметичных оболочек – вкладышей из резинотканевых, полимерных или других синтетических материалов;
- с помощью облицовки внутренних поверхностей резервуаров листовой сталью толщиной 1÷4 мм. Стальная облицовка будет обеспечивать только непроницаемость резервуара, поэтому должна быть защищена от коррозии.

8.5.5 При проектировании резервуаров в условиях агрессивных вод выбор и подбор состава бетона должен производиться в соответствии с требованиями СН РК EN 1992–1–1. Для снижения отрицательного воздействия агрессивных сред на железобетонные конструкции емкостных сооружений применяются бетоны на специальных вяжущих (пластобетоны, армопластобетоны), обладающие высокой антикоррозийной способностью.

8.5.6 Закладные стальные изделия сборных железобетонных конструкций защищают от коррозии слоем алюминия или цинка наносимого методом металлизации.

## 8.6 Испытания резервуаров на непроницаемость

8.6.1 Гидравлические испытания резервуаров проводят при положительной температуре наружной поверхности стен до устройства гидроизоляции и после завершения всего комплекса строительных работ. К моменту проведения испытаний весь уложенный монолитный железобетон должен иметь проектную прочность.

8.6.2 При проведении гидравлических испытаний руководствуются требованиями действующих нормативных документов. Испытания на прочность и непроницаемость производят путем заполнения его водой до проектной отметки. Первый замер уровня воды производят через 5 суток после наполнения, второй – через сутки после первого.

8.6.3 Резервуар признается пригодным для эксплуатации, если убыль воды за сутки не превышает 3 литров на 1 м<sup>2</sup> смачиваемой поверхности стен и днища. При этом не должно быть струйной утечки воды и увлажнения фунта основания.

8.6.4 Резервуары питьевой воды до устройства гидроизоляции к засыпки грунтом подлежат испытанию на вакуум и избыточное давление воздуха интенсивностью 0,0008 МПа в течение 30 мин. Резервуар признается выдержавшим испытание, если давление за 30 мин не снизилось более чем на 0,0002 МПа.

## 8.7 Оборудование резервуаров

8.7.1 Резервуары для хранения воды оборудуются:

- подводящим (подающим) трубопроводом;
- отводящим трубопроводом;
- переливным устройством;
- спускным (грязевым) трубопроводом;
- промывочным устройством;
- устройствами для впуска и выпуска воздуха при наполнении и опорожнении резервуара;
- люками–лазами с лестницами.

8.7.2 Подводящий трубопровод при диаметре 100–400 мм вводится в резервуар через стену и представляет собой вертикальную трубу с водосливной воронкой (Рисунок 8.19). При диаметре 500–1400 мм подводящий трубопровод вводится через днище в вертикальную приемную камеру–успокоитель прямоугольного сечения (Рисунок 8.20).

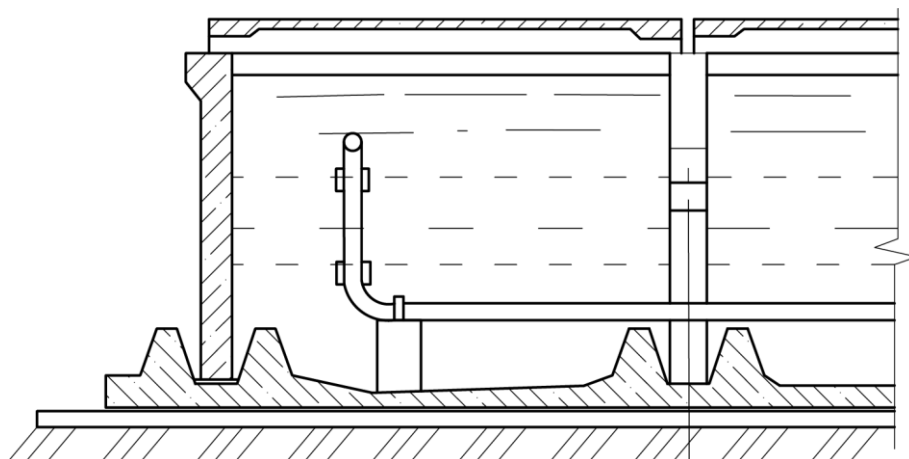


Рисунок 8.19– Подводящий трубопровод

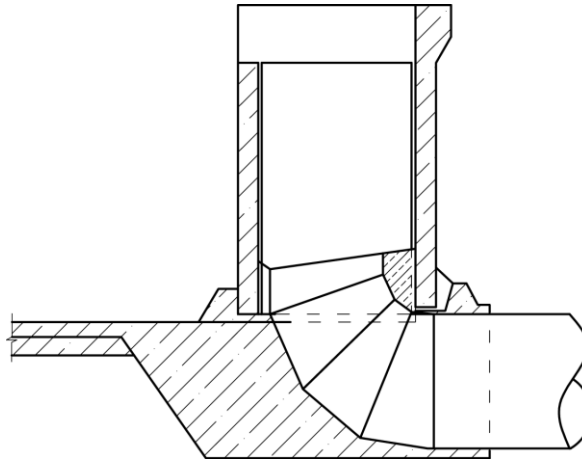


Рисунок 8.20– Приемная камера

8.7.3 В резервуарах питьевой воды для обеспечения постоянного режима работы фильтров верх воронки и кромка приемной камеры устанавливается на 200 мм ниже максимального уровня воды. В резервуарах для хранения производственной воды допускается снижение отметки верха воронки до уровня неприкосновенного противопожарного запаса.

8.7.4 Отводящий трубопровод монтируется непосредственно в днище резервуара и представляет собой сварную конструкцию из стальной трубы с наклонным входным участком. Вход в отводящий трубопровод приподнимается над днищем и оборудуется сороудерживающей решеткой из стальных прутьев.

8.7.5 Переливное устройство гарантирует безопасность резервуара от переполнения. Для труб диаметром 100–400 мм переливное устройство изготавливается в виде трубопровода, введенного в резервуар через стену, на конце которого находится водосливная воронка. В резервуарах питьевой воды на вертикальной части переливного устройства выполняется гидравлический затвор.

При диаметре 500–1000 мм переливной трубопровод вводится через днище. Отметка верха переливного устройства – на 100 мм выше максимального уровня воды в резервуаре.

8.7.6 Спускной трубопровод диаметром 100–200 мм располагается под днищем резервуара.

8.7.7 Сток грязевых вод к спускному трубопроводу обеспечивается самотеком.

8.7.8 Люки–лазы с лестницами служат для периодического обслуживания и проведения профилактики резервуаров.

## 9 РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЛОКАЛИЗУЮЩИХ И УДЕРЖИВАЮЩИХ ЖИДКОСТЬ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ULS

### 9.1 Общие положения

9.1.1 Расчет бетонных и железобетонных конструкций резервуаров по предельным состояниям по несущей способности следует производить из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси ([1]-[3]).

Расчетным критерием исчерпания несущей способности конструкций и систем из них при действии изгибающих моментов и продольных сил следует считать исчерпание прочности сечений, нормальных к продольной оси, и переход системы или ее отдельного элемента в изменяемое состояние.

9.1.2 В общем случае предельные усилия, которые может воспринять железобетонная конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, определяются из решения общей системы уравнений деформационной расчетной модели.

9.1.3 Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по сечениям, нормальным к продольной оси, при использовании деформационной расчетной модели принято условие достижения относительными деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры их предельных значений.

9.1.4 Величину предельных относительных деформаций сжатого бетона  $\varepsilon_c$  следует принимать по Таблице 7.1, при этом она не должна превышать:

- а) для центрально сжатых сечений – значений  $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$  по Таблице 7.1;
- б) для внецентренно сжатых сечений (с двузначной эпюрой относительных деформаций) –  $\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$  по Таблице 7.1.

При расчете сопротивления сечений элементов железобетонных конструкций по деформационной расчетной модели действуют следующие допущения:

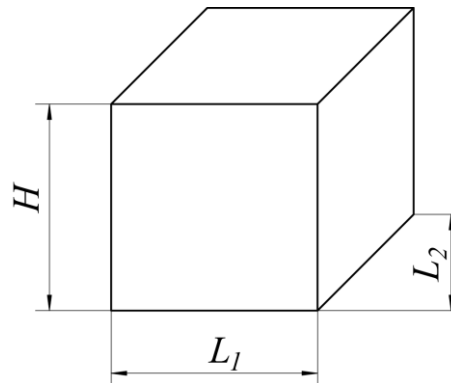
- напряжения и деформации бетонов связаны соответствующими диаграммами деформирования ( $\sigma_c - \varepsilon_c$ );
- напряжения и деформации арматуры связаны диаграммами деформирования ( $\sigma_s - \varepsilon_s$ );
- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоского сечения;
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывается.

9.1.5 Расчет бетонных и железобетонных конструкций резервуаров по предельным состояниям по несущей способности следует производить согласно указаниям Раздела 7 НТП-02-01-2011.



## 9.2 Расчет прямоугольных резервуаров

9.2.1 Характер работы под различным воздействием и метод расчета стенок прямоугольного резервуара определяется его конструктивным решением и соотношением размеров сторон (Рисунок 9.1), [1]-[3].



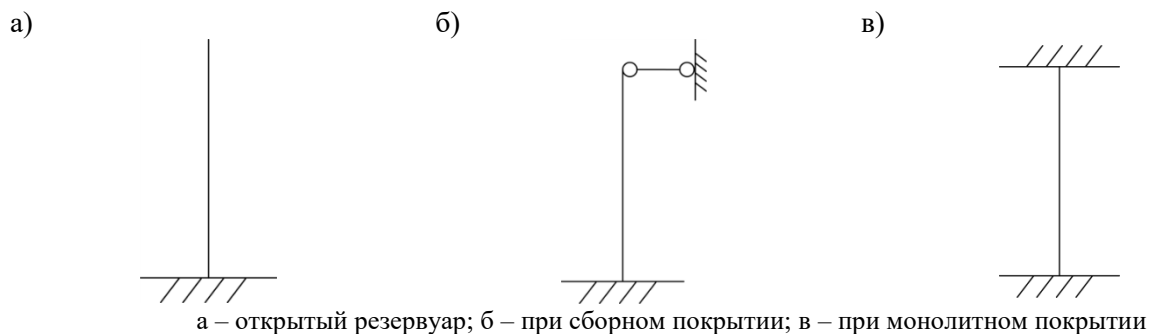
**Рисунок 9.1– К определению соотношения сторон стен резервуара**

9.2.2 При соотношении сторон  $L_1/H > 2$  расчет проводится по типу I, а для соотношения сторон  $L_1/H \leq 2$  по типу II.

### 9.2.1. Расчет стен протяженных резервуаров (стены типа I)

9.2.1.1 Монолитные железобетонные стены при соотношении сторон резервуара  $L_1/H > 2$  и сборные стены с вертикальными стыками шпоночной формы, в которых горизонтальная арматура не сваривается, рассчитываются как балка. Расчетная ширина балки принимается равной 1 м.

9.2.1.2 Характер крепления стены определяется конструкцией резервуара. Вертикальная балка считается жестко заземленной в днище. При отсутствии покрытия балка считается консольной, при сборном перекрытии крепление в уровне перекрытия – шарнирной, при жестком узле с покрытием – жестко заземленной с двух сторон (Рисунок 9.2).



**Рисунок 9.2– Расчетные схемы стен резервуаров**

9.2.1.3 Расчет крайних стен производят на два случая загрузки: в период гидравлического испытания – на гидростатическое давление жидкости при отсутствии обсыпки грунтом; в период эксплуатации – на боковое давление грунта при опорожненном сооружении.

9.2.1.4 В стенке резервуара, кроме изгибающих моментов, в некоторых случаях может присутствовать продольная сила от веса покрытия, в этом случае расчет производят по более невыгодному случаю, без учета продольных сил.

9.2.1.5 Воздействие на стенки от давления жидкости или грунта имеет вид треугольника (или трапеции).

9.2.1.6 Воздействие на стенки от давления жидкости или грунта определяется на 1 погонный метр по длине стены.

9.2.1.7 Характеристическое значение воздействия  $p$  вследствие хранимой жидкости на уровне заделки стеновой панели в днище должно рассчитываться по формуле

$$p = \gamma \cdot h \cdot b, \quad (9.1)$$

где  $b=1$  – ширина рассчитываемой балки, м;

$\gamma$  – удельный вес хранимой жидкости, Н/м<sup>3</sup>;

$h = H - h_1$  – расчетная высота стенки резервуара, м.

9.2.1.8 Характеристическое значение воздействия от давления грунта на уровне соответственно верха стеновой панели  $p'_u$  и заделки в днище  $p'_d$  определяется по формуле

$$p'_u = \gamma' \cdot h'_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (9.2)$$

$$p'_d = \gamma' \cdot h'_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (9.3)$$

$$p' = p'_u + p'_d \quad (9.4)$$

где  $\gamma'$  – удельный вес насыпного грунта, Н/м<sup>3</sup>;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта, град;

$h'_1$  – условная высота насыпи над резервуаром, м (временную нагрузку на поверхности грунта  $p'_Q$  заменяют эквивалентным слоем грунта  $h_Q = p'_Q / \gamma'$ , тогда  $h'_1$  определяется как сумма  $h_Q$  и высоты насыпи (Рисунок 9.3));

$h'_2$  – условная высота, м, определяется как сумма  $h_Q$ , высоты насыпи и высоты стены.

$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$  – коэффициент бокового давления грунта (учитывает связанность грунта).

9.2.1.9 Если сооружение заглублено ниже уровня грунтовых вод, то боковое характеристическое давление на стенку на уровне днища складывается из давления  $p'_0$  от слоя грунта высотой  $H_1$  (от уровня воды до поверхности), давления  $p'_{sb}$  от частиц грунта, насыщенного водой (в пределах  $H_2$ ), и давления воды  $p'_w$ :

$$p'_0 = \gamma' \cdot H_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (9.5)$$

$$p'_{sb} = \gamma_{sb} \cdot H_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (9.6)$$

$$p'_w = \gamma_w \cdot H_2 \cdot b \quad (9.7)$$

$$p' = p'_0 + p'_{sb} + p'_w \quad (9.8)$$

где  $\gamma_{sb}$  – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды, Н/м<sup>3</sup>.

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды  $\gamma_{sb}$  определяется по формуле

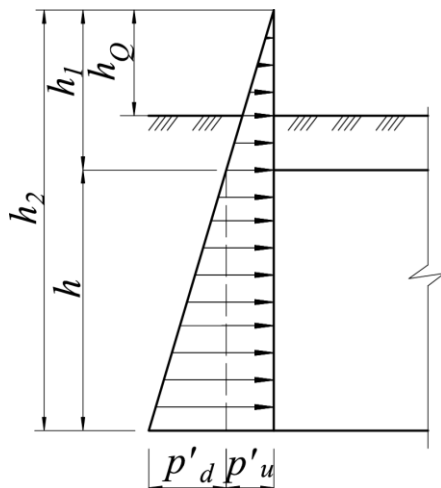
$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (9.9)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта, принимаемый равным для песчаного грунта 26 кН/м<sup>3</sup>, для пылевато-глинистого 27 кН/м<sup>3</sup>;

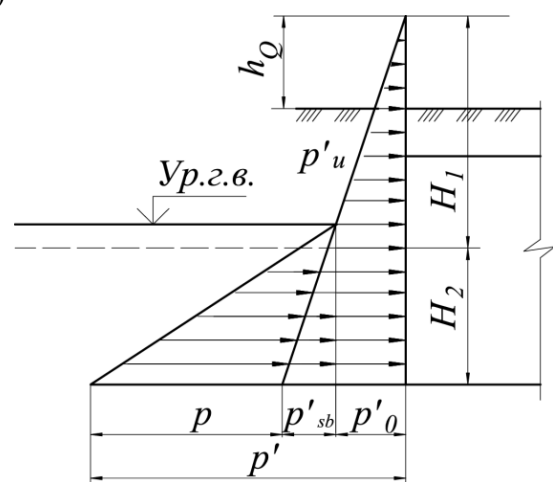
$\gamma_w$  – удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м<sup>3</sup>;

$e$  – коэффициент пористости.

а)



б)



а) – при отсутствии грунтовых вод; б) – при наличии грунтовых вод

**Рисунок 9.3– Давление грунта на стенку подземного резервуара**

9.2.1.10 Характеристические изгибающие моменты в балке определяются в зависимости от условий закрепления ее концов:

- консольная (см. Рисунок 9.4)  
от давления воды внутри резервуара

$$M_b^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{6}; \quad M_{b,u}^{in} = 0; \quad (9.10)$$

от давления грунта снаружи резервуара

$$M_b^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{6} + \frac{p'_d \cdot h^2}{6}\right); \quad M_{b,u}^{out} = 0. \quad (9.11)$$

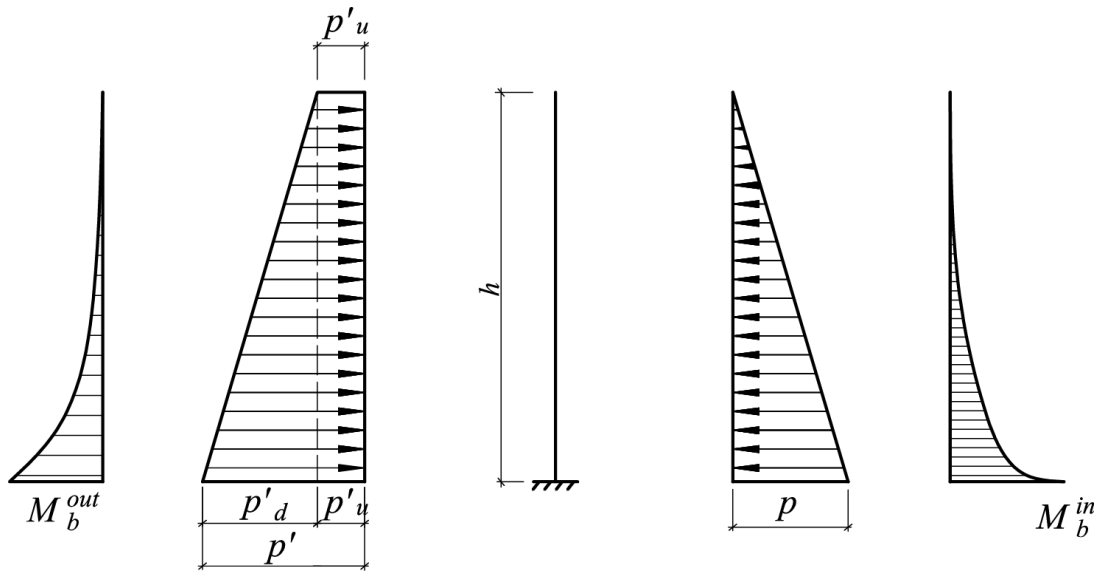


Рисунок 9.4– Эпюры изгибающих моментов для консольной расчетной схемы

- шарнирная (см. Рисунок 9.5)

от давления воды внутри резервуара

$$x_0 \approx 0,5 \cdot h \quad M_b^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{15} \quad M_{b,u}^{out} = 0; \quad (9.12)$$

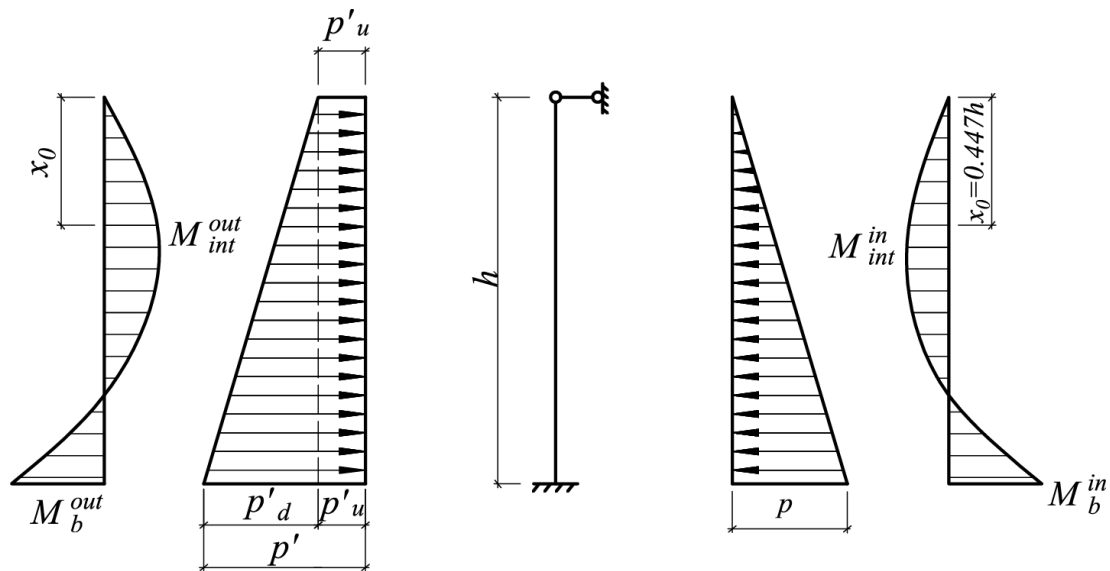
$$M_{int}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{33,54}; \quad x_0 = 0,447 \cdot h; \quad M_{b,u}^{in} = 0; \quad (9.13)$$

от давления грунта снаружи резервуара

$$M_b^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{8} + \frac{p'_d \cdot h^2}{15}\right); \quad M_{b,u}^{out} = 0; \quad (9.14)$$

$$M_{int}^{out} = \left(\frac{3 \cdot p'_u}{8} + \frac{p'_d}{10}\right) \cdot h x_0 - \frac{p'_u}{2} \cdot x_0^2 - \frac{p'_d}{6 \cdot h} \cdot x_0^3, \quad (9.15)$$

где  $x_0$  определяется из уравнения  $\frac{p'_d \cdot h}{10} + \frac{3 \cdot p'_u \cdot h}{8} - p'_u \cdot x_0 - \frac{p'_d}{2 \cdot h} \cdot x_0^2$ .



**Рисунок 9.5– Эпюры изгибающих моментов для расчетной схемы с шарнирным креплением в уровне покрытия**

- жестко защемленная по двум сторонам (см. Рисунок 9.6)  
от давления воды внутри резервуара

$$M_{b,d}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{20}; \quad M_{int}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{46,6}; \quad (9.16)$$

$$x_0 = 0,548 \cdot h; \quad M_{b,u}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{30}; \quad (9.17)$$

от давления грунта снаружи резервуара

$$M_{b,d}^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{12} + \frac{p'_d \cdot h^2}{20}\right); \quad M_{int}^{out} \approx \frac{p'_u \cdot h^2}{24} + \frac{p'_d \cdot h^2}{40}; \quad x_0 \approx 0,5 \cdot h \quad (9.18)$$

$$M_{b,u}^{out} = -\left(\frac{p'_u \cdot h^2}{12} + \frac{p'_d \cdot h^2}{30}\right). \quad (9.19)$$

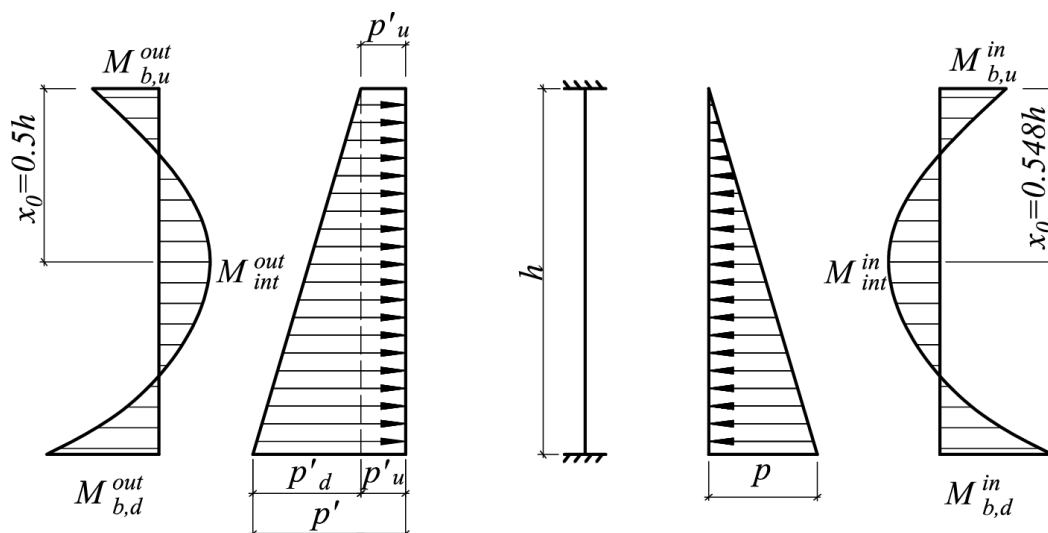
### 9.2.1. Расчет стен резервуаров малой протяженности (стены типа II)

9.2.2.1 Монолитные железобетонные стены при соотношении сторон резервуара или при наличии ребер, а также в сборных стенках при сварке горизонтальной арматуры стенки представляют собой пластины, защемленные понизу и по боковым граням.

9.2.2.2 Характер опирания верхнего края определяется конструкцией резервуара. При отсутствии покрытия он считается – свободным, при сборном покрытии – шарнирно опертым, при монолитной связи с покрытием – верхний край защемлен (см. Рисунок 9.7).

9.2.2.3 При наличии ребер расчет стен резервуаров выполняется отдельно.

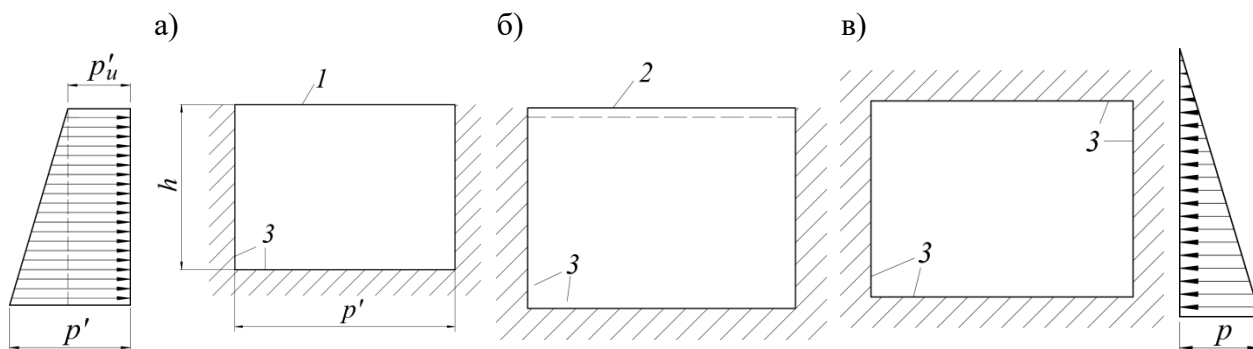
9.2.2.4 Расчет стены производят на два случая загрузки: на гидростатическое давление жидкости при отсутствии обсыпки грунтом и на боковое давление грунта при опорожненном сооружении. Влияние продольной силы в расчете не учитывается.



**Рисунок 9.6– Эпюры изгибающих моментов для расчетной схемы с жестким креплением в уровне покрытия**

9.2.2.5 Воздействия вызванные давлением жидкости или грунта имеют вид треугольника или трапеции с максимальной ординатой понизу. Характеристическое давление вычисляют по Формулам (9.1) – (9.8).

9.2.2.6 Изгибающие моменты в стене определяют как для плиты по таблицам для расчета прямоугольных изотропных плит или численными методами.



а) – в открытых резервуарах; б) – в резервуарах со сборным покрытием; в) – то же, с монолитным покрытием; 1 – свободный край; 2 – шарнирное опирание; 3 – защемление

**Рисунок 9.7– Расчетные схемы стен II типа, работающих как плиты в двух направлениях**

## 9.2.2. Конструирование стен протяженных резервуаров (стены типа I)

9.2.3.1 Стеновые панели протяженных резервуаров (типа I) работают на изгиб только в вертикальной плоскости. Рабочей арматурой в этом случае является вертикальная арматура, горизонтальная является конструктивной. На участках, примыкающих к стенам

перпендикулярного направления, возникают небольшие изгибающие моменты также и в горизонтальной плоскости, поэтому требуется усиление горизонтальной арматуры.

По значениям изгибающих расчетных моментов, подбирают необходимую площадь вертикальной арматуры как для прямоугольного сечения шириной  $b = 100 \text{ см}$  и высотой  $d = t - c$ , где  $t$  – толщина стенки,  $c$  – защитный слой бетона.

Подбор площади сечения арматуры ведется как для изгибаемого железобетонного элемента. Рассматриваются характерные сечения с наибольшими значениями моментов:

- Сечение на уровне заделки стенки в днище (при моменте, отличном от нуля, рассматривают также сечение в уровне покрытия). Для восприятия давления жидкости подбирают площадь сечения арматуры, устанавливаемой в растянутой зоне с внутренней стороны. От давления грунта растяжение испытывает наружная сторона стенки, и арматура устанавливается соответственно у наружной грани.

- Пролетное сечение. Для восприятия момента от давления воды подбирают площадь арматуры у наружной грани стены. Для восприятия давления грунта подбирают площадь сечения арматуры, устанавливаемой с внутренней стороны.

Если разница значений изгибаемых моментов в сечениях при давлении воды и грунта мала (не более 20 %), применяют одинаковое армирование как внешней, так и внутренней поверхности стенки.

Промежуточные стенки, которые могут испытывать давление жидкости то с одной, то с другой стороны (при опорожнении соседней секции), имеют с двух сторон арматуру, рассчитанную на давление воды.

Расчет стенки резервуара производят отдельно на давление жидкости и грунта, при этом арматуру в сжатой зоне не учитывают, то есть армирование рассматривают как одиночное. Расчет прямоугольного сечения с одиночной арматурой по нормальным сечениям производится согласно Раздела 7 НТП-02-01-2011.

9.2.3.2 Армирование стенок производят сварными сетками. Сетки устанавливают с внутренней и с наружной стороны по расчету. Защитный слой бетона принимают 15–20 мм. При больших значениях моментов в заделке делают по две сетки у наружной и внутренней грани: одну на всю высоту стенки, для восприятия пролетного момента, вторую – в нижней части, которая совместно с большой сеткой будет воспринимать момент, действующий в заделке. По сортаменту подбирают сечение арматурных стержней и их шаг таким образом, чтобы площадь вертикальной арматуры была не менее требуемой  $A_s$ . Горизонтальные стержни ставят конструктивно. Их принимают меньшего диаметра общим сечением не менее 10 % сечения рабочей арматуры. Располагают их с шагом 250–300 мм, но не реже чем через 350 мм.

При конструировании арматурных сеток необходимо учитывать конструктивные требования, изложенные в СН РК EN 1992-1-1.

### 9.2.3. Конструирование стен протяженных резервуаров (стены типа II)

9.2.4.1 Стеновые панели протяженных резервуаров (типа II) работают на изгиб в двух направлениях. Рабочей арматурой является как вертикальная, так и горизонтальная арматура. Расчет выполняется на максимальное значение момента в вертикальной и

горизонтальной плоскостях. По найденным величинам моментов определяют требуемую площадь арматуры в каждом направлении плиты.

Арматуру, рассчитанную на давления жидкости или давления грунта, устанавливают в растянутой зоне от соответствующей нагрузки.

Если значения изгибающих моментов при давлении воды и грунта отличаются незначительно (до 20 %), применяют одинаковое армирование как внешней, так и внутренней поверхности стены.

Промежуточные стенки, испытывающие давление жидкости то с одной, то с другой стороны, имеют симметричное армирование, рассчитанное на давление воды.

Расчет арматуры выполняют как для изгибаемого элемента с одиночной арматурой на 1 м ширины плиты, то есть для сечения шириной  $b = 100 \text{ см}$  и высотой  $d = t - c$ , где  $t$  – толщина стенки,  $c$  – защитный слой бетона.

Для подбора горизонтальной арматуры вырезают горизонтальную полосу шириной 1 м, жестко защемленную с двух концов. Для расчета вертикальной арматуры вырезают вертикальную полосу шириной 1 м, жестко защемленную в днище, и с соответствующим креплением в уровне покрытия. Расчет площади требуемой арматуры производится согласно Раздела 7 НТП–02–01–2011.

9.2.4.2 Армирование стенок производят сварными сетками. Осуществляется армирование так же, как для стен протяженных резервуаров (типа I). В сетках рабочими являются стержни двух направлений. По контуру плиты для восприятия опорных моментов, которые значительно превышают пролетные моменты, могут устанавливаться дополнительные сетки.

### **9.3 Расчет цилиндрических резервуаров**

#### **9.3.1. Расчет стен цилиндрических резервуаров**

9.3.1.1 Стены цилиндрических резервуаров испытывают сжимающие усилия от давления грунтов, обсыпки и растягивающие от гидростатического давления жидкости.

9.3.1.2 Определяющим для расчета стен таких резервуаров являются растягивающие усилия, которые вычисляются из условия равновесия полукольца с высотой пояса, равной единице (см. Рисунок 9.8) [1]–[3].

9.3.1.3 Характеристическое растягивающее кольцевое усилие  $S_{ro}(z)$  на расстоянии  $z$  от поверхности жидкости определяется по Формуле (9.20):

$$S_{ro}(z) = \gamma \cdot z \cdot r \quad (9.20)$$

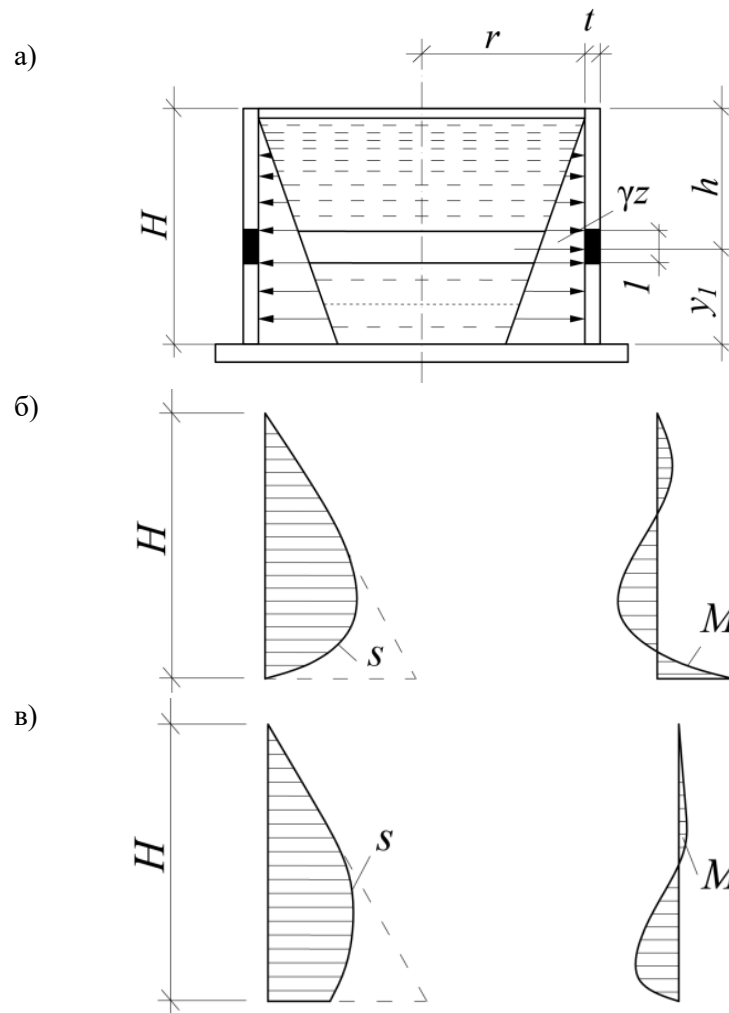
где  $\gamma$  – удельный вес хранимой жидкости, Н/м<sup>3</sup>;

$z$  – расстояние от поверхности жидкости до рассматриваемого сечения стены, м;

$r$  – радиус резервуара, м.

9.3.1.4 Растягивающие усилия по высоте резервуара определяются в зависимости от типа соединения стенки с днищем.





а) – вертикальный разрез резервуара; б) – сопряжение стены с дном жесткое; в) – то же шарнирное

**Рисунок 9.8– Схемы к расчету стены цилиндрического резервуара**

9.3.1.5 При жестком сопряжении стен с дном характеристическое растягивающее кольцевое усилие изменяется по следующей зависимости

$$S_r(z) = S_{ro}(z) - p \cdot r \cdot \left[ \eta_1 + \eta_2 \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \right] \quad (9.21)$$

здесь  $S_{ro}(z)$  – кольцевое усилие в рассматриваемом сечении, Н/м;

$p = \gamma \cdot h$  – гидростатическое давление жидкости у дна резервуара, Н/м<sup>2</sup>;

$\eta_1, \eta_2$  – коэффициенты для расчета балок на упругом основании, которые зависят от параметра, характеризующего высоту и жесткость стенки,  $k = m \cdot z$  (см. Таблицу 9.1);

$m = \frac{1.3}{\sqrt{r \cdot t}}$  – характеристика жесткости стенки, м;

$D$  – диаметр резервуара, м;

$z$  – расстояние от низа стенки до рассматриваемого сечения, м.

Таблица 9.1– Значения коэффициентов  $\eta_1$  и  $\eta_2$ 

$\varphi = m \cdot y$	$\eta_1$	$\eta_2$
0	1	0
0.1	0.9004	0.0903
0.2	0.8024	0.1627
0.3	0.7078	0.2189
0.4	0.6174	0.2610
0.5	0.5323	0.2908
0.6	0.4530	0.3099
0.7	0.3798	0.3199
0.8	0.3130	0.3223
0.9	0.2528	0.3185
1.0	0.1988	0.3096
1.1	0.1510	0.2967
1.2	0.1092	0.2807
1.3	0.0729	0.2626
1.4	0.0419	0.2430
1.5	0.0158	0.2226
1.6	-0.0059	0.2018
1.7	-0.0236	0.1812
1.8	-0.0376	0.1610
1.9	-0.0484	0.1415

$\varphi = m \cdot y$	$\eta_1$	$\eta_2$
2.0	-0.0564	0.1231
2.1	-0.0618	0.1057
2.2	-0.0652	0.0896
2.3	-0.0668	0.0748
2.4	-0.0669	0.0613
2.5	-0.0658	0.0491
2.6	-0.0636	0.0383
2.7	-0.0608	0.0287
2.8	-0.0573	0.0204
2.9	-0.0535	0.0133
3.0	-0.0493	0.0070
3.5	-0.0283	0.0106
4.0	-0.0120	0.0139
4.5	-0.0024	0.0109
5.0	0.0020	-0.0065
5.5	0.0029	-0.0023
6	0.0024	-0.0007
7	0.0007	-0.0006
2.0	-0.0564	0.1231

9.3.1.6 При шарнирном сопряжении стен с дном характеристическое растягивающее кольцевое усилие определяется по формуле:

$$S_r(z) = S_{ro}(z) - 2 \cdot m \cdot r \cdot F_{fr} \cdot \eta_1 \quad (9.22)$$

где  $m$ ,  $r$ ,  $\eta_1$  – параметры, определяемые так же, как и для жесткого соединения стенки с дном;

$F_{fr} = N \cdot \mu$  – сила трения;

$\mu$  – коэффициент трения стенки о дно;

$N$  – характеристическая погонная продольная сила, Н/м.

9.3.1.7 Сила трения определяется для двух случаев:

- гидравлические испытания (отсутствует обсыпка) – при этом характеристическая продольная сила равна характеристической погонной вертикальной нагрузке от веса стенки (в открытых резервуарах):

$$F_{fr} = N \cdot \mu = \gamma_c \cdot h \cdot t, \quad (9.23)$$

где  $\gamma_c = 25000$  – удельный вес железобетона, Н/м<sup>3</sup>;

$t$  – толщина стенки резервуара, м.

- эксплуатационные условия (сооружение обсыпано грунтом) – при этом характеристическая продольная сила равна характеристической погонной вертикальной

нагрузке от веса стенки, а также от веса покрытия (в закрытых резервуарах) и засыпки (в заглубленных резервуарах):

в случае, если  $F_{fr} \leq p/2m$

$$F_{fr} = N \cdot \mu; \quad (9.24)$$

при  $F_{fr} > p/2m$

$$F_{fr} = \frac{p}{2m} \quad (9.25)$$

9.3.1.8 Характеристический изгибающий момент в вертикальной плоскости стенки от гидростатического давления жидкости и давления грунта обсыпки определяется в зависимости от соединения стенки с дном

9.3.1.9 При жестком сопряжении стен с дном характеристический изгибающий момент в вертикальной плоскости стенки по высоте резервуара при действии давления жидкости вычисляется по формуле

$$M(z) = \frac{p(z)}{2m^2} \left[ \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \eta_1 - \eta_2 \right]. \quad (9.26)$$

Максимальный изгибающий момент

- при действии давления воды

$$M = \frac{p}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \quad (9.27)$$

- при действии обсыпки грунта

$$M = \frac{p_{sb}}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right), \quad (9.28)$$

где  $p_{sb}$  — интенсивность горизонтального давления грунта на глубине  $h$ ,  
 $p_{sb} = \gamma_{sb} \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ .

9.3.1.10 Характеристическое значение воздействия от давления грунта на уровне соответственно верха стеновой панели  $p'_u$  и заделки в дном  $p'_d$  определяется по Формулам (9.2), (9.3) (см. Рисунок 9.9).

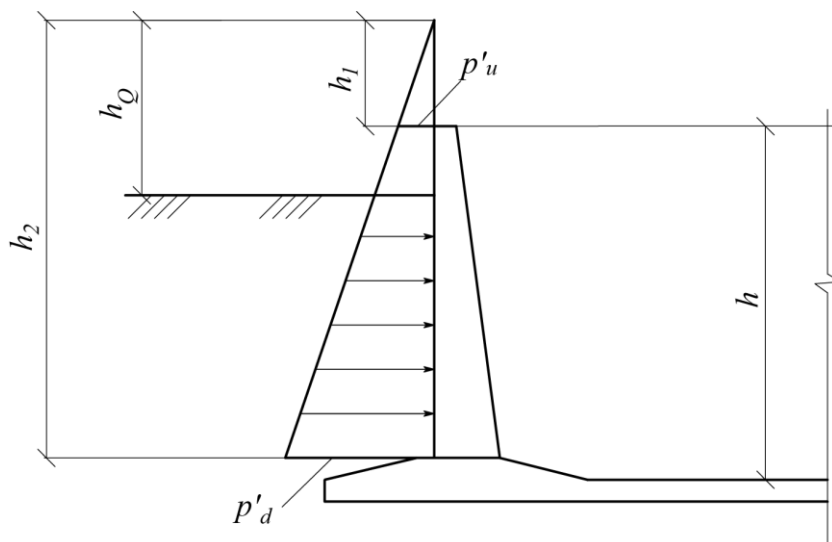


Рисунок 9.9– К расчету давления грунта на стенку резервуара

9.3.1.11 Переменная нагрузка на поверхность грунта (от складирования различных материалов и грузов, от гусеничного и колесного автотранспорта)  $p'_Q$  заменяется эквивалентным слоем грунта:

$$h_Q = \frac{p'_Q}{\gamma'}. \quad (9.29)$$

Тогда боковое давление грунта по верху и низу стенки определяется:

$$p'_u = \gamma' \cdot h_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right); \quad (9.30)$$

$$p'_d = \gamma' \cdot h_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right), \quad (9.31)$$

где расстояния  $h_1$  и  $h_2$  вычисляются по формулам

$$h_1 = h_Q - 0.5; \quad (9.32)$$

$$h_2 = h - 0.5 + h_Q. \quad (9.33)$$

Изгибающий момент в стенке резервуара с учетом действия временной нагрузки равен

$$M = \frac{p'_d}{2m^2} \left( 1 - \frac{1 - (p'_u/p'_d)}{m \cdot h} \right). \quad (9.34)$$

9.3.1.12 При шарнирном сопряжении стен с дном характеристический изгибающий момент в вертикальной плоскости стенки по высоте резервуара

$$M = \frac{F_{fr} \eta_2}{m} \quad (9.35)$$

Максимальная сила трения возникает на расстоянии

$$y = 0.6\sqrt{r \cdot t} \quad (9.36)$$

### 9.3.2. Конструирование стен цилиндрических резервуаров

9.3.2.1 Площадь сечения кольцевой арматуры на 1 пог. м определяется из условия прочности растянутого элемента по формуле:

$$A_{si} = \frac{S_{Edi}}{f_{yd}} \quad (9.37)$$

где  $S_{Edi}$  – кольцевое усилие в  $i$ -том кольце стенки.

9.3.2.2 При подборе кольцевой арматуры по высоте стенки необходимо учитывать следующие конструктивные требования:

- при армировании вразбежку в каждом кольце (на 1 м) предусматривать не менее пяти диаметров рабочей арматуры;
- при симметричном армировании в два ряда – не менее 10 диаметров арматуры.

На всю высоту стенки использовать не более трех разных диаметров рабочей арматуры по сортаменту.

9.3.2.3 Площадь сечения вертикальной арматуры определяется из условия прочности изгибаемого элемента прямоугольной формы шириной  $b = 100 \text{ см}$  и высотой  $d = t - c$ , где  $t$  – толщина стенки,  $c$  – защитный слой бетона. Расчет площади требуемой арматуры производится согласно разделу 7 НТП-02-01-2011.

9.3.2.4 Вертикальная арматура предусматривается у обеих поверхностей.

Арматура подбирается по усилию  $M$  от давления воды при отсутствии засыпки грунта с внутренней стороны резервуара, и от давления грунта при опорожненном резервуаре – с внешней стороны.

9.3.2.5 В случае, если требуется незначительное количество арматуры, то она назначается конструктивно – не менее пяти диаметров на 1 пог. м с каждой стороны стенки.

### 9.4. Расчет днища резервуаров

При отсутствии внутренних колонн и подпора грунтовых вод вся плоскость днища, за исключением полосы, примыкающей к стенкам, является нерабочей. Примыкающая к стенкам полоса является фундаментом стенок; в зависимости от конструктивного решения

узла примыкания стенки эта полоса может испытывать также изгиб от возникающих в опорном контуре изгибающих моментов.

При наличии внутренних колонн вертикальная нагрузка с соответствующей грузовой площади покрытия воспринимается колоннами и передается ими на конструкции днища.

При подпоре грунтовых вод конструкция днища должна быть рассчитана при незаполненном резервуаре на вертикальное давление воды, направленное снизу вверх и равное  $(p - g)$ ,  $H/m^2$ , где  $p = \gamma \cdot h$  – максимально возможная интенсивность подпора грунтовых вод, численно равная высоте  $h$  от максимального уровня грунтовых вод до подошвы резервуара;  $g$  – собственный вес конструкции днища.

Кроме того, незаполненный водой резервуар должен быть проверен на всплытие. При этом вес конструкций резервуара  $Q$  принимают с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma = 0,9$ . Проверку на всплытие производят по формуле

$$\frac{\gamma \cdot Q}{A \cdot p} \geq 1.1 \quad (9.38)$$

где  $A$  – площадь основания резервуара,  $m^2$ .

Расчет днища резервуара производится как для плиты на упругом основании.

#### ПРИМЕР 1

##### Исходные данные:

Требуется запроектировать стены монолитного железобетонного цилиндрического резервуара с размерами: диаметр  $D = 14.6 \text{ м}$ ; высота  $h = 5.0 \text{ м}$ ; емкость –  $500 \text{ м}^3$ .

Резервуар – открытый.

Переменная нагрузка на призме обрушения  $p'_0 = 30 \text{ кН/м}^2$ .

Тип сопряжения стенки с днищем – жесткое защемление.

Характеристики грунта: глина твердая; объемная масса грунта  $\gamma = 17 \text{ кН/м}^3$ ; угол внутреннего трения  $\varphi = 35^\circ$ ; расчетное сопротивление грунта  $R_c = 250 \text{ кПа}$ .

##### Данные для проектирования:

Бетон нормальный класса С16/20.

Расчетное сопротивление бетона сжатию  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 16}{1.5} = 9.1 \text{ МПа}$ , расчетное

сопротивление бетона растяжению  $f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1.3}{1.5} = 0.87 \text{ МПа}$ , начальный модуль

упругости бетона  $E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Арматура в стенке:

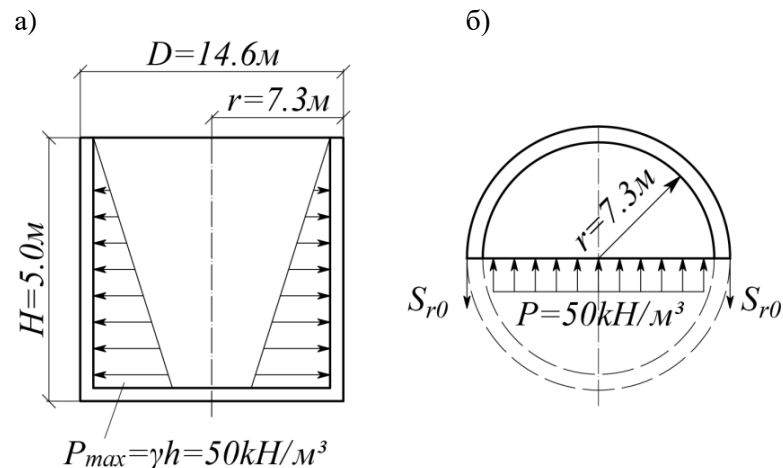
кольцевая арматура класса St500, вертикальная арматура класса St500,

расчетное сопротивление арматуры  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ МПа}$ ,

модуль упругости арматуры  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ;

Расчет и конструирование стенки цилиндрического резервуара

В цилиндрической стенке от гидростатического давления жидкости возникают кольцевые растягивающие усилия (Рисунок 9.10).



а) – вертикальный разрез резервуара; б) – сечение в плане (половина кольца)

**Рисунок 9.10– Расчетная схема к определению кольцевых растягивающих усилий в цилиндрической стенке**

На Рисунке 9.10  $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$  – объемная масса воды.

Величина кольцевых усилий в цилиндрической стенке возрастает пропорционально гидростатическому давлению воды. Для определения кольцевых усилий разобьем высоту  $h$  резервуара на зоны (кольца), равные  $1,0 \text{ м}$ , начиная сверху (Рисунок 9.11,а). Тогда  $h_1 = 0.5 \text{ м}$ ;  $h_2 = 1.5 \text{ м}$ ;  $h_3 = 2.5 \text{ м}$ ;  $h_4 = 3.5 \text{ м}$ ;  $h_5 = 4.5 \text{ м}$ .

Так как в данном примере предусмотрена жесткая заделка стенки в днище, кольцевые растягивающие усилия определим по следующей зависимости:

$$S_r(z) = S_{ro}(z) - p \cdot r \cdot \left[ \eta_1 + \eta_2 \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) \right].$$

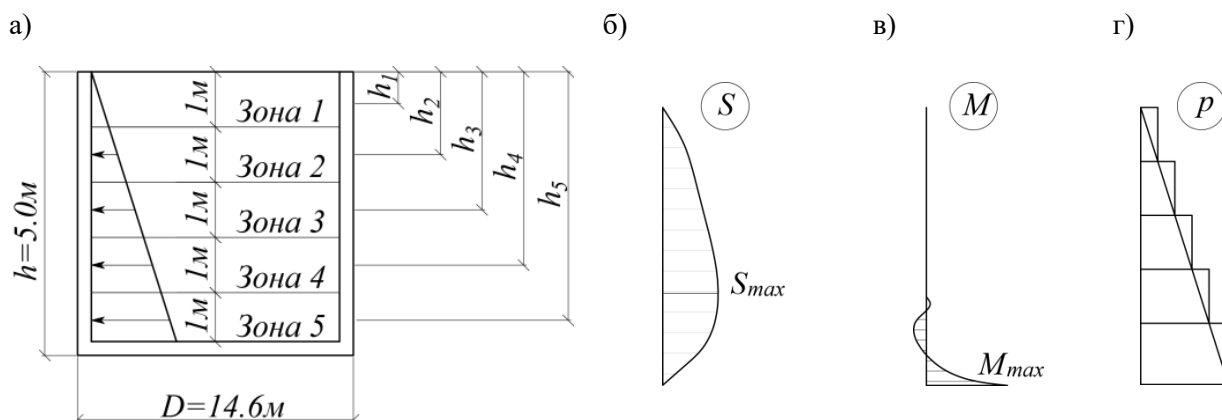
Алгоритм вычисления кольцевых усилий приведен в Таблице 9.2.

При определении  $S_r(z)$  коэффициенты  $\eta_1$  и  $\eta_2$  принимаем по Таблице 9.1 в зависимости от текущей координаты  $k = m \cdot z$ , где  $m = \frac{1.3}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{1.3}{\sqrt{7.3 \cdot 0.2}} = 1.076$  – характеристика жесткости стенки.

От гидростатического давления воды и давления грунта обсыпки в вертикальной плоскости стенки возникают изгибающие моменты.

Максимальный изгибающий момент при действии давления воды

$$M = \frac{p}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{m \cdot h} \right) = \frac{50 \cdot 10^3}{2 \cdot 1.076^2} \left( 1 - \frac{1}{1.076 \cdot 5} \right) = 17.583 \text{ кН} \cdot \text{м}$$



а) разбиение высоты резервуара на зоны; б) эпюра кольцевых усилий  $S$ ; в) эпюра изгибающего момента  $M$ ; г) эпюра гидростатического давления воды

**Рисунок 9.11– К расчету цилиндрической стенки резервуара**

Распределение момента от давления приведено в Таблице 9.2.

Расчетная схема цилиндрического резервуара в вертикальной плоскости стенки показана на Рисунке 9.12.

Определим высоту эквивалентного слоя грунта от временной нагрузки на призме обрушения  $p'_Q = 30 \text{ кН/м}^2$ :

$$h_Q = \frac{p'_Q}{\gamma'} = \frac{30}{17} = 1.76 \text{ м}.$$

Вычислим расстояния от уровня грунта до верха стенки  $h'_1$  и  $h'_2$  – от уровня грунта до низа стенки (см. Рисунок 9.12).

$$\begin{aligned} h'_1 &= h_Q - 0.5 = 1.76 - 0.5 = 1.26 \text{ м}; \\ h'_2 &= h - 0.5 + h_Q = 5 - 0.5 + 1.76 = 6.26 \text{ м}. \end{aligned}$$

Расчетная схема цилиндрического резервуара в вертикальной плоскости стенки показана на Рисунке 9.12.

Определим высоту эквивалентного слоя грунта от временной нагрузки на призме обрушения  $p'_Q = 30 \text{ кН/м}^2$ :

$$h_Q = \frac{p'_Q}{\gamma'} = \frac{30}{17} = 1.76 \text{ м}.$$

Вычислим расстояния от уровня грунта до верха стенки  $h'_1$  и  $h'_2$  – от уровня грунта до низа стенки (см. Рисунок 9.12).



$$h'_1 = h_Q - 0.5 = 1.76 - 0.5 = 1.26 \text{ м};$$

$$h'_2 = h - 0.5 + h_Q = 5 - 0.5 + 1.76 = 6.26 \text{ м}.$$

**Таблица 9.2– Распределение кольцевых усилий и изгибающего момента по высоте резервуара**

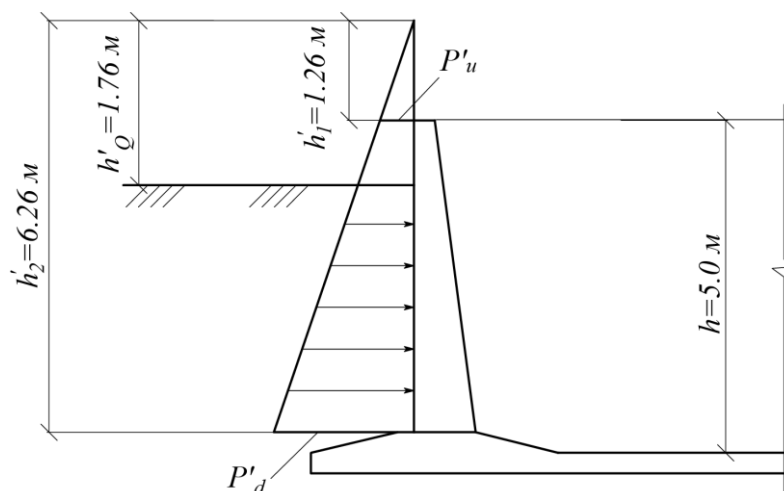
Параметр	Номер зоны				
	1	2	3	4	5
$h(z), \text{м}$	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5
$\gamma, \text{кН/м}^3$	10				
$p(z) = \gamma \cdot h(z), \text{кН/м}^2$	5,0	15	25	35	45
$r, \text{м}$	7,3				
$S_{ro}(z) = p(z) \cdot r, \text{кН/м}$	36,5	109,5	182,5	255,5	328,5
$z, \text{м}$	4,5	3,5	2,5	1,5	0,5
$t = 0.0025 \cdot D \cdot h, \text{м}$	$\approx 0,185$ , принимается равной 0,2				
$m = \frac{1.3}{\sqrt{r \cdot t}}, \text{м}$	1,076				
$k = m \cdot z$	4,84	3,76	2,67	1,61	0,54
$\eta_1$	0,0006	−0,0196	−0,0611	−0,0083	0,5022
$\eta_2$	−0,001	−0,0124	0,0297	0,199	0,298
$\eta_2 \left(1 - \frac{1}{(m \cdot h)}\right)$	−0,0008	0,0101	0,0242	0,162	0,2426
$\eta_1 + \eta_2 \left(1 - \frac{1}{(m \cdot h)}\right)$	−0,0002	−0,0096	−0,0369	0,1536	0,7449
$p = \gamma \cdot h, \text{кН/м}^2$	50				
$p \cdot r, \text{кН/м}$	365				
$p \cdot r \cdot \left[\eta_1 + \eta_2 \left(1 - \frac{1}{(m \cdot h)}\right)\right]$	−0,071	−3,498	−13,476	56,071	271,871
$S(z), \text{кН/м}$	36,571	112,998	195,975	199,429	56,629
$M(z), \text{кН} \cdot \text{м}$	0,032	−0,612	−1,715	−4,444	2,393

Так как соединение стенки с дном жесткое, то изгибающий момент в стенке резервуара с учетом временной нагрузки определим из зависимости(9.34).

Результаты приведем в Таблицу 9.3.

Площадь сечения вертикальной арматуры определим из условия прочности изгибаемого элемента прямоугольной формы шириной 1,0 м и высотой поперечного сечения  $h = t$  для наибольшего изгибающего момента.

Максимальный изгибающий момент возникает от давления воды (при отсутствии засыпки грунта) с внутренней стороны резервуара и равен  $M_{Ed} = 17,583 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .



**Рисунок 9.12– Расчетная схема цилиндрического резервуара в вертикальной плоскости для определения давления грунта на стенку**

Определим значение коэффициента  $\alpha_m$  по Таблице 2, Приложение В, НТП–02–01–2011:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17,583 \cdot 10^6}{9,1 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,06 \leq \alpha_{m,lim} = 0,372,$$

где  $d = h - c_1 = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

**Таблица 9.3– Значения изгибающих моментов в стенке резервуара**

Параметр	Значение
$m, \text{ м}$	1,076
$m^2, \text{ м}^2$	1,158
$\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$	0,271
$p'_u = \gamma' \cdot h'_1 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$	5,805
$p'_d = \gamma' \cdot h'_2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$	28,834
$1 - (p'_u / p'_d)$	0,799
$(1 - (p'_u / p'_d)) / m \cdot h$	0,148
$M = \frac{p'_d}{2m^2} \left( 1 - \frac{1 - (p'_u / p'_d)}{m \cdot h} \right)$	10,607

По Таблице 2, Приложение В, НТП-02-01-2011 для тяжелого бетона  $\leq C50/60$  при  $\alpha_m = 0.06$  определяем значения  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$  и  $\omega = 0.0621$ .

Площадь требуемой растянутой арматуры составит:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,0621 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 9,1 + 0) \approx 234 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру  $5\varnothing 8 \text{ St500}$ .

Площадь сечения кольцевой арматуры определим из условия прочности растянутого элемента на 1 пог. м по формуле:

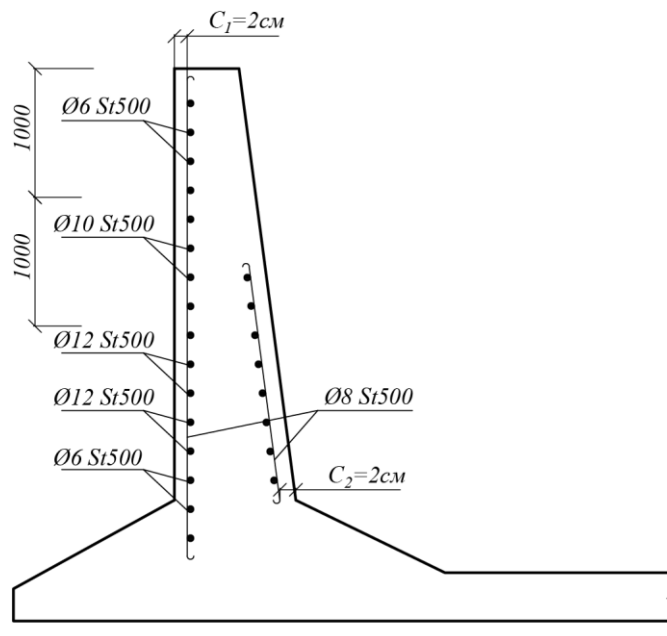
$$A_s = \frac{S_{Ed}}{f_{yd}}$$

Результаты расчета площади сечения кольцевой арматуры представлены в Таблице 9.4.

**Таблица 9.4–** Подбор диаметров кольцевой арматуры резервуара

Номер зоны	Кольцевое усилие $S_{Ed}$ , кН/м	Требуемая площадь арматуры $A_s$ , мм <sup>2</sup>	Подобранное количество и диаметр арматуры
1	36,571	84	5 $\varnothing 6$ St500
2	112,998	260	5 $\varnothing 10$ St500
3	195,975	450	5 $\varnothing 12$ St500
4	199,429	458	5 $\varnothing 12$ St500
5	56,629	130	5 $\varnothing 6$ St500

На Рисунке 9.13 приведена схема армирования.



**Рисунок 9.13–** Схема армирования стенки резервуара

## ПРИМЕР 2

Исходные данные:

Требуется запроектировать стены сборного железобетонного прямоугольного резервуара с размерами в плане  $36 \times 36$  м, с сеткой колонн  $l \times b_c = 6 \times 6$  м. Ширина резервуара – 36 м, длина – 36 м, высота 4,8 м. Емкость резервуара –  $1000 \text{ м}^3$ . Покрытие балочное состоящее из ребристых плит, опирающихся на ригель. Ригели опираются на колонны. Резервуар подземный: высота засыпки – 1 м, объемная масса грунта  $\gamma' = 17 \text{ кН/м}^3$ , угол внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ$ . Район строительства – г. Караганда.

Данные для проектирования:

Бетон нормальный класса С16/20. Расчетное сопротивление бетона сжатию  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 16}{1.5} = 9.1 \text{ МПа}$ , расчетное сопротивление бетона растяжению  $f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1.3}{1.5} = 0.87 \text{ МПа}$ , начальный модуль упругости бетона  $E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Арматура класса St500, расчетное сопротивление арматуры  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ МПа}$ , модуль упругости арматуры  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ .

Расчет и конструирование стеновой панели сборного прямоугольного резервуара:

Расчет и конструирование стеновой панели производим согласно Пункту 9.2.2.1. На Рисунке 9.14 приведен поперечный разрез резервуара с данными для проектирования.

Высота стеновой панели

$$h = H - \left( \frac{h_f}{2} - t_1 \right) = 4800 - \left( \frac{750}{2} - 50 \right) = 4475 \text{ мм},$$

где  $h_f$  – высота фундамента;

$t_1$  – глубина заделки стеновой панели в фундамент.

Толщину стеновой панели принимаем согласно типовому проекту равную  $t = 200 \text{ мм}$ .

Выделим для расчета вертикальную полосу шириной 1 м. Вертикальная нагрузка от покрытия  $N_{Ed}$  в расчете не учитывается, что дает некоторое увеличение расхода арматуры с повышением надежности.

Нагрузки на стеновую панель.

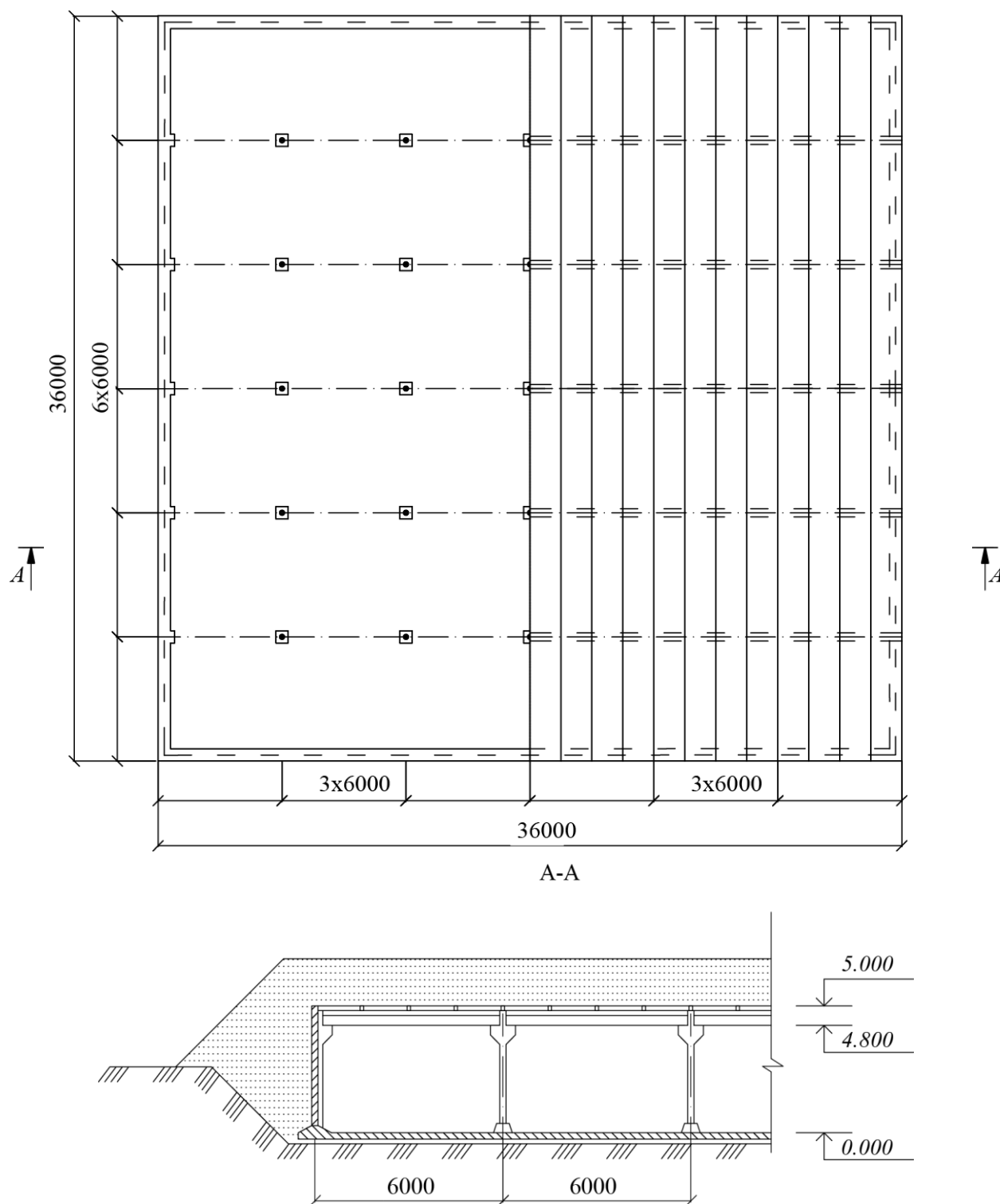
Горизонтальная расчетная нагрузка от давления воды на уровне защемления стены равна

$$p = \gamma_f \cdot \gamma \cdot h \cdot b = 10 \cdot 10^3 \cdot 4,48 \cdot 1 = 44,8 \text{ кН},$$

где  $b=1$  – ширина рассчитываемой балки, м;

$\gamma_f = 1$  – коэффициент надежности для жидкости;

$\gamma = 10, \text{кН/м}^3$  – удельный вес хранимой жидкости.



**Рисунок 9.14– Поперечный разрез резервуара**

Определим высоту эквивалентного слоя обсыпки от временной нагрузки на поверхности грунта  $p'_Q = 10 \text{кН/м}^2$  :

$$h_q = \frac{p'_q}{\gamma'} = \frac{10}{17} = 0,588 \text{ м}.$$

Горизонтальная расчетная нагрузка от давления грунта и временной нагрузки на уровне верха стеновой панели (от давления грунта обсыпки)

$$p'_u = \gamma_f \cdot \gamma' \cdot h'_1 \cdot b \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right) = 1,2 \cdot 17 \cdot 1,588 \cdot 1 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - 30^\circ/2 \right) = 10,8 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma_f = 1,2$  – коэффициент надежности по нагрузке для насыпных грунтов;

$h_1 = 1,0 + 0,588 = 1,588 \text{ м}$  – сумма высот обсыпки и эквивалентного слоя.

Горизонтальная нагрузка от давления грунта обсыпки на уровне заделки стеновой панели в днище резервуара

$$p'_d = \gamma_f \cdot \gamma' \cdot h'_2 \cdot b \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \varphi/2 \right) = 1,2 \cdot 17 \cdot 6,07 \cdot 1 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - 30^\circ/2 \right) = 41,28 \text{ кН/м},$$

где  $h_2 = 4,48 + 1,0 + 0,588 = 6,07 \text{ м}$  – сумма высот стены, обсыпки и эквивалентного слоя.

Определим внутренние расчетные усилия в стеновой панели от давления воды:

- изгибающий момент на уровне защемления стены

$$M_b^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{15} = -\frac{44,8 \cdot 4,48^2}{15} = -59,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- максимальный изгибающий момент в пролете от уровня верха стены на расстоянии  $x_0 = 0,447 \cdot h = 0,447 \cdot 4,48 = 2 \text{ м}$

$$M_{int}^{in} = -\frac{p'_w \cdot h^2}{33,54} = -\frac{44,8 \cdot 4,48^2}{33,54} = -26,81 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечная сила на уровне защемления

$$Q_b^{in} = \frac{2 \cdot p'_w \cdot h}{5} = \frac{2 \cdot 44,8 \cdot 4,48}{5} = 86 \text{ кН}.$$

Вычислим внутренние расчетные усилия от давления грунта:

- изгибающий момент на уровне защемления стены

$$M_b^{out} = -\left( \frac{p'_u \cdot h^2}{8} + \frac{p'_d \cdot h^2}{15} \right) = -\left( \frac{10,8 \cdot 4,48^2}{8} + \frac{41,28 \cdot 4,48^2}{15} \right) = -82,33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- максимальный изгибающий момент в пролете от уровня верха стены на расстоянии  $x_0 = 1,88 \text{ м}$ , где  $x_0$  определяется из решения уравнения

$$\frac{p'_d \cdot h}{10} + \frac{3 \cdot p'_u \cdot h}{8} - p'_u \cdot x_0 - \frac{p'_d}{2 \cdot h} \cdot x_0^2 = 0$$

$$M_{in}^{out} = \left( \frac{3 \cdot p'_u}{8} + \frac{p'_d}{10} \right) \cdot h x_0 - \frac{p'_u}{2} \cdot x_0^2 - \frac{p'_d}{6 \cdot h} \cdot x_0^3 =$$

$$= \left( \frac{3 \cdot 10,8}{8} + \frac{41,28}{10} \right) \cdot 4,48 \cdot 1,88 - \frac{10,8}{2} \cdot 1,88^2 - \frac{41,28}{6 \cdot 4,48} \cdot 1,88^3 = 39,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- поперечная сила на уровне заземления

$$Q = \frac{5}{8} \cdot p'_u \cdot h + \frac{2}{5} (p'_d - p'_u) h = \frac{5}{8} \cdot 10,8 \cdot 4,48 + \frac{2}{5} (41,28 - 10,8) 4,48 = 84,86 \text{ кН}.$$

Армирование стеновой панели определим из условия прочности изгибаемого элемента прямоугольной формы шириной 1,0 м и высотой поперечного сечения  $h = t$  для наибольшего изгибающего момента и пролетного момента. Максимальный изгибающий момент возникает от давления грунта (при оппорожненном резервуаре) на уровне заземления стены и равен  $M_{Ed} = 82,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Пролетный момент равен  $M_{Ed} = 40,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Определим значение коэффициента  $\alpha_m$  для максимального изгибающего момента по Таблице 2, Приложение В, НТП-02-01-2011:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{82,33 \cdot 10^6}{9,1 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,279 \leq \alpha_{m,lim} = 0,372,$$

где  $d = h - c_1 = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

По Таблице 2, Приложение В, НТП-02-01-2011 для тяжелого бетона  $\leq \text{C}50/60$  при  $\alpha_m = 0,279$  определяем значения  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$  и  $\omega = 0,339$ .

Площадь требуемой растянутой арматуры составит:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,339 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 9,1 + 0) \approx 1277 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру  $10\emptyset 14 \text{ St}500$  с шагом 100 мм (с обеих сторон стеновой панели).

Определим значение коэффициента  $\alpha_m$  для пролетного изгибающего момента по Таблице 2, Приложение В, НТП-02-01-2011:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{40,3 \cdot 10^6}{9,1 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,137 \leq \alpha_{m,lim} = 0,372,$$

## НТП РК 02-03.1-2012

где  $d = h - c_1 = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

По Таблице 2, Приложение В, НТП-02-01-2011 для тяжелого бетона  $\leq \text{C50/60}$  при  $\alpha_m = 0.137$  определяем значения  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$  и  $\omega = 0.152$ .

Площадь требуемой растянутой арматуры составит:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,152 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 9,1 + 0) \approx 573 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру  $10\text{Ø}10\text{St}500$  с шагом 200 мм (с обеих сторон стеновой панели)



## 10. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЛОКАЛИЗУЮЩИХ И УДЕРЖИВАЮЩИХ ЖИДКОСТЬ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ SLS

### 10.1. Контроль трещин

#### 10.1.1. Общие вопросы

Дополнение после 7.3.1(9) СН РК EN 1992–1–1.

10.1.1.1 Удобной является классификация конструкций для удержания жидкости в зависимости от требуемой степени защиты против утечки. В Таблице 10.1 приведена классификация. Следует отметить, что любой бетон будет допускать пропускание небольших количеств жидкостей и газов путем рассеивания.

**Таблица 10.1– Классификация герметичности**

Класс герметичности	Требования к утечке
0	Приемлема некоторая степень утечки или утечка жидкостей является несущественной
1	Утечку ограничивают до небольшого количества. Приемлемо потускнение поверхности или наличие влажных пятен
2	Утечка должна быть минимальной. Отсутствует потускнение
3	Утечка не допускается

10.1.1.2 Соответствующие пределы образования трещин выбирают в зависимости от классификации рассматриваемого элемента, уделяя соответствующее внимание требуемой функции конструкции. При отсутствии более специфических требований можно принять следующее.

Класс герметичности 0 – допустимо принятие положений, установленных в 7.3.1 СН РК EN 1992–1–1.

Класс герметичности 1 – любые трещины, которые считают проходящими через полную толщину сечения, ограничивают до  $w_{kl}$ . Положения, установленные в 7.3.1 СН РК EN 1992–1–1, применяют там, где полная толщина сечения не имеет трещин и где удовлетворены условия, установленные в (10.1.1.3) и (10.1.1.4) ниже.

Класс герметичности 2 – как правило, избегают трещин, которые считают проходящими через полную толщину сечения, если не приняты соответствующие меры (например, футеровка или водоизолирующие планки).

Класс герметичности 3 – как правило, для обеспечения водонепроницаемости требуются особые меры (например, футеровка или предварительное напряжение).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Рекомендуемая величина  $w_{kl}$  для конструкций, удерживающих воду, определяется в качестве функции отношения гидростатического давления,  $h_D$ , к толщине стенки удерживающей конструкции,  $h$ . Для  $h_D/h \leq 5$ ,  $w_{kl} = 0,2$  мм, в то время как  $h_D/h \geq 35$ ,  $w_{kl} = 0,05$  мм. Для промежуточных значений  $h_D/h$  допустимо использовать линейную интерполяцию между 0,2 и 0,05. Ограничение ширины

трещин до данных значений должно привести к эффективной герметизации трещин в пределах относительно короткого промежутка времени.

10.1.1.3 Для обеспечения соответствующей уверенности в том, что трещины не проходят через полную ширину сечения конструкций классов 2 или 3, расчетная величина глубины зоны сжатия должна составлять, по меньшей мере,  $x_{\min}$ , вычисляемая для квазистационарного сочетания воздействий. Если сечение подвержено переменным воздействиям, то трещины считают проходящими через полную толщину сечения, если невозможно показать, что какая-либо часть толщины сечения будет всегда оставаться в сжатом состоянии. Толщина бетона при сжатии должна, как правило, составлять, по меньшей мере,  $x_{\min}$ , при всех соответствующих сочетаниях воздействий. Эффекты воздействия можно вычислить на основании предположения о поведении линейно-упругого материала. Возникающие в результате напряжения в сечении вычисляют, не принимая во внимание бетон при растяжении.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемой величиной для  $x_{\min}$  является наименьшее из 50 мм или  $0,2h$ , где  $h$  – толщина элемента.

10.1.1.4 Если положения, установленные в п. 10.1.1.2 для герметичности класса 1, соответствуют требованиям, то трещины, через которые осуществляется вытекание воды, считают заполненными в элементах, не подверженных значительным изменениям нагрузки или температуры в процессе службы. При отсутствии более точной информации можно предположить о наличии заполнения там, где ожидаемый диапазон напряжения в сечении при эксплуатационных условиях составляет менее  $150 \cdot 10^{-6}$ .

10.1.1.5 Если самозаполнение является маловероятным, то любая трещина, проходящая через полную ширину сечения, может привести к утечке, не смотря на ширину трещины.

10.1.1.6 Удерживающие сухие материалы бункеров, как правило, проектируют в качестве класса 0, однако может быть подходящим использование класса 1, 2 или 3, если хранящийся материал является особенно чувствительным к влажности.

10.1.1.7 Особое внимание следует уделить там, где элементы подвержены напряжению при растяжении вследствие ограничения усадки или температурных деформаций.

10.1.1.8 Критерии приемки для удерживающих жидкость конструкций могут включать максимальный уровень утечки.

## **10.1.2. Контроль образования трещин без непосредственного вычисления**

Заменяют примечание в правиле применения 7.3.3(2) СН РК EN 1992–1–1:

ПРИМЕЧАНИЕ При наличии минимального армирования, установленного в 7.3.2 СН РК EN 1992–1–1, на Рисунках 10.1 и 10.2 установлены величины максимального диаметра стержней и шага арматурных стержней для различной расчетной ширины трещины для сечений полностью при растяжении.

Максимальный диаметр стержня, установленный на Рисунке 10.1, изменяют, используя Формулу (10.1), приведенную ниже, вместо Формулы (7.7) СН РК EN 1992–1–1, которую применяют, когда  $\phi_s^*$  вычисляют для чистого изгиба:

$$\phi_s^* = \phi_s^* \left( \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10 \cdot (h-d)} \quad (10.1)$$

где  $\phi_s^*$  – скорректированный максимальный диаметр стержня;

$\phi_s^*$  – максимальный диаметр стержня, полученный из Рисунка 10.1;

$h$  – общая толщина элемента;

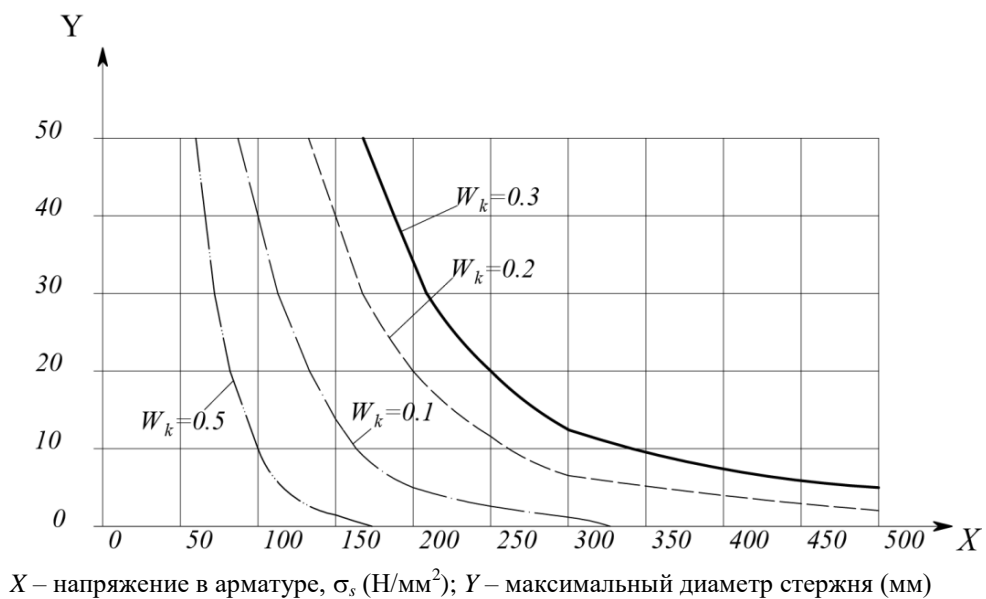
$d$  – глубина до центра тяжести наружного слоя арматуры с противоположной поверхности бетона (см. рисунок 7.1(с) СН РК EN 1992–1–1 в части 1);

$f_{ct,eff}$  – приведенное среднее значение прочности при растяжении бетона, как установлено в части 1, МПа.

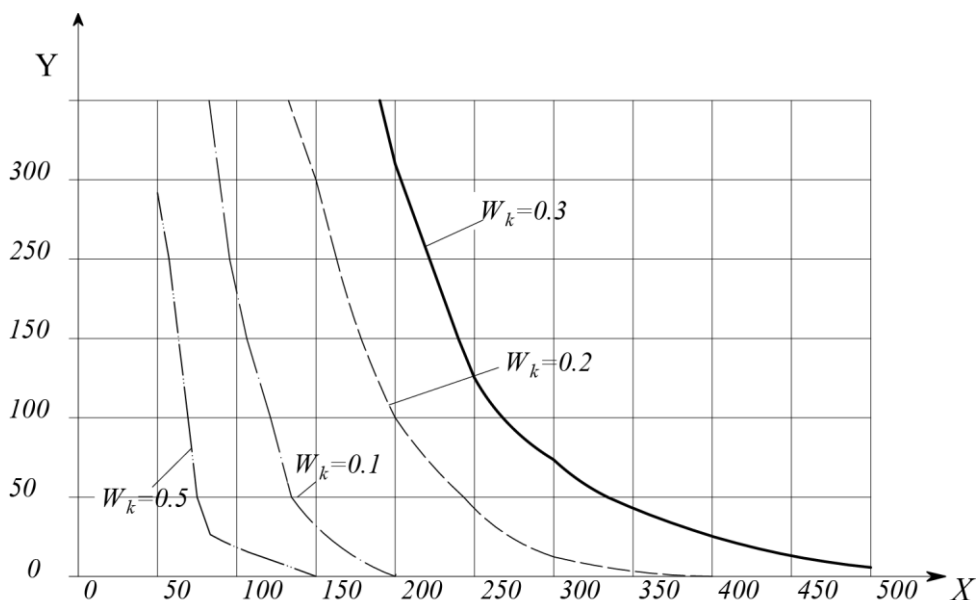
Для образования трещин, вызванного, главным образом, ограничением, нельзя превышать размеры стержней, установленные на Рисунке 10.1, где напряжением стали является величина, полученная непосредственно после образования трещин (например,  $\sigma_s$  в Формуле (7.1) СН РК EN 1992–1–1).

Для трещин, вызванных, главным образом, нагрузкой, необходимо соблюдать либо максимальные размеры стержня, установленные на Рисунке 10.1, либо максимальные расстояния между стержнями, установленные на Рисунке 10.2. Напряжение стали вычисляют, исходя из сечения с трещинами при соответствующем сочетании воздействий.

Для промежуточных значений расчетной ширины трещины значения могут быть интерполированными.



**Рисунок 10.1– Максимальные диаметры стержня для контроля образования трещин в элементах, подверженных осевому растяжению**



$X$  – напряжение в арматуре,  $\sigma_s$  (Н/мм<sup>2</sup>);  $Y$  – максимальное расстояние между стержнями (мм)

**Рисунок 10.2 – Максимальные расстояния между стержнями для контроля образования трещин в элементах, подверженных осевому растяжению**

### 10.1.3. Вычисление ширины трещины

Информация по вычислению ширины трещины в элементах, подверженных связанной термической или усадочной деформации, приведена в справочных приложениях Д и Е.

### 10.1.4. Минимизация образования трещин вследствие сдерживаемых налагаемых деформаций

10.1.4.1 Если желательно минимизировать формирование трещин вследствие сдерживаемых налагаемых деформаций, возникающих в результате изменения температуры или усадки, то для конструкций класса 1 этого можно достичь путем проверки того, что соответствующие напряжения при растяжении не превышают имеющуюся прочность при растяжении  $f_{ctk,0.05}$  бетона, скорректированную, если это целесообразно, для плоского напряженного состояния (смотри Приложение Q к СН РК EN 1992–2), а для конструкций класса 2 или класса 3, где не используют футеровку, путем проверки того, что сечение находится в сжатом состоянии. Этого можно достичь с помощью:

- ограничения повышения температуры вследствие гидратации цемента;
- удаления или уменьшения ограничений;
- уменьшения усадки бетона;
- использования бетона с низким коэффициентом термического расширения;
- использования бетона с высокой способностью к деформации при растяжении (только конструкции класса 1);
- применение предварительного напряжения.

10.1.4.2 Как правило, достаточно точным является вычисление напряжений на основании предположения, что бетон является упругим, и принятие во внимание эффектов ползучести посредством использования приведенного модуля упругости бетона. В справочном приложении приведен упрощенный метод оценки напряжений и деформаций в бетонных элементах, который можно использовать при отсутствии более строгого вычисления.

#### ПРИМЕР 3

##### Исходные данные:

Требуется провести расчет по раскрытию трещины для монолитного железобетонного резервуара. Уровень жидкости в резервуаре – 5 м. Толщина стенки  $t = 450 \text{ мм}$ , защитный слой бетона  $c = 45 \text{ мм}$ . Изгибающий момент  $M_{Ed} = 208 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Класс герметичности 0. Класс по условиям эксплуатации конструкции XC2. Бетон нормальный класса C30/37. Арматура в стенке класса St500. Площадь сечения арматуры  $A_s = 2093 \text{ мм}^2$ , диаметром 20 мм.

##### Расчет:

Так как класс герметичности принят равным нулевому, то допускается некоторая степень утечки или утечка жидкостей является несущественной.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$w_k \leq w_{\text{lim}}.$$

Для класса по условиям эксплуатации конструкции XC2 предельно допустимая ширина раскрытия трещины составляет  $w_{\text{lim}} = 0.3 \text{ мм}$ .

Определим ширину раскрытия трещины  $w_k$ .

Так как арматура, имеющая сцепление с бетоном, расположена сосредоточено в центрах растянутой зоне (расстояние не более  $5(c + \varnothing/2) = 5 \cdot (40 + 20/2) = 250 \text{ мм}$ ), максимальное расстояние между трещинами рассчитывается по формуле

$$s_{r,\text{max}} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \varnothing}{\rho_{p,\text{eff}}} = 3,4 \cdot 40 + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20}{0,0174} = 331,4 \text{ мм},$$

где  $k_1 = 0,8$  – коэффициент, учитывающий свойства сцепления арматуры, принят как для стержней с хорошими свойствами сцепления;

$k_2 = 0,5$  – коэффициент, учитывающий распределение относительных деформаций, принят как для стены испытывающей изгиб;

$k_3 = 3,4$  и  $k_4 = 0,425$  – коэффициенты, принимаемые равными значениям рекомендуемым СН РК EN 1992–1–1;

$c = 40$  – защитный слой бетона для продольной арматуры;

$\varnothing = 20$  – диаметр арматуры, мм;

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_l^2 A_p')}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{b \cdot h_{c,ef}} = \frac{2093}{1000 \cdot 120,3} = 0,0174,$$

где  $A_{c,eff}$  – эффективная площадь растянутого бетона, окружающего арматуру с высотой  $h_{c,ef}$ , причем  $h_{c,ef}$  принимается как меньшее значение:  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  или  $h/2 = 125 \text{ мм}, 120,3 \text{ мм}, 225 \text{ мм}$ .

Напряжение в растянутой арматуре определяем следующим образом:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s \cdot z},$$

где  $z = d - \frac{x}{3} = 400 - \frac{89,1}{3} = 370 \text{ мм}$  – плечо внутренних сил,

$x = 89,1 \text{ мм}$  – высота сжатой зоны бетона, находится из условия

$$\frac{x}{d} = -\alpha_e \rho + [\alpha_e^2 \rho^2 + 2\alpha_e \rho]^{0,5},$$

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2093}{1000 \cdot 400} = 0,00523$  – плотность бетона при горячей сушке.

Таким образом, напряжение сжатия в бетоне равно

$$\sigma_s = \frac{208 \cdot 10^6}{2093 \cdot 370} = 268,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Разность средней относительной деформации арматуры и средней относительной деформацией бетона между трещинами определяем согласно выражению

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{268,6 - 0,4 \frac{2,9}{0,0174} (1 + 6,09 \cdot 0,0174)}{20} = 0,000974 \geq$$

$$\geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{268,6}{200 \cdot 10^3} = 0,000806$$

где  $k_t$  – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки, в нашем случае при длительном действии нагрузки принимается равным 0,4.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{E_s}{22 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}} = \frac{200}{22 \cdot \left[ \frac{30 + 8}{10} \right]^{0,3}} = 6,09 ;$$

$f_{ct,eff} = 2,9$  – среднее значение эффективной прочности бетона при растяжении во время, когда впервые может произойти возникновение трещин  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  или менее, ( $f_{ctm}(t)$ ), если образование трещин ожидается ранее, чем через 28 суток).

Ширину раскрытия трещин определим по формуле:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 331,4 \cdot 0,000974 = 0,323 \text{ мм}.$$

Проведем проверку условия по раскрытию трещины

$$w_k = 0,323 \text{ мм} \not\leq w_{lim} = 0,3 \text{ мм}.$$

как видно условие не выполняется. Следовательно, необходимо выполнить увеличение сечения, либо повысить класс бетона или арматуры и провести повторно расчет.

#### ПРИМЕР 4

##### Исходные данные:

Требуется определить минимальную площадь армирования, необходимую для ограничения ширины раскрытия трещины. Уровень жидкости в резервуаре – 5 м. Толщина стенки  $t = 450 \text{ мм}$ , защитный слой бетона  $c = 45 \text{ мм}$ . Изгибающий момент  $M_{Ed} = 208 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Класс герметичности 0. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС2. Бетон нормальный класса С30/37. Арматура в стенке класса St500. Площадь сечения арматуры  $A_s = 2093 \text{ мм}^2$ , диаметром 20 мм.

##### Расчет:

Минимальная площадь растянутой арматуры в сечении, назначается из условия ограничения ширины раскрытия трещин, из условия

$$A_s \cdot \sigma_s \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}.$$

Тогда минимальную площадь растянутой арматуры в сечении можно определить следующим образом

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \rho_{euro}.$$

Коэффициент  $k_c$ , учитывающий распределение напряжений по сечению непосредственно перед образованием трещин и изменение плеча внутренней пары сил, для изгибаемого элемента прямоугольного сечения вычисляется по следующей формуле:

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left( \frac{h}{h^*} \right) \cdot f_{ct,eff}} \right] = 0,4(1-0) = 0,4 \leq 1,$$

где  $\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$  – средние напряжения в бетоне на рассматриваемой части сечения, в силу отсутствия продольной силы  $\sigma_c = 0$ .

Коэффициент  $k$ , учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений, которые приводят к снижению ограничивающих усилий:  $k = 1,0$  – для стенок элементов при  $h \leq 300$  мм или полок, имеющих ширину менее 300 мм,  $k = 0,65$  – для стенок элементов при  $h \geq 800$  мм или полок, имеющих ширину более 800 мм, промежуточные значения по интерполяции. Таким образом, по интерполяции при  $h = 450$  мм коэффициент  $k = 0,895$ .

Площадь растянутой зоны бетона  $A_{ct}$  (та часть сечения, которая согласно расчету, растянута перед образованием первой трещины) равна

$$A_{ct} = h_{cr} \cdot b = 0,5 \cdot h \cdot b = 0,5 \cdot 450 \cdot 1000 = 2250 \text{ см}^2,$$

где  $h_{cr}$  – высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещин.

Коэффициент  $\rho_{euro}$  определяется из отношения прочности бетона на осевое сжатие к характеристическому сопротивлению ненапрягаемой арматуры:

$$\rho_{euro} = \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{2,9}{500} = 0,0058,$$

где  $f_{ct,eff} = 2,9$  – среднее значение эффективной прочности бетона при растяжении во время, когда впервые может произойти возникновение трещин  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  или менее, ( $f_{ctm}(t)$ ), если образование трещин ожидается ранее, чем через 28 суток).

В итоге минимальная площадь растянутой арматуры в сечении равна

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \rho_{euro} = 0,4 \cdot 0,895 \cdot 2250 \cdot 0,0058 = 4,67 \text{ см}^2.$$



## **11. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ**

### **11.1. Расположение напрягаемых арматурных элементов и каналов**

#### **11.1.1. Каналы с последующим напряжением**

Дополнение после правила применения 8.10.1.3(1) СН РК EN 1992–1–1.

11.1.1.1 В отношении круглых резервуаров с внутренним предварительным напряжением необходимо соблюдать осторожность для того, чтобы избежать возможности местных повреждений вследствие арматурных элементов, проходящих через внутреннее покрытие. В целом это исключается, если теоретический центр тяжести горизонтальных пучков лежит в наружной трети стены. Если обеспечение покрытием делает это невозможным, данное требование может быть ослаблено при условии, что канал напрягаемого арматурного элемента находится в наружной половине стены.

11.1.1.2 Диаметр канала в пределах стены, как правило, не должен превышать  $k$  раз толщины стены. Рекомендуемая величина составляет  $k = 0,25$

11.1.1.3 Сила предварительного напряжения, воздействующая на стену, должна быть распределена настолько равномерно, насколько это возможно. Анкерные устройства или контрфорсы должны быть расположены таким образом, чтобы уменьшить вероятность неравномерного распределения силы, если для принятия эффектов во внимание не принимают особых мер.

11.1.1.4 Там, где используют конструкции, подверженные воздействию повышенных температур, содержащие вертикальные напрягаемые арматурные элементы без сцепления с бетоном, было установлено, что защитная смазка склонна к вытеканию. Для устранения этого лучше избегать использования предварительно напрягаемых арматурных элементов без сцепления с бетоном в качестве вертикального предварительного напряжения. Если их используют, то необходимо обеспечить наличие средств для проверки наличия защитной смазки и, при необходимости, ее обновления.

#### **11.1.2. Анкерные устройства и соединительные элементы для предварительно напрягаемых арматурных элементов**

Дополнение после правила применения 8.10.4(5) СН РК EN 1992–1–1.

Если анкерные устройства расположены на внутренней стороне резервуаров, то особое внимание следует уделить их защите против возможной коррозии.

### **11.2. Армированные бетонные стены**

Дополнение после (9.6.4) СН РК EN 1992–1–1.

### **11.2.1. Угловые соединения между стенами**

Если стены имеют монолитное соединение в углу и подвержены моментам и сдвигам, которые стремятся разомкнуть угол (т. е. внутренние поверхности стен находятся в напряжении), то необходима осторожность при детализации армирования для проверки того, диагональные силы растяжения учтены с достаточной точностью. Подходящим проектным решением является система распорок и поперечной арматуры, как установлено в 5.6.4 СН РК EN 1992–1–1.

### **11.2.2. Обеспечение наличия деформационных швов**

Если для ограничения образования трещин невозможно предпринять эффективные и экономически целесообразные меры, то удерживающие жидкость конструкции обеспечивают деформационными швами. Принимаемая стратегия будет зависеть от условий эксплуатации конструкции и степени опасности утечки, что является приемлемым. В различных странах были разработаны различные методы для удовлетворяющего требованиям проектирования и образования швов. Следует отметить, что удовлетворительная работа швов требует, чтобы они были правильно образованы. Кроме того, герметизирующие материалы для швов часто имеют значительно более короткий срок службы, чем расчетный срок службы конструкции, и, следовательно, в таких случаях швы образуют таким образом, чтобы существовала возможность их контроля, ремонта или возобновления. Более подробная информация по обеспечению наличия деформационных швов приведена в справочном приложении. Также необходимо проверить, что герметизирующий материал является подходящим для сдерживания материала или жидкости.

## **11.3. Предварительно напряженные стены**

### **11.3.1. Минимальная площадь пассивного армирования и размеры поперечного сечения**

11.3.1.1 При отсутствии вертикального предварительного напряжения (или отсутствия наклонного предварительного напряжения в наклонных стенах), обеспечивают наличие вертикальной (или наклонной) арматуры на основании проекта армированного бетона.

11.3.1.2 Толщина стен, образующих стороны водохранилищ или резервуаров, должна, как правило, составлять не менее  $t_1$  мм для класса 0 или  $t_2$  мм для классов 1 или 2.

Стены, образованные с применением скользящей опалубки, должны быть не тоньше  $t_2$  мм независимо от класса, и отверстия, образованные подъемными стержнями, необходимо заполнить соответствующим строительным раствором. Рекомендуемая величина  $t_1$  составляет 120 мм, а  $t_2$  составляет 150 мм.

**Приложение А**  
(информационное)

**Номинальные значения удельного веса строительных материалов и номинальные значения удельного веса жидкостей**

**Таблица А.1 – Строительные материалы: бетон и раствор**

Строительные материалы	Удельный вес* $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>
<b>Бетон</b> (см. пр. EN 206)	
Легкий бетон:	
класс объемной плотности LC 1,0	9,0–10,0 <sup>a),b)</sup>
то же LC 1,2	10,0–12,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 1,4	12,0–14,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 1,6	14,0–16,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 1,8	16,0–18,0 <sup>a),b)</sup>
“ LC 2,0	18,0–20,0 <sup>a),b)</sup>
Нормальный бетон	>24,0 <sup>a),b)</sup>
<b>Раствор</b>	
Цементный раствор	19,0–23,0
Гипсовый раствор	12,0–18,0
Известково–цементный раствор	18,0–20,0
Известковый раствор	12,0–18,0
<sup>a)</sup> Увеличение на 1 кН/м <sup>3</sup> при обычном армировании железобетона и напряженного бетона. <sup>b)</sup> Увеличение на 1 кН/м <sup>3</sup> при использовании в качестве заполнителя в свежеприготовленную бетонную смесь.	

**Таблица А.2 – Складируемые грузы: жидкости**

Материалы	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>
<b>Напитки</b>	
Пиво	10,0
Молоко	10,0
Питьевая вода	10,0
Вина	10,0
<b>Растительное масло</b>	
Касторовое масло	9,3

Таблица А.2 – Складируемые грузы: жидкости (продолжение)

Материалы	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>
Глицерин	12,3
Льняное масло	9,2
Оливковое масло	8,8
<b>Органические жидкости и кислоты</b>	
Спирт	7,8
Эфир	7,4
Соляная кислота 40 %-ная (в процентах по массе)	11,8
Денатурат	7,8
Азотная кислота 91 %-ная (в процентах по массе)	14,7
Серная кислота 30 %-ная (в процентах по массе)	13,7
Серная кислота 87 %-ная (в процентах по массе)	17,7
Терпентин (живица)	8,3
<b>Другие жидкости</b>	
Ртуть	133,0
Свинцовый сурик	59,0
Белила масляные свинцовые	38,0
Шлам (более 50 % воды в объеме по массе)	10,8

## Приложение Б

(обязательное)

## Расчетные значения воздействий в постоянных и переходных расчетных ситуациях

Таблица Б.1 – Расчетные значения воздействий (STR/GEO) (группа В)

Постоянные и временные расчетные ситуации	Постоянные воздействия		Предварительное напряжение	Доминирующее воздействие <sup>a)</sup>	Сопутствующие воздействия <sup>a)</sup>	
	неблагоприятные	благоприятные			Основное (если имеется)	Другие
(Формула(6.4))	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Формула(6.5)а)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Формула (6.5)b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В случае применения (6.5)а и (6.5)б устанавливают для (6.5)а только постоянные воздействия.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для (6.4) или (6.5)а и (6.5)б рекомендованы следующие значения  $\gamma$  и  $\xi$ :

$$\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

$\gamma_Q = 0$  при благоприятном воздействии;

$\gamma_Q = 1,50$  для других переменных воздействий <sup>2)</sup>;

$\xi = 0,85$  (так что  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$ ).

$\gamma_{Gset} = 1,20$  в случае линейных упругих расчетов, и  $\gamma_{Gset} = 1,35$  в случае нелинейных упругих расчетов, в расчетных ситуациях с неблагоприятным влиянием воздействий от неравномерных деформаций (осадок). В расчетных ситуациях, в которых воздействия от неравномерных деформаций (осадок) оказывают благоприятное влияние, эти воздействия не учитывают.

См. также СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999 относительно факторов  $\gamma$ , учитываемых для вынужденных деформаций.

$\gamma_P$  равен коэффициенту, который рекомендован в еврокодах по определению расчетных параметров.

Таблица Б.1 – Расчетные значения воздействий (STR/GEO) (группа В) (продолжение)

<p><sup>1)</sup> Это значение относится к собственному весу несущих и ненесущих конструкций, щебеночному балласту, грунту, грунтовым и свободно текущим водам, транспортным нагрузкам и т.д.</p>				
<p><sup>2)</sup> Это значение относится к переменному горизонтальному давлению грунта, грунтовым и свободно текущим водам, щебеночному балласту, транспортным нагрузкам на забутовках, создающим давление грунта, аэродинамическим воздействиям от транспорта, ветровым и температурным воздействиям и т.д.</p>				
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 Нормативные значения всех постоянных воздействий, которые имеют одинаковое происхождение, умножают как целое на <math>\gamma_{G,sup}</math>, если их влияние неблагоприятное. Эти значения умножают как целое на <math>\gamma_{G,inf}</math>, если их влияние благоприятное. Например, все воздействия от собственного веса конструкции допускается рассматривать как имеющие одинаковое происхождение. Это условие применимо также к комбинированным конструкциям и смешанному способу производства работ.</p>				
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 4 В определенных подтверждениях коэффициенты <math>\gamma_G</math> и <math>\gamma_Q</math> допускается разделять на коэффициенты <math>\gamma_g</math> и <math>\gamma_q</math> и коэффициент для погрешности модели <math>\gamma_{sd}</math>.</p>				
Значение	$\gamma_{sd}$	устанавливают	в	национальном приложении. Рекомендованным для $\gamma_{sd}$ является значение 1,0 – 1,15.
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 5 Для воздействий воды, не установленных в СН РК EN 1997 (т.е. текущие воды), применяемое сочетание воздействий устанавливают для конкретного проекта.</p>				

**Приложение В**  
(информационное)  
**Воздействие температуры на свойства бетона**

**В.1 Общие положения**

В.1.1 Настоящее приложение рассматривает воздействия на материальные свойства бетона при температурах в пределах от  $-25^{\circ}\text{C}$  до  $+200^{\circ}\text{C}$ . Рассмотрены свойства: прочность и жесткость, ползучесть и неустойчивая термическая деформация.

В.1.2 Во всех случаях изменения свойств значительно зависят от определенного типа используемого бетона, и настоящее приложение не рассматривают для обеспечения большей информации, чем общее руководство.

**В.2 Свойства материала при температурах ниже нуля**

В.2.1 Если бетон охлаждают ниже нуля, то его прочность и жесткость увеличиваются. Данное увеличение зависит, главным образом, от содержания влаги бетона: чем выше содержание влаги, тем больше увеличение прочности и жесткости. Следует отметить, что усиление свойств применяют только к конструкциям, которые постоянно находятся при температуре ниже  $-25^{\circ}\text{C}$ .

В.2.2 Охлаждение бетона до  $-25^{\circ}\text{C}$  приводит к увеличению прочности при сжатии:

- около 5 МПа для частично сухого бетона;
- около 30 МПа для пропитанного влагой бетона.

В.2.3 Формулы, установленные в Таблице 7.1 для прочности при растяжении, можно изменить для получения воздействия температуры следующим образом:

$$f_{ctx} = \alpha f_{ckT}^{2/3} \quad (\text{В.1})$$

где  $f_{ctx}$  – прочность при растяжении, определяемая (см. Таблицу В.1 );

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий содержание влаги в бетоне. Величины  $\alpha$  установлены в Таблице В.1 ;

$f_{ckT}$  – собственная прочность бетона при сжатии, преобразованная с учетом температуры в соответствии с п. В.2.2 выше.

**Таблица В.1 – Величины  $\alpha$  для пропитанного влагой и сухого бетона**

Определение прочности при растяжении $f_{ctx}$	Пропитанный влагой бетон	Сухой бетон
$f_{ctm}$	0,47	0,30
$f_{ctk 0,05}$	0,27	0,21
$f_{ctk 0,95}$	0,95	0,39

В.2.4 Охлаждение бетона до  $-25^{\circ}\text{C}$  приводит к увеличению модуля упругости:

- около 2000 МПа для частично сухого бетона;
- около 8000 МПа для пропитанного влагой бетона.

В.2.5 Ползучесть при температурах ниже нуля можно считать равными 60 % до 80 % ползучести при нормальных температурах. При температуре ниже  $-20^{\circ}\text{C}$  ползучесть считают незначительной.

### В.3 Свойства материала при повышенных температурах

В.3.1 Информацию о прочности бетона при сжатии и прочности при растяжении при температурах выше нормальных можно получить из 3.2.2 EN 1992–1–2.

В.3.2 Модуль упругости бетона можно считать не подверженным воздействию температуры до  $50^{\circ}\text{C}$ . Для более высоких температур линейное уменьшение модуля упругости можно считать до уменьшения, составляющего 20 %, при температуре  $200^{\circ}\text{C}$ .

В.3.3 Для бетона, нагреваемого до оказания нагрузки, можно предположить, что коэффициент ползучести увеличивается с увеличением температуры выше нормальной (которую считают равной  $20^{\circ}\text{C}$ ) на соответствующий коэффициент из таблицы В.2 .

**Таблица В.2 – Множители коэффициента ползучести, учитывающие температуру при нагревании бетона до оказания нагрузки**

Температура, $^{\circ}\text{C}$	Множитель коэффициента ползучести
20	1,00
50	1,35
100	1,96
150	2,58
200	3,20

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, установленные в таблице, были выведены из СЕВ сводки 208 и соответствующим образом согласованы с множителями, вычисленными на основании энергии активации для ползучести, составляющей 8 кДж/моль.

В.3.4 При наличии нагрузки в процессе нагревания бетона возникнут деформации сверх тех, которые вычислены с использованием множителей коэффициента ползучести, приведенных в В.2.3 выше. Данная избыточная деформация, неустойчивая термическая деформация, является невозвратимой зависимой от времени деформацией, возникающей в бетоне, нагреваемом в напряженном состоянии. Максимальную неустойчивую термическую деформацию можно приблизительно вычислить по формуле:

$$\varepsilon_{Tr} = k \sigma_c \varepsilon_{Th} / f_{cm} \quad (\text{В.2})$$

где  $k$  – постоянная, получаемая из испытаний. Величина  $k$  находится в пределах  $1,8 \leq k \leq 2,35$ ;

$f_{cm}$  – средняя прочность при сжатии бетона;

$\varepsilon_{Tr}$  – неустойчивая термическая деформация;



$\varepsilon_{Th}$  – свободная термическая деформация в бетоне (изменение температуры  $\times$  коэффициент расширения);

$\sigma_c$  – применяемая сила сжатия.

**Приложение Г**  
*(информационное)*

**Соответствие обозначений классов ненапрягаемой арматуры**

**Таблица Г.1 – Таблица соответствия обозначений классов ненапрягаемой арматуры**

Класс арматуры по настоящему пособию НТП	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ регламентирующий качество арматуры, по НТП	Вид и профиль арматуры
St 240	A 240	A-I	ГОСТ 5781 СТ РК 1704	Стержневая гладкая
St 400	A 400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		—	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая серповидного профиля
St500	A500	—	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая серповидного профиля
		—	ТУ 14– 1–5254–2006 ТУ 14–1–5526–2006 СТО АСЧМ 7–93	Стержневая серповидного профиля
	Bp-I	Bp-I	ГОСТ 6727 СТ РК 1704	Проволочная с вмятинами
	B500	—	СТ РК 1341	Проволочная гладкая

В Таблице Б.1 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упрочненной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом A400 подразумевается арматуры классов A400, Ат400, Ат400К, Ат400СК). При обозначении арматуры после указания диаметра и класса арматуры по настоящему пособию следует указывать обозначение арматуры по стандарту, регламентирующему качество арматуры, например, обозначение арматуры класса St400 диаметром 12 мм – Ø12 St400 (A400 ГОСТ 5781).

**Приложение Д**  
(информационное)

**Вычисление деформаций и напряжений в сечениях бетона, подверженных ограниченному налагаемым деформациям**

**Д.1 Формулы для вычисления напряжения и деформации в сечении без трещин**

Напряжение на любом уровне в сечении определяют по:

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax}) \varepsilon_{i_{av}} + (1 - R_m) (1/r) (z - \underline{z}) \quad (\text{Д.1})$$

и напряжение в бетоне можно вычислить из:

$$\sigma_z = E_{c,eff} (\varepsilon_{iz} - \varepsilon_{az}), \quad (\text{Д.2})$$

где  $R_{ax}$  – коэффициент, определяющий степень наружного ограничения против продольного перемещения, обеспечиваемого элементами, присоединенными к рассматриваемому элементу;

$R_m$  – коэффициент, определяющий степень ограничения момента, обеспечиваемого элементами, присоединенными к рассматриваемому элементу. В самых распространенных случаях  $R_m$  можно принять равным 1,0;

$E_{c,eff}$  – приведенный модуль упругости бетона, учитывающий ползучесть;

$\varepsilon_{i_{av}}$  – средняя налагаемая деформация в элементе (т.е. средняя деформация, которая возникла бы, если бы элемент был полностью неограниченным);

$\varepsilon_{iz}$  – налагаемая деформация на уровне  $z$ ;

$\varepsilon_{az}$  – фактическая деформация на уровне  $z$ ;

$z$  – высота до сечения;

$\underline{z}$  – высота до центра тяжести сечения;

$1/r$  – изгиб.

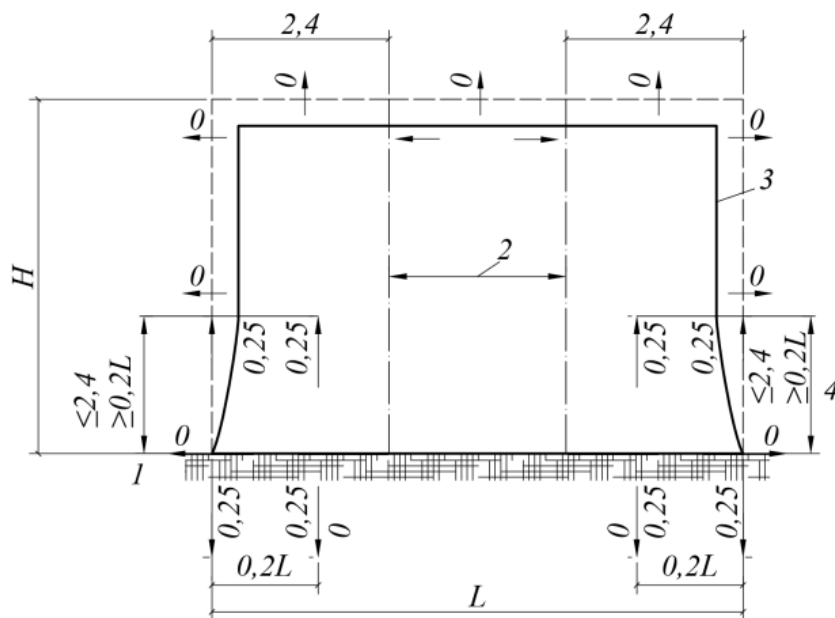
**Д.2 Оценка ограничения**

Коэффициенты ограничения можно вычислить из данных о жесткости рассматриваемого элемента и элементах, присоединенных к нему. В качестве альтернативы практические коэффициенты ограничения против продольного перемещения для обычных ситуаций можно взять из Д.1 и В.1. Во многих случаях (например, стена, отлитая на тяжелое предварительно существовавшее основание) будет ясно, что не может возникнуть значительного изгиба, и подходящим будет коэффициент ограничения момента, равный 1,0.

Таблица Д.1 – Коэффициенты ограничения для центральной зоны стен, показанные на рисунке Д.1

Отношение $L/H$ (см. Рисунок Д.1)	Коэффициент ограничения у основания	Коэффициент ограничения у верхней части
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

а)



Данный коэффициент равен  $0.5 \left( 1 - \frac{H}{L} \right)$ , где  $H \leq L$

1 – коэффициенты вертикального ограничения; 2 – коэффициент горизонтального ограничения (получают из Таблицы Л.1 для данной центральной зоны); 3 – расширение или температурно-усадочные швы; 4 – (выбирая большую величину); 5 – потенциальные первичные трещины  
а – стена на основании; б – горизонтальная плита между жесткими ограничениями; в – конструкция стены с непрерывным пролетом (со строительными швами); г – конструкция стены методом чередования пролетов (со строительными швами)

Рисунок Д.1 – Коэффициенты ограничения для типовых ситуаций

b)

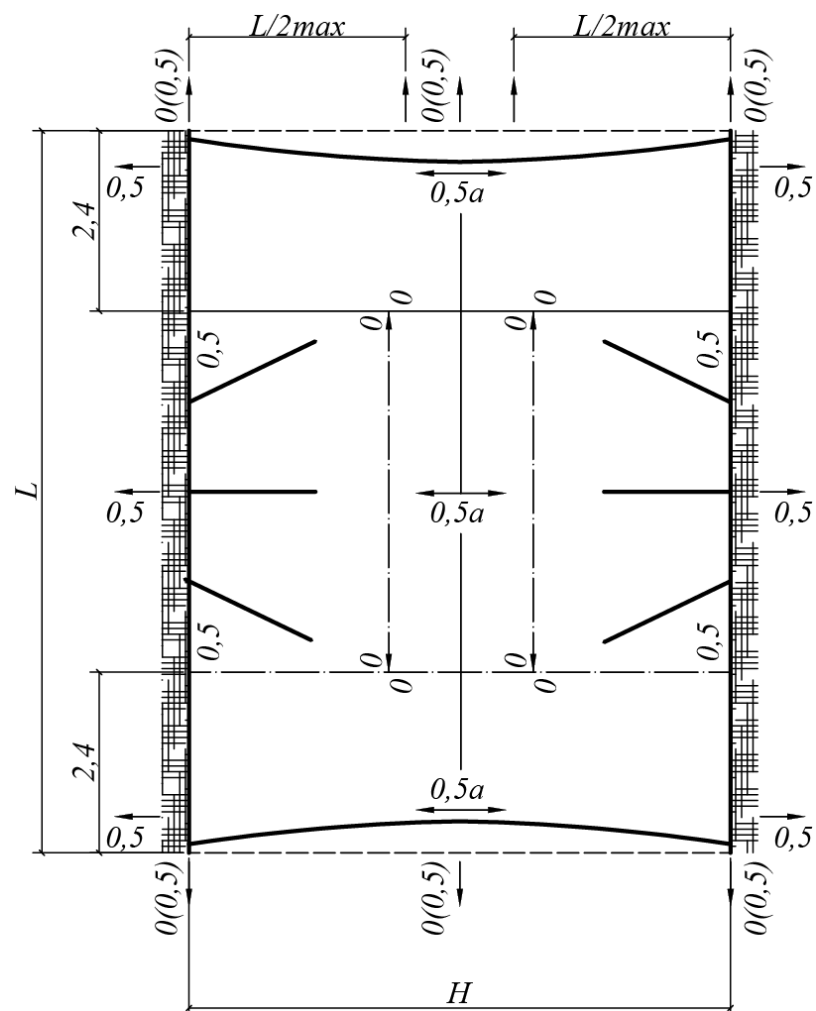
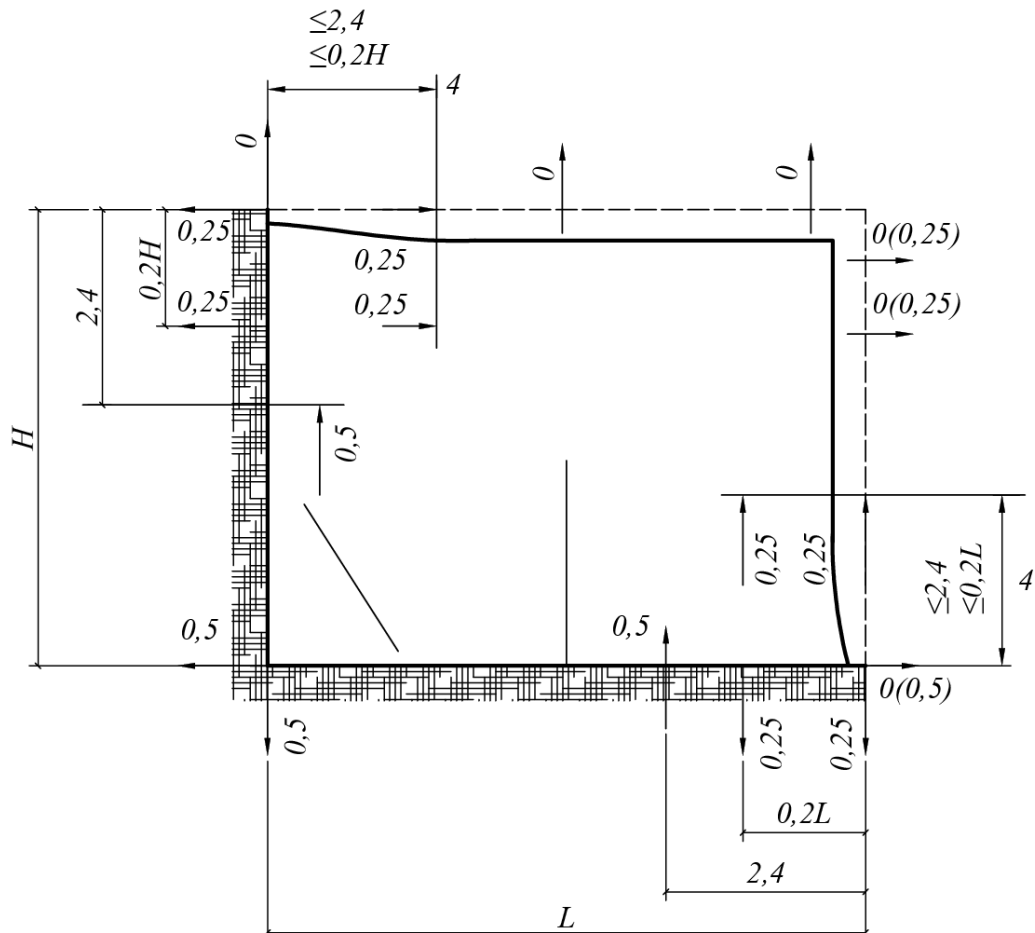
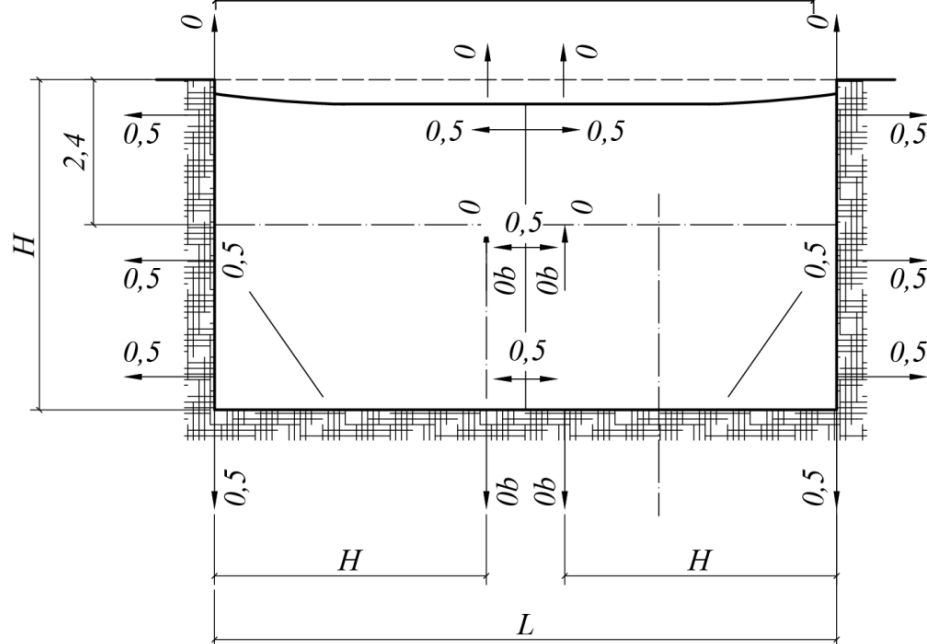


Рисунок Д.1 – Коэффициенты ограничения для типовых ситуаций (продолжение)

с)



d)



Данные коэффициенты ограничения равны  $0,5 \left( 1 - \frac{L}{2H} \right)$ , где  $L \leq 2H$

ПРИМЕЧАНИЕ Величины  $R$ , используемые при проектировании, должны относиться к практическому распределению арматуры

**Рисунок Д.1 – Коэффициенты ограничения для типовых ситуаций (продолжение)**

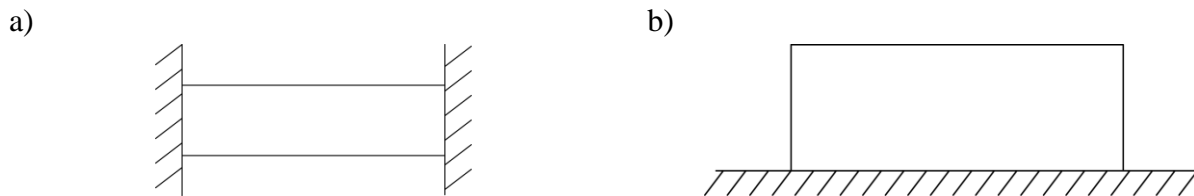
**Приложение Е**  
(информационное)

**Вычисление ширины трещин вследствие ограничения налагаемых деформаций**

**Е.1 Общие положения**

Формами налагаемой деформации, рассмотренной в настоящем приложении, являются усадка и ранние температурные деформации, вызванные охлаждением элементов непосредственно после отливки.

Существуют две основные проблемы на практике, которые необходимо рассмотреть. Они связаны с различными формами ограничения и схематически изображены ниже (см. Рисунок Е.1).



а – ограничение элемента на концах; б – ограничение вдоль одного края

**Рисунок Е.1 – Типы ограничения стен**

Факторы, сдерживающие образование трещин в данных двух случаях, значительно различаются; оба представляют значительную практическую важность.

(а) возникает тогда, когда новое сечение бетона отливают между двумя предварительно существовавшими сечениями.

(б) является особенно важным и возникает там, где стену отливают на предварительно существовавшее жесткое основание.

(а) подвержен тщательному исследованию на протяжении нескольких последних десятилетий и относительно хорошо изучен.

(б) не изучается систематично и существует мало опубликованных руководств.

**Е.2 Ограничение элемента**

**(а) Ограничение элемента на конце**

Максимальную ширину трещины можно вычислить, используя Формулу (7.8) в EN 1992-1-1, где  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  вычисляют из Формулы (Е.1)

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,5 \alpha_e k_c k_{f,ct,eff} (1 + 1 / (\alpha_e \rho)) / E_s \quad (Е.1)$$

Для проверки образования трещин без непосредственного вычисления  $\sigma_s$  можно вычислить из Формулы Е.2, которую затем можно использовать с Рисунками 10.1 и 10.2 для получения соответствующего расположения арматуры.

$$\sigma_s = k_c k_{ct,eff} f_{ct} / \rho \quad (E.2)$$

где  $\rho$  составляет  $A_s/A_{ct}$ ;

$A_{ct}$  – площадь бетона при растяжении, как установлено в 7.3.2.

### (b) Длинная стена, ограниченная вдоль одного края

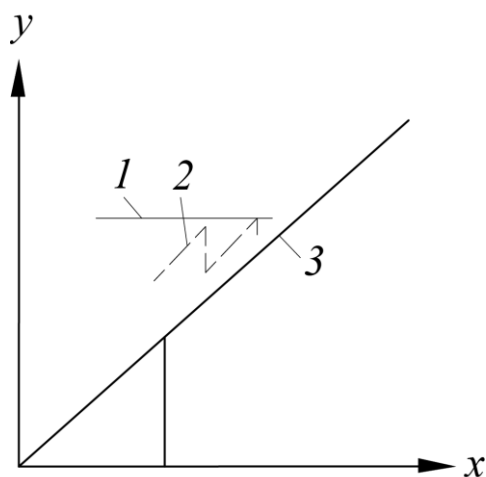
В отличие от ситуации с ограничением на конце формирование трещины в данном случае оказывает воздействие только на локальное распределение напряжений, и ширина трещины является функцией связанной деформации, а не способностью к деформации при растяжении бетона. Приемлемую оценку ширины трещины можно произвести посредством включения величины  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ , определяемой Формуле E.3, в Формулу (7.8) в EN 1992-1-1.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \varepsilon_{free} \quad (E.3)$$

где  $R_{ax}$  – коэффициент ограничения. Рассмотрен в справочном приложении;

$\varepsilon_{free}$  – деформация, которая возникла бы, если бы элемент был полностью неограниченным.

На Рисунке E.2 изображено различие между образованием трещин для двух ситуаций ограничения.



$X$  – налагаемая деформация;  $Y$  – ширина трещины; 1 – Формула (E.1); 2 – образование трещин вследствие ограничения на концах; 3 – образование трещин вследствие ограничения по краю (Формула (E.3))

**Рисунок E.2 – Отношение между шириной трещины и налагаемой деформацией для стен, имеющих ограничение по краю и на концах**



**Приложение Ж**  
(информационное)

**Обеспечение наличия деформационных швов**

Существуют два основных варианта:

а) проектирование для полного ограничения. В данном случае отсутствуют деформационные швы, и ширину трещины и расстояния контролируют путем обеспечения соответствующего армирования в соответствии с положениями 10.1.

б) проектирование для свободного движения. Образование трещин контролируют посредством близости швов. Обеспечивают наличие некоторого количества арматуры для передачи любых движений соседнему шву. Между швами не должно возникать значительного образования трещин. Там, где обеспечивают наличие ограничения с помощью бетона под рассматриваемым элементом, допустимо использовать скользящий стык для удаления или уменьшения ограничения.

В Таблице Ж.1 установлены рекомендации для вариантов.

**Таблица Ж.1 – Проектирование швов для контроля образования трещин**

<b>Вариант</b>	<b>Метод контроля</b>	<b>Расстояние между деформационными швами</b>	<b>Армирование</b>
(a)	Непрерывный – полное ограничение	Как правило, швы отсутствуют, хотя может быть желательным наличие редко расположенных швов там, где ожидается значительная налагаемая деформация (температурная или усадки)	Армирование в соответствии с главами 6 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и 10.1 настоящего нормативно-технического пособия
(b)	Деформационные швы без зазора – минимальное ограничение	Сплошные швы на расстоянии более 5 м или 1.5 раза высоты стены	Армирование в соответствии с главой 6 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, но не меньше минимального, установленного в 9.6.2 до 9.6.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011

**Библиография**

- 1 Проектирование железобетонных резервуаров / В.А. Яров, О.П. Медведева. – М.: изд-во АСВ, 1997.
- 2 Справочник проектировщика инженерных сооружений/ В.Ш.Козлов, В.Д.Альшин,А.И-Аптекман и др.; Под ред. Д.А.Коршунова.- Киев: Будивельник, 1988. - 352 с.
- 3 СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий. - М: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 56 с.

---

УДК 624.012.45

МКС 91.080.40

---

Ключевые слова: бетон, железобетон, арматура, напрягаемая арматура, резервуар

**ҚР НТҚ 02-03.1-2012**  
**НТП РК 02-03.1-2012**

*Ресми басылым*

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының  
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**ҚР НТҚ 02-03.1-2012**

**БУНКЕРЛЕР МЕН РЕЗЕРВУАРЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.  
Сұйықтықты оқшаулайтын және ұстап тұратын темірбетон  
конструкциялар бөлімі**

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**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ  
Республики Казахстан**

**НТП РК 02-03.1-2012**  
**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БУНКЕРОВ И РЕЗЕРВУАРОВ.**  
**Часть. Железобетонные конструкции, локализирующие и удерживающие  
жидкость**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная