

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-
ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ
КАЗАХСТАН**

СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ТЕМІРБЕТОН ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫН ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

**ҚР НТҚ 08-06.1-2013
НТП РК 08-06.1-2013**

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, «ЗЦ АТСЭ» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3. **БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ:** 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
4. **ОРНЫНА:** Алғашқы рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ЗЦ АТСЭ»
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 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
4. **ВЗАМЕН:** Введено впервые

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

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

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	IV
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	2
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР.....	3
4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕР МЕН ӨЛШЕУДІҢ БІРЛІКТЕРІ.....	6
5 ЖОБАЛАУ БОЙЫНША НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР	7
5.1 Жалпы талаптар.....	7
5.2 Жобалаудың негізгі қағидаттары	9
5.2.1 Әсер ету.....	10
5.2.1.1 Жалпы ережелер.....	10
5.2.1.2 Тұрақты әсер ету.....	10
5.2.1.3 Ауыспалы әсер ету.....	11
5.2.1.3.1 Желдік әсер ету.....	11
5.2.1.3.1.1 Жалпы ережелер.....	11
5.2.1.3.1.2 Жел бағытындағы желдік жүктемелер.....	11
5.2.1.4 Кездейсоқ әсер ету.....	12
5.2.1.4.1 Сейсмикалық әсер ету.....	12
5.3 Түтін мұржаларын сейсмикалық әсер етуге есептеу.....	12
5.4 Түтін мұржаларының сенімділігін тексеру	20
6 ТЕМІРБЕТОН ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫН КОНСТРУКЦИЯЛАУ	26
6.1 Материалдар.....	26
6.1.1 Бетон	26
6.1.2 Арматуралық болат.....	28
6.2 Сақиналық қиысуларды есептеу	30
6.3 Арматураны конструкциялау.....	34
6.4 Түтін мұржаларын дайындау кезіндегі конструкциялау жөніндегі талаптар.....	37
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) 2-тәртіптің сәттерін анықтау.....	47
Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Түтін мұржаларын есептеудің мысалдары.....	49

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құрал «Қазақтың құрылыс, сәулет ғылыми-зерттеу және жобалық институты» акционерлік қоғамымен («ҚазҚСҒЗИ» АҚ) әзірленген.

Осы нормативтік-техникалық құралда:

– ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 бөліміндегі сейсмикалық аудандарда темірбетон түтін мұржаларын есептеу мен конструкциялаудың қағидаттары мен қағидалары;

– ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 бөлімінде берілген қағидаттар мен қағидаларды дамытатын қағидалар;

– ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 бөлімінде берілген қағидаттар мен қағидаларды толықтыратын кепілдемелер мен баламалық ережелер;

– ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 бөлімінің қағидаларын жобалау тәжірибесінде суреттеп қолданудың мысалдарын берілген.

Осы нормативтік-техникалық құралды әзірлеу кезінде ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 қағидаларынан басқа:

– ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 берілген Ұлттық қосымшаның қағидалары;

– ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Құрылысты жобалаудың негіздері» тиісті қағидалары;

– ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ережелер мен ғимараттарға арналған ережелер» тиісті қағидалары;

– ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 қағидаларын толықтыратын және оған қайшы келмейтін замани нормативтік құжаттардың көпшілік мойындаған кейбір қағидалары ескерілген.

Мәтіні (соның ішінде мағыналық мазмұны бойынша) нормативтік-техникалық құралдың тармақтарына ұқсас ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 тармақтарының нөмірлері НТҚ тармақтарының нөмірлерінің қасында шаршылық жақшада берілген.

Мәтіні нормативтік-техникалық құралдың тармақтарында жішінара қолданылған ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 тармақтарының нөмірлері НТҚ тиісті мәтінінің тармақтарының нөмірлерінің соңында шаршылық жақшада берілген.

Осы құралда сілтеме берілген ҚР ҚН EN басқа құжаттарының тармақтарының нөмірлері НТҚ тиісті тармақтарының мәтінінде көрсетілген.

Осы нормативтік-техникалық құрал жобалық ұйымдардың инженер-техникалық қызметкерлеріне, ғылыми қызметкерлерге, жобалық өнімнің тапсырысшыларына, оқу орындарының оқытушылары мен білімгерлеріне арналған.

Осы құрал Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде қолдану үшін әрекетке енгізіледі.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ТЕМІРБЕТОН ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫН
ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ
В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Енгізілген күні 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал Қазақстан Республикасының сейсмикалық аудандарында пайдалануға берілетін арматурасы алдын-ала кернеуленбеген сақиналық көлденең қиысудың (толық дөңгелек) монолиттік және жиналмалы темірбетон түтін мұржаларын (өзіндік күш түсетін өнеркәсіптік түтін мұржаларын қосса) жобалауға таралады.

1.2 Осы нормативтік-техникалық құрал негізгі есептік жағдайлар мен түтін мұржасының темірбетон діңгегін тұрақты, ауыспалы (уақытша, желдік, жылулық) және кездейсоқ (сейсмикалық) әсер етуге есептеудің әдістемесінен тұрады.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралда келесі нормативтік құжаттарға сілтемелер пайдаланды:

ҚР СТ EN 206-1:2000/2011 Бетон. Анықтау, қасиеті, өндірісі және сәйкестілігі;

ҚР СТ EN 10080:2005/2011 Бетонға арналған арматуралық болат;

ҚР СТ EN 13084-1:2009/2011 Өзіндік күш түсетін түтін мұржалары. 1-бөлім: Жалпы талаптар;

ҚР СТ EN 13084-2:2007/2011 Жеке тұрған түтін мұржалары. 2-бөлім: Бетон құбырлар;

EN 12446:2011 Түтін мұржалары. Құрамдас бөліктері. Сыртқы бетон қабырғаның элементтері;

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылысты жобалаудың негіздері;

ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-1-бөлім. Жалпы әсер ету. Салыстырмалық салмақ, ғимаратқа түсетін тұрақты және уақытша жүктемелер;

ҚР ҚН EN 1991-1-3:2003/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-3-бөлім. Жалпы әсер ету. Қар жүктемелері;

ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-4-бөлім. Жалпы әсер ету. Жел жүктемелері;

ҚР НТҚ 08-06.1-2013

ҚР ҚН EN 1991-1-5:2003/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-5-бөлім. Жалпы әсер ету. Температуралық әсер ету;

ҚР ҚН EN 1991-1-6 Конструкцияға әсер ету. 1-6-бөлім. Жалпы әсер ету. Құрылыс жұмыстарының өндірісі кезіндегі әсер ету;

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер;

ҚР ҚН EN 1992-1-2:2008/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-2-бөлім. Өртке тұрақтылықты анықтаудың жалпы ережелері;

ҚР ҚН EN 1997-1:2009/2011 Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер;

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер, сейсмикалық әсер ету және ғимараттарға арналған ережелер;

ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2013 Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау. 5-бөлім: Іргетастар, тіреу имараттары және геотехникалық аспектілер.

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

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

3.1 Осы нормативтік-техникалық құралда ҚР ҚН 1998-1:2004/2012 1.5.1 және 1.5.2 тармақтарына, сонымен қатар ҚР ҚН 1992-1-1:2004/2011 1.5.1 және 1.5.2 тармақшаларына сәйкес жалпы терминдер мен анықтамалар қолданылады.

3.2 Осы нормативтік-техникалық құралда тиісті анықтамалары бар келесі қосымша терминдер қолданылды:

Арматуралық арналар (reinforcement ducts): Үздіксіз вертикаль арматураға арналған трасса;

Арматураланған сыртқы қабырға (reinforced outer wall): Тасымалдау кезінде бетонның бұзылуының алдын-алуға арналған арматурасы бар сыртқы қабырға;

Желдік қалқан (windshield): Жүктемелерді қабылдауға және түтіндікті желдік әсер етуден қорғауға арналған күш түсетін қабықша; түтікдіктің функциясын орындауы мүмкін;

Диссипативтік конструкция (dissipative structure): Пластикалық гистерезистік жүрістің және/немесе басқа механизмдердің көмегінің нәтижесіндегі энергияның диссипациясына қабілетті конструкция;

Ауыспалы әсер етудің $\psi_2 Q_k$ квазитұрақты мәні (quasipermanent value of variable action $\psi_2 Q_k$): Ішінде ол асып кеткен уақыттың жиынтықтық аралығы уақыттың референттік кезеңінің басым бөлігін құрайтындығының есебімен анықталған ауыспалы

әсер етудің мәні. Кваситұрақты мән ауыспалы әсер етудің сипаттық мәнінің бөлігінен тұрады және сипаттық мәнді $\psi_2 \leq 1$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталына алады;

Арматураға арналған қауіпсіздіктің γ_s жеке коэффициенті (safety factor for reinforcement private γ_s): Арматуралық болаттың ағуының $f_{yk}(f_{0,2k})$ төмен физикалық немесе шартты шегінің ықтимал ауытқуларын, сонымен қатар сырық қиысуының өлшемдерінің ауытқуын ескеретін коэффициент;

Бетонға арналған қауіпсіздіктің γ_c жеке коэффициенті (safety factor for concrete private γ_c): Бетон беріктілігінің сипаттық мәндерден f_{ck}, f_{ctk} төмен ауытқуының, қиысудың геометриялық ауытқуының (алайда, рұқсатты өлшемдерден аспайтын) және тәжірибелік үлгілерде анықталынатын бетон беріктілігі арасындағы айырмашылықтың мүмкіндігін ескеретін коэффициент; арматураланбаған конструкциялар жағдайында γ_c мәні әлсіз қираудың туу ықтималын ескереді;

Әсер етуді қиыстыру (combination of actions): Әртүрлі әсер етудің бір уақыттағы есебі кезінде кейбір шекті жағдайлар бойынша имараттың сенімділігін тексеру кезінде пайдаланылатын әсер етудің есептік мәндерінің жиынтығы;

Жүрістің коэффициенті (behaviour factor): Сызықтық есептік нәтижесінде алынған материалдың, конструктивтік жүйенің ерекшеліктерімен және жобалаудың қабылданған әдістемесімен шарттасқан имараттың сызықтық емес реакциясын есептеу мақсатында күштерді азайту үшін пайдаланатын коэффициент;

Қауіпті шекті жағдайлар (ultimate limit states): Қирауға немесе конструкцияның (имараттың) бас тартуының басқа формаларына қатысты жағдайлар;

Модалдық талдау (modal analysis): Есептік сейсмикалық жүктемелерді ғимараттың өзіндік тербелісінің бірнеше формасының есебімен орындалатын теориялық талдаудың нәтижелері бойынша анықтау;

Сенімділік (reliability): Имараттың немесе оның конструктивтік элементінің пайдалануға беру мерзімінің есептік мерзімі ішінде белгіленген талаптарға сәйкес келу қабілеттілігі;

Сыртқы қабырға (outer wall): Ішкі құбырды қоршап тұратын жән түтін мұржасының сыртқы қабырғасын көрсететін түтін мұржасының конструктивтік элементі;

Диссипативтік емес имарат (non-dissipative structure): Материалдың сызықтық емес жүрісінің есебісіз сейсмикалық есептік жағдайды анықтау үшін жобаланған имарат;

Күш түсетін қабілеттілік (қарсыластық) (resistance): Конструктивтік элементтің немесе оның көлденең қиысуының әсер етуге механикалық қираусыз қарсы келе алу қабілеттілігі, мысалы майысуға қарсыластығы, тұрақтылықты жоғалтуға қарсыластығы, слзылуға қарсыластығы.

Икемділік (plasticity): Қираусыз серпінді емес деформациялауға қабілеттілік. Икемді деформацияланатын конструкциялар серпінді емес деформация кезінде сейсмикалық тербелістің энергиясын шашыратады;

Шекті жағдайлар (limit states): Ұлғайған кезде құрылыс конструкциялары жобалау нормаларының талаптарына жауап бермейтін жағдай;

Пайдалануға беруге жарамдылық бойынша шекті жағдайлар (serviceability limit states): Ұлғайған кезде конструкцияның (имараттың) немесе оның элементтеріне белгіленген талаптар орындалмайтын жағдай;

Беріктілік (strength): Материалдың әсер етулерге қарсы тұру қабілеттілігін сипаттайтын, әдетте, механикалық кернеудің бірліктерінде көрсетілетін материалдың механикалық қасиеті;

Әсер етудің F_d есептік мәні (design value of an action F_d): Репрезентативтік мәнді γ жеке коэффициентіне көбейту арқылы алынған әсер етудің мәні;

Арматураның f_{yd} есептік қарсыластығы (design value of reinforcement f_{yd}): Конструкцияны есептеу кезінде қабылданатын және f_{yk} сипаттамалық қарсыластықты арматураға арналған қауіпсіздіктің γ_s жеке коэффициентіне бөлу арқылы алынатын арматураның беріктілігі;

Бетонның (қысуға - f_{cd} ; созуға - f_{ctd}) есептік қарсыластығы (design value of concrete compressive strength f_{cd} ; of concrete tensile strength f_{ctd}): Конструкцияны күш түсетін қабілеттілік пен пайдалануға беруге жарамдылық бойынша есептеу кезінде қабылданатын және беріктіліктің сипаттамалық мәндерін бетонға арналған қауіпсіздіктің γ_c жеке коэффициентіне бөлу жолымен алынатын бетонның қарсыластығы;

Әсер етудің F_{rep} репрезентативтік мәні (representative value of an action F_{rep}): Шекті жағдайлар бойынша есептеу кезінде қабылданатын мән. Репрезентативтік мән ретінде сипаттық мән (F_k) немесе ілеспелі мән (ψF_k) қабылдануы мүмкін;

Референттік мән (reference value): Шынайы мәнге ең жақын деп қарастырылатын мән;

Жиналмалы элемент (prefabricated element): Толығымен түтін мұржаларының түтіндіктерінен тұратын дұрыс немесе жеңіл, арматураланған немесе арматураланбаған бетоннан жасалған жиналмалы элемент;

Сейсмикалық есептік жағдай (seismic design situation): Сейсмикалық әсер ету кезінде имарат үшін ерекше жағдайларды ескеретін есептік жағдай;

Сейсмикалық әсер ету A_E (seismic action A_E): Жер сілкінісі кезінде топырақтың қимылымен пайда болған әсер ету;

Бетонның осьтік созылуға орташа қарсыластығы f_{ctm} (mean value of tensile strength of concrete f_{ctm}): Бетонның конструкцияны жобалау үшін орнатылған осьтік созуға беріктілігі;

Реакция спектрі (response spectrum): Өзіндік кезеңдердің (жиіліктердің) (функциясы және осцилляторларды демпфирлеудің параметрлері ретінде соғылған акселерограммамен берілген сызықтық-серпінді осцилляторлардың тербелістік жүйесінің максималдық реакцияларының абсолюттік мәндерінің жиынтығынан тұратын график;

Әсер етудің F_k сипаттамалық мәні (characteristic value of an action F_k): Тиісті берілген статистикалық қамтамасыз етудің әсер етуінің анықтаушы репрезентативтік мәні;

Арматураның $f_{yk}(f_{0,2k})$ сипаттамалық қарсыластығы (characteristic value of reinforcement $f_{yk}(f_{0,2k})$): Өндірушімен кепілдеме берілетін, тиісті стандарттарға сәйкес келетін 0,95 қамтамасыз етуі бар арматураның ағуының физикалық немесе шекті шегінің мәні;

Бетонның $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$ осьтік созылуға сипаттамалық қарсыластығы (characteristic value of concrete tensile strength $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$): 5 % бетонның беріктілігін осьтік созуға статистикалық бөлудің квантили;

Бетонның f_{ck} осьтік созылуға сипаттамалық қарсыластығы (characteristic value of concrete compressive strength f_{ck}): Оның $f_{c,cube}^G$ кепілдемелік беріктілігі бойынша бетон класының параметрлік қатарының мәндерінен шыға, 0,95 қамтамасыз ету кезіндегі статистикалық өзгергіштіктің есебімен белгіленген призмалардың немесе цилиндрлердің осьтік қысуға қарсыластығы;

Царга (side-bar): Зауыттық жағдайларда дайындалатын жиналмалы түтін мұржаларының сақиналық элементі.

4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕР МЕН ӨЛШЕУДІҢ БІРЛІКТЕРІ

4.1 Осы нормативтік-техникалық құралда ҚР ҚН 1998-1:2004/2012 1.6.1 және 1.6.2 тармақтарына, сонымен қатар ҚР ҚН 1992-1-1:2004/2011 1.6 бөліміне сәйкес белгілер қолданылған.

4.2 Осы нормативтік-техникалық құралда тиісті анықтамалары бар келесі қосымша белгілер қолданылған:

E_{eq} – серпінділіктің эквиваленттік модулі;

M_i – тербелістің i формасына арналған тиімді модалдық масса;

R^0 – еркіндіктің бір дәрежесімен айналу кезінде осциллятор серіппесіндегі максималдық сәт пен айналу осының маңындағы инерцияның айналу сәтінің арасындағы қатынас; R^0 тәуелділік графигі өзінің тербелісінің кезеңінен серпінді реакциялардың айналдыру спектрі болып табылады;

R_x^0 , R_y^0 , R_z^0 – x , y және z , рад/с² осьтерінің маңындағы серпінді реакциялардың айналдыру спектрлері;

$\bar{\xi}_j$ – j форманың демпфирленуінің эквиваленттік модалдық коэффициенті.

4.3 Осы құралдың талаптарына сәйкес орындалатын есептерде келесі өлшеу бірліктерін пайдалану керек:

– күштер және жүктемелер:	кН, кН/м, кН/м ² ;
– тығыздылық:	кг/м ³ ;
– масса:	кг, тонна;
– салыстырмалық салмақ:	кН/м ³ ;
– кернеу және беріктілік:	Н/мм ² (= МН/м ² немесе МПа), кН/м ² (= кПа);
– сәт (майысатын, айналатын):	кН·м;
– жылдамдату:	м/с ² , g (= 9,81 м/с ²).

5 ЖОБАЛАУ БОЙЫНША НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР

5.1 Жалпы талаптар

5.1.1 Темірбетон мұржалар (1-сурет) конструктивтік шешім бойынша:

— консольдағы арнайы қалауы бар немесе арнайы қалауы жоқ монолиттік темірбетонды;

— арнайы қалау мен діңгек арасындағы күшпен немесе табиғи желдетілетін консоли бар монолиттік темірбетонды;

— екі қабатты монолиттік темірбетонды;

— металл, пластмасса және басқа материалдардан жасалған ішкі газ бөлетін діңгектері бар монолиттік темірбетонды;

— бір қабаттық немесе көп қабаттық царгалардан жасалған жиналмалы темірбетондық мұржалар болып бөлінеді.

5.1.2 Түтін мұржасының материалы мен конструкциясын таңдау жобалаудың тапсырмасында баяндалған құрылыс салудың пайдалануға беру жағдайлары мен әдістеріне байланысты, бөлінетін газдардың температурасы мен дәрежесінің есебімен; имараттың талап етілетін сенімділігі мен ғұмырлығынан, жобалық шешімдердің унификациясынан, материал сыйымдылықты, еңбек шығыны мен құрылыс бағасын максималдық төмендетуден, сонымен қатар сәулеттік-композициялық ойлардан шыға жүзеге асырылады.

5.1.3 Түтін мұржасын есептеуді өзіндік салмақтан, желден болатын жүктемелердің, бөлінетін газдың температурасының, күн радиациясының, сейсмикалық және жобалау тапсырмасында көрсетілген басқа ерекше әсерлердің деформацияланған сызбасы бойынша жүргізу керек.

5.1.4 Түтін мұржасының темірбетон діңгегі мен іргетасы қауіпті шекті жағдайлар мен пайдалануға берудің шекті жағдайлары бойынша есептеудің талаптарын қанағаттандыруы керек.

Қауіпті шекті жағдайлар бойынша есептеу конструкцияны күштік факторлар (өзіндік салмақ, арнайы қалаудың салмағы, жылумен оқшаулау, ішкі газ бұратын діңгектер, жел жүктемесі, сейсмика) мен қоршаған ортаның жағымсыз әсер етуінің (температура, ылғалдылық, түтіндік газдардың агрессиясы) бірлесіп әсер етуінен болатын қираудан қамтамасыз ету керек.

Пайдалануға беру жарамдылығы бойынша шекті жағдайлармен есептеу конструкцияны температуралық-ылғалдылық әсер етуден, мұржа діңгегінің төтенше майысуынан болатын кернеулердің есебімен күштік факторлардың әсер етуі кезіндегі жарылыстардың төтенше ашылуынан қамтамасыз ету керек.

Жиналмалы түтін мұржалары үшін діңгек конструкциясының жалпы және оның жеке элементтерінің шекті жағдайлары бойынша есептеу дайындаудың, тасымалдаудың және монтаждаудың барлық кезеңдері үшін жүргізілуі керек.

5.1.5[2.2.1(1)P] Ғимараттар мен имараттардың іргетастарын және негіздемелерін жобалау кезінде ҚР ҚН EN 1997-1:2009/2011, ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2013 қағидаларын, ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 тиісті бөлімдерінде берілген арнайы талаптарды сақтау керек.

Қорғайтын қалпак

Құбыр діңгегінің жоғарғы кесігіне бөлінетін зиян газдардың әсер етуінен қорғау үшін төселеді. Легирленген шойыннан немесе қышқылға төзімді керамикадан жасалады. Ерітіндіге төселетін бөлек тармақтардан тұрады

Арнайы қалау

Арнайы қалау – қорғайтын ішкі әрлеу (құбырларды, борларды ж.т.б.). Құбырлардағы арнайы қалау діңгекті температуралық және агрессивтік әсер ету үшін қызмет етеді. Кірпіштен, бетондардан және торкретмассададан жасалады. Материалдың мақаты ммен түріне байланысты, арнайы қалау өртке төзімді, қышқылға төзімді және жылу оқшаулайтын бола алады

Шырыштық белдеу

Арнайы қалай бөлімшелерінде фасондық қышқылға төзімді кірпіштен жасалады. Ықтимал конденсаттың саңылауға түсуінің алдын-алуға қызмет етеді

Құбырдың діңгегі

«Құбырдағы құбыр» типіндегі конструкциялардың құбырларындағы жел жүктемелерін қабылдайтын сыртқы діңгек, әдетте, темірбетоннан жасалады

Жылумен оқшаулау

Температуралық құламаны төмендету мақсатында бөлінетін газдардың жоғары температурасында орнатылады. Даналық және талшықтық жылу оқшаулайтын материалдардан жасалады. Шашпалы жылумен оқшаулау, әдетте, қолданылмайды

Іргетас

Құбыр салмағынан болатын қысымды береді және оны негіздемеге бірқалыпты бөледі. Негізінен, іргетастар стакан типті бетоннан және дөңгелек немесе сақиналық тақтайшасы бар темірбетоннан жасалады. Топырақтың төселетін қабатының күш түсетін жеткіліксіз қабілеттілігі кезінде, көбінесе, іргетастың қадалық конструкция таңдалады



1-сурет – Темірбетон түтін мұржасының схемасы

5.1.6 [2.1(1)P] Адамдардың қауіпсіздігін, көрші және жанасқан имараттардың бүтінділігін қамтамасыз ету үшін құрылымдық бүтінділік пен қалдық күш түсетін қабілеттіліктің сейсмикалық әсер етуінен кейін оның сақтауы арқылы түтін мұржаларының қирауының жоқ болуы талабы қолданылады.

5.1.7 [2.1(2)P; 2.1(3)P] Жер сілкінісі кезінде қондырғылардың, өндірістер мен коммуникация жүйелерінің пайдалануға беруінің үздіксіздігін сақтау үшін түтін мұржалары үшін ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 2.1(1)P тармақшасына сәйкес бұзылысты шектеу талабы қолданылады. Осы жерде қирауды шектеу талабы есептік сейсмикалық әсер етудің қлғаю ықтималдығы бар сейсмикалық әсер етуге жатады. Түтін мұржасы осы әсер етулерді бұзылыссыз және пайдалануға беруді шектеусіз көтере алатындай етіп жобалануы және құрылысы салынуы керек; осы жерде бұзылыстардан болатын шығын жабдықты ұстаудың және объектінің өндірістік үдерісінің бұзылуы салдарынан оның жұмысқа жарамдылығын орнына келтіруге шығатын шығыннан аспауы керек.

5.1.8 [2.1(4)P] ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 2.2.1(3) және 3.2.1(4) сәйкес анықталған төменгі сейсмикалық жағдайында, түтін мұржаларын сейсмикалық есептік жағдайға жобалау кезінде диссипативтік емес (диссипацияның резистік энергиясының есебісіз) есептік модельді қабылдауға болады. Бұл жағдайда q жүріс коэффициентінің мәні беріктілік қорының есебімен 1,5 с аспайтындай етіп қабылдануы керек (ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 2.2.2(2) тармақшасын қар.).

5.2 Жобалаудың негізгі қағидаттары

Жобалаудың келесі негізгі қағидаттары ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес келеді.

Түтін мұржалары тұрақтылық пен пайдалануға беру жарамдылығына өзінің аяқталған сәтінде, сонымен қатар құрылыс кезеңдерінің барысында есептелінуі керек.

Бұл имараттың лақтыруға қарсы күш түсетін қабілеттілігі мен жалпы тұрақтылығын тексеруден тұрады.

Егер өзгесі келесі тармақтарда көрсетілмесе, конструкцияны есептеуге қатысты тиісті базалық стандарттарға, оның ішінде – тиісті Еурокодтарға жүгіну керек.

Шекті жағдайдың теориясы қолданылады.

Шекті жағдайлар:

- қауіпті шекті жағдайға;
- пайдалануға беру жарамдылығы бойынша шекті жағдайларға бөлінеді.

Қауіпті шекті жағдайда ішкі күшейту, сәт, кернеу немесе деформация E_d сияқты әсер етудің әсерінің есептік мәні қарсыластықтың тиісті есептік R_d мәнінен аспауы керек.

$$E_d \leq R_d. \quad (1)$$

Пайдалануға беру жарамдылығы бойынша шекті жағдайда төмендегіні тексеру керек:

$$E_d \leq C_d, \quad (2)$$

мұнда:

E_d – әсер ету, мысалы жылжып кетудің, әсерінің есептік мәні;

C_d – қарастыратын әсер етудің есептік әсерлеріне байланысты конструкцияны жобалаудың кейбір қасиеттерінің номиналдық мәні.

Әсер ету үшін есептік мәндерді 5.2.1 тармақшасында көрсетілген әсер етудің сипаттамалық мәндерін сенімділіктің γ_F жеке коэффициентіне көбейту арқылы алады

Қарсыластықтың R_d есептік мәндерін конструкцияның тиісті қасиеттерінің сипаттамалық мәндерінен, мысалы – материалдың қасиетінен немесе геометриялық сипаттамасынан, сенімділіктің γ_M жеке коэффициентінің есебімен алуға болады.

Егер бірінші тәртіптің теориясы бойынша есептелінген деформация салдарынан тиісті сәттердің немесе ішкі күшейтудің ұлғаюы 10% асып кетсе, онда екінші тәртіптің әсерлері ескерілуі керек.

5.2.1 Әсер ету

5.2.1.1 Жалпы ережелер

Сейсмикаға төзімді түтін мұржаларын жобалау кезінде келесі:

тұрақты әсер етуді;

ауыспалы әсер ету:

а) желдік әсер етуді;

- кездейсоқ әсер ету:

а) сейсмикалық әсер етуді ескеру керек.

5.2.1.2 Тұрақты әсер ету

Тұрақты әсер ету барлық тұрақты конструкциялардың және фитинг, оқшаулау, шандық жүктеме, жабысып қалған күл, қолданыстағы және келешектегі жабындар, басқа жүктемелер сияқты элементтерінің есептік салмағынан тұрады. Өзіндік салмақ ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 сәйкес анықталады.

Кернеулерді есептеу үшін құрылыстың әртүрлі кезеңдерінің есебімен максималдық және минималдық тұрақты әсер етуді анықтау керек.

5.2.1.3 Ауыспалы әсер ету

5.2.1.3.1 Желдік әсер ету

5.2.1.3.1.1 Жалпы ережелер

Желдік жүктемелер түтін мұржаларының сыртқы беттеріне, толығымен, сонымен қатар екінші дәрежелі элементтер сияқты да жалпылама әсер етеді. Негізінен жел бағытында әрекет ететін жел екпінінен болатын ауытпалық күшейтуден басқа, құйындық ағыстардың салдарынан пайда болған күшейту түтін мұржасының көлденең дірілін шақыруы мүмкін.

Басқа желдің әсер етулерді, мысалы, жел қысымының (сопақтық) бірқалыпты емес бөлінуінің салдарын немесе интерференция әсерлерін, егер олар маңызды болып табылса, ескеру керек.

Жоғарыда аталған желдік әсер етулер түбегейлі динамикалық болып табылады. Түтін мұржалары сияқты икемді конструкцияларға желдік әсер ету тек қана динамикалық есептеу немесе эквиваленттік статистикалық жүктемелердің қосымшасы жолымен анықталына алады. Мұндай динамикалық жел жүктемелерін анықтаудың әдістері ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 берілген.

5.2.1.3.1.2 Жел бағытындағы желдік жүктемелер

Жел бағытындағы желдік жүктемелер ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 сәйкес, қайталанудың 50 жыл статистикалық кезеңінің ішінде тиісті құрылыс алаңындағы желдің базалық v_b жылдамдығы мен екеуі де 1,0 тең етіп қабылданатын c_{DIR} және c_{SEASON} коэффициенттерінен шыға отырып анықталынады.

Төбелер, немесе басқа қатыстық тең рельеф жағдайындағы еңістердің маңындағы ашық жерлердегі түтін мұржалары үшін жел жылдамдығына орографиялық ықпалды ескеру керек.

Одан басқа, рельефтің тегіссіздіктерінің жел жылдамдығына әсер етуі ескерілуі керек.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 стандартының 0, I және II санаттарын ғана пайдалануға кепілдеме беріледі, 4.1-кесте.

ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 берілгендерден айырмашылығы бар көлденең қиысулы түтін мұржалары үшін жел қысымының c_F коэффициентін желдің орташа жылдамдығының биіктікпен және құрылыс алаңының рельефіне байланысты турбуленттілігімен өзгеру есебімен аэродинамикалық құбырда сынау арқылы анықтауға болады немесе оларды сондай сынақтарға негізделген тиісті басылымдардан қабылдауға болады.

Желдің екпінді сипатымен пайда болған дірілдің әсерлері ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 сәйкес ескерілуі керек.

5.2.1.4 Кездейсоқ әсер ету

5.2.1.4.1 Сейсмикалық әсер ету

Сейсмикалық әсер етуді анықтау ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 сәйкес орындалуы керек.

5.3 Түтін мұржаларын сейсмикалық әсер етуге есептеу

5.3.1 Түтін мұржасын есептеудің шарасы сейсмикалық әсер етудің базалық көрінісі кезінде төмендегі негізгі кезеңдерден тұрады:

1-кезең. Төмендегілерге:

- құрылыс аймағының сейсмикалық қауіптілігіне;
- құрылыс алаңының топырақтық жағдайының типіне;
- жобаланатын объектінің диссипативтік қасиеттеріне (қажет болғанда); - жобаланатын объектінің жауапкершілігіне;
- сейсмикалық әсер етудің әртүрлі компоненттеріне сәйкес келетін серпінді реакциялардың спектрлерінің параметрлерін анықтау.

2-кезең. Имараттың сызықтық емес деформациялануына қабілеттілігіне байланысты реакциялардың есептік спектрлерінің параметрлерін анықтау.

3-кезең. Түтін мұржасына түсетін есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау.

4-кезең. Есептік сейсмикалық жүктемелерге сәйкес келетін конструкция элементтеріндегі есептік әсерлерді (күшейтулерді, кернеулерді, деформацияларды) анықтау.

5-кезең. Есептік сейсмикалық және статистикалық жүктемелерден болатын есептік әсерлерді қиыстыру.

ЕСКЕРТПЕ Бұзылыстардың болмауына және орын ауысуды шектеуге қойылатын талаптарды тексеру кезінде назарға алынатын түтін мұржаларына түсетін есептік сейсмикалық жүктемелер квазистатикалық жүктемелер ретінде қарастырылады.

5.3.2 Құрылыс алаңының сейсмикалық қауіптілігін жергілікті сейсо-тектоникалық, инженерлік-геологиялық және топографиялық жағдайлардың жер бетінің тербеліс параметрлеріне әсер ету есебімен жасалған сейсмикалық шағын аймақтандыру карталары бойынша анықтау керек.

Сейсмикалық шағын аймақтандыру карталары жоқ болған жағдайда, құрылыс алаңының сейсмикалық қауіптілігін жалпы сейсмикалық аймақтандыру картасы немесе инженерлік-геологиялық іздеулердің нәтижелері бойынша белгіленген тиісті аймақ пен құрылыс алаңының топырақтық жағдайының сейсмикалық қауіптілігінен шыға, елді мекендердің тізімі бойынша қабылдауға жол беріледі.

5.3.3 Құрылыс алаңының топырақтық жағдайларын ҚР НТҚ-08-01-2012 3.2.1.1 тармақшасының 3.1-кестедегі деректерге сәйкес, инженерлік-геологиялық іздеулердің нәтижелерінен шыға отырып, сейсмикалық қасиеттері бойынша жіктеу керек.

5.3.4 Сейсмикалық әсер етудің базалық көрінісі кезінде серпінді реакцияның спектрінің формасы:

ҚР НТҚ 08-06.1-2013

- қираудың алдын-алу бойынша;
- бұзылысты шектеу бойынша талаптарды тексеруге арналған сейсмикалық әсер етудің екі деңгейі үшін бірдей етіп қабылданады.

5.3.5 Горизонталь сейсмикалық әсер ету тәуелсіз болып саналатын және серпінді реакциялардың бірдей спектрлері деп сипатталатын екі ортогоналдық компоненттермен сипатталады.

Вертикаль сейсмикалық әсер ету горизонталь жазықтыққа ортогоналдық компоненттермен суреттелінеді және горизонталь компоненттерге сәйкес келетін реакция спектрімен сипатталады.

5.3.6 Сейсмикалық әсер етудің горизонталь құрамдастарына арналған серпінді реакциялардың спектрі $S_e(T)$ ҚР НТҚ-08-01-2012 3.3.2.2 тармақшасындағы қағидаларға сәйкес анықталады.

5.3.7 Сейсмикалық әсер етудің вертикаль құрамдастарына арналған серпінді реакциялардың спектрі $S_e(T)$ ҚР НТҚ-08-01-2012 3.3.2.3 тармақшасындағы қағидаларға сәйкес анықталады.

5.3.8 ІА типті топырақтың есептік жылдамдатуын a_g анықтау кезінде қолданылатын және түтін мұржасының жауапкершілік класына байланысты болатын жауапкершіліктің γ коэффициенті ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 берілген ҰҚ 2.3 тармағына сәйкес мәндерді қабылдай алады (1-кестені қар.).

1-кесте – γ жауапкершілік коэффициентінің мәні

Жауапкершілік класы	Сипаттама	γ
I	Қоғамдық қауіпсіздік үшін төмен маңыздылығы бар түтін мұржасы	0,8
II	I, III немесе IV кластарына жатпайтын түтін мұржалары	1,0
III	Қирауы манайдағы ғимараттарға немесе адамдардың ықтимал жиналу аймағына тиюі мүмкін түтін мұржасы	1,25
IV	Бүтінділігі азаматтық қорғау қызметтерінің (сумен жабдықтау жүйелерінің, электр станцияларының, электр станцияларының, телекоммуникациялардың, ауруханалардың) жұмыстарын қолдау үшін елеулі мәні бар түтін мұржалары	1,5

5.3.9 Имараттардың сейсмикалық тербеліс энергиясын олардың элементтерінің және/немесе өзге механизмдердің сызықтық емес жүрісінің есебімен диссипациялау (шашып жіберу) қабілеттіліктері бар. Осы қабілеттілік жобалау кезінде нақты сызықтық емес талдауды ординаттарының мәні серпінді реакция ординаттарының мәндеріне қатысты азайтылған реакция спектріне негізделген серпінді есептеуді орындай отырып

орындауға жол бермейді. Ординаттарының азайтылған мәні бар реакция спектрі ары қарай «есептік спектр» деп аталады. Серпінді реакциялардың спектрі азайтуға q жүріс коэффициентін қолдану арқылы қол жеткізіледі.

5.3.9.1 Сейсмикалық әсер етудің горизонталь және вертикаль құрамдастарына арналған серпінді реакциялардың есептік спектрлері $S_e(T)$ ҚР НТҚ-08-01-2012 3.3.2.5 тармақшасының қағидаларына сәйкес анықталады.

5.3.9.2[4.10] Түтін мұржасының жалпы және жеке элементтерінің пластикалық қасиеттері мен диссипативтік қабілеттілігін ескеретін q жүріс коэффициентінің мәні келесі жолмен анықталады:

$$q = q_0 \cdot k_r \geq 1,5, \quad (3)$$

мұнда:

q_0 — көлденең жүктемені қабылдайтын жүйенің тұрақтылығын көрсететін жүріс коэффициентінің базалық мәні; бетон түтін мұржалары үшін қауіпті секция шегінде $q_0 = 2,5$ қабылданады;

k_r — массаны, қаттылықты немесе беріктілікті дұрыс бөлуден ауытқуды көрсететін модификация коэффициенті.

k_r модификация коэффициентінің келесі мәндеріне кепілдеме беріледі:

$k_r = 0,8$ — конструкцияның параллель өлшемінен 5% асып түсетін деңгейдегі элементтердің қаттылық орталығына қатысты горизонталь деңгейдегі массаның горизонталь эксцентриситеті бар болғанда;

$k_r = 0,8$ — діңгекте немесе көлденең қиысудың инерция сәтін 30% немесе одан да көп пайызға азаюына әкелетін күш түсетін қабықшада тесіктер бар болғанда;

$k_r = 0,7$ — негіздемеде лақтыру сәтін наличие сосредоточенной массы в пределах верхней трети высоты конструкции, вызывающей 50% немесе одан да аса шақыратын конструкция биіктігінің жоғарғы үштен бір шегінде шоғырланған масса бар болғанда.

Егер жоғарыда аталған тегіссіздіктердің біреуінен артығы бар болса, онда k_r кіші мәніне 0,9 қабылданғанға тең етіп қабылданады.

Жоғарыда аталған тегіссіздіктер жоқ болған жағдайда k_r мәнін 1,0 тең етіп қабылдау керек.

Түтін мұржаларын диссипативтік емес (төмен диссипативтік) жүріс бойынша жобалау кезінде беріктілік қорының есебімен $q \leq 1,5$ мәні қабылданады.

5.3.10[3.1] Түтін мұржасына сейсмикалық әсер етуді анықтау кезінде горизонталь және вертикаль түспелі, сонымен қатар топырақ тербелісінің айналмалы құрамдастарының бірлесіп әрекет етуін ескеру керек.

5.3.10.1 Топырақ тербелісінің айналмалы құрамдасын есепке алуды аlandaғы биіктігі 80 м асатын құбырды есептеу кезінде ескеруге кепілдеме беріледі, мұнда $a_g S$ мәні 0,25g асады (ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 3.1 тармақшасындағы 1 ескертпе). Тербелістің айналмалы құрамдасын анықтаудың ықтимал әдісі мен оларды есептеу кезінде ескеру жөніндегі нұсқаулар ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 А қосымшасында берілген.

5.3.10.2 Егер арнайы зерттеудің немесе далалық өлшеудің құжаттық расталған нәтижелері жоқ болса, онда серпінді реакцияның айналмалы спектрі төмендегідей анықтауға болады:

$$R_x^0(T) = 1,7 \cdot \pi \cdot S_e(T)/v_s \cdot T \quad (4)$$

$$R_y^0(T) = 1,7 \cdot \pi \cdot S_e(T)/v_s \cdot T \quad (5)$$

$$R_z^0(T) = 2,0 \cdot \pi \cdot S_e(T)/v_s \cdot T \quad (6)$$

мұнда:

R_x^0 , R_y^0 , R_z^0 — x , y және z осьтерінің маңындағы серпінді реакцияның айналмалы спектрлері, рад/с²;

$S_e(T)$ — алаңдағы горизонталь құрамдасқа арналған серпінді реакцияның спектрлері, м/с²;

T — кезең, с;

v_s — топырақ бейінінің жоғарғы 30 м, м/с берілген көлденең толқынның орташа жылдамдығы; төмен амплитудалық дірілдерге, яғни жылжу деформациясы шамамен 10^{-6} сәйкес келетін мәнді пайдалануға болады.

v_s бағалау эксперименталдық өлшеулермен жүзеге асырылмаған жағдайларда, алаң топырағының типі үшін репрезентативтік 2-кестедегі мәнді пайдалануға болады.

2-кесте – Топырақтың әртүрлі типтеріне арналған көлденең толқынның жылдамдығының үнсіздігі бойынша мәндер

Топырақтың типі	Көлденең толқынның жылдамдығы v_s , м/с
ІА	800
ІБ	600
ІІ	400
ІІІ	200

5.3.11 [4.2.1(1)] Математикалық модель:

— іргетастың айналмалы және түспелі қаттылығын ескеруі;

— конструкцияның немесе жабдықтың маңызды элементінің жиілігін анықтау үшін еркіндіктің (және байланысқан массалардың) дәрежесінің жеткілікті санын қосуы керек.

5.3.12 [4.2.2(2)] Массалар барлық тұрақты бөлшектерден, бекітулерден, түтін арналарынан, оқшаулаудан, кез-келген шаңнан немесе бетіне жабысып қалған күлден, қолданыстағы және болашақ жабындардан, арнайы қалаудан (сұйықтықтың немесе ылғалдың арнайы қалау тығыздығына кез-келген елеулі қысқа немесе ұзақ мерзімді әсерлерін қоса) және жабдыктан тұруы керек. Конструкцияның немесе тұрақты бөлшектердің ж.с.с. тұрақты мәндерін, жабдық массасының квазитұрақты мәнін және мұз катудан немесе қар жүктемесінен болатын жүктемелерді, сонымен қатар платформаларға

түсетін уақытша жүктемелердің квазитұрақты мәндерін (жөндеудегі және уақытша жабдықты ескеретін) ескеру керек.

Массалар әсер етудің қиысуларында қабылданатын гравитациялық жүктемелерден шыға отырып есептелуі керек.

5.3.13 Сейсмикалық әсер етудің инерциялық әсерлерін әсер етудің төмендегі қиысуларына кіретін барлық гравитациялық жүктемелерге байланысты массалардың есебімен талдау керек:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (7)$$

мұнда:

$G_{k,j}$ — j тұрақты әсер етудің сипаттамалық мәні;

$\psi_{E,i}$ — i сейсмикалық әсер етуге арналған қиыстырудың коэффициенті, ол ауыспалы әсер етудің q_i квазитұрақты мәні үшін $\psi_{2,i}$ қиыстыру коэффициентіне тең етіп, ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 берілген ҰҚ А1.1-кестесі бойынша қабылданады;

$Q_{k,i}$ — ілеспелі ауыспалы әсер етудің i сипаттамалық мәні.

5.3.14 Темірбетон түтін мұржаларының күш түсетін элементтерінің қаттылығы жарылыс пайда болуы әсерінің есебімен бағалануы керек.

Есептеу q жүріс коэффициенті тиісті есептік спектрі бар 1,0 үлкен мәніне негізделген жағдайда, қаттылық көрсеткіштері арматурадағы ағу шегіне сай келуі керек. Бетон элементтердің жарылыс болу әсерінің нақты талдауын орындамаған кезде, олардың майысу мен жылжуға қаттылығының сипаттамасы жарылысы жоқ элементтердің тиісті қаттылығының жартысына тең етіп қабылданады.

Егер есептеу $q = 1$ мәнінде және серпіндік реакциялардың спектрінде немесе уақыт бойынша топырақ тербелісінің динамикасының тиісті көрінісіне негізделген болса, онда бетон элементтердің қаттылығын сейсмикалық әсер ету кезінде кернеудің деңгейіне сәйкес келетін жарылысы бар көлденең қиысудың қасиеттері бойынша есептеу керек. Жарылысты ашудың енін анықтау EN 13084-2:2007 В қосымшасында берілген.

5.3.15 Көтерілген температураның түтін мұржаларындағы темірбетонның қаттылығы мен беріктілігіне әсер етуін ескеру керек.

5.3.16 Модалдық демпфирлеуі бар модалдық-спектралдық талдаудың шарасы ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 анықтамалық В қосымшасында берілген.

5.3.17 Есептік талдау кезіндегі «топырақ-конструкция» өзара әрекетін есепке алу жөніндегі нұсқаулық ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 анықтамалық С қосымшасында берілген.

5.3.18 Түтін мұржаларына сейсмикалық әсер етуді анықтау үшін сызықтық-серпінді талдаудың:

- көлденең күшейту әдісі;
- серпінді реакциялардың спектрінің модалдық талдау сынды екі типінің біреуін пайдалануға кепілдеме беріледі.

5.3.18.1 Көлденең қиысу әдісі [4.3.2].

Көлденең қиысу әдісін қолдану үшін қойылатын шарттарға төмендегілер жатады:

- көлденең қаттылық пен массаны бөлу екі ортогоналдық горизонталь осьтерге қатысты шамамен симметриялық, сондықтан тәуелсіз модельді осы екі ортогоналдық

осьтердің бойына пайдалануға болады:

- T_1 тербеліс кезеңдері екі негізгі бағытта төмендегі мәндерге қарағанда кіші:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c, \\ 2 c, \end{cases} \quad (8)$$

мұнда:

T_c - ҚР НТҚ-08-01-2012 3.3.2.2 тармақшасына сәйкес анықталады;

- конструкцияның көлденең қаттылығы, массасы мен горизонталь өлшемдері тұрақты болып қалуы керек немесе күрт өзгерусіз негіздемеден бастап жоғарғы бөлікке қарай ақырын азаюы керек;

- қосымша шарттарға 6 м аспайтын және жауапкершіліктің I немесе II класы бар түтін мұржасының толық биіктігі H (ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 берілген ҰҚ 2.4 т.) жатады.

Сейсмикалық әсер ету әсерлерін анықтау бойынша талдау горизонталь күштерді F_i , $i = 1, 2 \dots n$ іргетастың массасын қоса, конструкция бөлінген шоғырланған массаларға n қосымшалау жолымен орындалады. Осы күшейтудің сомасы негіздеменің жылжуына эквивалентті және мынаған тең етіп қабылданады:

$$F_t = S_d(T) \sum_1^n m_j, \quad (9)$$

мұнда:

$S_d(T)$ — ҚР НТҚ-08-01-2012 3.3.2.5.4 т. бойынша анықталған көлденең қиысудың горизонталь бағытындағы тербелістің T негізгі кезеңіне арналған серпінді реакцияларды есептік спектрінің ординатасы.

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.3.3.2.2(2) т. сәйкес, егер негізгі реңнің T кезеңінің мәні имараттың динамика әдісіне негізделген (мысалы, Рэлей әдісі) теңдеудің бірде-біреуінде анықталмаса, онда (9) теңдеуінде спектралдық шаманы $S_d(T_c)$ пайдалану керек.

Көлденең күштерді F_i шоғырланған массаларға n бөлуді ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.3.3.2.3 т. (4.10) теңдеуіне сәйкес қабылдау керек:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (10)$$

мұнда:

F_i — i деңгейде әрекет ететін горизонталь күш;

F_b — (9) теңдеуіне сәйкес анықталған түтін мұржасының негіздемесіндегі жиынтықтық қайта кесетін күш;

s_i, s_j — массалардың орын ауысуы;

m_i, m_j — тербелістің негізгі формасы бойынша;

m_i, m_j — (7) теңдеуге сәйкес есептелінген массалар.

Егер тербелістердің негізгі формасы биіктік бойынша сызықтық ұлғаятын горизонталь орын ауысумен аппроксимирленсе, онда горизонталь күштер F_i мына формула бойынша анықталына алады:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (11)$$

мұнда:

z_i , z_j — сейсмикалық әсер етудің қосымшасының (іргетастың немесе қатты негіздеменің үстінің) деңгейіндегі масса биіктігі m_i , m_j .

5.3.18.2 Серпінді реакциялардың спектрінің модалдық талдауы

Осы талдау түтін мұржасының кез-келген конструкциясына қолданыла алады, бұл жерде сейсмикалық әсер ету серпіндік реакция спектрімен анықталады; имараттың жалпы реакциясына елеулі әсер ететін тербелістің барлық формаларын ескеру керек.

Осы жерде:

- тербелістің ескеретін формалары үшін тиімді модалдық массалардың сомасы, кем дегенде, конструкцияның жалпы массасының 90% құрайды (ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 D қосымшасын қар.);

- жалпы массаның кемінде 5% тиімді модалдық массасы бар тербелістің барлық формалары ескеріледі.

Тербелістің екі i және j (оның ішінде түспелі және айналмалы) формасына сәйкес келетін түтін мұржасының реакциялары, егер осы формалардың T_i және T_j кезеңдері ($T_j \leq T_i$ кезінде) төмендегі шартты қанағаттандырса, онда бір-біріне тәуелсіз деп есептеліне алады:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (12)$$

Егер барлық елеулі модалдық реакциялар (ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.3.3.3.1(3)-(5) тарм. қар.) бір-біріне тәуелсіз деп қарастырылатын болса, онда сейсмикалық әсер ету әсерінің максималдық шамасы E_E төмендегідей қабылдана алады:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (13)$$

мұнда:

E_E — қарастырылатын сейсмикалық әсер етудің (күшейтудің, орын ауысудың ж.т.б.) нәтижесі;

E_{Ei} — осы сейсмикалық әсер етудің нәтижесінің тербелістің i формасы бойынша шамасы.

5.3.19 [4.4] Топырақ тербелісінің кез-келген айналмалы құрамдасының әсерлері шаршы сомасынан (векторлардың геометриялық сомасы) шаршы түбір ережесі бойынша ортогоналдық горизонталь бағыттағы түспелі құрамдастардың әсерлерімен қиыса алады.

Сейсмикалық әсер етудің әсерлерінің құрамдастарының қиысуын ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.3.3.5.2(4) т. көрсетілген баламалық шаралардың екеуінің кез-келгенімен ескеру керек. ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.3.3.5.2(4) т. шараларды қолдану үшін горизонталь бағыттың маңындағы кез-келген айналмалы құрамдастар

ортогоналдық горизонталь бағыттағы түспелі құрамдастармен қиысуы керек:

$$E_{Edx} \text{ "++"} 0,30 E_{Edy} \text{ "++"} 0,30 E_{Edz}; \quad (14)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "++"} E_{Edy} \text{ "++"} 0,30 E_{Edz}; \quad (15)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "++"} 0,30 E_{Edy} \text{ "++"} E_{Edz}; \quad (16)$$

мұнда:

E_{Edx} — конструкцияның таңдалған x горизонталь осының бойында сейсмикалық әсер ету қосымшасынан болатын әсер етудің нәтижелері;

E_{Edy} — конструкцияның y ортогоналдық горизонталь осының бойымен сол сейсмикалық әсер етудің қосымшасымен шарттасқан әсер етулердің нәтижелері;

E_{Edz} — ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 3.2.2.5(5) және (6) анықталғандай есептік сейсмикалық әсер етудің вертикаль құрамдасымен пайда болған әсер етудің әсері.

5.3.20 [5.4] Ойықтары бар түтін мұржаларында түтін мұржасының қабырғасының қалыңдығынан үлкен горизонталь өлшемі бар 5.4.1 т. анықталған қауіпті аймақтардың шегінде топырақ тербелісінің екі горизонталь құрамдасын да ескеру керек.

Топырақ тербелісінің вертикаль құрамдасын ескермеге болады.

Егер арнайы қалау (кірпіштен, болаттан немесе басқа материалдан тұратын) түтін мұржасының күш түсетін қабатшасының көлденең бағытында жақын тұрған нүктелерде қолдау көрсетілсе, онда қабықшаға қатысты арнайы қалаудың қимылы елеусіз болып саналады, арнайы қалаудың массасын арнайы қалаудың еркіндігінің жеке дәрежелерін қоспай-ақ, күш түсетін қабықшаның массасына қосуға болады.

Егер құбырдың жоғарғы жағындағы түтін мұржасының арнайы қалауындағы тіректер арнайы қалаудың күш түетін қабатшаға қатысты әрекетіне жол берсе, онда арнайы қалауды бетон күш түсетін қабықшадан бөлек динамикалық талдаудың моделіне қосу керек. Бұл жағдайда, егер талдау үшін серпінді реакциялардың спектрі пайдаланылса, арнайы қалау үшін қолданылатын демпфирлеу коэффициентінің мәні оның конструкциясына байланысты болуы керек (ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 В қосымшасын қар.).

5.3.21 [4.7.7] Егер сызықтық есептеу орындалып жатса, онда есептік сейсмикалық әсер етумен пайда болған жылжулар төмендегі теңдеудің көмегімен конструктивтік жүйенің серпінді деформацияларының негізінде анықталына алады:

$$d_s = q_d d_e, \quad (17)$$

мұнда:

d_s — есептік сейсмикалық әсер етуден пайда болған конструктивтік жүйенің нүктесінің жылжуы;

q_d — егер өзгесі анықталмаса, q тең етіп қабылданатын жылжу кезіндегі жүріс коэффициенті;

d_e — реакцияның есептік спектріне негізделген сызықтық есептеудің нәтижелері бойынша анықталған конструктивтік жүйенің сол нүктесіндегі жылжу.

d_s — мәні серпінді реакциялар спектрінен алынған мәннен үлкен болмауы керек. Әдетте, егер негізгі форма бойынша имараттың T_1 тербеліс кезеңі T_C кіші болса, негізгі форма бойынша q_d қарағанда үлкен болып келеді.

5.4 Түтін мұржаларының сенімділігін тексеру

5.4.1 Түтін мұржаларын диссипативтік жүрістің есебімен жобалаған кезде келесі қауіпті аймақтар қабылданады:

- түтін мұржасының негіздемесінен негіздеменің үстіндегі D биіктігіне дейін;
 - секцияның күрт өзгеруінен секцияның күрт өзгеруінің үстіндегі D биіктігіне дейін;
 - түтін мұржасының бір ойықтан көп үстіндегі және астындағы D биіктігі,
- мұнда D қауіпті аймақтың ортасындағы түтін мұржасының сыртқы диаметрі болып табылады.

5.4.2 Темірбетон түтін мұржаларының барлық элементтерінің қауіпті шекті жағдайларын, қосылысты қоса, тексеру үшін келесі шарт орындалуы керек:

$$R_d \geq E_d \quad (18)$$

мұнда:

R_d — материалдарға сипатты механикалық модельдер мен ережелерге (материалдың f_k сипаттамалық мәндері мен γ_M жеке коэффициенттерінің негізінде) сәйкес есептелінген элементтің есептік кедергісі);

E_d — сейсмикалық есептік жағдайдың әсерінің, қажет болғанда – екінші тәртіптің әсерлері мен жылулық әсерлерді қоса, есептік мәні. Майысатын сәттерді қайта бөлуге ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес жол беріледі.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 6.4.3.4. т. сәйкес:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; (\psi_{2,i} Q_{k,i})\} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (19)$$

мұнда:

E — әсер етудің әсері;

E_d — әсер етудің әсерінің есептік мәні.

{ } жақшаларында көрсетілген әсер етудің қиысуы келесі жолмен берілуі мүмкін:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (20)$$

мұнда:

$G_{k,j}$ — j тұрақты әсер етудің сипаттық мәні;

P — алдын-ала күшейтудің анықталынатын репрезентивтік мәні;

A_{Ed} — сейсмикалық әсер етудің есептік мәні ($= \gamma_I A_{Ek}$);

$\psi_{2,i}$ — ауыспалы әсер етудің квазитұрақты мәніне берілген коэффициент;

$Q_{k,i}$ — i ілеспелі ауыспалы әсер етудің (ілеспелі әсер етудің) сипаттамалық мәні.

5.4.2.1 [4.7.3] Егер төмендегі шарт орындалса, онда екінші тәртіптің әсерлерін ескерудің қажеті жоқ:

$$\delta M/M_0 < 0,10 \quad (21)$$

мұнда:

δM — екінші тәртіптің әсерінің салдарынан болатын лақтырмалы сәт ($P-\Delta$);

M_0 — бірінші тәртіптің лақтырмалы сәті.

2-тәртіптің сәттерін анықтаудың тәртібін осы Құралдың А қосымшасынан қар.

5.4.2.2 [4.7.4] Түтін мұржаларының элементтерінің дәнекерленген немесе бұрандалық диссипативтік емес қосылыстарының қарсыластығы ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 талаптарына сәйкес анықталады.

Дәнекерленген немесе бұрандалық диссипативтік емес қосылыстарының қарсыластығы беріктілік қорының коэффициенттерінің есебімен материал ағушылығының есептік шегінің негізінде анықталатын имараттың қосылатын элементтерінің пластикалық деформациясына қарсыластықтың мәнінен үлкен болуы мүмкін.

5.4.2.3 [4.7.5] Темірбетон түтін мұржаларының сейсмикалық есептік жағдайдағы жалпы тұрақтылығы оның майысуына, сонымен қатар негіздеменің иілгіштігіне байланысты болады; ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 тиісті қағидаларын орындау кезінде қамтамасыз етілген болып саналады.

5.4.2.4 [4.7.7] Есептік сейсмикалық жағдай кезінде іргетастардың күш түсетін қабілеттілігі мен топырақтық негіздемені елеусіз қалдықты деформацияларсыз түтін мұржасының іргетас астылық бөлігінің реакциясы нәтижесінде пайда болатын әсер етуге тексеріс жүргізу керек.

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.4.2.6(4) т. сәйкес іргетасқа әсер етудің әсерлерінің E_{Fd} есептік мәндері төмендегідей анықталады:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}, \quad (22)$$

мұнда:

γ_{Rd} — $q \leq 3$ кезінде 1,0 тең етіп қабылданған беріктілік қорының коэффициенті;

$E_{F,G}$ — сейсмикалық есептік жағдай үшін әсер ету қиысуына кіретін сейсмикалық емес әсер етулердің әсері (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 6.4.3.4 т. қар.);

$E_{F,E}$ — есептік сейсмикалық жағдайдың талдауынан алынатын әсер етудің әсері;

Ω — қарастыратын E_F әсерге үлкен ықпалы бар диссипативтік аймақтың немесе имараттың i элементінің $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ мәні;

мұнда

R_{di} — аймақтың немесе i элементінің есептік кедегісі;

E_{di} — сейсмикалық есептік жағдайда аймаққа немесе i элементіне әсер етудің әсерінің есептік мәні.

(22) тендеудегі есептік сейсмикалық әсер етуге $E_{F,E}$ талдаудан алынған әсер етудің әсері жер сілкінісінен кейінгі вертикаль күшейту N_{Ed} болып табылғанда, сейсмикалық әсер етудің вертикаль құрамдасының N_{Ed} әсерін, егер ол іргетастың көтерілуіне әкелсе, ескермеуге жол беріледі.

5.4.2.5 [4.8] Серпінділік модулі және ағу шегі сияқты түтін мұржасының элементтерінің механикалық қасиеттеріне дұрыс жұмыс температурасының жылу әсерлерін ҚР ҚН EN 1992-1-2:2008/2011 сәйкес ескеру керек. Конструкция элементтерінің температураларының 100 °С кем жылу әсерлерін ескермеуге болады. Одан басқа, жылу кернеулерін есептеу, егер төмендегі шарттар әрекет етсе, түтін мұржалары үшін қажетті болып табылмайды:

- а) түтін газдарының температурасы $T \leq 300$ °С;
- б) ішкі жылумен оқшаулаудың қалыңдығы ≥ 80 мм және 150 °С кезінде өлшенген жылу өткізгіштік $\lambda \leq 0,058$ Вт/мК;
- с) жел қалқанының жиналмалы элементінің қабығасының қалыңдығы ≤ 200 мм;
- д) түтін мұржасының биіктігі ≤ 30 м.

5.4.2.6 Диссипативтік жүріске жобалау кезінде 5.4.1 т. анықталған қауіпті аймақтардың шегінде локалдық қисықтың икемділігінің μ_ϕ коэффициентінің минималдық мәнін қамтамасыз ету керек. Локалдық қисықтың икемділігінің коэффициентін шектейтін арматураны қолдану жолымен қамтамасыз ету керек.

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 стандартының 5.4.3.2.2(10)Р және (11) т. сәйкес қауіпті аймақ шегінде диаметрі 6 мм кем емес қамыттар мен түйреуіштер минималдық икемділік қамтамасыз етілетіндей және бойлық арматуралық сырықтардың жергілікті бойлық майысуы болмайтындай етіп орналасуы керек. Қамыттарды орналастыру схемасы қамыттар көлденең қиысудың көлемді кернелген жағдайына жағымды әсер ететіндей болуы керек. Бұл жерде минималдық жағдайлар, егер төмендегі шарттар орындалса, орындалған болып саналады:

- а) қамыттардың арасындағы қашықтық s (миллиметрмен берілген) көрсетілгеннен аспайды:

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}, \quad (23)$$

мұнда:

b_0 — бетондың өзектің минималдық өлшемі (қамыт бұталарының осьтік сызығына қатысты), миллиметрмен берілген;

d_{bL} — арматураның бойлық сырықтарының минималдық диаметрі, миллиметрмен берілген;

- б) қамыттармен немесе түйреуіштермен біріктірілген арматураның көрші бойлық сырықтарының арасындағы қашықтық 200 мм және ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 9.5.3(6) т. талаптарынан аспайды.

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 5.4.3.2.2(8) т. сәйкес шектейтін арматураның механикалық көлемді қатынасы ω_{wd} төмендегідей анықталады:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035, \quad (24)$$

мұнда:

ω_{wd} — қауіпті аймақ шегіндегі шектейтін қамыттардың көлемдік коэффициенті:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{шектейтін камыттардың көлемі}}{\text{бетон өзегінің көлемі}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

μ_ϕ — қисық икемділігінің коэффициентінің талап етілетін мәні;

v_d — мөлшерленген есептік осьтік күшейту ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ — ағу кезіндегі созылған арматураның деформациясының есептік мәні;

h_c — көлденең қиысудың биіктігі (ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 5.4.3.2.2 (6)Р т. μ_ϕ шамасы қабылданатын горизонталь бағытқа параллель);

h_o — шектелген өзектің биіктігі (қамыт бұталарының осьтік сызықтарына);

b_c — көлденең қиысудың жалпы ені;

b_o — шектейтін өзектің ені (қамыт бұталарының осьтік сызықтарына);

α — қысу тиімділігінің көрсеткіші, $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ тең:

а) дөңгелек қамыттары мен шектелген өзектің D_0 диаметрі бар (қамыт бұталарының осьтік сызықтарына дейін) дөңгелек көлденең қиысу үшін: $\alpha_n = 1$; $\alpha_n = (1 - s/2D_0)^2$;

б) спираль қамыттары бар дөңгелек көлденең қиысу үшін: $\alpha_n = 1$; $\alpha_n = (1 - s/2D_0)$.

Шектейтін арматураның механикалық көлемдік қатынасы ω_{wd} төмендегілерге негізделген ортақ әдістің көмегімен бетонның қорғау қабатының қыртысталғанынан кейін локалдық қисықтың икемділік μ_ϕ коэффициентімен байланыста болуы керек:

а) $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ түрдегі беріктіліктің шегі мен ағу шегі кезінде қисықтың мәндері бойынша қисық икемділігінің коэффициентін анықтау;

б) $\phi_u = \varepsilon_{cu2,c} / x_u$ және түрінде $\phi_y = 1,5f_y / (E_s D)$ түрінде есептеу, мұнда D — қауіпті аймақтың ортасындағы түтін мұржасының сыртқы диаметрі;

с) қауіпті шекті жағдайдың жағдайында аймақтағы тепе-теңдік бойынша есептелінген нейралдық x_u осьтің тереңдігі;

д) ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1.9 т. бойынша «кернеу-деформация» модельдерінде шектелген бетонның беріктілігі мен шекті деформациясы $f_{ck,c}$ және $\varepsilon_{cu2,c}$ түріндегі тиімді көлденең шектейтін кернеу түрінде;

е) $0,5\alpha\omega_{wd}$ түріндегі тиімді көлденең шектейтін кернеудің тендеуі.

μ_ϕ қисық икемділігінің коэффициентінің мәнін мына тендеуді пайдалана отырып, μ_δ жылжу икемділігінің коэффициенті бойынша анықтауға болады:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{4 \frac{L_{pl}}{L_V} \left(1 - 0,5 \frac{L_{pl}}{L_V} \right)}, \quad (25)$$

мұнда:

L_{pl} — пластикалық топсаның ұзындығы;

$L_V = M_{Ed} / V_{Ed}$ — сәттің негіздемесінде және талдаудан алынған жылжудан есептелінген қауіпті аймақтың төменгі секциясындағы түтін мұржасының кесу телімі.

(25) тендеуінде пайдаланатын жылжу икемділігінің коэффициентінің μ_δ мәнін μ_δ және q_0 арасындағы келесі тәуелділіктерден алуға болады:

$$\mu_\delta = q_0, \text{ егер } T_1 \geq T_C \text{ болса} \quad (26)$$

$$\mu_\delta = 1 + (q_0 - 1)T_C/T_1, \text{ егер } T_1 < T_C \text{ болса} \quad (27)$$

мұнда:

T_1 — түтін мұржасының негізгі кезеңі;

T_C — ҚР НТҚ-08-01-2012 3.3.2.2 т. сәйкес тұрақты жылдамдатудың спектрінің аймағының жоғарығы шекарасындағы кезең.

(25) теңдеуінде пайдаланылатын пластикалық топсаның ұзындығының мәнін L_{p1} төмендегіге тең етіп қабылдауға болады:

$$L_{p1} = 0,5D, \quad (28)$$

мұнда:

D — қауіпті аймақтың ортасындағы түтін мұржасының сыртқы диаметрі.

Қауіпті секция шегіндегі ішкі беттегі бетонның имплозивтік қыртыстануын болдырмау үшін қауіпті аймақтың ортасындағы сыртқы диаметрдің секция қабырғасының қалыңдығына қатынасы 20 аспауы керек.

Қауіпті секция шегінде горизонталь құрылыстық түйісулерді болдырмау керек.

5.4.3 [4.9] Бұзылыстарды шектеуге қойылатын талап сейсмикалық әсер етудің салдарынан жылжу шектерін белгілейді.

Бұзылыстарды шектеуге қойылатын талаптарға арналған жылжулар бұзылыстарды шектеуге қойылатын талаптарға байланысты сейсмикалық әсер етудің қайталануының ең төменгі кезеңін ескеретін ν редуция коэффициентіне көбейтілген «қауіпті шекті жағдайға қойлатын талапқа» сәйкес келетін есептік сейсмикалық әсер ету үшін (28) теңдеуінен алынған жылжулар сияқты есептеліне алады (ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.4.3.1(1) т. қар.).

ҚР ҚН EN 1998-6:2005/2012 берілген ҰҚ 2.6 т. сәйкес жауапкершіліктің III және IV кластары үшін ν редуция коэффициентінің мәні $\nu = 0,4$ және жауапкершіліктің I және II класы үшін — $\nu = 0,5$ етіп қабылданады.

[5.5] Түтін мұржаларындағы өңделген газдардың арналары тірек нүктелері арасындағы қосымшаланған деформацияларға және ішкі элементтердің арасындағы тесіктерге газ өткізбеушілік жоғалмайтындай және жылжу кезінде түтін газдарының құбырларының қирауына қарсы жеткілікті қор қалатындай тексерілуі керек.

Бұзылыстарды шектеуге қойылатын талап, егер конструкция бетінің көлденең жылжуы конструкция биіктігінің 0,5% аспайтын болса, орындалған болып есептелінеді.

Арнайы қалау тірегінің әртүрлі нүктелері арасындағы қатысты ауытқу арнайы қалаудың бұзылысын шектеу үшін лимиттелген болуы керек. Егер нақты жоба үшін одан да қатты шекті мәндер көрсетілмесе, онда арнайы қалау тірегінің көрші нүктелерінің қатыстық көлденең жылжуының келесі шекті мәндері сақталуы керек:

а) егер арнайы қалаудың жеке бөліктерінің арасындағы қатыстық қимылға жол беруге шаралар қабылданса (мысалы, тиісті тесігі бар, бір-біріне тәуелсіз құбырлардан жасалған арнайы қалауларды жасау жолымен):

$$d_r \leq 0,020\Delta H \quad (29)$$

б) барлық басқа жағдайларда:

$$d_r \leq 0,012\Delta H \quad (30)$$

мұнда:

ΔH — арнайы қалауды қолдайтын көрші аудандардың арасындағы вертикаль қашықтық.

6 ТЕМІРБЕТОН ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫН КОНСТРУКЦИЯЛАУ

6.1 Материалдар

6.1.1 Бетон

6.1.1.1 Темірбетон түтін мұржаларының элементтерін жобалау кезінде оның қысуға беріктілігі бойынша С20/25 класынан төмен емес дұрыс (ауыр) бетондарды қолдану керек.

Бетонның осьтік қысуға және осьтік созуға сипаттамалық қарсыластығы, сонымен қатар оның беріктілік бойынша мөлшерленген кластарға сәйкес келетін осьтік қысуға және осьтік созуға орташа беріктілігінің мәндері 3-кестеде берілген.

Бетонның қысуға f_{cd} және созуға f_{ctd} есептік қарсыластығын бетонның тиісті осьтік қысуға f_{ck} және осьтік созуға f_{ctk} сипаттамалық қарсыластығын төмендегілерге тең етіп қабылданатын бетон бойынша қауіпсіздіктің γ_c жеке коэффициенттеріне бөлу жолымен анықтау керек:

а) күш түсетін қабілеттіліктің шекті жағдайлары бойынша есептеу кезінде:

— арматураланбаған (бетондық) конструкциялары үшін — 1,5;

— темірбетон және алдын-ала кернелген конструкциялар үшін — 1,5;

б) пайдалануға беру жарамдылығының шекті жағдайлары бойынша есептеу кезінде — 1,0.

Жоғары беріктілікті бетондар үшін (қысуға беріктілік бойынша С50/60 асатын кластары) есептік қарсыластықты анықтау кезінде бетон бойынша қауіпсіздіктің γ_c жеке коэффициентін мына формула бойынша есептеу керек:

$$\gamma_c = 1,5\gamma'_c, \quad (31)$$

мұнда:

$$\gamma'_c = \frac{1}{\left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500}\right)} \geq 1,0 \quad (32)$$

6.1.1.2 Бір осьтік кернеуленген бетонның жоғарғы температура кезіндегі жағдайының беріктіліктік (қысуға кедергісі $f_{c,\theta}$) және деформациялық сипаттамасының ($f_{c,\theta}$ сәйкес келетін $\varepsilon_{c1,\theta}$ қатысты деформация) мәндері бетон температурасына байланысты 4-кестеде берілген. Температураның аралық мәндері үшін сызықтық интерполяцияға жол беріледі.

Бетонның созылуға нормативтік қарсыластығын төмендету $k_{c,t}(\theta)$ коэффициентімен ескеріледі:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t}, \quad (33)$$

Нақты ақпарат жоқ болғанда, келесі $k_{c,t}(\theta)$ мәндер қолданыла алады:

$$\begin{array}{ll} k_{c,t}(\theta) = 1 & 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C} \text{ кезінде;} \\ k_{c,t}(\theta) = 1 - (\theta - 100)/500 & 100\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600\text{ }^{\circ}\text{C} \text{ кезінде.} \end{array}$$

3-кесте – Бетонның беріктілік және деформациялық сипаттары

Бетонның беріктілік кластары													Сараптамалық тәуелділік/түсініктеме
f_{ck} , МПа	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, МПа	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , ГПа	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} f_{cm}$, ГПа
ε_{c1} , ‰	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , ‰	3,5							3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , ‰	2,0							2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} , ‰	3,5							3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0							1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} , ‰	1,75							1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , ‰	3,5							3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

4-кесте – Қысылған бетонның көтерілген температурадағы негізгі параметрлерінің мәндері

Бетонның температурасы, θ , °C	Силикаттық толтырма			Карбонаттық толтырма		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1	0,0025	0,02	1	0,0025	0,02
100	1	0,004	0,0225	1	0,004	0,0225
200	0,95	0,0055	0,025	0,97	0,0055	0,025
300	0,85	0,007	0,0275	0,91	0,007	0,0275
400	0,75	0,01	0,03	0,85	0,01	0,03
500	0,6	0,015	0,0325	0,74	0,015	0,0325
600	0,45	0,025	0,035	0,6	0,025	0,035
700	0,3	0,025	0,0375	0,43	0,025	0,0375
800	0,15	0,025	0,04	0,27	0,025	0,04
900	0,08	0,025	0,0425	0,15	0,025	0,0425
1000	0,04	0,025	0,045	0,06	0,025	0,045
1100	0,01	0,025	0,0475	0,02	0,025	0,0475
1200	0	—	—	0	—	—

6.1.2 Арматуралық болат

6.1.2.1 Темірбетон түтін мұржаларының кернелмеген арматурасы ретінде St240, St400 және St500 кластарының арматураларын қабылдау керек. Өндіріс әдісі бойынша арматура ыстық күйінде иленген, термомеханикалық беріктелген және суық күйінде деформацияланған бола алады. Арматураның механикалық қасиеттеріне қойылатын талаптар тиісті стандарттармен регламенттелінеді. Кернелмеген арматуралар ретінде кезеңдік бейіннің сырықтары мен 5-кестеде белгіленген кластардың сымдарын қолдануға жол беріледі.

Арматураның сипаттық қарсыластығы $f_{yk}(f_{0,2k}) - 0,2 \%$ тең қалдық қатыстық созуға сәйкес келетін кернеудің мәніне тең ағудың физикалық немесе шартты шегінің ең кіші бақыланатын мәні. Көрсетілген бақыланатын сипаттамаларға 0,95 кем емес қамтамасыз етумен зауыт-дайындаушылардан кепілдеме беріледі.

Арматураның f_{yd} есептік қарсыластығы нормативтік қарсыластықты $f_{yk}(f_{0,2k})$ сырықтық арматура үшін – 1,15 және сымдық арматура үшін – 1,2 тең етіп қабылданатын арматура бойынша қауіпсіздіктің γ_s жеке коэффициентіне бөлу жолымен анықталады.

Көлбеу қиысу бойынша есептеу кезінде көлденең арматураның (қамыттар мен оралған сырықтардың) f_{ywd} есептік қарсыластықтары f_{yd} салыстырғанда жұмыстың γ_{s1} және γ_{s2} жағдайының коэффициенттеріне көбейту жолымен төмендетіледі:

а) $\gamma_{s1} = 0,8$ – қарастыратын қиысудың ұзындығы бойынша арматурада кернеуді бөлудің тегіссіздігін есептеу үшін;

б) $\gamma_{s2} = 0,9$ – дәнекерлік қосылыстың әлсіз қирауының ықтималдылығын кескеру үшін дәнекерлік қадаларда бойлық сырықтардың диаметрінен 1/3 кем емес диаметрлі сырықтық арматура үшін.

Кернелмеген арматураның сипаты 6-кестеде берілген.

5-кесте – Арматура кластарының белгілерінің сәйкестігі

Осы НТҚ бойынша арматура класы	ҚНжЕ 2.03.01-84* №4 өзгертуіне сәйкес белгі	ҚНжЕ 2.03.01-84* сәйкес белгі	НТҚ бойынша арматураның сапасын регламенттейтін құжат	Арматураның түрі мен бейіні
St 400	A 400	A-III	МемСТ 5781	Кезеңдік сақиналық бейінді сырықтық
		—	МемСТ 10884 ҚР СТ 1704	Сақиналық немесе орақ тәрізді бейінді сырықтық
St500	A500	—	МемСТ 10884 ҚР СТ 1704	Сақиналық немесе орақ тәрізді бейінді сырықтық
		—	ТУ 14- 1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Орақ тәрізді бейінді сырықтық
	Bp-I	Bp-I	МемСТ 6727 ҚР СТ 1704	Мыжылған сымдық

ЕСКЕРТПЕ 5-кестеде сырықтық арматураның нақты түрі (ыстық иленген, термомеханикалық жеңілдетілген) көрсетілмейді, оны белгілеуде ыстық иленген арматураның тиісті класы (мысалы, A400 класына A400, Ат400, Ат400К, Ат400СК класының арматуралары болжанады) пайдаланылады. Арматураны белгілеу кезінде осы Құрал бойынша арматураның диаметрі мен класы көрсетілгеннен кейін арматураның сапасын регламенттейтін стандарт бойынша арматураның белгісін көрсету керек, мысалы, 12 мм диаметрлі St400 класының арматурасы - Ø12 St400 (A400 МемСТ 5781).

6-кесте – Кернелмеген арматураның сипаттамасы

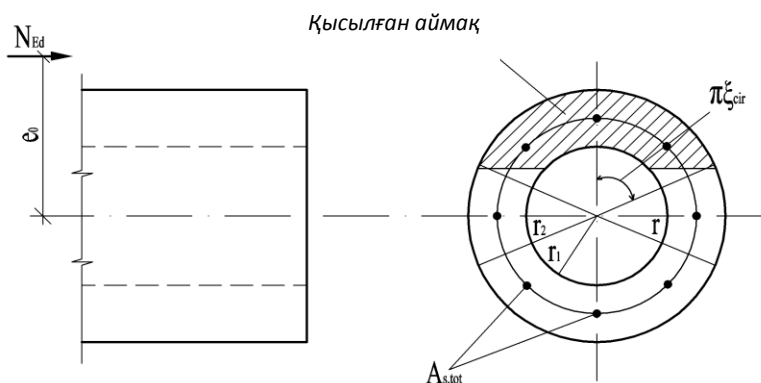
Армату- ра класы	Номи- налдық диаметр i , мм	Беттің түрі	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	$f_{yk}(f_{0,2k})$, Н/мм ²	$f_{yd}(f_{0,2d})$, Н/мм ²	f_{ywd} , Н/мм ²	
St240	5,5 - 40	Тегіс	1,5	240	209	167*	150
St400	6 - 40	Кезеңдік бейінді	1,25-1,5	400	348	279*	251
St500	3 - 40	Кезеңдік бейінді	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**
* Тоқылған қаңқаларда қолдану жағдайы үшін. ** Жақшаларда сымдық арматураға арналған мәндер берілген.							

6.1.2.2 Ыстық иленген және суық деформацияланған арматураға арналған параметрлердің мәндері (серпінділік модулі $E_{s,0}$, пропорционалдылықтың шегі $f_{sp,0}$, кернеудің максималдық деңгейі $f_{sy,0}$) қыздыру температурасына байланысты 7-кестеде берілген. Температураның аралық мәндері үшін сызықтық интерполяцияға жол беріледі.

6.2 Сақиналық қиысуларды есептеу

6.2.1 Ішкі және сыртқы радиустар $r_1/r_2 \geq 0,5$ мен арматураның қатынасы кезіндегі маңайда (7 кем емес бойлық сырықтарда) бірқалыпты бөлінген сақиналық қиысудың беріктілігін тексеру бетонның қысылған аймғының қатыстық ауданына байланысты келесі жолмен жүргізіледі:

$$\zeta_{cir} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} \cdot A_{s,tot}}{f_{cd}A + (f_{yd} + 1,7f_{yd}) \cdot A_{s,tot}}; \quad (34)$$



2-сурет – Сақиналық қиысудың орталықтан тыс қысылған элементтерінің есептік схемасы

а) $0,15 < \zeta_{cir} < 0,6$ кезінде мына теңдеуден:

$$M_{Rd} \leq (f_{cd} \cdot A \cdot r_m + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s) \frac{\sin \pi \zeta_{cir}}{\pi} + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s (1 - 1,7 \zeta_{cir}) (0,2 + 1,3 \zeta_{cir}); \quad (35)$$

б) $\zeta_{cir} \leq 0,15$ кезінде мына теңдеуден:

$$M_{Rd} \leq (f_{cd} \cdot A \cdot r_m + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s) \frac{\sin \pi \zeta_{cir}}{\pi} + 0,295 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s; \quad (36)$$

мұнда

$$\zeta_{cir1} = \frac{N + 0,75 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,tot}}{f_{cd} A + f_{yd} \cdot A_{s,tot}};$$

7-кесте – Ыстық иленген және суық деформацияланған арматураның (N класы) ұлғайған температурадағы мәндері

Арматура температура сы θ , °C	$f_{sy,\theta}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	ыстық иленген	суық деформация ланған	ыстық иленген	суық деформация ланған	ыстық иленген	суық деформация ланған
20	1	1	1	1	1	1
100	1	1	1	0,96	1	1
200	1	1	0,81	0,92	0,9	0,87
300	1	1	0,61	0,81	0,8	0,72
400	1	0,94	0,42	0,63	0,7	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,6	0,4
600	0,47	0,4	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0	0	0	0	0	0

в) $\zeta_{cir} \geq 0,6$ кезінде мына теңдеуден:

$$M_{Rd} \leq (f_{cd} \cdot A \cdot r_m + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s) \frac{\sin \pi \zeta_{cir2}}{\pi}, \quad (37)$$

мұнда:

$$\zeta_{\text{cir}2} = \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}}} \cdot A + f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,tot}} \quad (38)$$

(34) — (40) формулаларында:

$A_{\text{s,tot}}$ — бүкіл бойлық арматураның қиысу ауданы;

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2};$$

r_s — бойлық арматураның сырықтарының ауыртпалық орталығы арқылы өтетін маңайдың радиусы.

M сәті НТҚ-02-01-2011 7.1.4.2.1-7.1.4.2.3 тармақшаларына сәйкес элементтердің майысуының есебімен анықталады.

6.2.2 Беріктілікті тексеруді, сонымен қатар $r_s \approx r_m$ сақиналық қиысу мен арматураның St400 аспайтын класы үшін бойлық арматураның қажетті көлемін анықтауды төмендегі формулаларды пайдаланып, 3-суреттің графиктерінің көмегімен жүргізуге жол беріледі:

$$M_{\text{Rd}} \leq a_m \cdot f_{\text{cd}} \cdot A \cdot r_m; \quad (39)$$

$$A_{\text{s,tot}} = a_s \cdot \frac{f_{\text{cd}} \cdot A}{f_{\text{yd}}} \quad (40)$$

мұнда a_m және a_s мәндері тиісті мәндерге байланысты график бойынша анықталады:

$$a_s = \frac{f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,tot}}}{f_{\text{cd}} \cdot A}; \text{ және } \zeta_{\text{cir}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} \cdot A \cdot r_m}, \text{ сонымен қатар } a_n = \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} \cdot A}.$$

Осы жерде M сәті НТҚ-02-01-2011 7.1.4.2.1-7.1.4.2.3 тармақшаларына сәйкес элементтің майысуының есебімен анықталады.

Арматураның St500 класы кезіндегі $r_1/r_a = 0,7$ және $r_1/r_a = 0,8$ қатынасында сақиналық қиысудың арматуралауын анықтауды НТҚ-02-01-2011 В қосымшасындағы 9-кестеде берілген диаграммалардың көмегімен жүргізу керек.

6.2.3 Жарылыстарды табу бойынша есептеу төмендегі шарттан жүргізіледі:

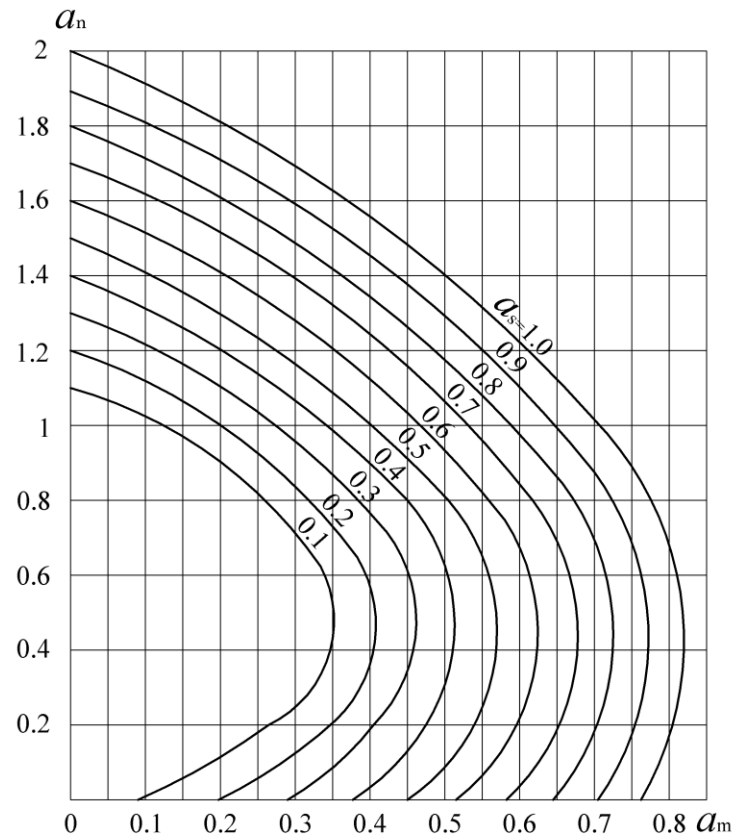
$$w_k \leq w_{\text{lim}} \quad (41)$$

мұнда:

w_k — сыртқы жүктеменің әрекетінен жарылыстарды ашудың ені, (42) формула бойынша анықталады;

w_{lim} — қоршаған ортаның жағдайына байланысты жарылыстарды ашудың шекті рұқсатты ені, 8-кестені қар.

Түтін мұржасы үшін жарылыстарды ашудың енін шектеу оның маңайы бойынша тек вертикаль жарылыстар үшін ғана бағаланады. Бұл жерде қажеттілікке байланысты желдік қалқанның сыртқы және ішкі беттері үшін қоршаған ортаның әртүрлі жағдайлары ескеріледі.



3-сурет – Сақиналық қиысудың орталықтан тыс қысылған элементтерінің күш түсетін қабілеттілігінің графиктері

$$a_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A}; \quad a_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{f_{cd} \cdot A \cdot r_m}; \quad a_s = \frac{f_{yd} \cdot A_{s,tot}}{f_{cd} \cdot A}.$$

8-кесте – Жарылысты ашу енінің шекті рұқсатты мәндері w_{lim}

Пайдалануға беру шарттары бойынша класы (ҚР СТ EN 206-1:2000/2011 1-кестесі)	w_{lim} , мм
XA2, XA3, XD3, XS1	0,2
Барлық басқа кластар	0,3

Жарылыстың енін бағалау үшін II жағдайында (жарылысы бар көлденең қиысу) болаттың σ_s және σ_{sr} кернеудерін анықтау керек. Осы есептеу кезінде қысу кезіндегі бетонның орташа беріктілігін пайдалануға және серпінділіктің орташа модулімен E_{cm} сипатталатын бетонның материалына арналған сызықтық тәуелділікті қолдануға болады.

Жарылудың есептік ені w_k :

$$w_k = 3,5 \left(\frac{\sigma_{sr}^{0,88} d_s}{f_{cm}^{\frac{2}{3}}} \right)^{0,89} \frac{\sigma_s - 0,4\sigma_{sr}}{E_s}; \quad (42)$$

мұнда:

σ_s — $e = M/N$ эксцентриситеті бар жүктеудің нақты жағдайы кезіндегі жарылыстары бар (II жағдай) көлденең қиысудың негізінде есептелінген созылған арматурадағы кернеу, Н/мм²;

σ_{sr} — көлденең қиысуда жарылыссыз (I жағдай) f_{ctm} созылу кезінде бетонның беріктілігіне қолжетімді e нақты эксцентриситетті қолдайтын әсер ету кезіндегі жарылыстары бар (II жағдай) көлденең қиысудың негізінде есептелінген созылған арматурадағы кернеу, Н/мм²;

$f_{cm} = f_{ck} + 8$, Н/мм², қысу кезіндегі бетонның орташа беріктілігі;

f_{ck} — қысу кезіндегі бетонның сипаттамалық беріктілігі, Н/мм²;

d_s — арматуралық сырықтың диаметрі, мм;

E_s — арматуралық болатын серпінділік модулі, Н/мм²

6.3. Арматураны конструкциялау

6.3.1 4 м және одан да асатын D сыртқы диаметрі бар түтін мұржаларында вертикаль және горизонталь арматура әрқайсысы: бір қабаты ішкі қабаттың бағытында, ал екінші қабаты – ішкі беттің маңайында, екі қабатта (жабында) орналасуы керек, осы жерде бүкіл вертикаль арматураның кемінде жартысы сыртқы беттің маңайындағы қабатта орналасуы керек.

Кемінде 4 м сыртқы диаметрі бар түтін мұржаларында вертикаль немесе горизонталь арматураны толығымен бір бағыттағы, сыртқы беттің маңайындағы бір қабатқа (жабынға) орналастыруға болады. Бұл жағдайда сыртқы қабаттағы арматураны көлденең қиысу ауданына қатынасы бағытқа 0,002 кем болмауы керек.

6.3.2 4 м және одан да асатын сыртқы диаметрі бар түтін мұржаларындағы вертикаль арматураның көлденең қиысу ауданына минималдық қатынасы 0,003 кем болмауы керек; горизонталь арматураның көлденең қиысу ауданына минималдық қатынасы 0,0025 кем болмауы керек.

Жеке тұрған бетон түтін мұржалары үшін осы қатынас сыртқы және үстіңгі бетердегі қабатарда 0,0015 болмауы керек; осы жерде ішкі қабат барлық горизонталь арматураның 1/3 кем болмауы керек.

6.3.3 Тұрақты жүктемелердің әрекетінен болатын кернеулер елеусіз болатын түтін мұржасының ұшына жанасқан діңгектің телімінде вертикаль арматураның минималдық қатынасын горизонталь арматураның қатынасына тең етіп қабылдауға болады.

6.3.4 Вертикаль сырықтардың қадамы 250 мм аспауы керек (монолиттік темірбетон жеке тұрған құбырлар үшін – 300 мм аспайды); горизонталь сырықтардың қадамы – 200 мм аспауы керек.

Горизонталь арматуралық сырықтар вертикаль сырықтар мен бетон беттің арасында орналасуы керек. Арматураның сыртқы және ішкі қабаттарының арасындағы көлденең сырықтардың 600 мм аспайтын горизонталь және вертикаль бағытта қадамы болуы керек.

6.3.5 Түтін мұржасының денесінде периметр бойынша және ойықтардың бұрышының бойында диагональ, сонымен қатар бұрыштарда горизонталь және вертикаль сырықтардан тұратын қосымша арматура орналасуы керек және ол дұрыс конструктивтік нанымдар мүмкіндік беретіндей ойықтың сыртқы бетіне өте жақын орналасуы керек.

Сырықтар ойықтың енінің кемінде 60% құрайтын анкерлеудің ұзындығына берілген ойықтың периметрі бойынша, бірақ ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 көрсетілген шамадан кем емес орнатылуы керек.

Әрбір бағыттағы қосымша горизонталь және вертикаль арматураның ауданы ойықтың шеттерінде үзілетін сырықтардың ауданынан кем болмауы керек. Горизонталь бағытта ойықтың енінің жартысына вертикаль арматуралаудың екі вертикаль жақтың коэффициенті 0,0075 кем болмауы керек.

6.3.6 Монолиттік бетон қабықшаға c_{min} арналған бетонның минималдық қорғау қабаты 30 мм құрауы керек; әсер етудің ХАЗ класы үшін ҚР СТ EN 206-1:2000/2011 сәйкес — 40 мм құрауы керек. Номиналдық қорғау қабатын c_{nom} есептеу кезінде минималдық қорғау қабатына берілетін $\Delta c_{dev} = 10$ мм қосымшасын ескеру керек.

Монолиттік бетон қабықшаның қабырғаларының қалдындығы 200 мм кем болмауы керек.

6.3.7 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 9.7 т. бойынша анықталған өріле қосылған өрменің ұзындығының мәндерін 200 мм ұлғайту керек. Өрілген қосылыстар үшін кез-келген көлденең қиысудағы жабатын сырықтардың пайызы 50% аспауы керек, ал өрілген қосылыстар құбыр діңгегінің монолиттік темірбетон қабықшаның маңайы бойынша бірқалыпты орналасуы керек.

6.3.8 Жиналмалы бетон түтін мұржалар үшін арматураны конструкциялау бойынша қосымша талаптар белгіленген.

6.3.8.1 200 кг асатын массасы бар жиналмалы элементтердің тасымалдау үшін минималдық горизонталь арматуралауы болуы керек. Ол 8 мм минималдық диаметрі және 200 мм максималдық қашықтығы бар горизонталь қамыттардан, сонымен қатар сондай диаметрі және 500 мм максималдық қашықтығы бар сырықты вертикаль көлденең арматурадан тұруы керек. Көтеру құралдары, мысалы, кранға арналған құлақшын немесе анкерлерге арналған ойықтар, күшейтуді толық беруді қамтамасыз ету үшін тасымалдық арматурамен қосылуы керек.

EN 12446:2011 сәйкес сыртқы қабырғалардың бірнеше жиналмалы элементтерінен тұратын, горизонталь тасымалданатын түтін мұржаларының секцияларының тасымалдау үшін жеткілікті арматурасы болуы керек. Көлденең арматура талап етілмейді.

6.3.8.2 арматураның ішкі қабатын алып тастауға болады, бірақ бұл жағдайда арматураның сыртқы қабатының көлденең қиысуы бетонның вертикаль көлденең қиысуының ауданынан 0,3 % кем болмауы керек.

EN 12446:2011 сәйкес сыртқы қабырғаларының элементтерінен құрылған жиналмалы түтін мұржалары, егер сынақ жолымен жылжу кернеуінің есептелген есептік мәні $\gamma_M = 2,0$ сенімділік коэффициентінің есебімен жылжуға нақты есептік қарсылықтан аспайтын болса, ешқандай горизонталь арматураны талап етпейді. Жылжуға нақты шекті қарсыластықты анықтау үшін ± 5 см шекті ауытқу кезінде 3,0 м тиімді аралығы және 25 – 30 см ұзындықты екі жақтан бос ұштары бар номиналдық ұқсас үлгілерде 3 сынақ жүргізіледі. Шоғырланған жүктеме аралықтың ортасына қолданылады. Сипаттамалық мән үшін жылжудың алынған кернеуінің орташа мәні қабылданады.

6.3.8.3 Жиналмалы бетон қабықшаға арналған бетонның минималдық қорғаны қабаты c_{min} 30 мм; әсер етудің ХАЗ класы үшін ҚР СТ EN 206-1:2000/2011 сәйкес – 40 мм

ҚР НТҚ 08-06.1-2013

құрауы керек. Номиналдық қорғаныс қабаты c_{nom} кезінде минималдық қорғаныс қабатына $\Delta c_{dev} = 10$ мм қосындыны ескеру керек.

Жиналмалы бетон қабықша қабырғасының қалыңдығы кемінде 100 мм; сыртқы қабырғалардың элементтері үшін EN 12446:2011 сәйкес кемінде 50 мм болуы керек.

6.3.8.4 Статистикалық есеп кезінде алынған вертикаль үздіксіз арматура сырықтардың түйініне жиналуы мүмкін. Түйіндер арасындағы қашықтық 2 м немесе түтін мұржасының диаметрінен аспауы керек.

Үздіксіз арматура тот басудан сенімді қорғалуы керек.

Вертикаль үздіксіз арматураның минималдық көлденең қиысуы бетонның горизонталь көлденең қиысуының ауданының 0,075 % құрауы керек және жиналмалы бұғаттардың вертикаль арматурасын қоса, жалпы вертикаль минималдық арматураның бөлігі ретінде ескеріле алады.

Үздіксіз вертикаль сырықтардың диаметрі 10 мм кем болмауы керек.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 9.7 тармақшасы бойынша анықталған үздіксіз арматураға арналған соққылай қосылыстың өрмесінің ұзындығының мәндерін 300 мм ұлғайту керек. Соққылай қосылыстыстар үшін тек түзу сырықтарға жол беріледі; кез-келген көлденең қиысудағы жабатын сырықтардың пайызы 50% аспауы керек, ал өрмелі қосылыстар құбыр діңгегінің монолиттік темірбетон қабықшаның маңы бойынша бір қалыпты орналасуы керек.

Қосылыстарға арналған механикалық құрылғылар (мысалы, муфталар) кіші қосатын сырықтың шекті есептік жүктемесінің 120% шыдамды болуы керек. Бетонның қорғау қабаты мен арналардың сырықтарының арасындағы қашықтықты ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 қар.; шығыс шамасына үлкен қосатын сырықтың диаметрі жатады.

Олардың көлденең қиысудағы аудандарын ұлғайту мақсатында түйісетін сырықтарды шығарып тастауға жол беріледі, осы жерде өтпелі аймақ үшін 1:3 немесе одан кіші еңіс пайдаланылады. Серпінді деформацияға қосымша ретінде туындайтын (төлкелердің сырғуынан болатын) деформация жұмыс жүктемесі кезінде 0,1 мм аспауы керек. Иленген кесік үшін жүрекшенің қиысуын толық аудан; фрезерлік кесік үшін – толық ауданның 80 % ғана қабылдауға болады.

Қосылыстар динамикалық жүктеме кезінде шаршауға сыналуды керек.

6.3.8.5 Тесіктердің өлшемі мен күйі жиналмалы элементтің биіктігінің кемінде $\frac{1}{4}$ тұйық сақиналық қиысуды немесе көп бұрыштық қиысуды қалыптастыру үшін қалатындай болуы керек.

6.4 Түтін мұржаларын дайындау кезіндегі конструкциялау жөніндегі талаптар

6.4.1 Түтін мұржаларының темірбетон діңгектері көтерме-қайта қоятын немесе сырғитын қорама қалыптарға салынады.

Сырғитын қорама қалыпта салынған мұржаның діңгегінің конструкциясы келесі талаптарды қанағаттандыруы керек:

- мұржалардың діңгегінің қабырғаларының бүкіл биіктік бойынша шығыңқы бөліктері (консольдары) болмауы керек;
- іргелік бөлшектер мұржалардың діңгектерінің қабырғаларының бетімен орнатылуы

керек. Іргелік бөлшектердің биіктігі мен ені 700 мм аспауы, ал массасы – 70 кг аспауы керек. Іргелік бөлшектер домкраттық рамалардың аймағында орналаспауы керек,

- вертикаль және горизонталь арматураның диаметрлері 32 мм аспауы керек;
- 45° бұрышының астында орналастырылатын арматуралық сырықтардың ұзындығы 3 м аспауы керек;

- вертикаль арматураның сырықтары домкраттық рамалар мен домкраттық сырықтардың орналасу есебімен орналасуы керек;

- мұржаның діңгегінің қабырғасының қалыңдығын өзгерту (вертикаль қиысуда) байызды (шығыңқыларсыз), имарат биіктігінің әрбір метріне 1-2 см артық болмауы керек;

- мұржа діңгегінің қабырғаларының сыртқы және ішкі беттерінде (горизонталь қиысуда) шығыңқылар мен қорама қалыптың жылжитын және жылжымайтын қалқандарының орналасу орындарында құламалар қарастырылуы керек;

- мұржа діңгегінің денесінде ішіне кейіннен осы арналарды бетон қоспамен толтырусыз алынатын домкраттық сырықтарды орналастыру үшін арналар қарастырылуы керек;

- мұржа діңгегіндегі газ жолдарының ойықтары мен басқа ойықтарды жиектеудің конструкциясы элементтердің ойықтарында домкраттық сырықтарды қайта бекітуді орнату қажеттілігінің есебімен орындалуы керек.

Көтерме-ауыспалы қорама қалыпта салынатын мұржа діңгегінің қабырғаларындағы жұмыс арматурасының үстіндегі бетонның қорғау қабатының қалыңдығы арнайы бекітпелерді, шаблондарды, пластмассалық немесе цементтік-құм төсеніштерін орнату жолымен қамтамасыз етілуі керек. Төсеніштер осы имараттардың бетоны үшін қолданылатын цементте 1:2,5 құрамды цементтік-құм ерітіндісімен (масса бойынша) дайындалуы керек; арматураның ағаш кескіндерінен және қиыршық тастардан жасалған төсеніштерді қолдануға тыйым салынады.

6.4.2 Арматураны жұмыс алаңының, теспелердің және домкраттық рамалардың радиалдық арқалықтарының орналасу орнында орнату кезінде вертикаль арматураның сырықтарының арасындағы қашықтық осы элементтердің қалыңдығына сәйкес ұлғайтылуы мүмкін, бұл жерде имараттың горизонталь қиысуындағы сырықтардың саны сақталуы керек.

Мұржа діңгегінің қабырғасында вертикаль және горизонталь арматураның қиысуы крест тәрізді ілгектердің тоқу сымымен байлануы керек, осы жерде әрбір қатарда қиысудың кемінде 50% қайта байлануы керек.

Вертикаль арматураны және қосылысты өзара өсіру кезінде арматураны горизонталь сырықтарының түйісулері кемінде үш орында қайта байлануы керек.

Маяктық қаңқа және түтін мұржасының вертикаль сырықтары бойынша төселетін сақиналық (горизонталь) арматура бір белдіктің, ярустың немесе секцияның бетондалу биіктігіне орнатылады.

Бетонның қорғау қабатының жобалық қалыңдығынан ауытқу:

- қорғау қабатының қалыңдығы 20 мм кезінде – 3 мм;

- қорғау қабатының қалыңдығы 20 мм асқан кезде – 5 мм аспауы керек.

Кеңістіктік (маяктық) қаңқа дайындау кезінде сырықтардың жылжуы сырықтың үлкен 4-5 диаметрінен аспауы керек.

Металл конструкцияларды (жүретін баспалдақ, бағдаршамдық алаң, найзағайдан

корғау ж.б.) құбыр діңгегінің қабырғаларына бекітуге арналған қалайтын бөлшектер арматураға бекітілуі керек. Орнату кезінде қалайтын бөлшектер қорама қалыптың бетіне бүйіріне тығыз жабысуы керек, ал бетондық ерітіндімен толып кетуін болдырмау үшін қалдықтармен толтырып тасталады.

6.4.3 Арматуралық жұмыстардың сапасын бақылау кезінде:

- арматура сырықтарының өлшемдерінің;
- талдық арматураның, дәнекерлік торлардың және кеңістіктік (маяктық) қаңқалардың орналасуының;
- арматураның қиысу және түйісі орындарындағы қосылыстарының орындалуының;
- арнайы жабдықтың, арматуралық-бекітпелік сақинаның немесе жұмыс арматурасының үстінде бетонның қорғау қабатының қажетті қалыңдығын қамтамасыз ететін цементтік-құм төсеніштердің орнатылуының;
- сыртқы жүріс баспалдағының, бағдаршамдық алаңдардың, балкондар мен найзағайдан қорғауды монтаждауға арналған дюбельдердің, сонымен қатар икемді байланыстарды және басқа қалайтын бөлшектерді бекітуге арналған тұтқалардың орнатылуының дұрыстығы тексерілуі керек.

6.4.4 Бұғатты, секцияны, ярусты, белбеуді немесе ұстағышты бетондау алдында, сонымен қатар бетондаудағы үзілістерден кейін жұмыс жігінің жағдайы, сондай-ақ қорама қалып пен арматураның орналасуының дұрыстығы мен бетондық қоспаның құюға дайындығы тексерілуі керек.

Әрбір бұғаттың, секцияның, ярустың, белбеудің немесе ұстағыштың шегіндегі бетон қоспаны құю үздіксіз орындалуы керек. Бетон қоспаны:

- іргетастың тақтайшасына – 0,3-0,35;
- құбыр діңгегінің қорама қалыбына – 0,2-0,25 м қабатпен құю керек.

Бетон қоспаның келесі қабатын қалауға бетондағы цемент қамырдың келесі қабатқа жабысуының алдында құюға жол беріледі. Бетон қоспасының алдыңғы және келесі қабаттарын құю арасындағы жұмыс жігі пайда болусыз үзілісінің ұзақтығы сыртқы ауаның температурасына, бетон қоспаның температурасына, қолданылған цементтің түріне, химиялық қоспалардың түрі мен санына байланысты зертханада белгіленеді.

Іргетас стаканын және тікелей құбыр іргетасының өзін бетондауды вертикаль жұмыс жіктерімен бөлінген, жеке бұғаттармен (ұстағыштармен) жүргізу керек. Құбырдың конструктивтік элементтерінің арасындағы, сонымен қатар осы элементтердің жеке бұғаттарының арасындағы жұмыс жіктері бетондау алдында коқыстан, цемент үлдірінен (ұстағаннан кейін) тазаланып, сумен жуылуы керек.

Құбыр діңгегін сырғанақ қорама қалыпта бетондауды үздіксіз жүргізу керек.

Құбыр діңгегін сырғанақ қорама қалыпта салу кезінде оны бетон қоспамен бірінші толтыруды келесі талаптарды сақтау арқылы жүргізу керек:

- бетон қоспаны қалыңдығы 20-25 см қалыңдықпен құю керек;
- жаңа қабатты құюды сырғанақ қорама қалыптың барлық контуры бойынша алдыңғы қабатты қалап біткеннен кейін бастау керек;
- бетон қоспаны құюдың қарқыны қорама қалыпты 3-3,5 сағат ұзақтықта 60-70 см биіктікке толтыруды қамтамасыз ететіндей болуы керек;
- көтеру басында сырғанақ қорама қалыптың жұлмасын бүкіл периметр бойынша 60-

70 см биіктікке форманы толтырғаннан кейін жүргізу керек;

- қорама қалыпты бүкіл биіктік бойынша толтыруға дейін оның көтерілуі 50-60 мм/сағ жылдамдықпен жүргізілуі керек.

Қорама қалыпты көтеру үдерісінде бетон қоспаны құю келесі талаптарды сақтау арқылы жүргізілуі керек:

- бетон қоспаны үздіксіз құю керек;
- бетон қоспаны қорама қалыпқа қалыңдығы 20-25 см бірқалыпты қабатпен, жаңа қабатты құюға алдыңғы қабаттың құйылуы аяқталғаннан кейін ғана кірісіп, құю керек;
- бетондау үдерісінде құйылатын бетон қоспаның жоғарғы дәрежесі қорама қалып қалқанының бетінің дәрежесінен 50 мм төмен болуы керек.

Қорама қалыпты көтеру құйылған бетонның қорама қалыппен жабысып қалу мүмкіндігін жоққа шығаратындай жылдамдықпен жүргізілуі керек; қорама қалыптан шығатын бетон имараттың формасын сақтау үшін жеткілікті 0,1-0,5 МПа құрылымдық беріктілікке ие болуы керек, ал оның үстінде қалатын қорама қалыптан болатын іздер үгу арқылы тегістеуге бейім болуы керек.

Қорама қалыптан шыққаннан кейін бетондаудың барлық ақаулары жылдам жойылып, бетонның жарықтары мен үзілістері бітелуі, содан кейін оның бетін сұрту жүргізілуі керек.

Бетон қоспаны нығыздауды икемді валы бар тереңдік дірілдерімен жүргізу керек. Дірілдеткішті ұстап тұрудың уақыты – 10-15 сек, оның орнын ауыстыру қадамы оның әрекетінің радиусының 1,5 артық болмауы керек. Дірілдеткіштің басын бетон қоспаға енгізу тереңдігі соңғысының құйылған қабаттың барлық биіктігін қамтамасыз ететіндей болуы керек.

Бетон қоспаны алдында құйылған бетонның бетіне жұмыс жіктері пайда болғаннан кейін құюға оның беріктілігі кемінде 1,5 МПа қолжетімді болғанда ғана жол беріледі.

Қатқан және өң бетонның берік қосылуы үшін жұмыс жігінде:

- арматура мен жік бетонының бетін жабысып қалған ерітінді мен цемент үлдірден (ол жабысып қалғаннан кейін) тазалау;
- бетон бетін артынан оны жоятындай қысыммен жуу;
- дірілдеткіштің көмегімен бетон қоспаны мұқият тығыздау керек.

Қорама қалыпты шешкеннен кейін имараттың конструктивтік элементтерінің геометриялық өлшемдерінің дұрыстығына тексеру жүргізу керек.

Құбыр діңгегінің геометриялық өлшемдерінің дұрыстығына тексеру діңгектің әрбір секциясында жүргізіледі.

6.4.5 Құбыр діңгегін қысқы жағдайда салу кезінде қысуға беріктілік бойынша бетонның класын жобалық кластан бір класқа жоғары алуға жол беріледі.

Бетондық жұмыстарды қысқы жағдайда өндірудің амалдары қысуға беріктілігі бойынша жобалық класының бетонынан берілген мерзімде аязға төзімділік пен суөткізбеушілікті алуды қамтамасыз етуі керек. Бұл жерде бетонның қату сәтіне беріктілігі (оған шыдағаннан кейін) іргетас пен құбыр діңгегі үшін кемінде 70%, ал басқа конструкциялар үшін – жобалық беріктіліктің кемінде 50% немесе діңгек үшін қысқы жағдай үшін қабылданған жобалық беріктіліктің 70%, егер имарат жобасымен немесе өндіріс жобасымен бетонның қату сәтіндегі беріктілігіне бұдан да жоғары талаптар қарастырылмаса, құруы керек.

Егер құбыр қысқы мерзімнің аяғына дейін толық жүктемеде жұмыс істесе, онда бетонды ол жобалық беріктілікке жеткенге дейін дұрыс температурада ұстау керек.

Үдемі қататын топырақтың белсенді аймағында орналасқан құбырдың конструктивтік элементтерінің бетонын ол жобалық беріктілікке жеткенге дейін дұрыс температурада ұстау керек.

Әдетте, мұржа діңгегін бетондауды сыртқы ауаның минус 20°C төмен емес, ал мұржаның басқа конструкциялары үшін – минус 30 °C төмен емес температурады жүргізу керек.

Сыртқы ауаның минус 30°C төмен температурасы кезінде мұржа діңгегін бетондауға бетонды жылумен өңдеу әдісін қиыстыру мен қажетті дұрыс температураны қамтамасыз ету кезінде жол беріледі.

Қысқы жағдайда мұржаның конструктивтік элементтерінің бетонын ұстаудағы жылумен өңдеу келесі әдістермен жүргізіледі:

- мұржаның сақиналық іргетасының (мұржа іргетасының астында) бетонын дайындау – термосалмалармен немесе термобелсенді жабындармен (жылытқыш төсеніштер) жабдықталған жылытылған болат қалқандардың көмегімен электрмен жылыту әдісі арқылы;

- мұржа іргетасының дөңгелек тақтайшасы – термос немесе бетон қоспаны алдын-ала қыздыруы бар термос, немесе қосымша перифериялық электрлік қыздырғышты термос әдісі арқылы;

- мұржаның сақиналық іргетасы немесе іргетас стаканы – жылытатын аған қорама қалыпқа бекітілген жіктік электродтарды пайдалану арқылы электрлік қыздыру немесе термосалмалармен жабдықталған жылытылған болат қорама қалыптың көмегі арқылы электрлік қыздырғыш әдісі арқылы, сонымен қатар – бетон қоспаны алдын-ала қыздыру термосы әдісі арқылы;

- мұрша діңгегі – жылу көзі ретінде жылытатын агрегаттарды пайдалану арқылы жылжымалы жылытқыш немесе діңгектің сыртқы бетін қосымша электрмен жылытуы бар жылытқыш немесе қиыстырылған электрлік әсер ету (ҚЭӨ) әдісі арқылы.

Іргетан стаканының және мұржа діңгегінің бетонды ұстауын 70 °C жоғары температура кезінде жүргізуге жол беріледі.

Жоғарыда аталған әдістер арқылы бетонды ұстағаннан кейін қораманы алу кезіндегі бетонның ашық бетінің және сыртқы ауаның температурасы 20 °C аспауы керек.

Қыздырылған бетон суығанға дейін соққылық жүктемелерге шалдықпауы керек.

Қатып жатқан бетонға күтімді 5 °C төмен емес тұрақты дұрыс температура пайда болғаннан кейін жүргізу керек.

6.4.6 Бетон қоспасының температурасы мұржа діңгегінің қорама қалыбында:

- бетонды қозғалатын жылытқыштағы термос әдісімен ұстаған кезде 15 °C төмен емес;

- бетонды электрмен қыздырған кезде 5 °C төмен емес болуы керек.

Жылытылған болат орама қалыпқа (термосалымдармен жабдықталған) бетон ерітіндіні құю кезінде градирняның сормалы мұнарасының қабықшаларының температурасы 10 °C төмен болмауы керек.

Бетон ерітіндінің әрбір құйылған қабатын келесі қабатпен алдыңғы қабаттың бетіндегі температураны 5 °C төмен болмауына жол бермейтін мерзімде жабу керек.

Бетон ерітіндіні бұрын қыздырылған бетонның бетіне, егер оның температурасы өн ерітіндінің температурасынан 15 - 20 °C асса, құюға жол берілмейді.

Бетондаудың жұмыс жіктері қатпарлардан, кірден және цемент ілдірден (ол жабысқаннан кейін) тазаланып, қысылған ауамен үрленуі керек.

Мұржа іргетасына бетон ерітіндісін вертикаль жұмыс жіктермен бөлінген бұғат (телім) шегінде құюды үздіксіз жүргізу керек.

6.4.7 Қысқы жағдайда жұмыс істеу үшін инвентарлық қорама қалыптың жылжумен оқшаулауы болуы керек, ал бетонның электрмен қыздыруын қолдану кезінде қосымша қыздыру элементтерімен (термосалымдармен) жабдықталуы керек.

Қорама қалыптың жылумен оқшаулайтын сыртқы қабаты суық өтпейтін, суы итеретін материалдан жасалуы керек. Жылумен оқшауланған қорама қалыптың конструкциясы қорама қалып пен жабын қабаттың арасындағы ойықтарды желдетудің пайда болу мүмкіндігін болдырмауы керек.

Қыздырғыш қорама қалыптың жылумен оқшаулауы сыртқы ауаның төменгі бұрыс температурасы кезінде бетонды қыздырудың қажетті тәртібін, сонымен қатар бетонды ортаның 0 °C жақын температура кезінде өтпелі күз-көктем мезгілінде термос әдісіне (өшірулі қыздырғыш кезінде) шыдау тәртіптерін қамтамасыз ету жағдайларынан есетелуі керек.

Қыздыратын қорама қалыптың қыздырғыш элементтері ретінде өнеркәсіптік әзірлеудегі қыздырғыштарды қолдану керек. Сонымен қатар әдетте тікілей құрылыс телімінде дайындалатын асбест-цементтік шиферге оралған хромдық емес термосалымдар қолданылуы да мүмкін.

6.4.8 Түгін мұржаларын қысқы жағдайда бетондау кезінде бетонды ұстаудың келесі әдістері қолданылады.

6.4.8.1 Термос әдісі, сыртқы ауаның нөлдік температурасы кезінде, сондай-ақ одан да төмен температура кезінде бетонға белсенді жылулық әсер етумен бірге қолданылады. Бетон ерітінділерді алдын-ала 60 °C температураға дейін электрлік қыздыру арнайы жабдықталған бадьяларда желілік кернеуден алынатын электродтармен жүргізілуі керек. Қыздыру уақыты 10 - 15 минутты құрайды. Ерітіндіні шығару қыздырудан кейін бірден тікелей қорама қалыптың ішіне жүргізіледі.

6.4.8.2 Бетонды жылжитын жылытқышта ұстау. Бетонды жылжитын жылытқышта ұстау кезінде жылу көзі ретінде булық калориферлерен және осьтік желдеткіштерден тұратын жылыту агрегаттары қолданылуы керек, ал жылу тасығыш ретінде жоғарғы қысымның қыздырылған немесе қанықтырылған ($P = 0,4 - 0,6$ МПа 50 °C аспайтын қыздырғышы бар) су буы шығады. Бу қысымының тұрақтылығы жылдың суық мезгілінің ішінде қамтамасыз етілуі керек.

Мұржа діңгегін салу кезінде жылытатын агрегаттардың талап етілетін жылу өндірістілігі сыртқы ауаның минус 20 °C есептік температурасы үшін анықталады. Жылытатын агрегаттар бетон ерітіндіні құю және бетонның қату аймақтарын қыздыруы және мұржа діңгегін бетондаудың шамасы бойынша ауысуы керек.

Буды тасымалдау кезінде бу жолынан ілеспелі конденсатты, жылыту агрегаттарынан кейінгі аралық буды ағу мүмкіндігін, сонымен қатар бу және конденсат жолдарының жылулық созбаларының орнын толтыруды тиісті қамтамасыз етуі керек.

Мұржа діңгегінің бірінші қорғау жабының деңгейіндегі көтергіштің жиналмалы

шахталары жабық болуы керек.

6.4.8.3 Бетонның электрлік қыздырғышы қыздыратын қорама қалыптың қалқандарының қыздыратын элементтерінен жылуды кондуктивтік беруге негізделген. Әдетте, бетонның электрлік қыздырғышы сыртқы және ішкі қорама қалыптың қалқандары термосалымдармен жабдықталған және жылытылған болатын екі жақтық болуы керек. Бір жақтық электрлік қыздырғышқа қабырғаның 0,2 м дейінгі қалыңдығы кезінде жол беріледі, бұл жерде қыздыратын (ішкі) жағы бар қорама қалыптың қалқандары термосалымдармен жабдықталады және жылытады, ал жылытпайтын (сыртқы) жақтар тек жылытылады.

Қалыңдығы 200 мм асатын қабырғалар үшін көтерудің жылдамдығы мен температураның төмендеуі 10 °C/сағ, ал қалыңдығы 200 мм ке қабырғалар үшін - 20 °C/сағ аспауы керек. Бетонның жылу жоғалтуын азайту үшін қабырғаның жоғарғы ашық бүйірін жылыту керек.

Бетон ерітінді құю алдында қорама қалып пен бетондаудың әрбір белдеуінің арматурасы қорама қалыптың қыздырғыштарын қосу жолымен дұрыс температураға дейін қыздырылуы керек.

Қорама қалыптың қыздырғышының әрбір белдеуін бетондау алдында имараттың алдыңғы бетондалған бөліктері бетондаудың жұмыс жігін қыздыру үшін электр желісіне қосылуы керек.

6.4.8.4 Қиыстырылған электрлік әсер ету(ҚЭӘ) екі қатарлы арматурасы бар темірбетон мұржа діңгегін салу үшін объектіде бумен жабдықтау көздері жоқ калориферлік қыздырғыш жабыдығы үшін қолданылады, сонымен қатар бумен жабдықтау жүйесінің жұмысындағы үзіліс кезінде жылумен өңдеу тәртіптерін қамтамасыз ету сенімділігін көтеру үшін резервтік амал ретінде қолданыла алады.

ҚЭӘ әдісімен жылулық өңдеу электрлік қыздырғыш пен бетонның электрлік жылытуын бір уақытта пайдаланудан тұрады. Электрмен жылыту діңгектің сыртқы бетінде инвентарлық көтеру-қайта қою металл қорама қалыптың панеліне монтаждалған электрлік қыздырғыштардың көмегімен жүзеге асырылады. Діңгектің ішкі жағынан қыздыру көзіне ішкі қорама қалыптың (фаза) және ішкі арматураны (нөл) металл қалқандарының тұйық сақиналары арасындағы электрлік қыздыруға ұшырайтын бетонның қорғау қабаты жатады.

6.4.8.5 Мұржа бетонын жылумен өңдеудің қиыстырылған әдісі бетонды жылжитын жылытқышта ұстаудан және сыртқы қорама қалыптың қалқандарын электрлік жылытудан тұрады.

Қиыстырылған жылулық әсер ету әдісі ауаның төменгі температурасы және үлкен желдік жүктеме кезіндегі биіктіктегі жыныстарды жүргізу кезінде қолданылуы керек.

6.4.9 Діңгектерді монолиттеу үшін жобалау ұйымымен келісу бойынша бетонның жобалық класынан бір клас жоғары бетонды тиісетін конструкцияларға қолдануға жол беріледі.

Сыртқы ауаның бұрыс температурасы кезінде түйістерді монолиттеу алдында бетонның, арматураның және түйісудің құйылатын беттері қардан, мұздан және цементтік үлдірден тазаланып, қысылған ауамен үрленіп, 15 °C төмен емес температураға дейін қыздырылуы керек.

Түйістерді монолиттеуге арналған бетон ерітіндінің температурасы құю кезінде 15

төмен емес және 35 °C артық емес, ал қыздырудың басында - 10 °C төмен емес болуы керек.

Түйістердің бетонын дұрыс температура кезінде жобалық беріктіліктің 70% немесе қысқы жағдай үшін қабылданған беріктіліктің 70% жеткенге дейін ұстау керек.

Бетон ерітінділердің ыңғайлы құйылуын жақсарту және қатуын жылдамдату үшін оларды дайындау кезінде аса белсенді заттар мен электролиттерден тұратын кешенді қоспаларды енгізу керек.

Түйістердің бетонын ұстауды температураның 10 - 12 °C/сағ көтеру жылдамдығы кезінде, 50 °C аспайтын температура және суудың 10 - 12 °C/сағ жылдамдығы кезінде изотермиялық қыздырумен жүргізу керек.

Түйістер бетонын ұстаудың ұзақтығы қыздырудың қабылданған әдісіне, бетонның құрамына және сыртқы ауаның температурасына байланысты зертханада белгіленеді.

Түйістерді монолиттеудің сапасын бақылау үшін:

- қолданылатын материалдардың сапасын, бетонның құрамы мен маркасын;
- түйісетін беттердің температурасын, тазалау және дайындау мұқияттылығын;
- оны құю орнындағы бетон ерітіндінің қозғалғыштығын;
- құю кезіндегі және жылумен өңдеу кезінде монолиттеуден кейінгі бетон ерітіндінің температурасын, сондай-ақ сыртқы ауаның температурасын;
- түйіс бетондары қатқан температуралық жағдайларда қатуы керек бақылау үлгілерінің бетонының беріктілігін тексеру керек.

6.4.10 Тот басуға қарсы жабынды төсеу мұржа бетонының дайындалған бетінде жүргізілуі керек. Бетон бетін дайындауды мұржа діңгегінің қорама қалып қалқандарын шешкеннен кейін бірден жүргізу керек. Бетон бетін дайындау:

- бетон бетіндегі шықпаларды жоюдан;
- сым байламаларын кесуден;
- бетон бетін тазалаудан, оның үстінен майлы дақтар мен шанды кетіруден;
- цемент ерітіндімен тегіссіздікті бітеуден, шықпа бөліктерді және сымдық байламаларды кескеннен кейін пайда болатын тесіктерді, казерналарды, ойықтарды бітеуден тұрады.

Жаңадан құйылған цемент ерітіндісі бар телімдер ылғалды күйінде 7 тәулік ішінде 15 °C төмен емес температура кезінде ұсталуы керек.

Бетон бетін дайындау кезінде ақаулар мұржа діңгегін салу кезінде қолданған құрамдағы бетонмен немесе топырақталған бетке жағылатын полимерцементтік ерітіндімен бітелуі керек.

Лак-бояу құрамы жағылатын бетонның бет жағы бетон ылғалдығының 5-6% аспайтындай ауалы-құрғақ жағдайда болуы керек.

Эпоксидтік, эпоксидтік-тас көмір, полиуретан және басқа материалдар негізінде тот басуға қарсы лак-бояу жабындар, әдетте, бүрку тапаншаларын, аз көлемде қылқаламмен қолдан сырлауды қолдана отырып, пневматикалық немесе ауасыз бүрку тәсілімен жағылады.

Лак және бояу жабындарының жұмыс құрамы бетонның беткі жағына ағызбай бірдей қабатпен жағылуына мүмкіндік беретіндіктен жағу әдісіне байланысты жабысқақ болуы керек.

Эпоксидтік, эпоксидтік-таскөмірлік, бутылкаучуктік және басқа материалдардың

негізіндегі тот басуға қарсы матискалық жабындар механикалық немесе қол шпательдерінің көмегімен жағылуы керек.

Тот басуға қарсы желімдік жабындар жоба нұсқаулықтарына сәйкес алдын-ала топырақталған бетонның бетіне орамдық немесе табақтың материалдарды желімдеу арқылы орындалады.

Қысқы жағдайда мұржаны тот басудан қорғау ішкі кеңстікті бу калориферлерімен жылыту арқылы жүргізеді. Қоршаған ауа мен мұржа діңгегінің бетонының бетінің температурасы эпоксидтік-таскөмірлік және полиуретандық құрамды негіздегі лак-бояу материалдарын пайдалану кезінде 15 °С төмен болмауы керек.

Мұржаның тот басуға қарсы қорғанысы үшін қолданылатын материалдардың температурасы қорғалатын конструкция бетінің температурасынан төмен болмауы керек.

Темірбетон діңгектің сыртқы бетінің жабыны маркерленген бояу мен темірбетонды қоршау аймағындағы түтін газдарының әсерінен қорғаудан тұрады.

Мұржа діңгегінің сыртқы бетіне жағу үшін перхловинилдік және эпоксидтік смола мен басқа материалдардан жасалған қорғаныс жабындарына кепілдеме беріледі.

Жабынның әрбір қабатын кептірудің 18-ден 22 °С дейінгі температура кезінде және 70% аспайтын қатысты ылғалдылықтағы уақыты 1 сағаттан кем болмауы керек.

6.4.11 Полимерлік жабындар немесе гидроокшаулайтын қорғанысты жағуға дайындық ретінде торкретирлеуді қолдану керек.

Торкрет-ерітіндіге арналған материалдар келеі талаптарға жауап беруі керек:

— цементпен араластырғанға дейін құмның 3 - 5% (масс бойынша) оңтайлы ылғалдылығы болуы керек;

— торкрет-ерітіндіге арналған құрғақ қоспаның құрамы 1:2 немесе 1:2,5 (цемент:құм) етіп алынады, құмның ірілігіне байланысты алдыңғы сынақтардың нәтижелері бойынша құрылыс зертханасымен түзетіледі.

Құм мен цементтің мөлшері масса бойынша жүргізіледі.

Құрған торкрет-массаны араластырудың ұзақтығы 3 минуттан кем болмауы керек. Дайындалған ерітінді оны дайындаған уақыттан бастап 60 минуттан кем емес уақытта қолданылуы керек.

Жабынды жаққаннан кейін конструкция бетінде су жетпегенде пайда болатын немесе су артық болғанда қабаттың шайылып кетуінен пайда болатын құрғақ дақтар болмауы керек. Жабынның жарықтары болмауы керек, ұрып тексерген кезде алдыңғы қатардың негіздемемен байланыспағанын білдіретін қатаң дыбыс шығармауы керек. Жабынның ақаулық телімдерін жойып, бетін тазалап, жабынды қайта жағу керек.

Торкрет бетіне күтім жасауды жаққаннан кейін 16-24 сағат өткеннен кейін бастау керек. Үздіктіз ылғалдандыруды 10 тәулік ішінде жүргізу керек. Жабынның қатуының қажетті тәртібін оған үлдір пайда болатын материалдарды жаққаннан кейін қамтамасыз ету керек.

6.4.12 Тот басуға қарсы жұмыстардың сапасын бақылау беттерді дайындау, жабындарға арналған құрамдарды эзірлеу және әрбір қабатқа құйғанда жүзеге асырылады.

Тот басуға қарсы жұмыстардың сапасын бақылау:

- бетон бетінің жабын астына дайындау сапасын;
- тот басуға қарсы құрамды дайындау дұрыстығын;
- құйылған қорғау жабының сапасын тексеру жолымен жүзеге асырылады.

Тот басуға қарсы жабындар үшін қабылданған құрамдарды бетон бетіндегі кішігірім телімге тәжірибелі түрде жағу арқылы тексеру керек.

Бетон бетінің жабын астына дайындығының сапасын бақылау бетонның ылғалдылығы мен ойықтардың, жарылыстардың, сырғанақ беттердің, сүрудегі қыртыстардың және діңгек бетонындағы құмның шығып тұрған түйіршіктерінің жоқтығын тексеруден тұрады.

Жағылған жабынның әрбір қабатының сапасын бақылау төмендегі жолдармен жүргізіледі:

- жабын сапасының сыртқы түрін мұқият қарау және анықтау. Жабында жарылыстар, қыртыстану, бүгірлер, сулану, қисықтар, қыртыстар, тегіссіздіктер болмауы керек;

- жабынның әрбір қабатының кебуін, жабынның бетон бетімен берік жабысқанын, жабын мен оның қалыңдығының тегістігін тексеру.

Дайын жабынның сапасын бақылау кептіргеннен, жабынның негіздемен бекітілгенінен (қыртыстанбауы керек) және жабын қалыңдығынан кейін лак-бояу үлбірінің тегістігін тексеру жолымен жүзеге асырылады.

Торкретирлеу үшін ерітінді дайындау және оны жағы жұмыстарының барлық кезеңінде зертхана арқылы қолданылатын материалдар мен жұмыс өндірісінің технологиясына бақылау жүзеге асырылуы керек. Материалдың жаңа партиясын алу үшін оны алдымен сынақтан өткізеді.

Жағылған торкреттің сапасын бақылау үшін оның қатты жабынның жағдайларына ұқсас жағдайда ұстаған сынақ үлгілерінің нәтижелері бойынша анықталған беріктілігін тексереді.

6.4.13 Арнайы қалау және жылумен оқшаулау жұмыстарын орындау кезінде келесі ережелерді сақтау керек:

- кірпішті шаң мен кірден мұқият тазалау;
- горизонталь және вертикаль жіктерді ерітіндімен немесе $\frac{1}{2}$ кірпіштің құюының қалыңдығы кезінде $\frac{1}{2}$ кірпіштегі орауы бар және қалаудың үлкен қалыңдығы кезінде $\frac{1}{4}$ кірпіштегі орауы бар жаққышпен мұқият толтыру арқылы «күрек астылық» қалауды жүргізу;
- қалыңдығы кірпіштің $\frac{1}{2}$ құюды қарапайым балшық кірпішпен қасықтық қатармен, ал үлкен қалыңдық кезінде – кезектесетін қасықтық және итермелік қатарлармен жүргізу керек;
- мұржа діңгегі мен арнайы қалаудың арасындағы ойықты анықтау үшін оны орнату кезінде шаблонды пайдалану керек;
- діңгек пен арнайы қалау арасындағы ауалық ойықты оның ішіне ерітінді немесе кірпіктің қалдықтары кіріп кетуден сақтандыру керек;
- арнайы қалаудың ішкі бетінің жіктерін мұқият сүрту керек;
- талдық жылумен оқшаулайтын материалдарды құюды арнайы қалаудың құюымен параллель жүргізу керек;
- арнайы қалауды құю алдында консольдарды қоқыстан және кірден тазалау керек; құюды консольдың тегіс, құрғақ және таза бетіне жүргізу керек;
- құюды жіктерді қалыңдатудың есебінен тегістеуге жол берілмейді;
- арнайы қалаудағы қорғау арақабырғаларының жүгіртпелерінен болатын

ҚР НТҚ 08-06.1-2013

ұяшықтарды мұқият толтырылған ерітіндісі бар кірпіштермен бітеу керек;

— құюдың ауытқуына жол бермеу үшін қалаудың түйісуіне дейін барлық периметр бойынша үш қатардан аса құюға жол берілмейді;

— желдету терезелерін құю кезінде кірпіштің жылжып кетуіне жол бермеу үшін шаблонды пайдалану керек.

Жылумен оқшаулау және арнайы қалауды құюдың сапасын бақылау:

- қолданылатын кірпіштің, тұтқыр мен толтырмалардың сапасын;

- ерітінді мен жаққыштарды дайындау кезінде материалдарды мөлшерлеудің дұрыстығын;

- ерітінділердің маркаларын;

- қалау жіктерінің қалыңдығы мен олардың толтырмасының толықтылығын;

- жасалған арнайы қалаудың сапасын;

- жылумен оқшаулайтын материалдарды құюдың дұрыстығын;

- арнайы қалаудағы қорғау арақабырғаларының жүгіртпелерінен болатын ұяшықтарды бітеуді;

- ауалық ойықтар жабдықтарының тазалығы мен дұрыстығын тексеру жолымен жұмыс өндірісінің үдерісінде жүргізілуі керек.

А ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

2-тәртіптің сәттерін анықтау

А.1 2-тәртіптің сәттерін анықтау үшін материал қасиетінің орташа мәндерін пайдалануға болады. Бетонның қысылған аймағында келесі сызықтық заңды пайдалану керек:

$$\sigma = E_{cm} \cdot \varepsilon \quad (\text{A.1})$$

мұнда:

σ – кернеу;

E_{cm} – бетонның серпінділік модулі;

ε – деформация.

Созылу аймағындағы бетонның қаттылығын көтерудің әсерін үздіксіз вертикаль арматурасы бар түтін мұржаларында ескеруге болады.

А.2 2-тәртіптің сәттерін анықтау үшін келесі болжамдарға негізделген жақындастырылған әдіс ұсынылады:

- көлденең қиысуды жергілікті күш түсетін қабілеттілікке қатысты толығымен пайдалану;
 - бетонды созу кезіндегі қаттылықты ұлғайтудың әсерлерін есепке алу;
 - түтін мұржасының биіктігі 300 м кем емес;
 - жетіспеушілік салдарынан майысу мен іргетастың бұрылуының әсерлері ескерілмейді;
 - қабырғаның тұрақты диаметрі мен қалыңдығы немесе түтін мұржасы бойынша қабырғаның диаметрінің және/немесе қалыңдығының сызықтық азаюы.
- 2-тәртіптің сәттерінің есептік мәнін мына жолмен есептеуге болады:
- үздіксіз вертикаль арматурасы бар мұржа діңгегінің қабырғасы үшін:

$$M^{\text{II}}(z) = M^{\text{I}}(z) + M^{\text{I}}(0) \frac{(85-0,14 \cdot h) \alpha^2}{100} \left(1 + 2,4 \frac{z}{h}\right) \left(1 - \frac{z}{h}\right)^{2,4} \quad (\text{A.2})$$

- (А.4) формуласы бойынша анықталған, 0,6 аспайтын, α мәні бар үздіксіз вертикаль арматурасы жоқ мұржа діңгегінің қабырғасы үшін:

$$M^{\text{II}}(z) = (1 + k \cdot \alpha^2) \cdot M^{\text{I}}(z) \quad (\text{A.3})$$

мұнда:

$M^{\text{II}}(z)$ – z биіктікте 2-тәртіптің майысатын сәттерінің есептік мәні;

$M^{\text{I}}(0)$ – түтін мұржасының негіздемесіндегі 1-тәртіптің майысатын сәттерінің есептік мәні;

$M^{\text{I}}(z)$ – z биіктікте 1-тәртіптің майысатын сәттерінің есептік мәні;

z – қарастыратын көлденең қиысудың іргетастың жоғарғы дәрежесінің үстіндегі биіктік;

h – іргетастың жоғарғы дәрежесінің үстіндегі түтін мұржасының биіктігі;

$$\alpha = h \sqrt{\frac{N}{E_{cm} \cdot I}}; \quad (A.4)$$

$k = 0,5$, егер горизонталь жіктер ауыртпалық орталығынан терең ашылмаса;

$k = 0,75$, егер горизонталь жіктер ауыртпалық орталығынан терең ашылса;

N - түтін мұржасының негіздемесіндегі осьтік күшейтудің есептік мәні;

E_{cm} – бетон серпінділігінің модулі;

I - арматураның есебісіз түтін мұржасының негіздемесінде жарылыссыз көлденең қиысу ауданының инерция сәті:

$$I = \pi \cdot d_m^3 \cdot \frac{t}{8} \quad (A.5)$$

d_m – түтін мұржасының негіздемесіндегі дінгек қабықшасының орташа диаметрі;

t – түтін мұржасының негіздемесіндегі қабырғаның қалыңдығы.

A.3 Іргетасты бұру түтін мұржасы дінгегінің қабықшасында 2-тәртіптің сәттерін шақырады.

Бұрылыстың θ бұрышын анықтау үшін (A.6) немесе (A.7) формулалары қолданылады:

- оны көтеру жоқ болғанда сақиналық ростверк үшін:

$$\theta = M^{\text{II}} \cdot 0,54 \frac{(1 - \nu^2)}{(E_{\text{soil}} \cdot R^3)} \quad (A.6)$$

- қадалардың аяғына тірелген іргетастар үшін:

$$\theta = \frac{M^{\text{II}}}{\beta_p \Sigma x_p^2 \cdot k_p}; \quad (A.7)$$

мұнда:

M^{II} – іргетас табанына қатысты іргетасқа әрекет ететін 2-тәртіптің майысатын сәттерінің есептік мәні;

R – сақиналық ростверктің радиусы;

E_{soil} – топырақ серпінділігінің модулі;

ν – Пуассон коэффициенті; $\nu = 0,5$;

β_p – бұтақта қаданың өзара ықпал ету коэффициенті:

$$\beta_p = \frac{1}{1 + 6 \cdot \left(\frac{d_p}{s_p}\right)} \quad (A.8)$$

x_p – қада мен айналу осыіне дейінгі қашықтық;

k_p – қаданың тіреу соңындағы тұрақты серпінділік;

d_p – қаданың диаметрі;

s_p – қадалар арасындағы минималдық қашықтық.

Б ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Түтін мұржасын есептеудің мысалдары**Б.1 1-МЫСАЛ (модалдық талдау)**

Берілгені:

- Түтін мұржасы – жауапкершіліктің III класының имараты.
- Қызметінің есептік мерзімі 50 жыл.
- Ғимараттың III класы үшін ҚР НТҚ-08-06-2013 5-кестесі бойынша жауапкершіліктің коэффициенті $\gamma_I = 1,25$;
- Құбыр негіздемесінің диаметрі 6 м, үстінің диаметрі 4 м, биіктігі 60 м, қабырғасының қалыңдығы $0,6 \div 0,4$ м.
- Түтін өтетін мұржаның діңгегі – темірбетон.
- Дұрыс С30/37 класының бетоны ($f_{ck} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $E_{cm} = 33000$ МПа, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$).
- St 500 класының арматурасы ($f_{yk} = 500$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).
- Жылумен оқшаулау қалыңдығы 0,125 м диатомдық кірпішпен, арнайы қалауы – қалыңдығы 0,25 м қышқыл төзімді кірпіштен жасалған.
- Жүргізілген газ жолы – жерастылық, бөлінетін газдардың температурасы – 200°C .
- Құрылыс алаңының топырақтың жағдайының типі сейсмикалық қасиет бойынша – III.
- Жазық рельефті.
- Желдік жүктеме бойынша алаң ҚНЖЕ 2.01.07-85 «Жүктемелер мен әсер етулер» сәйкес IV желдік ауданда орналасқан.
- Бұдырлық бойынша жергіліктің типі – IV.

Сейсмикалық әсер етуге есептеу

Сейсмикалық әсер ету кезіндегі есептік жағдай үшін әсер етудің үйлесімділігі ҚР ҚН ЕН 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес алынған және мысал үшін төмендегідей болады:

$$G_k \text{ “+” } A_{Ed},$$

мұнда:

G_k — тұрақты әсер етудің сипаттамалық мәні (құбырдың өзіндік салмағының сипаттамалық мәні);

A_{Ed} — сейсмикалық әсер етудің есептік мәні.

Топырақты жылдамдатудың есептік мәндерін анықтау

ЖСА-1₍₄₇₅₎ картасы бойынша анықталған $\alpha_{gR(475)}$ мәні $0,2g$ құрайды;

ҚР НТҚ 08-06.1-2013

ЖСА-1₂₄₇₅ картасы бойынша анықталған $\alpha_{gR(2475)}$ мәні 0,3g құрайды;

$$a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2g \times 1,25 = 0,25g.$$

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \times 0,3g \times 1,25 = 0,25g$$

Топырақтың жағдайдың ІА типі кезінде сейсикалық әсер етудің горизонталь компоненттерін үшін жылдамдатудың есептік $a_g = 0,25g$ мәнін; тұтқыр демпфирлеудің $\zeta = 5\%$ коэффициенті кезінде демпфирлеу бойынша түзетудің $\eta = 1,0$ коэффициентін қабылдаймыз.

Реакцияның есептік спектрлерін соғу

Сейсмикалық әсер етудің горизонталь компоненттері үшін $S_d(T)$ есептік спектр келесі теңдеулер арқылы анықталады (ҚР НТҚ-08-01-2012):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ бірақ мынадан кем емес : } a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \text{ бірақ мынадан кем емес : } \beta \cdot a_g,$$

мұнда:

S, S_T, T_B және T_C — ҚР НТҚ-08-01-2012 3.4, 3.5 және 3.6-кестелерінде анықталған;

$S_d(T)$ — сейсмикалық әсер етудің горизонталь компонентіне арналған есептік спектр;

q — жүріс коэффициенті;

β — $0,2 \cdot S$ тең етіп қабылданатын горизонталь компоненттерге арналған есептік спектрдің төменгі шекарасының көрсеткіші:

$$S = 2,8 - 5 \cdot 0,3 = 1,3; \beta = 0,2 \cdot 1,3 = 0,26.$$

Сейсмикалық әсер етудің вертикаль компоненттері үшін $S_{dv}(T)$ есептік спектр келесі теңдеулер арқылы анықталады (ҚР НТҚ-08-01-2012):

$$0 \leq T \leq T_{Bv}: \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{Bv}} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ бірақ мынадан кем емес : } a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_{Bv} \leq T \leq T_{Cv}: \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_{Cv} \leq T \leq T_{Dv}: \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv}}{T} \right]^k, \text{ бірақ мынадан кем емес : } \beta \cdot a_{vg},$$

$$T_{Dv} \leq T: \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \right]^k, \text{ бірақ мынадан кем емес: } \beta \cdot a_{vg},$$

мұнда:

a_{vg} , T_{Bv} , T_{Cv} және T_{Dv} — ҚР НТҚ-08-01-2012 3.11-кестесінде анықталған;

$S_{vd}(T)$ — сейсмикалық әсер етудің вертикаль компонентіне арналған есептік спектр;

q — жүріс коэффициенті;

β — $0,2 \cdot S$ тең етіп қабылданатын вертикаль компоненттерге арналған есептік спектрдің төменгі шекарасының көрсеткіші;

k — 3.11-кесте бойынша экспоненттердің мәні (ҚР НТҚ-08-01-2012).

Б.1-кесте – Сейсмикалық әсер етуді күшейтудің топографиялық әсерлерін сипаттайтын S_T коэффициенттерінің мәндері (3.4-кесте ҚР НТҚ-08-01-2012)

Рельефтің санаты	Рельефтің сипаттамасы	Алаңның орналасуы	S_T
1	Баурайының құламасы 15° аз жазық беттер мен қыраттар	—	1,0

Б.2-кесте — T_B және T_C мәндері (3.5-кесте ҚР НТҚ-08-01-2012)

Сейсмикалық қасиеттер бойынша топырақтық жағдайлардың типі	T_B , с	T_C , с
III	0,375	0,96

Б.3-кесте — S коэффициенттерінің мәндері (3.6-кесте ҚР НТҚ-08-01-2012)

Сейсмикалық қасиеттер бойынша топырақтық жағдайлардың типі	a_g шамасына байланысты S мәндері
III	$1,2 \leq (2,8 - 5 \cdot a_g/g) \leq 2,4$

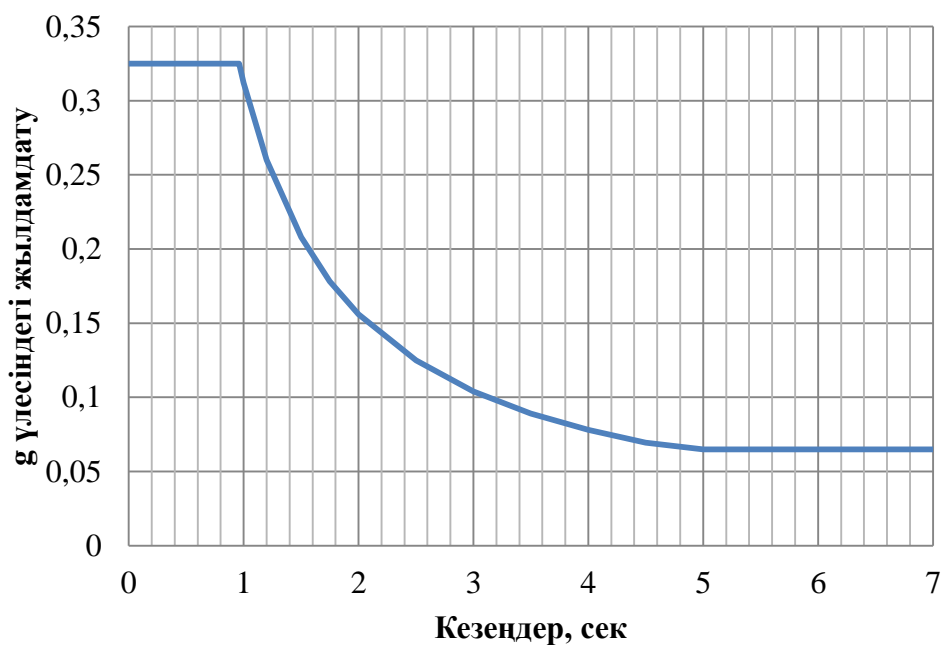
Б.4-кесте — Сейсмикалық әсер етудің вертикаль компонентіне арналған серпінді реакциялардың спектрлерін сипаттайтын параметрлердің мәндері (3.11-кесте ҚР НТҚ-08-01-2012)

Сейсмикалық қасиеттер бойынша топырақтық жағдайлардың типі	Төмендегілер кезіндегі a_{vg}/a_g			T_{Bv} , с	T_{Cv} , с	T_{Dv} , с	k
	$a_g \leq 0,12g$	$0,12g < a_g \leq 0,4g$	$a_g > 0,4g$				
III	0,7	0,8	0,9	0,10	0,30	2,1	0,4

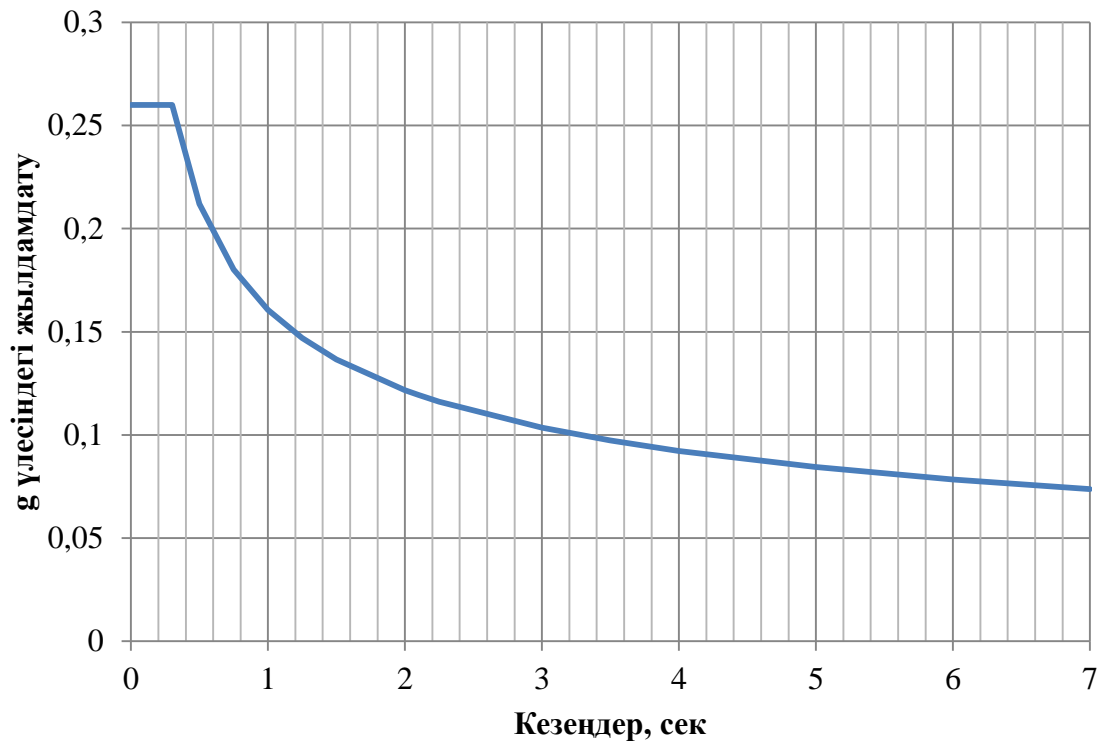
Төменде жылдамдатуағы реакция спектрлері берілген.

Б.5-кесте — Үдеулердергі реакция спектрлары

Параметрлері	Мәндері	T_h	S_d	T_v	$[]^k$	S_{dv}
$a_g =$	0,25	0	0,325	0		0,26
$S =$	1,3	0,375	0,325	0,1		0,26
$T_b =$	0,375	0,96	0,325	0,3		0,26
$T_c =$	0,96	1	0,312	0,5	0,815193	0,21195
$q =$	2,5	1,2	0,26	0,75	0,693145	0,180218
$a_{vg} =$	0,2	1,5	0,208	1	0,617801	0,160628
$T_{bv} =$	0,1	1,75	0,17828571	1,25	0,565047	0,146912
$T_{cv} =$	0,3	2	0,156	1,5	0,525306	0,136579
$T_{dv} =$	2,1	2,5	0,1248	2	0,468205	0,121733
$k =$	0,4	3	0,104	2,1	0,459157	0,119381
$v_s =$	250	3,5	0,08914286	2,25	0,446658	0,116131
$q_v =$	1,5	4	0,078	3	0,398107	0,103508
$\beta =$	0,26	4,5	0,06933333	3,5	0,374301	0,097318
$h =$	1	5	0,065	4	0,354833	0,092257
		7	0,065	5	0,324534	0,084379
				6	0,301709	0,078444
				7	0,283667	0,073753



Б.1-сурет – Горизонталь компонент реакциясының есептік спектрі



Б.2-сурет – Вертикаль компонент реакциясының есептік спектрі

Өзіндік салмақ, тұрақты жүктемелер

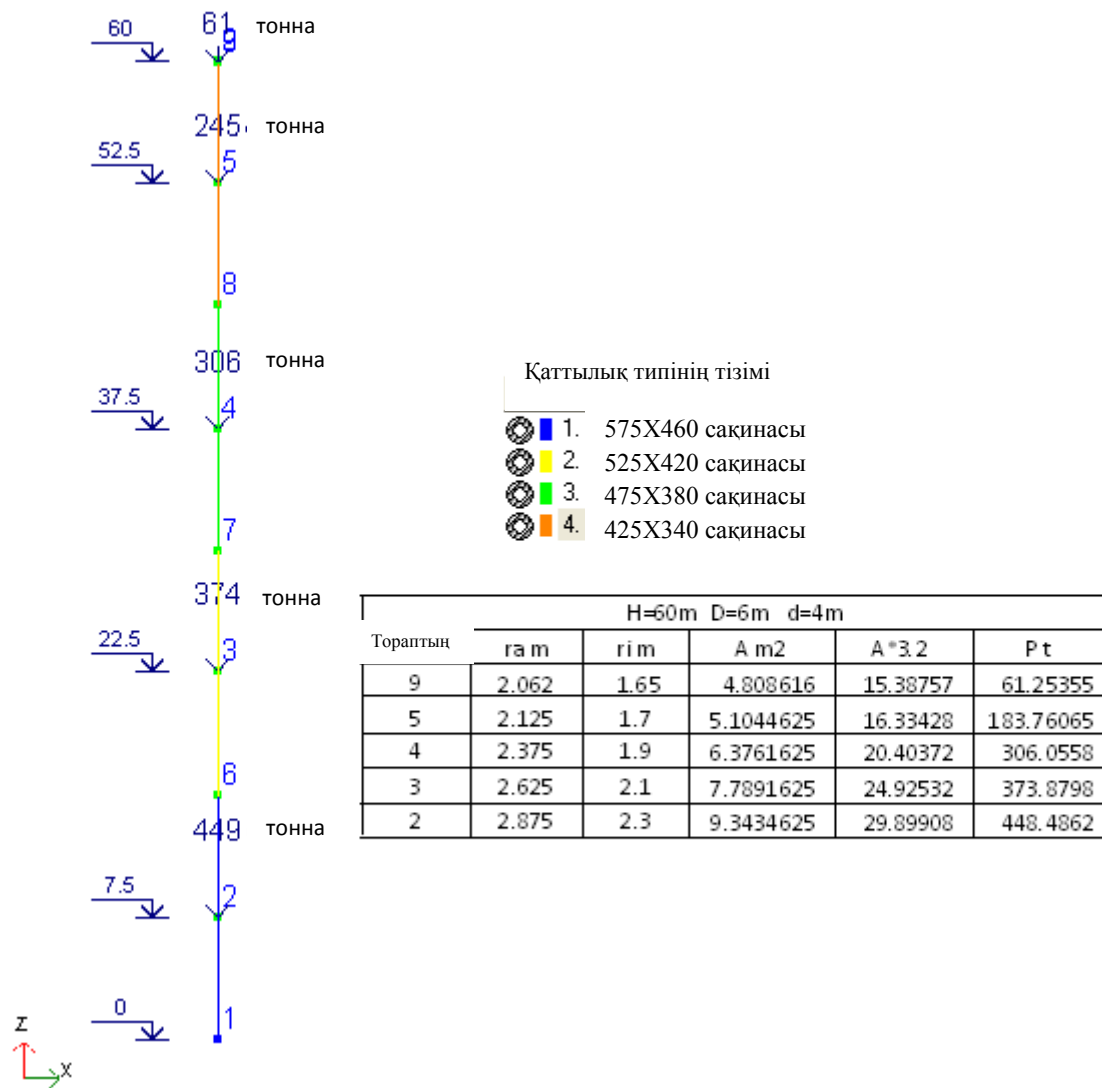
Конструкция материалдарының салыстырмалық салмақтары
 ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (А қосымшасы) бойынша қабылданған:

- Мұржаның дінгегі $\gamma = 24,0 + 1,0 + 1,0 = 26,0 \text{ кН/м}^3$.
- Жылумен оқшаулау – диатомдық кірпіш $\gamma = 4,5 \text{ кН/м}^3$.
- Арнайы қалау – қышқылға төзімді кірпіш $\gamma = 22,0 \text{ кН/м}^3$.

Есептеу жүктеуге арналған Лира есептік кешенімен орындалды:

1. 1-жүктеу – өзіндік салмақ.
2. 2-жүктеу – Х бойынша сейсмика.
3. 3-жүктеу – Z бойынша сейсмика.

Өзіндік тербелістің 12 формасы қарастырылды.



Б.3-сурет – Есептік схема

Б.6-кесте — Негізгі схемаға жиынтықтық тораптық жүктемелер

	X	Y	Z	UX	UY	UZ
1–	0,0	0,0	1,374+3	0,0	0,0	0,0
2– 1	4,088+1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2– 3	1,705+1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2– 5	7,479	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2– 9	1,618	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2– 11	1,335+1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3– 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3– 7	0,0	0,0	6,916+1	0,0	0,0	0,0
3– 12	0,0	0,0	1,239+1	0,0	0,0	0,0

Б.7-кесте — Өзіндік мәндері, жиіліктері, тербеліс кезеңдері

=====							
:p/c: ӨЗІНДІК : ЖИІЛІКТЕР : КЕЗЕҢДЕР : КОЭФФИЦИЕНТ: ТАРАТУ							
: №	: МӨНІ	: -----	: -----	: -----	: МОДАЛЫ	: МАССАСЫ	
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	

1	0,141229	7,08	1,13	0,8869	8,007246	50,9	50,9
2	0,141229	7,08	1,13	0,8869	0,000000	0,0	50,9
3	0,029629	33,75	5,37	0,1861	-5,170827	21,2	72,1
4	0,029629	33,75	5,37	0,1861	0,000000	0,0	72,1
5	0,011065	90,38	14,39	0,0695	3,424761	9,3	81,4
6	0,011065	90,38	14,39	0,0695	0,000000	0,0	81,4
7	0,009929	100,72	16,04	0,0624	0,000000	0,0	81,4
8	0,005479	182,50	29,06	0,0344	0,000000	0,0	81,4
9	0,005479	182,50	29,06	0,0344	-1,592978	2,0	83,4
10	0,004218	237,06	37,75	0,0265	0,000000	0,0	83,4
11	0,004218	237,06	37,75	0,0265	4,575483	16,6	100,0
12	0,004022	248,64	39,59	0,0253	0,000000	0,0	100,0

Б.8-кесте — кН және кНм күшейтулер

Тораптар	1	2	3	4	5
1 ЖҮКТЕУ					
N	-13740,0	-13740,0	-9250,00	-5510,00	-2450,00
2 ЖҮКТЕУ - S1					
M_Y	-17798,9	-14592,4	-8612,84	-3761,36	-553,514
Q_Z	468,923	468,923	428,154	342,353	216,681
3 ЖҮКТЕУ - S1					
N	-702,660	-702,660	-623,175	-452,686	-238,731

Кездейсоқ эксцентрисеттер кезіндегі айналу сәттері

M_{ai} айналу сәттері ҚР ҚН ЕН 1998-1:2004/2012 (4.3.2 және 4.3.3.3 тармақтары) әдістемесі бойынша есептелінген.

Б.9-кесте — Инерциялық күштер

Тораптың №	X_1 (кН)	X_3 (кН)	X_5 (кН)	X_9 (кН)	X_{11} (кН)	Сумма квадр.	X (кН)
2	9,21278	25,92918	39,0335	17,04482	171,4447	31964,6301	178,78655
3	62,77724	118,0353	87,80125	5,20301	55,02676	28637,3785	169,22582
4	133,6733	99,62721	-62,1266	18,17346	26,00956	32660,6147	180,72248
5	144,1249	-37,3272	-9,9716	27,08775	16,27385	23263,3348	152,52323
9	59,04732	-35,7731	20,05337	14,98124	7,33865	5446,73173	73,801976

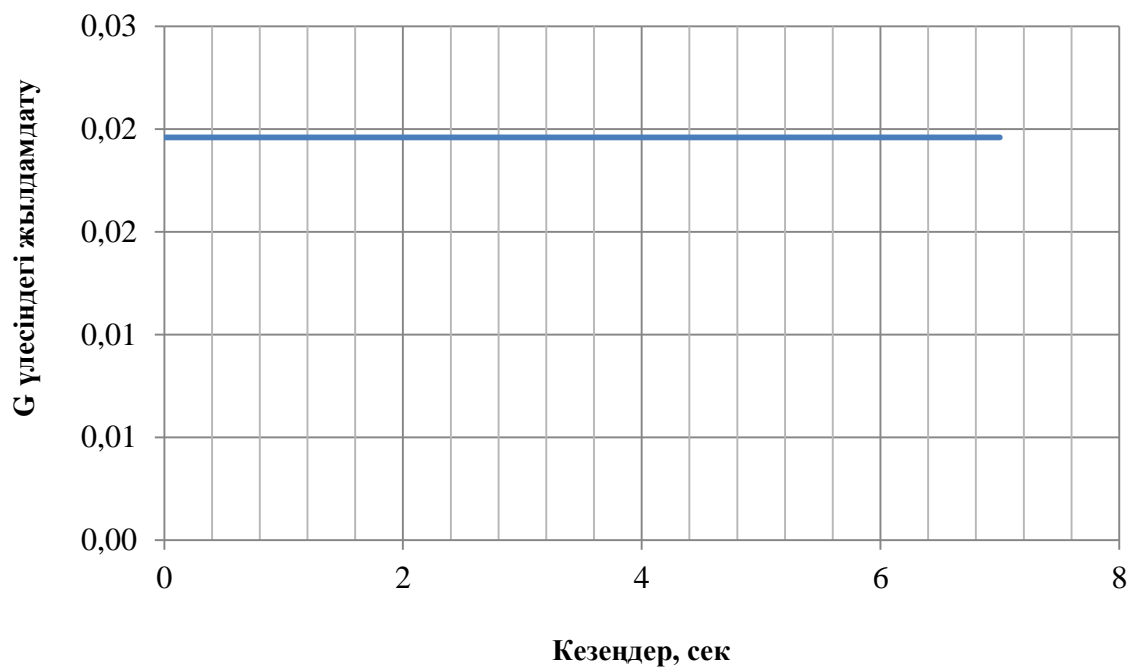
Б.10-кесте — Сәттер

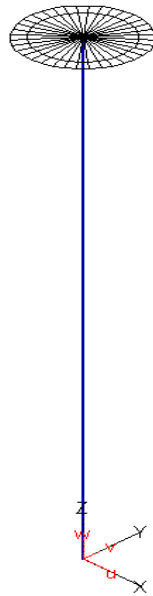
Тораптың №	D , м	e	M_e , кНм	M_k , кНм
2	5,75	0,2875	51,40113	186,3
3	5,25	0,2625	44,42178	134,9
4	4,75	0,2375	42,92159	90,5
5	4,25	0,2125	32,41119	47,6
9	4,12	0,206	15,20321	15,2

Айналатын компоненттерді есепке алу

Есептеу келесі жүктелуге:

- 1-жүктелу – өзіндік салмақ;
- 2-жүктелу – Z осыіне қатысты сейсмика STARK есептеу кешенімен орындалған. Өзіндік тербелістің 6 формасы қарастырылды.

**Б.4-сурет – Айналатын компоненттің реакциясының есептік спектрі**



Б.5-сурет – Есептік схема

Б.11-кесте — Статикалық есептеудің хаттамасы (MicroFe-14052001)

Жүйе				
Элементтер	Тораптар	Теңдеулер	Қаттылықтар	Жадыны тұтыну
73	74	438	17368	135 Kbyte
Жүктеме/ Тіреу реакциялары				
Lfn	P_x / A_x [kN]	P_y / A_y [kN]	P_z / A_z [kN]	
1	0,00 / 0,00	0,00 / -0,00	-13691,39 / 13691,39	
2	0,00 / 0,00	0,00 / -0,00	0,00 / -0,00	

*** Есептеу табысты аяқталды ***

Б.12-кесте — M_r бұру сәттері

Сырықтардағы күшейту (статикалық есептеу)								
Элем	Қиыс	Қиысу [м]	N_r [кН]	Q_s [кН]	Q_t [кН]	M_r [кНм]	M_s [кНм]	M_t [кНм]
73	1	0,00	-2996,86	0,00	0,00	-1471,93	-0,00	-0,00
		30,00	-2996,83	0,00	0,00	-1471,93	0,00	0,00

Желдік әсер етуге есептеу

Желдік әсер етуге есептеу ҚР ҚН ЕН 1991-1-4:2005/2011 сәйкес орындалған.

Базалық жылдамдықтың $v_{b,0}$ негізгі мәні төмендегіге тең:

$$v_{b,0} = v_0 * \gamma,$$

мұнда:

$$v_0 = 40,49 \cdot \sqrt{w_0},$$

w_0 — ҚНЖЕ 2.01.07-85 бойынша желдің нормативтік қысымы;

γ — өтпелі коэффициент = 1,17.

IV желдік аудан үшін желдің базалық жылдамдығының негізгі мәні төмендегіге тең:

$$v_{b,0} = 40,49 \times (0,48)^{0,5} \times 1,17 = 32,81 \text{ м/сек.}$$

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0},$$

мұнда:

c_{dir} — 1-бағыттың коэффициенті;

c_{season} — 1-маусымдық коэффициент.

Жер деңгейінің үстіндегі z биіктіктегі желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ төмендегіге тең:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b,$$

мұнда:

$c_r(z)$ — жердің типін ескеретін коэффициент;

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right).$$

Бұдырлық параметріне тәуелді жердің k_r коэффициенті келесі формула бойынша анықталады:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07},$$

$z_{0,II} = 0,5$, бұдырлық бойынша жердің IV типі үшін $z_0 = 1$ м.

$$k_r = 0,19 (1/0,5)^{0,07} = 0,199.$$

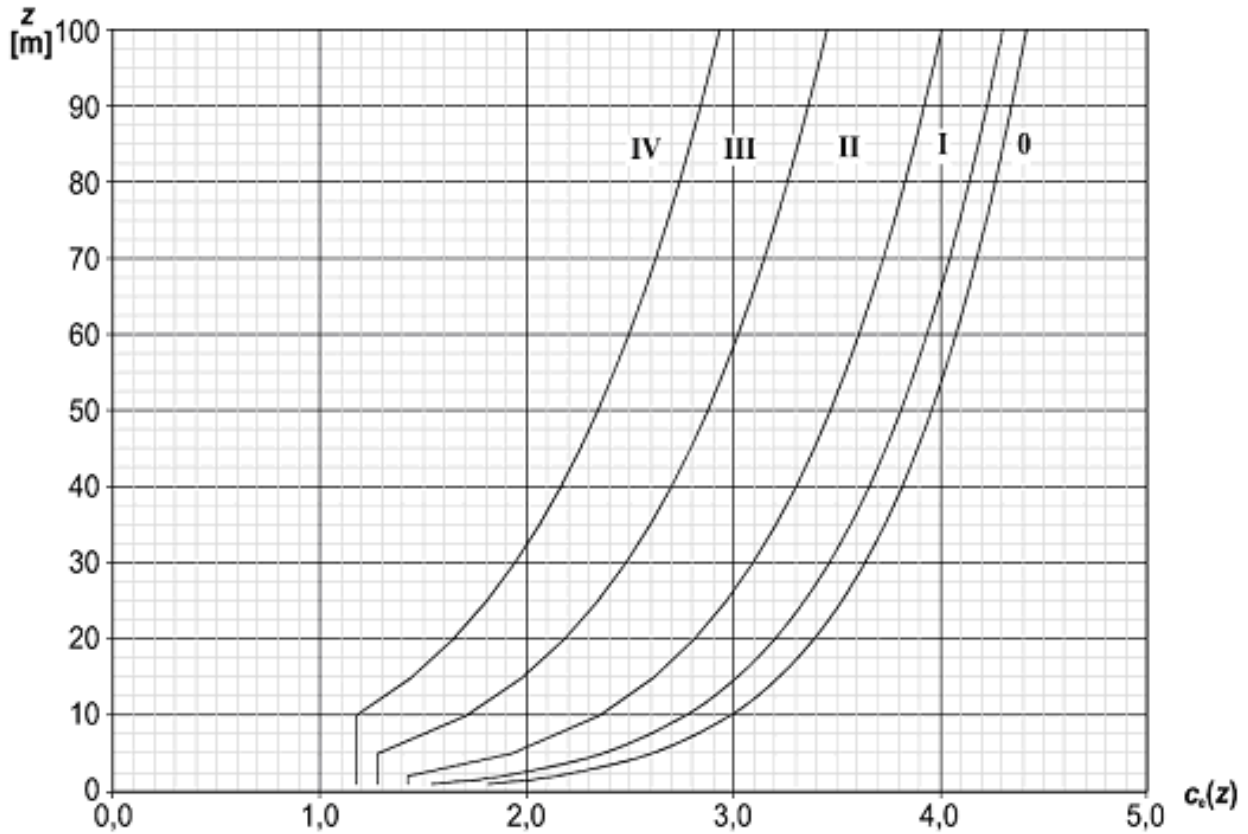
$$c_r = 0,199 \cdot \ln(z),$$

$c_0(z)$ — мысал шарты бойынша орографиялық коэффициент 1-ге тең.

z биіктіктегі жылдамдықтың қарқынының $q_p(z)$ шындық мәні:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = c_e(z) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2.$$

Ауаның ρ тығыздығы $1,25 \text{ кг/м}^3$ тең.



Б.6-сурет – $c_e(z)$ экспозиция коэффициенті

Б.13 -кесте — Шындық жылдамдықтың қарқын $q_p(z)$

Тораптың №	z , м	c_r	v_m	$v_m \cdot v_m$	q_b , кН/м ²	c_e	q_p , кН/м ²
2	7,5	0,400966	13,15568	173,0720387	1,0817	1,2	1,2980
3	22,5	0,61959	20,32873	413,2573863	2,5828	1,8	4,6491
4	37,5	0,721244	23,66401	559,9853965	3,4999	2,15	7,5248
5	52,5	0,788202	25,8609	668,7862387	4,1799	2,4	1,0031
9	60	0,814775	26,73275	714,6401136	4,4665	2,5	1,1166

Конструкцияға әсер ететін F_w желдік жүктеме:

ҚР НТҚ 08-06.1-2013

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\text{ref}}$$

мұнда:

$c_s \cdot c_d$ — конструкциондық коэффициент =1,05;

c_f — күшейту коэффициенті;

A_{ref} — базалық аудан.

Дөңгелек цилиндрге арналған сыртқы қысымның c_{pe} аэродинамикалық коэффициенті төмендегі формула бойынша анықталатын Рейнольдс санына Re байланысты болады:

$$Re = \frac{b \cdot v_m}{\nu},$$

мұнда:

b — диаметр;

ν — ауаның кинематикалық тұтқырлығы ($\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$).

Б.14 -кесте — Рейнольдс санын анықтау

Тораптың №	D , м	v_m	Re
2	5,75	65,62	5043012
3	5,25	98,43	7115057
4	4,75	131,24	7493603
5	4,25	164,05	7327255
9	4,124	295,29	7349725

Дөңгелек цилиндр үшін сыртқы қысымның коэффициенті c_{pe} төмендегіге тең:

$$c_{pe} = c_{p,0} \cdot \psi_{\lambda,0},$$

мұнда:

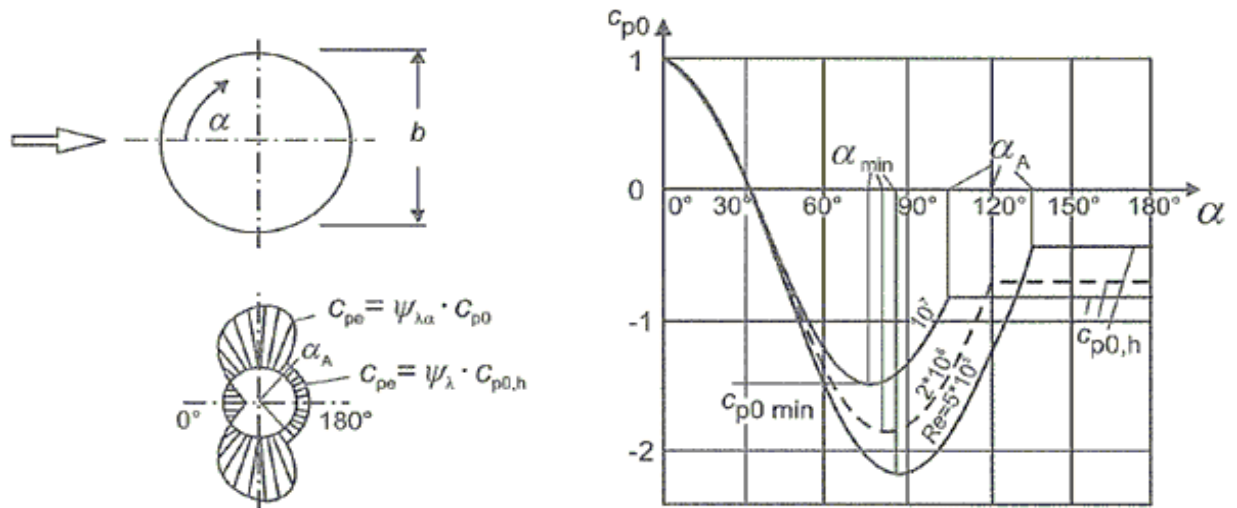
$c_{p,0}$ — соңы жоқ икемділікті цилиндр үшін сыртқы қысымның коэффициенті;

$\psi_{\lambda,0}$ — дөңгелек цилиндр үшін соңғы әсерді ескеретін коэффициент.

Б.15-кесте — Бос аяқ жақтың айналып ағуы жоқ дөңгелек цилиндрдің көлденең қиысуына арналған Re , α_{\min} , $c_{p0, \min}$, α_A және $c_{p0, h}$ мәндері

Re	α_{\min}	$c_{p0, \min}$	α_A	$c_{p0, h}$
10^7	75°	-1,5	105°	-0,8

мұнда α_{\min} — минималдық қысымның күйі; $c_{p0, \min}$ — қысымның минималдық коэффициентінің мәні; α_A — ағыс үзілуінің күйі; $c_{p0, h}$ қысымның негізі коэффициенті



Б.7-сурет – Бос жағының ағынсыз айналмалы цилиндрдің колденең қимасы бойынша қысымды болу

$0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min} = 75^\circ$ кезінде $\psi_{\lambda,0} = 1$

$\alpha_{\min} = 75^\circ < \alpha < \alpha_A = 105^\circ$ кезінде $\psi_{\lambda,0} = \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos(0,5x(\alpha - \alpha_{\min}) / (\alpha_A - \alpha_{\min}))$

$\alpha_A = 105^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$ кезінде $\psi_{\lambda,0} = \psi_\lambda = 0,7$

мұнда:

ψ_λ - соңғы әсерді ескеретін коэффициент

Б.16-кесте — F_w желден болатын тораптық жүктемелер

Тораптың №	D , м	H , м	q_p , кН/м ²	F_w , Н
2	5,75	15	0,8625	62116,17188
3	5,25	15	0,7875	51783,04688
4	4,75	15	0,7125	42389,29688
5	4,25	11,25	0,4781	19088,39355
9	4,124	3,75	0,1546	1997,037979

Б.17-кесте — F_w желден және F_s горизонталь сейсмикалық әсер етуден болатын тораптық жүктемелер

Тораптың №	F_w , кН	F_s , кН
2	62,11617188	76,5783232
3	51,78304688	69,91933857
4	42,38929688	63,26035395
5	19,08839355	42,45102699
9	19,97037979	13,7308263
Сомасы =	177,373947	265,939869

Мұржаларды арматуралау

Темірбетон мұржаны арматуралауды есептеу ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004 және НТҚ-02-01-2011 талаптарына сәйкес орындалды.

Б.18-кесте — Мұржадағы есептік күшейту

Тораптың №	N_1 , кН	N_3 , кН	V , кНм	M_y , кНм	$M_{ке}$, кНм	$M_{вр}$, кНм
1	13478,94	689,3487	459,9909	17461,8	182,7603	1472
2	13478,94	689,3487	459,9909	14314,752	132,3369	1472
3	9074,25	611,3592	420,0642	8449,196	88,7805	1472
4	5405,31	444,0987	335,8944	3689,8942	46,6956	1472
5	2403,45	234,0666	212,5827	542,99331	14,9112	1472

мұнда:

N_1, N_3 — 1 және 3-жүктеуден болатын дұрыс күштер;

V — көлденең күштер;

M_y — майысу сәттері;

$M_{ке}$ — кездейсоқ эксцентрисеттет болатын айналу сәттері;

$M_{вр}$ — сейсмикалық әсер етудің айналатын компоненттерінен болатын айналу сәттері.

Түтін мұржаларын арматуралаудың минималдық пайызы ҚР ҚН ЕН 1998-6: 2005/2012 сәйкес вертикаль арматуралау үшін 0,3%, горизонталь арматуралау үшін - 0,2% құрайды.

Деформацияланбаған схема бойынша конструкцияларды есептеу кезінде элемент майысуының ықпалы сәттерді төмендегі формула бойынша η_v және η_h коэффициенттеріне көбейту жолымен ескеріледі:

$$M = M_v \cdot \eta_v + M_h \cdot \eta_h + M_t,$$

мұнда:

M_v — аяқ жақтың елеулі горизонталь жылжуын тудырмайтын вертикаль жүктемелерден болатын сәт;

M_h — аяқ жақта горизонталь жылжуды тудыратын жүктемелерден болатын сәт;

M_t — элемент қаттылығынан, мысалы – температуралық әсер етуге байланысты емес аяқ жақтың күштелген горизонталь жылжуынан болатын сәт.

Деформацияланбаған схема бойынша конструкцияларды есептеу кезіндегі $\eta_{v(h)}$ коэффициентінің мәні төмендегі формула бойынша анықталады:

$$\eta_{v(h)} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crit}}}$$

мұнда:

N_{crit} – төмендегі формула бойынша анықталатын шартты қауіпті күш:

$$N_{\text{crit}} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}$$

$l_0 - \eta_v$ және η_h коэффициенттері үшін анықталатын элементтік есептік ұзындығы;
 D — төмендегі формула бойынша анықталатын шекті сатыда тұрған темірбетон элементтің қаттылығы:

$$D = \frac{0,15 \cdot E_{\text{cm}} \cdot I_c}{\varphi_1 \cdot (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s$$

мұнда:

I_c және I_s — сәйкесінше бетондық қиысу мен бетондық қиысудың ауыртпалық орталығына қатысты бүкіл арматураның қиысуының инерция сәті;

E_{cm} — осы Құралдың 3-кестесі бойынша анықталатын 28 тәулік жасындағы бетонның серпінділік модулі;

φ_1 — жүктеменің ұзақ әрекетінің элемент майысуына ықпалын ескеретін және төмендегіге тең келетін коэффициент:

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{11}}{M_1}$$

бірақ 2 аспайды;

$$\delta_e = \frac{e_0}{D_{\text{cir}}}$$

M_1 және M_{11} — майысудың жазықтығына дұрыс және арматураның ең үлкен созылған немесе ең кіші қысылған (толық қысылған қиысу кезінде) сырығының орталығы арқылы өтетін, сәйкесінше жүктемелердің негізгі қиысуының әрекетінен және жүктеменің квазитұрақты (ұзақ) қиысуының әрекетінен болатын оське қатысты сыртқы күштердің сәті.

M_1 және M_{11} бүкіл арматураның ауыртпалық орталығы арқылы өтетін оське қатысты анықтауға жол беріледі.

Б.19-кесте — Сәттер

Тораптың №	M_y , кНм	η	$M_{y \text{ расч}}$, кНм
1	17461,8	1,0124	17678,319
2	14314,75	1,01793	14571,417
3	8449,196	1,018293	8603,7533
4	3689,894	1,017201	3753,3635
5	542,9933	1,008632	547,68057

Б.20 -кесте — Конструкцияны деформацияланбаған схема бойынша есептеу кезіндегі элементтің майысуының ықпалын есепке алу

Тораптың №	D , м	N_1 , кН	N_3 , кН	N , кН	M_y , кНм	e_0 , м	δ_e	M_1 , кНм	M_{1L} , кНм	φ
2	5,75	13478,94	689,3487	14168,29	17461,8	1,23245654	0,21434027	40733,83001	38751,9525	1,951345663
3	5,25	13478,94	689,3487	14168,29	14314,752	1,0103374	0,19244522	37191,75784	35382,2175	1,951345663
4	4,75	9074,25	611,3592	9685,609	8449,196	0,87234533	0,18365165	23003,32185	21551,34375	1,936879634
5	4,25	5405,31	444,0987	5849,409	3689,8942	0,63081491	0,14842704	12429,99349	11486,28375	1,924078018
9	4,124	2403,45	234,0666	2637,517	542,99331	0,20587295	0,04992069	5438,559229	4955,9139	1,911254928
Тораптың №	r_a , м	r_i , м	I_c , м ⁴	I_s , м ⁴	$E_{ст}$, кН/м ²	E_s , кН/м ²	D	N_{crit} , кН	N , кН	η
2	2,875	2,3	63,328237	0,189985	33000	200000000	2691019,25	1179216,596	14168,2887	1,012399574
3	2,625	2,1	44,011202	0,132034			1871141,79	819942,6474	14168,2887	1,017930107
4	2,375	1,9	29,491744	0,088475			1254236,94	549612,2035	9685,6092	1,018292545
5	2,125	1,7	18,900868	0,056703			804680,012	352614,3575	5849,4087	1,017200841
9	2,0625	1,65	16,773428	0,05032			716898,751	314148,2189	2637,5166	1,008632259
Тораптың №	M_y , кНм	η	M_y есептеу кНм							
2	17461,8	1,0124	17678,319							
3	14314,75	1,01793	14571,417							
4	8449,196	1,018293	8603,7533							
5	3689,894	1,017201	3753,3635							
9	542,9933	1,008632	547,68057							

Б.21 -кесте — Бойлық арматураны таңдау (Б.1-сурет бойынша)

Т о р а п т ы ң №	M_y , Нмм	N , Н	A , мм ²	f_{cd} Н/ мм ²	ν_{Ed}	D , мм	a_m	ω_{tot}	$A_{s,tot}$, мм ²	Ø20А III (дана)
1	1,77E+10	14168289	9343463	17	0,089199	5750	0,019356	0,1	36497,9	117
2	1,46E+10	14168289	7789163		0,106999	5250	0,020961	0,1	30426,42	99
3	8,6E+09	9685609	6376163		0,089355	4750	0,01671	0,1	24906,88	80
4	3,75E+09	5849409	5104463		0,067408	4250	0,010177	0,1	19939,31	64
5	5,48E+08	2637517	4808616		0,032265	4124	0,001625	0,1	18783,66	60

Вертикаль арматураны 300 мм қадамы бар екі қабатта орналастырамыз.

Горизонталь арматураны арматуралаудың минималдық пайызы бойынша (осы Құралдың 6.3.2 тармақшасы), яғни, 0.0025 кем емес етіп анықтаймыз. Мұржа биіктігі бойынша 200 мм қадаммен АІІІ класының 12 мм диаметрлі сырықтарды қабылдаймыз.

Айналу сәттерінің әрекетіне есеп жүргізу

Егер айналу сәті жарылыстардың болуына әкелетін айналатын сәттің төрттен бірінен аз болса, онда айналу ескермеуге жол беріледі:

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u},$$

мұнда:

A — бөліктің ішкі бос қуыстарының ауданынан тұратын оның сыртқы периметрінің ішіндегі қиысудың толық ауданы;

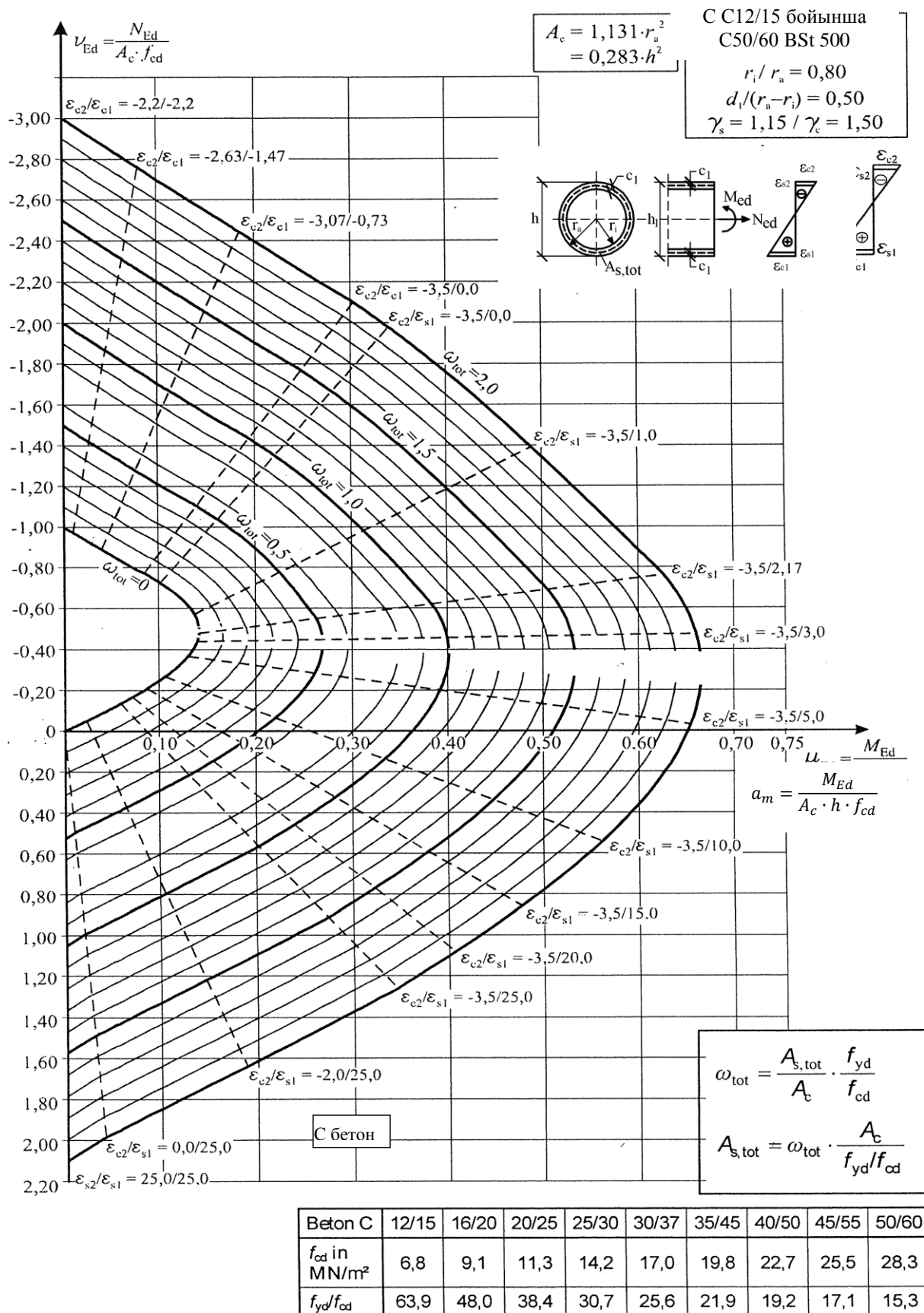
u — қиысудың сыртқы периметрі.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,0 / 1,5 = 1,33 \text{ МПа}, \alpha_{ct} = 1,0.$$

Б.22 -кесте — Айналдыру сәмі

Тораптың №	r_a , мм	u	A , мм ²	A^2	f_{cd}	f_{ctd}	T , Нмм		T_{Ed} , Нмм
1	2875	18055	51908125	2,69445E+15	17	1,33	4,602E+10	>	1,77E+10
2	2625	16485	43273125	1,87256E+15			3,503E+10	>	1,46E+10
3	2375	14915	35423125	1,2548E+15			2,594E+10	>	8,6E+09
4	2125	13345	28358125	8,04183E+14			1,858E+10	>	3,75E+09
5	2062,5	12953	26714531,25	7,13666E+14			1,699E+10	>	5,48E+08

Айналуға тексеру талап етілмейді.



Б.8-сурет – НТҚ-02-01-2011 В қосымшасындағы 9-кесте

Жарылыстарды ашу бойынша есептеу

Егер төмендегі шарт сақталса, онда жарылыстарды ашу бойынша есептеу жүргізілмейді:

$$M_{Ed} < M_{cr},$$

мұнда:

M_{Ed} – сәттің әрекетінің жазықтығына дұрыс және элементтің келтірілген көлденең қиысының ауыртпалық орталығы арқылы өтетін оське қатысты сыртқы жүктемеден болатын сәт; осы жерде $\gamma_f = 1$ жүктемесі бойынша қауіпсіздіктің жеке коэффициенті бар барлық жүктемелер (тұрақты және ауыспалы) ескеріледі;

M_{cr} – жарылыс пайда болған кезде элементтің дұрыс қиысуымен қабылданылатын сәт.

$$M_{cr} = f_{ctd,ser} W \pm N_{Ed} \cdot e_{я}; \quad W = \frac{I_{red}}{\gamma_t}; \quad e_{я} = \frac{W}{A_{red}}.$$

Б.23-кесте — Жарықшапардың пайда болуы бойынша есептердің нәтижелері

То ра пт ың №	D, мм	A, мм ²	W, мм ³	$e_{я}$	f_{ctd}	N_{ed} , Н	M_{cr} , Нмм		M_{Ed} , Нмм
1	5750	9343462,5	37308964844	3993,0	1,33	14168288,7	1,062E+11	>	3.150E+08
2	5250	7789162,5	28397988281	3645,8		14168288,7	8,942E+10	>	1.80E+09
3	4750	6376162,5	21032480469	3298,6		9685609,2	5,992E+10	>	9.50E+07
4	4250	5104462,5	15065253906	2951,3		5849408,7	3,73E+10	>	4.11E+09
5	4124	4808616	13764664655	2862,5		2637516,6	9,381E+10	>	546E+08

Жарылыстарды ашу бойынша есептеу талап етілмейді.

Тұрақтылықты тексеру

Түтін мұржасының тұрақтылығын тексеруді ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.7) теңдеуіне сәйкес жүргіземіз:

$$E_{d,dst} \leq R_{d,stab},$$

мұнда:

$E_{d,dst}$ – тұрақсыздандырушы әсер етудің әсерлерінің есептік мәні;

$R_{d,stab}$ – тұрақтандырушы әсер етудің әсерлерінің есептік мәні.

Іргетасты диаметрі 10 м және биіктігі 2 м дөңгелек қиысу етіп қабылдаймыз.

$$E_{d,dst} = M_{opp} = \sum X_i \cdot z_i = 178,8 \times 7,5 + 169,2 \times 22,5 + 180,7 \times 37,5 + 152,5 \times 52,5 + 73,8 \times 60 = 24358,5 \text{ кНм}.$$

$$R_{d,stab} = M_{уд} = (Q_{тр} + Q_{фунд}) \cdot D/2 = [(4490 + 3740 + 3060 + 2450 + 610) + (3,14 \times 10^2/4) \times 2 \times 26] \times 5 = 92160 \text{ кНм} > E_{d,dst} = 24358,5 \text{ кНм}.$$

Түтін мұржасының жалпы тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

Б.2 2-МЫСАЛ (көлденең күштің әдісі)

Берілгені:

- Түтін мұржасы – жауапкершіліктің III класының имараты.
- Қызметінің есептік мерзімі – 50 жыл.
- Мұржа негіздемесінің диаметрі – 4 м, үстінің диаметрі – 3 м, биіктігі – 40 м, қабырға қалыңдығы – 0,1 м.
- Түтін жүретін мұржаның діңгегі – темірбетон. С25/30 дұрыс класының бетоны ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ МПа, $E_{cm} = 31000$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$).
- St400 класының арматурасы ($f_{yk} = 400$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).
- Жылу оқшаулауы – 0,125 м қалыңдықты диатомдық кірпіштен, арнайы қалауы – 0,25 м қалыңдықты қышқылға төзімді кірпіштен жасалған.
- Жүргізілетін газ жолы – жерастылық, алыстататын газдардың температурасы – 200°C.
- Сейсмикалық қасиет бойынша құрылыс алаңының топырақтық жағдайының типі – III.

– IA топырақтық жағдайдың типі кезіндегі сейсмикалық әсер етудің горизонталь компоненттері үшін жылдамдатудың $a_g = 0,25g$ есептік мәнін қабылдаймыз.

Есептеу ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 әдістемесі бойынша жүргізілген.

Құбырдың салмағы:

$$Q = \cdot (D^2 - d^2) / 4 \cdot 40 \cdot 26 + \pi \cdot d_0^2 / 4 \cdot (0,125 \cdot 4,5 + 0,25 \cdot 22) \cdot 40 = \pi \cdot (4^2 - 3,6^2) / 4 \cdot 40 \cdot 26 + \pi \cdot 3,5^2 / 4 \cdot (0,125 \cdot 4,5 + 0,25 \cdot 22) \cdot 40 = 4813,8 \text{ кН.}$$

Мұржаның массасы $m = 49,1$ т.

Негізгі реңнің кезеңі

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 40^{3/4} = 0,795 \text{ с,}$$

мұнда ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4.3.3.2.2 т. бойынша:

$C_t = 0,05$;

H – мұржаның биіктігі.

$T_1 \leq 2 \cdot T_c = 0,96$ с кезіндегі түзетуші коэффициент $\lambda = 0,85$.

Сейсмикалық көлденең күштер:

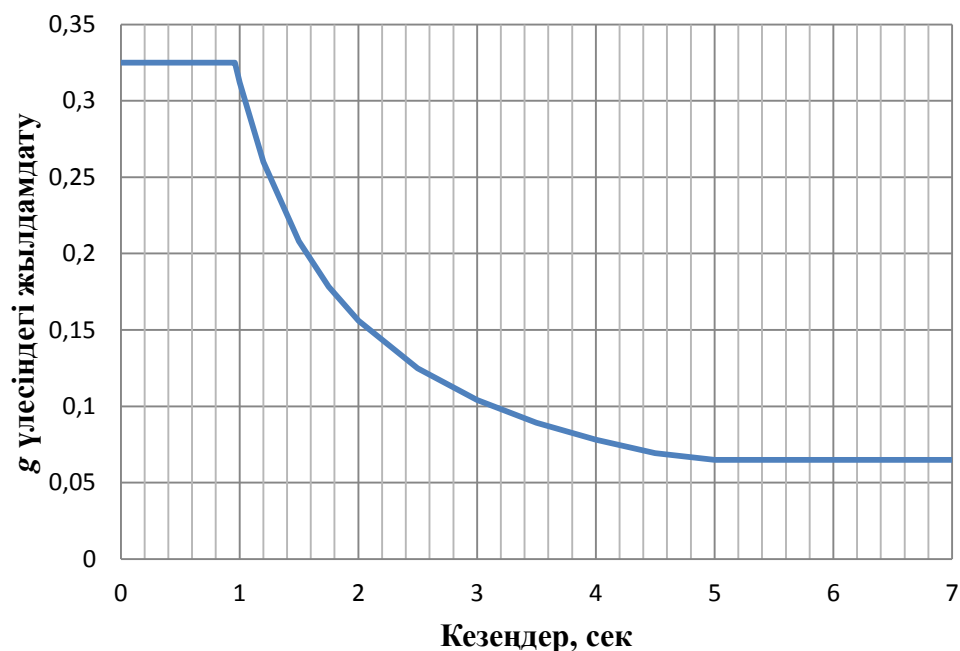
$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 0,325 \cdot 9,81 \cdot 49,1 \cdot 0,85 \cdot 9,81 = 1305,33 \text{ кН.}$$

Майыстыру сәті:

$$M_{Ed} = 1305,33 \cdot 19,01 = 24814,41 \text{ кНм.}$$

НТҚ-02-01-2011 В қосымшасындағы 9-кестеде қабылданған белгілерде (Б.1-сурет):

$N_{Ed} = 4813,8 \text{ кН}; M_{Ed} = 24814,41 \text{ кНм}.$



Б.9-сурет – Горизонталь компонент реакциясының есептік спектрі

Мұржа негіздемесіндегі қиысу үшін:

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}); A_c = 0,283 \cdot D^2 = 0,283 \cdot 4^2 = 4,528 \text{ кН};$$

$$v_{Ed} = 4813,8 / (4,528 \cdot 14,2 \cdot 1000) = 0,075;$$

$$a_m = M_{Ed} / (A_c \cdot D \cdot f_{cd}) = 24814,41 / (4,528 \cdot 4 \cdot 14,2 \cdot 1000) = 0,096; \omega_{tot} = 0,2;$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot A_c / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,2 \cdot 4,528 / (25,6 / 1000000) = 35375 \text{ мм}^2 = 113 \text{ Ø20 АІІ}.$$

Вертикаль арматураны 300 мм қадамы бар бір қабатта орналастырамыз.

Горизонталь арматураны арматуралаудың минималдық пайызы бойынша (осы Құралдың 6.3.2 тармақшасы), яғни, 0.0025 кем емес етіп анықтаймыз. Мұржа биіктігі бойынша 200 мм қадаммен АІІ класының 12 мм диаметрлі сырықтарды қабылдаймыз.

Бұрауға тексеру

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u},$$

$$T_{Ed} = 4000 \cdot 0,05 \cdot 1305,33 \cdot 1000 = 261066000 \text{ Нмм};$$

$D = 4000 \text{ мм}; A = 12560000 \text{ мм}^2; u = 12560 \text{ мм};$

$M = 0,25 \cdot 14,2 \cdot 1,33 \cdot 12560000^2 / 12560 / (14,2 + 1,33) = 3.82\text{E}+09 \text{ Н} \cdot \text{мм} > T_{Ed} = 2661\text{E}+08 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$

Бұрауға тексеру талап етілмейді.

Тұрақтылықты тексеру

Түтін мұржасының тұрақтылығын тексеруді ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.7) теңдеуіне сәйкес жүргіземіз:

$$E_{d,dst} \leq R_{d,stab},$$

мұнда:

$E_{d,dst}$ – тұрақсыздандырушы әсер етудің әсерлерінің есептік мәні;

$R_{d,stab}$ – тұрақтандырушы әсер етудің әсерлерінің есептік мәні.

Іргетасты диаметрі 8 м және биіктігі 2 м дөңгелек қиысуы етіп қабылдаймыз.

$$E_{d,dst} = M_{opp} = F_b \cdot z_1 = 1305,33 \times 19,01 = 24814,41 \text{ кНм}.$$

$$R_{d,stab} = M_{уд} = (Q_{тр} + Q_{фунд}) \cdot D/2 = [4813,8 + (3,14 \times 8^2/4) \times 2 \times 26] \times 4 = 29705,12 \text{ кНм} > E_{d,dst} = 24814,41 \text{ кНм}.$$

Түтін мұржасының жалпы тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

ӘОЖ 624.971:697.85

МСЖ 01.120; 91.060.40

Негізгі сөздер: темірбетон түтін мұржалары, сейсмикаға төзімділік, жобалау қағидаттары, түтін мұржаларын сейсмикалық әсер етуге есептеу, сенімділік, конструкциялау, түтін мұржаларын есептеудің мысалдары

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	IV
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	2
4 Основные обозначения и единицы измерения	5
5 Основные требования по проектированию	6
5.1 Общие требования	6
5.2 Основные принципы проектирования	8
5.2.1 Воздействия	9
5.2.1.1 Общие положения	9
5.2.1.2 Постоянные воздействия	9
5.2.1.3 Переменные воздействия	9
5.2.1.3.1 Ветровые воздействия	9
5.2.1.3.1.1 Общие положения	9
5.2.1.3.1.2 Ветровые нагрузки в направлении ветра	10
5.2.1.4 Случайные воздействия	10
5.2.1.4.1 Сейсмические воздействия	10
5.3 Расчет дымовых труб на сейсмическое воздействие	10
5.4 Проверка надежности дымовых труб	18
6 Конструирование железобетонных дымовых труб	24
6.1 Материалы	24
6.1.1 Бетон	24
6.1.2 Арматурная сталь	26
6.2 Расчет кольцевых сечений	28
6.3 Конструирование арматуры	32
6.4 Требования по конструированию при изготовлении дымовых труб	34
Приложение А (информационное) Определение моментов 2-го рода	45
Приложение Б (информационное) Примеры расчета дымовых труб	47

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое Пособие подготовлено Акционерным Обществом «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИИСА»).

В настоящем нормативно-техническом Пособии приведены:

- принципы и правила расчета и конструирования железобетонных дымовых труб в сейсмических районах, содержащиеся в разделе СН РК EN 1998-6:2005/2012;
- положения, развивающие принципы и правила, приведенные в разделе СН РК EN 1998-6:2005/2012;
- рекомендации и альтернативные правила, дополняющие принципы и правила, приведенные в разделе СН РК EN 1998-6:2005/2012;
- примеры, иллюстрирующие применение положений раздела СН РК EN 1998-6:2005/2012 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического Пособия, помимо положений СН РК EN 1998-6:2005/2012, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1998-6:2005/2012;
- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;
- соответствующие положения СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий;
- некоторые общепризнанные положения современных нормативных документов, дополняющие положения СН РК EN 1998-6:2005/2012 и не противоречащие им.

Номера пунктов СН РК EN 1998-6:2005/2012, текст которых идентичен пунктам нормативно-технического пособия (в том числе по смысловому содержанию), указаны в квадратных скобках рядом с номерами пунктов НТП.

Номера пунктов СН РК EN 1998-6:2005/2012, текст которых частично использован в пунктах пособия нормативно-технического пособия, указаны в квадратных скобках в конце соответствующего текста пунктов НТП.

Номера пунктов других документов СН РК EN, на которые сделаны ссылки в настоящем пособии, указаны в тексте соответствующих пунктов НТП.

Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Настоящее 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

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ
В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE SMOKESTACK IN
SEISMIC AREAS

Дата введения 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие распространяется на проектирование монолитных и сборных железобетонных дымовых труб (включая самонесущие промышленные дымовые трубы) кольцевого поперечного сечения (полым круговым) без предварительного напряжения арматуры, эксплуатируемых в сейсмических районах Республики Казахстан.

1.2 Настоящее нормативно-техническое пособие содержит основные расчетные положения и методику расчета железобетонного ствола дымовой трубы на постоянные, переменные (временные, ветровые, тепловые) и случайные (сейсмические) воздействия.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем нормативно-техническом пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:

- СТ РК EN 206-1:2011 Бетон. Определение, свойства, производство и соответствие;
- СТ РК EN 10080:2011 Арматурная сталь для бетона;
- СТ РК EN 13084-1:2011 Трубы дымовые самонесущие. Часть 1. Общие требования;
- СТ РК EN 13084-2:2011 Трубы дымовые отдельно стоящие. Часть 2. Бетонные трубы;
- EN 12446:2011 Трубы дымовые. Составные части. Элементы внешней бетонной стенки;
- СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования;
- СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания;
- СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки;
- СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые нагрузки;

НТП РК 08-06.1-2013

СН РК EN 1991-1-5:2003/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия Температурные воздействия;

СН РК EN 1991-1-6 Воздействия на конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ;

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий;

СН РК EN 1992-1-2:2008/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости;

СН РК EN 1997-1:2009/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила»;

СН РК EN 1998-1:2004/2012 Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий;

СН РК EN 1998-5:2004/2013 Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 5. Фундаменты, подпорные сооружения и геотехнические аспекты.

ПРИМЕЧАНИЕ При использовании настоящим нормативно-техническим 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 нормативно-техническим 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

3.1 В настоящем нормативно-техническом пособии применяются общие термины и определения согласно п. 1.5.1 и п. 1.5.2 СН РК 1998-1:2004/2012, а также п.п. 1.5.1 и 1.5.2 СН РК 1992-1-1:2004/2011.

3.2 В настоящем нормативно-техническом пособии применены следующие дополнительные термины с соответствующими определениями.

Арматурные каналы (reinforcement ducts): Трасса для непрерывной вертикальной арматуры.

Армированная наружная стенка (reinforced outer wall): Наружная стенка с арматурой для предупреждения повреждений бетона при транспортировке.

Ветровой щит (windshield): Несущая оболочка, предназначенная для восприятия нагрузок и защиты дымохода от ветровых воздействий; может выполнять функции дымохода.

Диссипативная конструкция (dissipative structure): Конструкция, способная к диссипации энергии в результате пластического гистерезисного поведения и/или с помощью других механизмов.

Квазипостоянное значение переменного воздействия $\psi_2 Q_k$ (quasipermanent value of 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 $\psi_2 \leq 1$.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s (safety factor for reinforcement private γ_s): Коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем $f_{yk}(f_{0,2k})$, а также отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c (safety factor for concrete private γ_c): Коэффициент, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона f_{ck} , f_{ctk} ниже характеристических значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Комбинации воздействий (combination of actions): Совокупность расчетных значений воздействий, используемых при проверке надежности сооружения по некоторым предельным состояниям при одновременном учете различных воздействий.

Коэффициент поведения (behaviour factor): Коэффициент, используемый при проектировании для уменьшения сил, полученных в результате линейного расчета, с целью учета нелинейной реакции сооружения, обусловленной особенностями материала, конструктивной системы и принятой методики проектирования.

Критические предельные состояния (ultimate limit states): Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции (сооружения).

Модальный анализ (modal analysis): Определение расчетных сейсмических нагрузок по результатам теоретического анализа, выполняемого с учетом нескольких форм собственных колебаний здания.

Надежность (reliability): Способность сооружения или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

Наружная стенка (outer wall): Конструктивный элемент дымовой трубы, который окружает внутреннюю трубу и образует наружную стенку дымовой трубы.

Недиссипативное сооружение (non-dissipative structure): Сооружение, запроектированное для определенной сейсмической расчетной ситуации без учета нелинейного поведения материала.

Несущая способность (сопротивление) (resistance): Способность конструктивного элемента или его поперечного сечения противостоять воздействиям без механического разрушения, например, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости, сопротивление растяжению.

Пластичность (plasticity): Способность к неупругому деформированию без разрушения. Пластично деформирующиеся конструкции в процессе неупругих деформаций рассеивают энергию сейсмических колебаний.

Предельные состояния (limit states): Состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (serviceability limit states): Состояния, при превышении которых не выполняются установленные требования к эксплуатационной пригодности конструкции (сооружения) или ее элементов.

Прочность (strength): Механическое свойство материала, характеризующее его способность сопротивляться воздействиям и, обычно, выражаемое в единицах механического напряжения.

Расчетное значение воздействия F_d (design value of an action F_d): Значение воздействия, полученное умножением репрезентативного значения на частный коэффициент γ .

Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} (design value of reinforcement f_{yd}): Прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением характеристического сопротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s .

Расчетное сопротивление бетона (сжатию - f_{cd} ; растяжению - f_{ctd}) (design value of concrete compressive strength f_{cd} ; of concrete tensile strength f_{ctd}): Сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по несущей способности и эксплуатационной пригодности и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c .

Репрезентативное значение воздействия F_{rep} (representative value of an action F_{rep}): Значение, применяемое при расчете по предельным состояниям. В качестве репрезентативного значения могут быть приняты характеристическое значение (F_k) или сопутствующее значение (ψF_k).

Референтное значение (reference value): Значение, которое рассматривается как наиболее близкое к истинному значению.

Сборный элемент (prefabricated element): Сборный элемент из нормального или легкого, армированного или неармированного, бетона который полностью заключают в себя дымоходы дымовых труб.

Сейсмическая расчетная ситуация (seismic design situation): Расчетная ситуация, учитывающая особые условия для сооружения при сейсмических воздействиях.

Сейсмическое воздействие A_E (seismic action A_E): Воздействие, вызванное движениями грунта во время землетрясения.

Сопротивление бетона осевому растяжению среднее f_{ctm} (mean value of tensile strength of concrete f_{ctm}): Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций.

Спектр реакций (response spectrum): График, представляющий собой совокупность абсолютных значений максимальных реакций (в ускорениях, скоростях или смещениях) колебательной системы линейно-упругих осцилляторов при заданном акселерограммой воздействии, построенный как функция собственных периодов (частот) и параметра демпфирования осцилляторов.

Характеристическое значение воздействия F_k (characteristic value of an action F_k): Определяющее репрезентативное значение воздействия, соответствующее заданной статистической обеспеченности.

Характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk}(f_{0,2k})$ (characteristic value of reinforcement $f_{yk}(f_{0,2k})$): Гарантируемое производителем значение физического либо

условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$ (characteristic value of concrete tensile strength $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$): 5 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} (characteristic value of concrete compressive strength f_{ck}): Сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, назначенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, исходя из значений параметрического ряда классов бетона по его гарантированной прочности $f_{c,cube}^G$.

Царга (side-bar): Кольцевой элемент сборной дымовой трубы, изготавливаемый в заводских условиях.

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

4.1 В настоящем нормативно-техническом пособии применены обозначения согласно п. 1.6.1 и п. 1.6.2 СН РК 1998-1:2004/2012, а также разделу 1.6 СН РК 1992-1-1:2004/2011.

4.2 В настоящем нормативно-техническом пособии применены следующие дополнительные обозначения с соответствующими определениями.

E_{eq} — эквивалентный модуль упругости;

M_i — эффективная модальная масса для i -й формы колебаний;

R^0 — отношение между максимальным моментом в пружине осциллятора при вращении с одной степенью свободы и вращательным моментом инерции вокруг оси вращения; график зависимости R^0 от периода собственных колебаний является вращательным спектром упругих реакций;

R_x^0, R_y^0, R_z^0 — вращательные спектры упругих реакций вокруг осей x, y и z , рад/с²;

$\bar{\xi}_j$ — эквивалентный модальный коэффициент демпфирования j -й формы.

4.3 В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

— силы и нагрузки:	кН, кН/м, кН/м ² ;
— плотность:	кг/м ³ ;
— масса:	кг, тонна;
— удельный вес:	кН/м ³ ;
— напряжения и прочность:	Н/мм ² (= МН/м ² или МПа), кН/м ² (= кПа);
— момент (изгибающий, крутящий):	кН·м;
— ускорение:	м/с ² , g (= 9,81 м/с ²).

5 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

5.1 Общие требования

5.1.1 Железобетонные трубы разделяются по конструктивному решению:

- монолитные железобетонные с футеровкой на консолях или без футеровки;
- монолитные железобетонные с футеровкой на консолях с принудительно или естественно вентилируемым зазором между футеровкой и стволом;
- монолитные железобетонные двухслойные;
- монолитные железобетонные с внутренними газоотводящими стволами из металла, пластмасс и других материалов;
- сборные железобетонные трубы из однослойных или многослойных царг (рисунок 1).

5.1.2 Выбор материала и конструкции дымовой трубы осуществляется в зависимости от условий эксплуатации и методов возведения, изложенных в задании на проектирование, с учетом температуры и степени агрессивности отводимых газов; исходя из условий обеспечения требуемой надежности и долговечности сооружения; унификации проектных решений; максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, а также архитектурно-композиционных соображений.

5.1.3 Расчет дымовой трубы следует производить по деформированной схеме на воздействие нагрузок от собственного веса, ветра, температуры отводимых газов, солнечной радиации, сейсмических и других особых воздействий, указанных в задании на проектирование.

5.1.4 Железобетонный ствол и фундамент дымовой трубы должны удовлетворять требованиям расчета по критическим предельным состояниям и предельным состояниям по ограничению повреждений.

Расчет по критическим предельным состояниям должен обеспечивать конструкцию от разрушения при совместном воздействии силовых факторов (собственный вес, вес футеровки, тепловой изоляции, внутренних газоотводящих стволов, ветровая нагрузка, сейсмика) и неблагоприятных воздействий окружающей среды (температура, влажность, агрессия дымовых газов).

Расчет по предельным состояниям по ограничению повреждений должен обеспечивать конструкцию от чрезмерного раскрытия трещин при воздействии силовых факторов с учетом напряжений, возникающих от температурно-влажностных воздействий; от чрезмерных прогибов ствола трубы.

Для сборных дымовых труб расчет по предельным состояниям конструкции ствола в целом и отдельных его элементов должен производиться также для всех стадий изготовления, транспортирования и монтажа.

5.1.5[2.2.1(1)Р] При проектировании фундаментов и оснований зданий и сооружений следует соблюдать положения СН РК EN 1997-1:2009/2011, СН РК EN 1998-5:2004/2013, специальные требования, приведенные в соответствующих разделах СН РК EN 1998-1:2004/2012.

Защитный колпак

Укладывается на верхний рез ствола трубы для защиты от воздействия отводимых вредных газов. Выполняется из легированного чугуна или кислотостойкой керамики. Состоит из отдельных звеньев, которые укладываются на растворе.

Футеровка

Футеровка — защитная внутренняя облицовка (труб, боровов и др). Футеровка в трубах служит для защиты ствола от температурного и агрессивного воздействия. Выполняется из кирпича, бетонов и торкретмасс. В зависимости от назначения и вида материала, футеровка может быть огнеупорной, кислотоупорной, теплоизоляционной.

Слезниковый пояс

Выполняется из фасонного кислотоупорного кирпича в узлах сопряжения звеньев футеровки. Служит для предотвращения попадания возможного конденсата в зазор.

Ствол трубы

В трубах конструкции типа «труба в трубе» наружный ствол, воспринимающий ветровые нагрузки, выполняется, как правило, из железобетона.

Теплоизоляция

Устраивается при высокой температуре отводимых газов в целях снижения температурного перепада. Выполняется из штучных и волокнистых теплоизоляционных материалов. Засыпная теплоизоляция, как правило, не применяется.

Фундамент

Передаёт давление от веса трубы и равномерно распределяет его на основание.

Фундаменты в основном выполняются стаканного типа из бетона и железобетона с круглой или кольцевой плитой. При недостаточной несущей способности подстилающего слоя грунта, чаще всего выбирается свайная конструкция фундамента.



Рисунок 1 – Пример сборной железобетонной дымовой трубы

5.1.6 [2.1(1)P] Для обеспечения безопасности людей, целостности соседних и смежных сооружений применяется требование отсутствия обрушения дымовых труб с сохранением ими после сейсмического воздействия структурной целостности и остаточной несущей способности.

5.1.7 [2.1(2)P; 2.1(3)P] Для сохранения непрерывности эксплуатации установок, производств и систем коммуникации в случае землетрясений для дымовых труб применяется требование ограничения повреждений согласно п. 2.1(1)P СН РК EN 1998-1:2004/2012. Причем требование ограничения повреждений относится к сейсмическому воздействию, имеющему вероятность превышения расчетного сейсмического воздействия. Дымовая труба должна быть запроектирована и возведена таким образом, чтобы могла выдержать это воздействие без повреждений и эксплуатационных ограничений; при этом ущерб от повреждений не должен превышать затрат на содержание оборудования и по восстановлению его работоспособности вследствие нарушения производственного процесса объекта.

5.1.8 [2.1(4)P] В случаях низкой сейсмичности, определенных согласно п. 2.2.1(3) и п. 3.2.1(4) СН РК EN 1998-1:2004/2012, при проектировании дымовых труб на сейсмическую расчетную ситуацию можно принимать недиссипативную (без учета гистерезисной энергии диссипации) расчетную модель. В этом случае значение коэффициента поведения q должно приниматься не более 1,5 с учетом запасов прочности (см. п. 2.2.2(2) СН РК EN 1998-1:2004/2012).

5.2 Основные принципы проектирования

Следующие основные принципы проектирования соответствуют СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

Дымовые трубы должны рассчитываться на устойчивость и эксплуатационную пригодность в своем завершеном состоянии, а также в ходе этапов строительства.

Это включает в себя проверку несущей способности и общей устойчивости сооружения против опрокидывания.

Если иное не указано в следующих пунктах, следует обращаться к соответствующим базовым стандартам по расчету конструкций, в частности, к соответствующим Еврокодам.

Применяется теория предельного состояния.

Предельные состояния разделяются на:

- критические предельные состояния;
- предельные состояния по ограничению повреждений.

В критическом предельном состоянии расчетное значение эффекта воздействий, таких как внутреннее усилие, момент, напряжение или деформация, E_d , не должно превышать соответствующего расчетного значения сопротивления, R_d

$$E_d \leq R_d. \quad (1)$$

В предельном состоянии по ограничению повреждений необходимо проверить, что

$$E_d \leq C_d, \quad (2)$$

где:

E_d — расчетное значение эффекта воздействия, например, смещение;

C_d — номинальное значение некоторых свойств проектирования конструкций, связанное с расчетными эффектами рассматриваемых воздействий.

Расчетные значения для воздействий получают умножением характеристических значений воздействий, указанных в п. 5.2.1, на частный коэффициент надежности γ_F .

Расчетные значения сопротивлений, R_d , можно получить из характеристических значений соответствующих свойств конструкции, например, свойств материала или геометрических характеристик, с учетом частного коэффициента надежности γ_M .

Эффекты второго рода должны быть учтены, если увеличение соответствующих моментов или внутренних усилий вследствие деформаций, рассчитанное по теории первого рода, превышает 10%.

5.2.1 Воздействия

5.2.1.1 Общие положения

При проектировании сейсмостойких дымовых труб необходимо учитывать следующие воздействия:

- постоянные воздействия;
- переменные воздействия:
 - а) ветровые воздействия;
- случайные воздействия:
 - б) сейсмические воздействия.

5.2.1.2 Постоянные воздействия

Постоянные воздействия включают в себя расчетный вес всех постоянных конструкций и элементов, таких как фитинги, изоляция, пылевая нагрузка, налипшая зола, имеющиеся и будущие покрытия, другие нагрузки. Собственный вес определяется в соответствии с СН РК EN 1991-1-1:2002/2011.

Для расчета напряжений необходимо определить максимальное и минимальное постоянное воздействие с учетом различных этапов строительства.

5.2.1.3 Переменные воздействия

5.2.1.3.1 Ветровые воздействия

5.2.1.3.1.1 Общие положения

Ветровые нагрузки воздействуют на внешние поверхности дымовой трубы, как в целом, так и на второстепенные элементы в частности. Помимо тяговых усилий от порывов ветра, действующих главным образом в направлении ветра, усилия вследствие вихревых потоков могут вызвать поперечные вибрации дымовой трубы.

Другие ветровые воздействия, например, вследствие неравномерного распределения ветрового давления (овальность) или эффекты интерференции необходимо учесть, если они являются значимыми.

Упомянутые выше ветровые воздействия являются преимущественно динамическими. Ветровые воздействия на гибкие конструкции, такие как дымовые трубы, могут быть определены только путем динамического расчета или приложения эквивалентных статических нагрузок. Методы определения таких динамических ветровых нагрузок приведены в СН РК EN 1991-1-4:2005/2011.

5.2.1.3.1.2 Ветровые нагрузки в направлении ветра

Ветровые нагрузки в направлении ветра определяются в соответствии с СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 исходя из базовой скорости ветра, v_b , на соответствующей строительной площадке в течение статистического периода повторяемости 50 лет и из коэффициентов c_{dir} и c_{season} , которые оба принимаются равными 1,0.

Необходимо учесть орографическое влияние на скорость ветра, например, для дымовых труб в открытых местах, таких как холмы, или вблизи откосов в условиях другого относительно равнинного рельефа.

Кроме того, должно быть учтено влияние неровностей рельефа на скорость ветра.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуется использовать только категории 0, I и II стандарта СН РК EN 1991-1-4:2005/2011, Таблица 4.1.

Коэффициенты давления ветра c_F для дымовых труб с поперечными сечениями, отличающимися от приведенных в СН РК EN 1991-1-4:2005/2011, можно определить посредством испытаний в аэродинамической трубе с учетом изменения средней скорости ветра с высотой и турбулентности в зависимости от рельефа строительной площадки, либо их можно принять из соответствующих публикаций, основанных на таких испытаниях.

Эффекты вибрации, вызванные порывистым характером ветра, должны быть учтены в соответствии с СН РК EN 1991-1-4:2005/2011.

5.2.1.4 Случайные воздействия

5.2.1.4.1 Сейсмические воздействия

Определение сейсмических воздействий должно выполняться в соответствии с СН РК EN 1998-1:2004/2012.

5.3 Расчет дымовых труб на сейсмическое воздействие

5.3.1 Процедура расчета дымовой трубы при базовом представлении сейсмического воздействия состоит из следующих основных этапов.

Этап 1. Определение параметров спектров упругих реакций, соответствующих:
— сейсмической опасности зоны строительства;

- типу грунтовых условий площадки строительства;
- диссипативным свойствам проектируемого объекта (при необходимости);
- ответственности проектируемого объекта;
- разным компонентам сейсмического воздействия.

Этап 2. Определение параметров расчетных спектров реакций, зависящих от способности сооружения к нелинейному деформированию.

Этап 3. Определение расчетных сейсмических нагрузок на дымовую трубу.

Этап 4. Определение расчетных эффектов (усилий, напряжений, деформаций) в элементах конструкции, соответствующих расчетным сейсмическим нагрузкам.

Этап 5. Комбинирование расчетных эффектов от расчетных сейсмических и статических нагрузок.

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетные сейсмические нагрузки на дымовые трубы, принимаемые во внимание при проверке требований по отсутствию разрушения и по ограничению повреждений, рассматриваются как квазистатические.

5.3.2 Сейсмическую опасность площадок строительства следует определять по картам сейсмического микрозонирования, составленным с учетом влияния местных сейсмо-тектонических, инженерно-геологических и топографических условий на параметры колебаний поверхности Земли.

При отсутствии карт сейсмического микрозонирования, сейсмическую опасность площадки строительства и параметры расчетного сейсмического воздействия допускается принимать по картам общего сейсмического зонирования или по списку населенных пунктов, исходя из сейсмической опасности соответствующей зоны и типа грунтовых условий площадки строительства, установленного по результатам инженерно-геологических изысканий.

5.3.3 Грунтовые условия площадок строительства следует классифицировать по сейсмическим свойствам в соответствии с данными таблицы 3.1 п. 3.2.1.1 НТП РК-08-01-2012, исходя из результатов инженерно-геологических изысканий.

5.3.4 При базовом представлении сейсмических воздействий форма спектра упругих реакций принимается одинаковой для двух уровней сейсмического воздействия для проверки следующих требований:

- по предотвращению разрушения;
- по ограничению повреждений.

5.3.5 Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается двумя ортогональными компонентами, считающимися независимыми и характеризующимися одинаковыми спектрами упругих реакций.

Вертикальное сейсмическое воздействие описывается компонентой ортогональной к горизонтальной плоскости и характеризуется спектром реакций, отличающимся от спектров реакций, соответствующих горизонтальным компонентам.

5.3.6 Спектр упругих реакций $S_e(T)$ для горизонтальных составляющих сейсмического воздействия определяется в соответствии с положениями п. 3.3.2.2 НТП РК-08-01-2012.

5.3.7 Спектр упругих реакций $S_e(T)$ для вертикальных составляющих сейсмического воздействия определяется в соответствии с положениями п. 3.3.2.3 НТП РК-08-01-2012.

5.3.8 Коэффициент ответственности γ , применяемый при определении расчетного ускорения a_g грунта типа IА, и зависящий от класса ответственности дымовой трубы, может принимать значения в соответствии с п. 2.3 НП к СН РК EN 1998-6:2005/2012 (см. таблицу 1).

Таблица 1 — Значения коэффициентов ответственности γ

Класс ответственности	Описание	γ
I	Дымовая труба, имеющая низкую значимость для общественной безопасности	0,8
II	Дымовая труба, не относящаяся к классам I, III или IV	1,0
III	Дымовая труба, чье обрушение может затронуть окружающие здания или зоны возможного скопления людей.	1,25
IV	Дымовые трубы, чья целостность имеет существенное значение для поддержания работы служб гражданской защиты (систем водоснабжения, электростанций, телекоммуникаций, больниц).	1,5

5.3.9 Сооружения обладают способностью диссипировать (рассеивать) энергию сейсмических колебаний за счет нелинейного поведения их элементов и/или иных механизмов. Эта способность позволяет избежать выполнения явного нелинейного анализа при проектировании, выполнив упругий расчет, основанный на спектре реакций, значения ординат которого уменьшены относительно значений ординат спектра упругих реакций. Спектр реакций с уменьшенными значениями ординат именуется в дальнейшем «расчетный спектр». Уменьшение спектра упругих реакций достигается посредством применения коэффициента поведения q .

5.3.9.1 Расчетные спектры упругих реакций $S_e(T)$ для горизонтальных и вертикальных составляющих сейсмического воздействия определяется в соответствии с положениями п. 3.3.2.5 НТП РК-08-01-2012.

5.3.9.2[4.10] Значение коэффициента поведения q , учитывающего пластические свойства и диссипативные способности отдельных элементов и дымовой трубы в целом, определяется следующим образом:

$$q = q_0 \cdot k_r \geq 1,5, \quad (3)$$

где:

q_0 — базовое значение коэффициента поведения, отражающее устойчивость системы, воспринимающей поперечную нагрузку; для бетонных дымовых труб принимается $q_0 = 2,5$ в пределах критических секций;

k_r — коэффициент модификации, отражающий отклонение от нормального распределения массы, жесткости или прочности.

Рекомендованы следующие значения коэффициента модификации k_r :

$k_r = 0,8$ — при наличии горизонтального эксцентриситета массы на горизонтальном уровне по отношению к центру жесткости элементов на этом уровне, превышающий 5% параллельного размера конструкции;

$k_r = 0,8$ — при наличии отверстий в стволе или несущей оболочке, вызывающих уменьшение момента инерции поперечного сечения на 30% или более;

$k_r = 0,7$ — наличие сосредоточенной массы в пределах верхней трети высоты конструкции, вызывающей 50% или более опрокидывающего момента у основания;

Если присутствует более одной из упомянутых неравномерностей, k_r принимается равным произведению 0,9 на наименьшее значение k_r .

В случае отсутствия вышеперечисленных неравномерностей значение k_r следует принять равным 1,0.

При проектировании дымовой трубы по недиссипативному (низкодиссипативному) поведению принимается значение $q \leq 1,5$ с учетом запасов прочности;

5.3.10[3.1] При определении сейсмического воздействия на дымовую трубу следует учесть совместное действие горизонтальных и вертикальных поступательных, а также вращательных составляющих колебаний грунта.

5.3.10.1 Учет вращательной составляющей колебаний грунта рекомендуется при расчете труб высотой более 80 м на площадках, где значение $a_g S$ превышает 0,25g (Примечание 1 п. 3.1 СН РК EN 1998-6:2005/2012). Возможный метод определения вращательных составляющих колебаний и указания по их учету при расчете приведены в Приложении А СН РК EN 1998-6:2005/2012.

5.3.10.2 Если отсутствуют результаты специального исследования или документально подтвержденные полевые измерения, вращательный спектр упругих реакций можно определить как:

$$R_x^0(T) = 1,7 \cdot \pi \cdot S_e(T) / v_s \cdot T \quad (4)$$

$$R_y^0(T) = 1,7 \cdot \pi \cdot S_e(T) / v_s \cdot T \quad (5)$$

$$R_z^0(T) = 2,0 \cdot \pi \cdot S_e(T) / v_s \cdot T \quad (6)$$

где:

R_x^0, R_y^0, R_z^0 — вращательные спектры упругих реакций вокруг осей x, y и z , рад/с²;

$S_e(T)$ — спектр упругих реакций для горизонтальных составляющих на площадке, м/с²;

T — период, с;

v_s — средняя скорость поперечной волны, в м/с, верхних 30 м профиля грунта; можно использовать значение, соответствующее низкоамплитудным вибрациям, т. е. деформации сдвига порядка 10^{-6} .

В тех случаях, когда оценка v_s осуществляется не экспериментальными измерениями

ми, можно использовать значение из Таблицы 2, репрезентативное для типа грунта площадки.

**Таблица 2 — Значения по умолчанию скорости поперечной волны
для различных типов грунта**

Тип грунта	Скорость поперечной волны v_s , м/с
IA	800
IB	600
II	400
III	200

5.3.11 [4.2.1(1)] Математическая модель должна:

- учитывать вращательную и поступательную жесткость фундамента;
- включать достаточное число степеней свободы (и связанных масс) для определения частоты важного элемента конструкции или оборудования.

5.3.12 [4.2.2(2)] Массы должны включать все постоянные детали, крепления, дымовые каналы, изоляцию, любую пыль или золу, прилипшую к поверхности, имеющиеся и будущие покрытия, футеровку (включая любые значимые кратко- или долгосрочные влияния жидкостей или влаги на плотность футеровки) и оборудование. Необходимо учесть постоянное значение массы конструкций или постоянных деталей и т. п., квазипостоянное значение массы оборудования и нагрузки от обледенения или снеговой нагрузки, а также квазипостоянное значение временной нагрузки на платформы (учитывающее ремонтное и временное оборудование).

Массы должны быть вычислены исходя из гравитационных нагрузок, принимаемых в комбинациях воздействий.

5.3.13 Инерционные эффекты расчетных сейсмических воздействий необходимо проанализировать с учетом масс, связанных со всеми гравитационными нагрузками, входящими в следующие комбинации воздействий (п. 3.2.4 СН РК EN 1998-1:2004/2012):

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (7)$$

где:

$G_{k,j}$ — характеристическое значение постоянного воздействия j ;

$\psi_{E,i}$ — коэффициент комбинации для сейсмического воздействия i ; принимается равным коэффициенту комбинации $\psi_{2,i}$ для квазипостоянного значения переменного воздействия q_i ; принимается по таб. A1.1 НП к СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011;

$Q_{k,i}$ — характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия i .

5.3.14 Жесткость несущих элементов железобетонных дымовых труб должна оцени-

ваться с учетом эффекта трещинообразования.

В случае, когда расчет основан на значении коэффициента поведения q выше 1,0 с соответствующим расчетным спектром, показатели жесткости должны соответствовать пределу текучести в арматуре. При невыполнении точного анализа эффекта трещинообразования бетонных элементов характеристики их жесткости на изгиб и сдвиг принимаются равными половине соответствующей жесткости элементов без трещин (п.4.3.1(6) и (7) СН РК EN 1998-1:2004/2012).

Если расчет основан на значении $q = 1$ и спектре упругих реакций или соответствующем представлении динамики изменения колебаний грунта во времени, то жесткость бетонных элементов следует рассчитывать по свойствам поперечного сечения с трещиной, которые соответствуют уровню напряжений при сейсмическом воздействии. Определение ширины раскрытия трещин см. Приложение В СТ РК EN 13084-2:2011.

5.3.15 Необходимо учесть влияние повышенной температуры на жесткость и прочность железобетона в дымовых трубах.

5.3.16 Процедура модально-спектрального анализа упругих реакций с учетом модального демпфирования приведена в справочном приложении В СН РК EN 1998-6:2005/2012.

5.3.17 Указания по учету взаимодействия «грунт-конструкция» при расчетном анализе приведены в справочном приложении С СН РК EN 1998-6:2005/2012.

5.3.18 Для определения сейсмических нагрузок на дымовую трубу рекомендуется использование одного из двух типов линейно-упругого анализа:

- метод поперечной силы;
- модальный анализ спектра упругих реакций.

5.3.18.1 Метод поперечной силы [4.3.2].

Условиями для применения метода поперечной силы являются:

- поперечная жесткость и распределение массы приблизительно симметричны в плане по отношению к двум ортогональным горизонтальным осям, так что можно использовать независимую модель вдоль каждой из этих двух ортогональных осей;
- периоды колебаний T_1 по основным формам в двух главных направлениях меньше, чем следующие значения:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c, \\ 2 \text{ с} \end{cases}, \quad (8)$$

где:

T_c — определяется в соответствии с п. 3.3.2.2 НТП РК-08-01-2012;

— поперечная жесткость, масса и горизонтальные размеры конструкции должны оставаться постоянными или постепенно уменьшаться от основания к верхней части без резких изменений.

— дополнительными условиями являются полная высота дымовой трубы, H , не более 60 м и класс ответственности I или II (п. 2.4 НП к СН РК EN 1998-6:2005/2012).

Анализ по определению эффектов сейсмического воздействия выполняется путем приложения горизонтальных сил F_i , $i = 1, 2 \dots n$ к n сосредоточенным массам, на которые была разбита конструкция, включая массы фундамента. Сумма этих усилий эквивалентна сдвигу основания и принимается равной:

$$F_t = S_d(T) \sum_1^n m_j, \quad (9)$$

где:

$S_d(T)$ — ордината расчетного спектра упругих реакций, определенная по п. 3.3.2.5.4 НТП РК-08-01-2012, для основного периода колебаний T в горизонтальном направлении поперечных усилий.

В соответствии с п. 4.3.3.2.2(2) СН РК EN 1998-1:2004/2012, если значение периода основного тона T не определено ни по одному из выражений, основанных на методах динамики сооружений (например, метод Рэлея), то в выражении (9) следует использовать спектральную величину $S_d(T_C)$.

Распределение горизонтальных сил F_i к n сосредоточенным массам следует принять в соответствии с выражением (4.10) п. 4.3.3.2.3 СН РК EN 1998-1:2004/2012:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (10)$$

где:

F_i — горизонтальная сила, действующая на i уровне;

F_b — суммарная перерезывающая сила в основании дымовой трубы, определенная в соответствии с выражением (9);

s_i, s_j — перемещения масс m_i, m_j по основной форме колебаний;

m_i, m_j — массы, вычисленные в соответствии с выражением (7).

Если основная форма колебаний аппроксимируется горизонтальными перемещениями, которые увеличиваются линейно по высоте, то горизонтальные силы F_i могут быть определены по формуле:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (11)$$

где:

z_i, z_j — высоты масс m_i, m_j в уровне приложения сейсмического воздействия (фундамента или верха жесткого основания).

5.3.18.2 Модальный анализ спектра упругих реакций [4.3.3].

Данный метод анализа может применяться к любой конструкции дымовой трубы, при этом сейсмическое воздействие определяется спектром упругих реакций; необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию сооружения.

При этом должно выполняться любое из перечисленных ниже условий (п.4.3.3.3.1 СН РК EN 1998-1:2004/2012):

— сумма эффективных модальных масс для учитываемых форм колебаний составляет, по крайней мере, 90% от общей массы конструкции, либо;

— учитываются все формы колебаний с эффективными модальными массами более чем 5% от общей массы.

Реакции дымовой трубы, соответствующие двум формам колебаний i и j (в том числе, поступательной и крутильной), могут считаться независимыми друг от друга, если периоды этих форм T_i и T_j удовлетворяют (при $T_j \leq T_i$) следующему условию:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (12)$$

Если все значимые модальные реакции (см. п.п.4.3.3.1(3) – (5) СН РК EN 1998-1:2004/2012) могут рассматриваться как независимые друг от друга, то максимальная величина E_E эффекта сейсмического воздействия может быть принята так:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (13)$$

где:

E_E — результат рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т.д.);

E_{Ei} — величина результата этого сейсмического воздействия по i -й форме колебаний.

5.3.19 [4.4] Эффекты любой вращательной составляющей колебаний грунта вокруг горизонтального направления могут комбинироваться с эффектами поступательной составляющей в ортогональном горизонтальном направлении по правилу квадратного корня из суммы квадратов (геометрическая сумма векторов).

Комбинацию составляющих эффектов сейсмического воздействия следует учесть в соответствии с любой из двух альтернативных процедур, указанных в п. 4.3.3.5.2(4) СН РК EN 1998-1:2004/2012. Для применения процедуры в п. 4.3.3.5.2(4) СН РК EN 1998-1:2004/2012 любые вращательные составляющие вокруг горизонтального направления должны вначале быть комбинированы с поступательными составляющими в ортогональном горизонтальном направлении:

$$E_{Edx} \text{ ”+” } 0,30 E_{Edy} \text{ ”+” } 0,30 E_{Edz}; \quad (14)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ ”+” } E_{Edy} \text{ ”+” } 0,30 E_{Edz}; \quad (15)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ ”+” } 0,30 E_{Edy} \text{ ”+” } E_{Edz}; \quad (16)$$

где:

E_{Edx} — представляет собой результаты воздействия от приложения сейсмического воздействия вдоль выбранной горизонтальной оси x конструкции;

E_{Edy} — представляет собой результаты воздействия, обусловленные приложением того же самого сейсмического воздействия вдоль ортогональной горизонтальной оси y конструкции;

E_{Edz} — представляет влияния воздействия, вызванного вертикальной составляющей расчетного сейсмического воздействия, как определено в 3.2.2.5(5) и (6) СН РК EN 1998-1:2004/2012.

5.3.20 [5.4] В дымовых трубах с отверстиями в пределах критических областей, определенных в п. 5.4.1, с горизонтальным размером больше толщины стенки дымовой трубы нужно учитывать обе горизонтальные составляющие колебания грунта.

Вертикальную составляющую колебания грунта можно не учитывать.

Если футеровка (состоящая из кирпича, стали или других материалов) поддерживается в поперечном направлении несущей оболочкой дымовой трубы в близко расположенных точках, так что движение футеровки по отношению к оболочке считается незначительным, массу футеровки можно включить в массу несущей оболочки, не включая отдельные степени свободы футеровки.

Если опоры футеровки дымовой трубы в верхней части трубы и, возможно, в промежуточных точках допускают движение футеровки по отношению к несущей оболочке, то футеровку следует включить в модель динамического анализа отдельно от бетонной несущей оболочки. В этом случае, если для анализа используется спектр упругих реакций значение коэффициента демпфирования, используемое для футеровки, должно зависеть от ее конструкции (см. Приложение В СН РК EN 1998-6:2005/2012).

5.3.21 Если выполняется линейный расчет, то перемещения, вызванные расчетным сейсмическим воздействием, могут быть определены на основе упругих деформаций конструктивной системы с помощью следующего выражения (п. 4.3.4 СН РК EN 1998-1:2004/2012):

$$d_s = q_d d_e, \quad (17)$$

где:

- d_s — перемещение точки конструктивной системы, вызванное расчетным сейсмическим воздействием;
- q_d — коэффициент поведения при перемещениях, принимаемый равным q , если иное не определено;
- d_e — перемещение в той же самой точке конструктивной системы, определенное по результатам линейного расчета, основанного на расчетном спектре реакции.

Значение d_s не должно быть больше, чем значение, полученное из спектра упругих реакций. Причем обычно q_d больше, чем q , если период колебаний сооружения по основной форме T_1 меньше T_C .

5.4 Проверка надежности дымовых труб

5.4.1 При проектировании дымовых труб с учетом диссипативного поведения принимаются следующие критические области:

- от основания дымовой трубы до высоты D над основанием;
- от резкого изменения сечения до высоты D над резким изменением сечения;
- высота D над и под сечениями дымовой трубы, где имеется более одного отверстия,

где D является наружным диаметром дымовой трубы в середине критической области.

5.4.2 Для проверки критического предельного состояния всех элементов железобетонных дымовых труб, включая соединения, должно выполняться следующее условие:

$$R_d \geq E_d \quad (18)$$

где:

R_d — расчетное сопротивление элемента, вычисленное в соответствии с механическими моделями и правилами, характерными для материала (на основании характеристического значения свойств материала, f_k , и частных коэффициентов γ_M);

E_d — расчетное значение эффекта воздействия вследствие сейсмической расчетной ситуации, включая, при необходимости, эффекты второго рода и тепловые эффекты. Перераспределение изгибающих моментов допускается в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

В соответствии с п. 6.4.3.4 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; (\psi_{2,i}Q_{k,i})\} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (19)$$

где:

E — эффект воздействий;

E_d — расчетное значение эффекта воздействий;

Комбинация воздействий, указанная в скобках $\{ \}$, может быть представлена следующим образом:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (20)$$

где:

$G_{k,j}$ — характеристическое значение постоянного воздействия j ;

P — определяющее репрезентативное значение усилия предварительного напряжения;

A_{Ed} — расчетное значение сейсмического воздействия ($= \gamma_1 \cdot A_{Ek}$);

$\psi_{2,i}$ — коэффициент к квазипостоянному значению переменного воздействия.

$Q_{k,i}$ — характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия i (сопутствующего воздействия);

5.4.2.1 [4.7.3] Эффекты второго рода не нужно учитывать, если выполняется следующее условие:

$$\delta M / M_0 < 0,10 \quad (21)$$

где:

δM — опрокидывающий момент вследствие эффекта второго рода (P - Δ);

M_0 — опрокидывающий момент первого рода.

Порядок определения моментов 2-го рода см. Приложение А настоящего Пособия.

5.4.2.2 [4.7.4] Сопротивление сварных или болтовых недиссипативных соединений элементов дымовых труб определяется в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

Сопротивление диссипативных сварных или болтовых соединений должно быть больше значения сопротивления пластическим деформациям соединяемых элементов сооружения, определяемого на основании расчетного предела текучести материала с учетом коэффициентов запаса прочности.

5.4.2.3 [4.7.5] Общая устойчивость железобетонной дымовой трубы в сейсмической расчетной ситуации зависит от ее прогибов, а также от податливости основания; считается обеспеченной при выполнении соответствующих положений СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.4.2.4 [4.7.7] При расчетной сейсмической ситуации необходимо произвести проверку несущей способности элементов фундаментов и грунтового основания на воздействия, возникающие в результате реакции надфундаментной части дымовой трубы, без существенных остаточных деформаций.

В соответствии с п. 4.4.2.6(4) СН РК EN 1998-1:2004/2012 расчетные значения эффектов воздействия E_{Fd} на фундаменты определяются следующим образом:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}, \quad (22)$$

где:

- γ_{Rd} — коэффициент запаса прочности, принятый равным 1,0 при $q \leq 3$;
- $E_{F,G}$ — эффект несейсмических воздействий, входящих в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации (смотри п. 6.4.3.4 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011);
- $E_{F,E}$ — эффект воздействия из анализа расчетной сейсмической ситуации;
- Ω — значение $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ диссипативной зоны или элемента i сооружения, которые имеют наибольшее влияние на рассматриваемый эффект E_F ; где
- R_{di} — расчетное сопротивление зоны или элемента i ;
- E_{di} — расчетное значение эффекта воздействия на зону или элемент i в сейсмической расчетной ситуации.

Когда эффект воздействия из анализа на расчетное сейсмическое воздействие, $E_{F,E}$, в выражении (22) является вертикальным усилием вследствие землетрясения, N_{Ed} , влиянием вертикальной составляющей сейсмического воздействия на N_{Ed} можно пренебречь, если она вызывает поднятие фундамента.

5.4.2.5 [4.8] Тепловые эффекты нормальной рабочей температуры на такие механические свойства элементов дымовой трубы, как модуль упругости и предел текучести, следует учитывать в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2008/2011. Тепловыми эффектами температур элементов конструкции менее 100 °С можно пренебречь. Кроме того вычисление тепловых напряжений не является необходимым для дымовых труб, изготовленных из сборных элементов, если действуют следующие условия:

- а) температура дымовых газов $T \leq 300$ °С;
- б) толщина внутренней теплоизоляции ≥ 80 мм и теплопроводность $\lambda \leq 0,058$ Вт/мК, измеренная при 150 °С;

с) толщина стенки сборного элемента ветрового щита ≤ 200 мм;

д) высота дымовой трубы ≤ 30 м.

5.4.2.6 [5.2] При проектировании на диссипативное поведение следует обеспечить минимальное значение коэффициента пластичности локальной кривизны μ_ϕ , в пределах критических областей, определенных в п. 5.4.1. Коэффициент пластичности локальной кривизны следует обеспечить путем применения ограничивающей арматуры.

В соответствии п.п. 5.4.3.2.2(10)Р и (11) стандарта СН РК EN 1998-1:2004/2012 в пределах критических зон хомуты и шпильки диаметром не менее 6 мм должны располагаться на таком расстоянии, чтобы обеспечивалась минимальная пластичность и был исключен местный продольный изгиб продольных арматурных стержней. Схема расположения хомутов должна быть такова, чтобы хомуты оказывали благоприятное влияние на объемное напряженное состояние поперечного сечения. Причем минимальные условия считаются выполненными, если соблюдены следующие условия:

а) расстояние между хомутами s (в миллиметрах) не превышает:

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}, \quad (23)$$

где:

b_0 — (в миллиметрах), это минимальный размер бетонного ядра (по отношению к осевой линии ветвей хомутов);

d_{bL} — минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

б) расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, объединенными хомутами или шпильками, не превышает 200 мм и требований п. 9.5.3(6) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

В соответствии с п. 5.4.3.2.2(8) СН РК EN 1998-1:2004/2012 механическое объемное отношение ограничивающей арматуры ω_{wd} определяется:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035, \quad (24)$$

где:

ω_{wd} — объемный коэффициент ограничивающих хомутов в пределах критических зон;

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{объем ограничивающих хомутов}}{\text{объем бетонного ядра}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

μ_ϕ — требуемое значение коэффициента пластичности кривизны;

v_d — нормированное расчетное осевое усилие ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ — расчетное значение деформации растянутой арматуры при текучести;

h_c — высота поперечного сечения (параллельная горизонтальному направлению, в котором применяется величина μ_ϕ в п. 5.4.3.2.2 (6)Р) СН РК EN 1998-1:2004/2012;

h_0 — высота ограниченного ядра (к осевой линии ветвей хомутов);

b_c — общая ширина поперечного сечения;

b_0 — ширина ограниченного ядра (к осевой линии ветвей хомутов);

α — показатель эффективности обжатия, равный $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$;

а) для кругового поперечного сечения с круговыми хомутами и диаметром ограниченного ядра D_0 (до осевой линии ветвей хомутов): $\alpha_n = 1$; $\alpha_s = (1 - s/2D_0)^2$;

б) для кругового поперечного сечения со спиральными хомутами: $\alpha_n = 1$; $\alpha_s = (1 - s/2D_0)$.

Механическое объемное отношение ограничивающей арматуры ω_{wd} должно быть связано с коэффициентом пластичности локальной кривизны μ_ϕ , после отслаивания защитного слоя бетона, посредством общего метода, основанного на:

а) определении коэффициента пластичности кривизны по значениям кривизны при пределе прочности и пределе текучести в виде $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$;

б) вычислении ϕ_u в виде $\phi_u = \varepsilon_{cu2,c} / x_u$ и ϕ_y в виде $\phi_y = 1,5f_y / (E_s D)$, где D — наружный диаметр дымовой трубы в середине критической области;

с) глубине нейтральной оси x_u , вычисленная по равновесию области в условиях критического предельного состояния;

д) моделях «напряжение-деформация» по п. 3.1.9 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, прочности и предельной деформации ограниченного бетона, $f_{ck,c}$ и $\varepsilon_{cu2,c}$, в виде функции эффективного поперечного ограничивающего напряжения;

е) выражения эффективного поперечного ограничивающего напряжения в виде $0,5\alpha\omega_{wd}$.

Значение коэффициента пластичности кривизны μ_ϕ можно определить по коэффициенту пластичности перемещения μ_δ , используя выражение:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{4 \frac{L_{pl}}{L_V} \left(1 - 0,5 \frac{L_{pl}}{L_V} \right)}, \quad (25)$$

где:

L_{pl} — длина пластического шарнира;

$L_V = M_{Ed} / V_{Ed}$ — участок среза дымовой трубы у нижней секции критической области, вычисленный на основании момента и сдвига из анализа.

Значение коэффициента пластичности перемещения, μ_δ , используемое в выражении (25), можно получить из следующих зависимостей между μ_δ и q_0 :

$$\mu_\delta = q_0, \text{ если } T_1 \geq T_C \quad (26)$$

$$\mu_\delta = 1 + (q_0 - 1)T_C/T_1, \text{ если } T_1 < T_C, \quad (27)$$

где:

T_1 — основной период дымовой трубы;

T_C — период у верхней границы области спектра постоянного ускорения в соответствии с п. 3.3.2.2 НТП РК-08-01-2012.

Значение длины пластического шарнира, L_{pl} , используемое в выражении (25), можно принять равным:

$$L_{p1} = 0,5D, \quad (28)$$

где:

D — наружный диаметр дымовой трубы в середине критической области.

Во избежание имплозивного отслаивания бетона на внутренней поверхности в пределах критических секций значение отношения наружного диаметра в середине критической области к толщине стенки секции не должно превышать 20.

Следует избегать горизонтальных строительных стыков в пределах критических секций.

5.4.3 [4.9] Требование ограничения повреждений устанавливает пределы перемещений вследствие сейсмического воздействия.

Перемещения для требования ограничения повреждений могут быть вычислены как перемещения, полученные из выражения (28) для расчетного сейсмического воздействия, соответствующего «требованию критического предельного состояния», умноженному на коэффициент редукции ν , который учитывает более низкий период повторяемости сейсмического воздействия, связанный с требованием ограничения повреждений (см. п. 4.4.3.1(1) СН РК EN 1998-1:2004/2012).

В соответствии с п. 2.6 НП к СН РК EN 1998-6:2005/2012 значения коэффициента редукции ν для классов ответственности III и IV принимаются $\nu = 0,4$ и для классов ответственности I и II — $\nu = 0,5$.

[5.5] Каналы отработанных газов в дымовых трубах должны быть проверены на приложенные деформации между точками опоры и на зазоры между внутренними элементами, так чтобы не была потеряна газонепроницаемость, и оставался достаточный запас против обрушения трубы дымовых газов при перемещениях.

Требование по ограничению повреждений считается выполненным, если поперечное перемещение верха конструкции не превышает 0,5% высоты конструкции.

Относительное отклонение между различными точками опоры футеровки должно быть лимитировано для ограничения повреждений футеровки. Если для конкретного проекта не указаны более жесткие предельные значения, должны быть соблюдены следующие предельные значения относительных поперечных перемещений соседних точек опоры футеровки:

а) если приняты меры, чтобы допустить относительное движение между отдельными частями футеровки (например, посредством составления футеровки из труб, независимых друг от друга, с соответствующим зазором):

$$d_r \leq 0,020\Delta H \quad (29)$$

б) во всех других случаях:

$$d_r \leq 0,012\Delta H \quad (30)$$

где:

ΔH — вертикальное расстояние между соседними площадками, поддерживающими футеровку.

6 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ

6.1 Материалы

6.1.1 Бетон

6.1.1.1 При проектировании элементов железобетонных дымовых труб следует применять нормальные (тяжелые) бетоны не ниже класса С20/25 по его прочности на сжатие.

Характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение, соответствующие нормированным классам по прочности, представлены в таблице 3.

Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} следует определять путем деления характеристических сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{ck} и осевому растяжению f_{ctk} на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c , принимаемые равными:

- а) при расчете по критическим предельным состояниям:
 - для неармированных (бетонных) конструкций — 1,5;
 - для железобетонных и предварительно напряженных конструкций — 1,5;
- б) при расчете по предельным состояниям ограничению повреждений — 1,0.

При определении расчетных сопротивлений для высокопрочных бетонов (классов по прочности на сжатие более С50/60) частный коэффициент безопасности по бетону γ_c , следует рассчитывать по формуле:

$$\gamma_c = 1,5\gamma'_c, \quad (31)$$

где:

$$\gamma'_c = \frac{1}{\left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500}\right)} \geq 1,0 \quad (32)$$

6.1.1.2 Значения прочностных (сопротивление сжатию $f_{c,\theta}$) и деформационных характеристик (относительная деформация $\varepsilon_{c1,\theta}$, соответствующая $f_{c,\theta}$) одноосно напряженного состояния бетона при повышенных температурах приведены в таблице 4 в зависимости от температуры бетона. Для промежуточных значений температуры допускается линейная интерполяция.

Снижение нормативного сопротивления бетона растяжению учитывается коэффициентом $k_{c,t}(\theta)$:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t}, \quad (33)$$

При отсутствии точной информации могут использоваться следующие значения $k_{c,t}(\theta)$:

$$\begin{aligned} k_{c,t}(\theta) &= 1 && \text{при } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C}; \\ k_{c,t}(\theta) &= 1 - (\theta - 100)/500 && \text{при } 100\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600\text{ }^{\circ}\text{C}. \end{aligned}$$

Таблица 3 - Прочностные и деформационные характеристики бетона

Классы прочности бетона													Аналитическая зависимость/ пояснение
f_{ck} , МПа	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, МПа	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , ГПа	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} f_{cm}$, ГПа
ε_{c1} , ‰	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , ‰	3,5							3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , ‰	2,0							2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} , ‰	3,5							3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0							1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} , ‰	1,75							1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , ‰	3,5							3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

**Таблица 4 — Значения основных параметров сжатого бетона
при повышенных температурах**

Температура бетона $\theta, ^\circ\text{C}$	Силикатный заполнитель			Карбонатный заполнитель		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1	0,0025	0,02	1	0,0025	0,02
100	1	0,004	0,0225	1	0,004	0,0225
200	0,95	0,0055	0,025	0,97	0,0055	0,025
300	0,85	0,007	0,0275	0,91	0,007	0,0275
400	0,75	0,01	0,03	0,85	0,01	0,03
500	0,6	0,015	0,0325	0,74	0,015	0,0325
600	0,45	0,025	0,035	0,6	0,025	0,035
700	0,3	0,025	0,0375	0,43	0,025	0,0375
800	0,15	0,025	0,04	0,27	0,025	0,04
900	0,08	0,025	0,0425	0,15	0,025	0,0425
1000	0,04	0,025	0,045	0,06	0,025	0,045
1100	0,01	0,025	0,0475	0,02	0,025	0,0475
1200	0	—	—	0	—	—

6.1.2 Арматурная сталь

6.1.2.1 В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных дымовых труб следует применять арматуру классов St240, 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 стержни периодического профиля и проволоку классов, установленных в таблице 5.

Характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk}(f_{0,2k})$ - наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению, равному 0,2 %. Указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95.

Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяют путем деления нормативного сопротивления $f_{yk}(f_{0,2k})$ на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый равным 1,15 — для стержневой и 1,2 — для проволочной арматуры.

При расчете по наклонным сечениям расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижаются по сравнению с f_{yd} путем умножения на коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2} :

а) $\gamma_{s1} = 0,8$ — для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения;

б) $\gamma_{s2} = 0,9$ — для стержневой арматуры диаметром менее $1/3$ диаметра продольных стержней в сварных каркасах, для учета возможности хрупкого разрушения сварного соединения.

Характеристики ненапрягаемой арматуры представлены в таблице 6.

Таблица 5 — Соответствие обозначений классов арматуры

Класс арматуры по настоящему пособию НТП	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01-84*	Обозначение согласно СНиП 2.03.01-84*	Документ, регламентирующий качество арматуры, по НТП	Вид и профиль арматуры
St 400	A 400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		—	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
St500	A500	—	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
		—	ТУ 14- 1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Стержневая серповидного профиля
	Вр-I	Вр-I	ГОСТ 6727 СТ РК 1704	Проволочная с вмятинами

ПРИМЕЧАНИЕ В таблице 5 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).

Таблица 6 — Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	$f_{yk}(f_{0,2k})$, Н/мм ²	$f_{yd}(f_{0,2d})$, Н/мм ²	f_{ywd} , Н/мм ²	
St240	5,5 - 40	Гладкая	1,5	240	209	167*	150
St400	6 - 40	Периодического профиля	1,25-1,5	400	348	279*	251
St500	3 - 40	Периодического профиля	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**
* Для случая применения в вязаных каркасах. ** В скобках приведены значения для проволочной арматуры.							

6.1.2.2 Значения параметров (модуль упругости $E_{s,0}$, предел пропорциональности $f_{sp,0}$, максимальный уровень напряжения $f_{sy,0}$) для горячекатаной и холоднодеформированной арматуры в зависимости от температуры нагрева приведены в таблице 7. Для промежуточных значений температуры допускается линейная интерполяция.

6.2 Расчет кольцевых сечений

6.2.1 Проверка прочности кольцевых сечений (рисунок 2) при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geq 0,5$ и арматуре, равномерно распределенной по окружности (при продольных стержнях не менее 7), производится следующим образом в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона:

$$\zeta_{\text{cir}} = \frac{N_{\text{Ed}} + f_{yd} \cdot A_{s,\text{tot}}}{f_{\text{cd}} A + (f_{yd} + 1,7 f_{yd}) \cdot A_{s,\text{tot}}}; \quad (34)$$

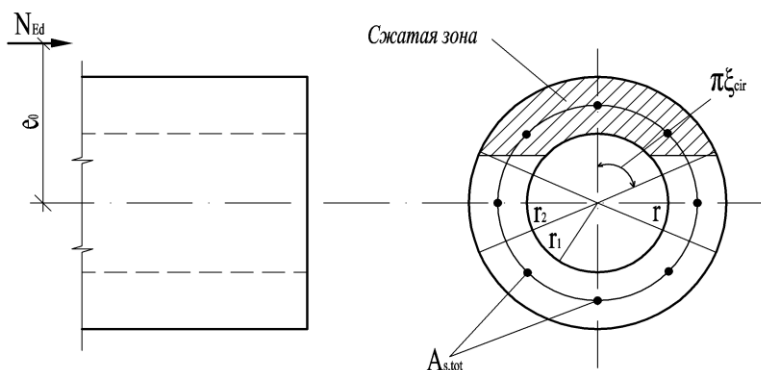


Рис. 2 — Расчетная схема внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения

а) при $0,15 < \zeta_{\text{cir}} < 0,6$ — из условия:

$$M_{Rd} \leq (f_{cd} \cdot A \cdot r_m + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s) \frac{\sin \pi \zeta_{cir}}{\pi} + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s (1 - 1,7 \zeta_{cir}) (0,2 + 1,3 \zeta_{cir}); \quad (35)$$

б) при $\zeta_{cir} \leq 0,15$ — из условия:

$$M_{Rd} \leq (f_{cd} \cdot A \cdot r_m + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s) \frac{\sin \pi \zeta_{cir}}{\pi} + 0,295 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s; \quad (36)$$

где

$$\zeta_{cir1} = \frac{N + 0,75 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,tot}}{f_{cd} A + f_{yd} \cdot A_{s,tot}};$$

Таблица 7 — Значения параметров горячекатаной и холоднодеформированной арматуры (класс N) при повышенных температурах

Температура арматуры θ , °C	$f_{sy,\theta}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	горячекатаная	холоднодеформированная	горячекатаная	холоднодеформированная	горячекатаная	холоднодеформированная
20	1	1	1	1	1	1
100	1	1	1	0,96	1	1
200	1	1	0,81	0,92	0,9	0,87
300	1	1	0,61	0,81	0,8	0,72
400	1	0,94	0,42	0,63	0,7	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,6	0,4
600	0,47	0,4	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0	0	0	0	0	0

в) при $\zeta_{cir} \geq 0,6$ — из условия:

$$M_{Rd} \leq (f_{cd} \cdot A \cdot r_m + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot r_s) \frac{\sin \pi \zeta_{cir2}}{\pi}, \quad (37)$$

где:

$$\zeta_{\text{cir2}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}}} \cdot A + f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,tot}} \quad (38)$$

В формулах (34) — (40):

$A_{\text{s,tot}}$ — площадь сечения всей продольной арматуры;

$$r_{\text{m}} = \frac{r_1 + r_2}{2};$$

r_{s} — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней продольной арматуры;

Момент M определяется с учетом прогиба элементов согласно п.п.7.1.4.2.1-7.1.4.2.3 НТП-02-01-2011.

6.2.2 Проверку прочности, а также определение необходимого количества продольной арматуры для кольцевых сечений при $r_{\text{s}} \approx r_{\text{m}}$ и классе арматуры не выше St400 допускается производить с помощью графиков рисунке 3, используя формулы:

$$M_{\text{Rd}} \leq a_{\text{m}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot A \cdot r_{\text{m}}; \quad (39)$$

$$A_{\text{s,tot}} = a_{\text{s}} \cdot \frac{f_{\text{cd}} \cdot A}{f_{\text{yd}}} \quad (40)$$

где значения a_{m} и a_{s} определяются по графику в зависимости от значений соответственно:

$$a_{\text{s}} = \frac{f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,tot}}}{f_{\text{cd}} \cdot A}; \text{ и } \zeta_{\text{cir}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} \cdot A \cdot r_{\text{m}}}, \text{ а также } a_{\text{n}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} \cdot A}.$$

При этом момент M определяется с учетом прогиба элемента согласно п.п.7.1.4.2.1-7.1.4.2.3 НТП-02-01-2011.

При классе арматуры St500, соотношении $r_1/r_{\text{a}} = 0,7$ и $r_1/r_{\text{a}} = 0,8$ определение армирования кольцевых сечений следует производить с помощью диаграмм, представленных в Таблице 9 Приложения В НТП-02-01-2011.

6.2.3 Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$w_{\text{k}} \leq w_{\text{lim}} \quad (41)$$

где:

w_{k} — ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяется по формуле (42);

w_{lim} — предельно допустимая ширина раскрытия трещин, зависящая от условий окружающей среды, см. Таблицу 8.

Ограничение ширины раскрытия трещин для дымовой трубы оценивается по ее окружности только для вертикальных трещин. Причем для наружной и внутренней по-

верхностей ветрового щита при необходимости учитываются разные условия окружающей среды.

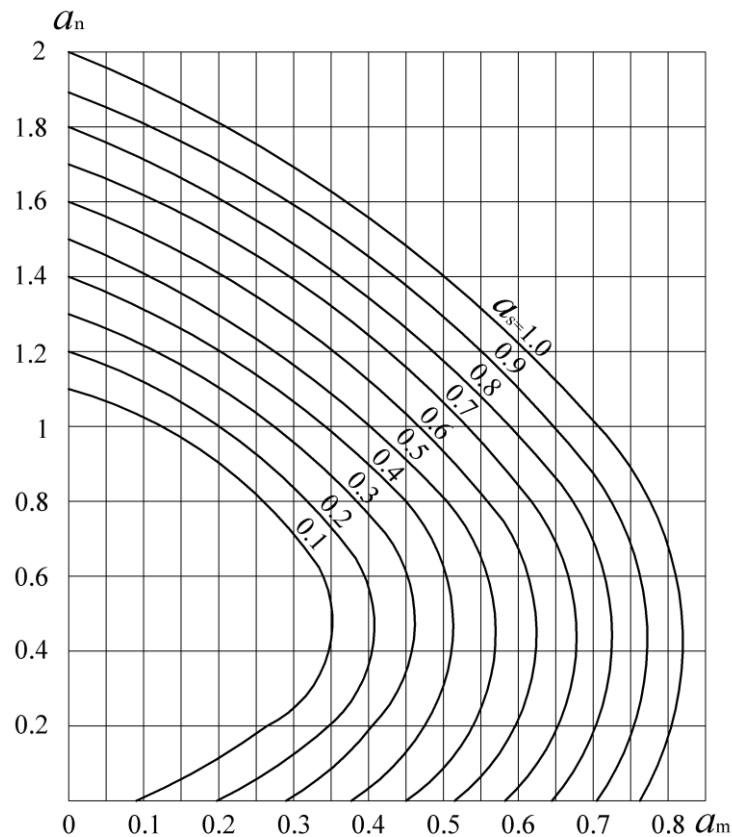


Рис. 3 — Графики несущей способности внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения

$$a_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A}; \quad a_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{f_{cd} \cdot A \cdot r_m}; \quad a_s = \frac{f_{yd} \cdot A_{s,tot}}{f_{cd} \cdot A}.$$

Таблица 8 — Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин w_{lim}

Класс по условиям эксплуатации (табл. 1 СТ РК EN 206-1:2011)	w_{lim} , мм
XA2, XA3, XD3, XS1	0,2
Все другие классы	0,3

Для оценки ширины трещины необходимо определить напряжения стали σ_s и σ_{sr} в состоянии II (поперечное сечение с трещинами). При этом расчете можно использовать среднюю прочность бетона при сжатии и применять линейную зависимость для материала бетона, описываемую средним модулем упругости, E_{cm} .

Расчетная ширина трещины, w_k :

$$w_k = 3,5 \left(\frac{\sigma_{sr}^{0,88} d_s}{f_{cm}^2} \right)^{0,89} \frac{\sigma_s - 0,4\sigma_{sr}}{E_s}; \quad (42)$$

где:

σ_s — напряжение, Н/мм², в растянутой арматуре, вычисленное на основании поперечного сечения с трещинами (состояние II) при фактических условиях нагружения с эксцентриситетом $e = M/N$;

σ_{sr} — напряжение, Н/мм², в растянутой арматуре, вычисленное на основании поперечного сечения с трещинами (состояние II) при воздействиях, поддерживающих фактический эксцентриситет e , при котором достигается прочность бетона при растяжении, f_{ctm} , в поперечном сечении без трещин (состояние I);

$f_{cm} = f_{ck} + 8$, Н/мм², средняя прочность бетона при сжатии;

f_{ck} — характеристическая прочность бетона при сжатии, Н/мм²;

d_s — диаметр арматурного стержня, мм;

E_s — модуль упругости арматурной стали, Н/мм².

6.3. Конструирование арматуры

6.3.1 В дымовых трубах с внешним диаметром D от 4 м и более метров, вертикальная и горизонтальная арматура должна располагаться в двух слоях (полотнах) каждая: один слой на направление вблизи внутренней, а второй слой — вблизи внешней поверхности, причем не менее половины всей вертикальной арматуры должно располагаться в слое вблизи внешней поверхности.

В дымовых трубах внешним диаметром менее 4 м вертикальную или горизонтальную арматуру целиком можно разместить в один слой (полотно) в одном направлении, вблизи внешней поверхности. В этом случае отношение арматуры во внешнем слое к площади поперечного сечения не должно быть меньше 0,002 на направление.

6.3.2 В дымовых трубах с внешним диаметром от 4 м и более метров минимальное отношение вертикальной арматуры к площади поперечного сечения должно быть не менее 0,003; минимальное отношение горизонтальной арматуры к площади поперечного сечения должно быть не менее 0,0025.

Для отдельно стоящих бетонных дымовых труб данное отношение в слоях у наружной и внутренней поверхностей должно быть не менее 0,0015; причем внутренний слой должен содержать не менее 1/3 всей горизонтальной арматуры.

6.3.3 На участках ствола, прилегающих к вершине дымовой трубы, где напряжения от действия постоянных нагрузок незначительны, минимальное отношение вертикальной арматуры можно принять равным отношению горизонтальной арматуры.

6.3.4 Шаг вертикальных стержней должен быть не более 250 мм (для монолитных железобетонных отдельно стоящих труб — не более 300 мм); шаг горизонтальных стержней — не более 200 мм.

Горизонтальные арматурные стержни должны размещаться между вертикальными стержнями и бетонной поверхностью. Поперечные стержни между внешним и внутрен-

ним слоем арматуры должны иметь шаг в горизонтальном и вертикальном направлении не более 600 мм.

6.3.5 По периметру и вдоль углов проемов в теле дымовой трубы должна быть установлена дополнительная арматура, которая включает в себя диагональные, а также горизонтальные и вертикальные стержни на углах и должна располагаться настолько близко к внешней поверхности проема, как это позволяют нормальные конструктивные соображения. Стержни должны быть установлены по периметру проема на длину анкеровки, которая составляет не менее 60% ширины проема, но не менее величины, указанной в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Площадь дополнительной горизонтальной и вертикальной арматуры в каждом направлении должна быть не меньше площади стержней, которые обрываются по краям отверстия. В горизонтальном направлении на половину ширины отверстия от обеих вертикальных сторон коэффициент вертикального армирования должен быть не меньше 0,0075.

6.3.6 Минимальный защитный слой бетона для монолитной бетонной оболочки c_{\min} должен составлять 30 мм; для класса воздействия ХА3 в соответствии с СТ РК EN 206-1:2011 — 40 мм. При расчете номинального защитного слоя $c_{\text{ном}}$ необходимо учесть прибавку $\Delta c_{\text{dev}} = 10$ мм к минимальному защитному слою.

Толщина стенки монолитной бетонной оболочки должна быть не менее 200 мм.

6.3.7 Значения длины нахлеста соединений внахлестку, определенные по п. 9.7 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, необходимо увеличить на 200 мм. Для соединений внахлест процент перекрывающихся стержней в любом поперечном сечении не должен превышать 50%, а нахлесточные соединения должны располагаться равномерно по окружности монолитной железобетонной оболочки ствола трубы.

6.3.8 Для сборных бетонных дымовых труб установлены дополнительные требования по конструированию арматуры.

6.3.8.1 Сборные элементы с массой, превышающей 200 кг, должны иметь минимальное горизонтальное армирование для транспортировки. Оно должно состоять из горизонтальных хомутов с минимальным диаметром 8 мм и с максимальным расстоянием 200 мм, а также из вертикальной поперечной арматуры со стержнями по меньшей мере того же диаметра и с максимальным расстоянием 500 мм. Подъемные приспособления, например, проушины для крана или отверстия для анкеров, должны соединяться с транспортной арматурой для обеспечения полной передачи усилий.

Секции дымовых труб, состоящие из нескольких сборных элементов наружных стенок в соответствии с EN 12446:2011, которые транспортируются горизонтально, должны иметь достаточную арматуру для транспортировки. Поперечная арматура не требуется.

6.3.8.2 Внутренний слой арматуры можно исключить, но в этом случае поперечное сечение наружного слоя арматуры должно быть не меньше 0,3 % от площади вертикального поперечного сечения бетона.

Сборные дымовые трубы, сооруженные из элементов наружных стенок в соответствии с EN 12446:2011, не требуют никакой горизонтальной арматуры, если путем испытаний можно показать, что вычисленное расчетное значение напряжения сдвига не превышает фактического расчетного сопротивления сдвигу с учетом коэффициента надежности $\gamma_M = 2,0$. Чтобы определить фактическое предельное сопротивление сдвигу, проводится 3 испытания на номинально идентичных образцах, которые имеют эффектив-

ный пролет 3,0 м при предельном отклонении ± 5 см и со свободными концами с обеих сторон длиной 25 - 33 см. Сосредоточенная нагрузка прикладывается в середине пролета. За характеристическое значение принимается среднее значение полученного напряжения сдвига.

6.3.8.3 Минимальный защитный слой бетона для сборной бетонной оболочки c_{\min} должен составлять 30 мм; для класса воздействия ХА3 в соответствии с СТ РК EN 206-1:2011 — 40 мм. При расчете номинального защитного слоя $c_{\text{ном}}$ необходимо учесть прибавку $\Delta c_{\text{dev}} = 10$ мм к минимальному защитному слою.

Толщина стенки сборной бетонной оболочки должна быть не менее 100 мм; для элементов наружных стенок в соответствии с EN 12446:2011 — не менее 50 мм.

6.3.8.4 Вертикальная непрерывная арматура, полученная в результате статического расчета, может быть собрана в пучки стержней. Расстояние между пучками не должно превышать 2,5 м или диаметра дымовой трубы.

Непрерывная арматура должна быть надежно защищена от коррозии.

Минимальное поперечное сечение вертикальной непрерывной арматуры должно составлять 0,075 % от площади горизонтального поперечного сечения бетона и может быть учтено как часть общего вертикального минимального армирования, включая вертикальную арматуру сборных блоков.

Диаметр непрерывных вертикальных стержней должен быть не менее 10 мм.

Значения длины нахлеста соединений внахлестку для непрерывной арматуры, определенные по п. 9.7 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, необходимо увеличить на 300 мм. Для соединений внахлест допускаются только прямые стержни; процент перекрывающихся стержней в любом поперечном сечении не должен превышать 50%, а нахлесточные соединения должны располагаться равномерно по окружности монолитной железобетонной оболочки ствола трубы.

Механические устройства для соединения (например, муфты) должны быть способны выдерживать 120% предельной расчетной нагрузки меньшего соединяемого стержня. Защитный слой бетона и расстояние между стержнями в каналах см. в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011; исходной величиной является диаметр большего соединяемого стержня.

Допускается высадка стыковых стержней с целью увеличения их площади поперечного сечения, причем для переходной зоны используется уклон 1:3 или меньше. Деформация, возникающая в дополнение к упругой деформации (из-за проскальзывания концов втулки), не должна превышать 0,1 мм при рабочей нагрузке. Для накатанной резьбы сечение сердечника можно принять как полную площадь; для фрезерованной резьбы — только 80 % полной площади.

Соединения должны быть испытаны на усталость при динамических нагрузках.

6.3.8.5 Размер и положение отверстий должны быть такими, чтобы не менее 1/4 высоты сборного элемента оставалось для формирования замкнутого кольцевого сечения или многоугольного сечения.

6.4 Требования по конструированию при изготовлении дымовых труб

6.4.1 Железобетонные стволы дымовых труб возводятся в подъемно - переставной

или скользящей опалубке.

Конструкция стволов труб, возводимых в скользящей опалубке, должна удовлетворять следующим требованиям:

- стенки стволов труб не должны иметь выступающих частей (консолей) по всей высоте;
- закладные детали должны устанавливаться заподлицо с поверхностью стенок стволов труб. Высота и ширина закладных деталей должны быть не более 700 мм, масса - не более 70 кг. Закладные детали не должны располагаться в зоне домкратных рам;
- диаметры вертикальной и горизонтальной арматуры не должны превышать 32 мм;
- длина арматурных стержней, устанавливаемых под углом 45°, не должна превышать 3 м;
- стержни вертикальной арматуры должны размещаться с учетом расположения домкратных рам и домкратных стержней;
- изменение толщины стенок стволов труб (в вертикальном сечении) должно быть плавным (без уступов), не более 1 - 2 см на каждый метр высоты сооружения;
- на наружной и внутренней поверхности стенок стволов труб (в горизонтальном сечении) должны быть предусмотрены выступы и впадины в местах расположения подвижных и неподвижных щитов опалубки;
- в теле стволов труб должны быть предусмотрены каналы для размещения в них домкратных стержней, извлекаемых впоследствии без заполнения этих каналов бетонной смесью;
- конструкция обрамления проемов газоходов и других проемов в стволе трубы должна быть выполнена с учетом необходимости установки в проемах элементов раскрепления домкратных стержней.

Толщина защитного слоя бетона над рабочей арматурой в стенах ствола трубы, возводимых в подъемно-переставной опалубке, должна обеспечиваться путем установки специальных фиксаторов, шаблонов, пластмассовых или цементно-песчаных прокладок. Прокладки должны изготавливаться из цементно-песчаного раствора состава 1:2,5 (по массе) на цементе, применяемом для бетона этих сооружений; запрещается применять прокладки из обрезков арматуры, деревянных брусков и щебня.

6.4.2 При установке арматуры в местах расположения радиальных балок рабочей площадки, прогонов и домкратных рам расстояние между стержнями вертикальной арматуры может быть увеличено соответственно толщине этих элементов, при этом должно сохраняться количество стержней в горизонтальном сечении сооружения.

Пересечения вертикальной и горизонтальной арматуры в стенке ствола трубы должны перевязываться вязальной проволокой крестообразными петлями, при этом в каждом ряду должно быть перевязано не менее 50% пересечений.

При наращивании вертикальной арматуры и соединении между собой стержней горизонтальной арматуры стыки должны быть перевязаны не менее чем в трех местах.

Кольцевая (горизонтальная) арматура, укладываемая по маячным каркасам и вертикальным стержням ствола трубы, устанавливается на высоту бетонирования одного пояса, яруса или секции.

Отклонения от проектной толщины защитного слоя бетона не должны превышать:

- при толщине защитного слоя 20 мм 3 мм;
- при толщине защитного слоя более 20 мм 5 мм.

Смещение стержней при изготовлении пространственных (маячных) каркасов не должно превышать 4 - 5 наибольшего диаметра стержня.

Закладные детали для крепления металлических конструкций (ходовых лестниц, светофорных площадок, молниезащиты и др.) к стенкам ствола трубы должны крепиться к арматуре. При установке закладные детали должны плотно прижиматься торцом к поверхности опалубки, а отверстия в них, во избежание заполнения бетонной смесью, заполняются паклей.

6.4.3 При контроле качества арматурных работ должна проверяться правильность:

- размеров стержней арматуры;
- установки штучной арматуры, сварных сеток и пространственных (маячных) сварных каркасов;
- выполнения соединений в местах пересечения и стыков арматуры;
- установки специального устройства, арматурного фиксирующего кольца или цементно-песчаных прокладок, обеспечивающих необходимую толщину защитного слоя бетона над рабочей арматурой;
- установки дюбелей для монтажа наружной ходовой лестницы, светофорных площадок, балконов и молниезащиты, а также скоб для крепления гибких связей и других закладных деталей.

6.4.4 Перед бетонированием блока, секции, яруса, пояса или захватки, а также после перерывов в бетонировании должны быть проверены состояние рабочего шва, а также правильность установки опалубки и арматуры и готовность к укладке бетонной смеси.

Укладка бетонной смеси в пределах каждого блока, секции, яруса, пояса или захватки должна производиться непрерывно. Бетонную смесь следует укладывать слоями:

- в плиту фундамента 0,3 - 0,35;
- в опалубку ствола трубы 0,2 - 0,25 м.

Укладка следующего слоя бетонной смеси допускается до начала схватывания цементного теста в бетоне предыдущего слоя. Продолжительность перерыва между укладкой предыдущего и последующего слоев бетонной смеси без образования рабочего шва устанавливается лабораторией в зависимости от температуры наружного воздуха, температуры бетонной смеси, вида применяемого цемента, вида и количества химических добавок.

Бетонирование стакана фундамента и непосредственно фундамента трубы следует производить отдельными блоками (захватками), разделенными вертикальными рабочими швами. Рабочие швы между конструктивными элементами труб, а также между отдельными блоками этих элементов должны быть перед бетонированием очищены от мусора, цементной пленки (после схватывания) и промыты водой.

Бетонирование ствола трубы в скользящей опалубке следует производить непрерывно.

При возведении стволов труб в скользящей опалубке первоначальное заполнение ее бетонной смесью необходимо производить с соблюдением следующих требований:

- бетонную смесь следует укладывать слоями толщиной 20 - 25 см;
- укладку нового слоя следует начинать только после окончания укладки предыду-

щего слоя по всему контуру скользящей опалубки;

— темпы укладки бетонной смеси должны обеспечивать заполнение опалубки на высоту 60 - 70 см в продолжение 3 - 3,5 ч;

— отрыв скользящей опалубки для начала подъема следует производить только после заполнения форм на высоту 60 - 70 см по всему периметру;

— до заполнения опалубки на всю высоту подъем ее должен производиться со скоростью 50 - 60 мм/ч.

Укладка бетонной смеси в процессе подъема опалубки должна производиться с соблюдением следующих требований:

— бетонную смесь следует укладывать непрерывно;

— бетонную смесь надлежит укладывать в опалубку равномерными слоями толщиной 20 - 25 см, приступая к укладке нового слоя лишь по окончании предыдущего;

— в процессе бетонирования верхний уровень укладываемой бетонной смеси должен быть ниже уровня верха щитов опалубки на 50 мм.

Подъем опалубки должен производиться со скоростью, исключающей возможность сцепления уложенного бетона с опалубкой; бетон, выходящий из опалубки, должен обладать структурной прочностью 0,1 - 0,5 МПа, достаточной для сохранения формы сооружения, а остающиеся на его поверхности следы от опалубки должны легко разглаживаться теркой.

Немедленно после выхода из опалубки должны устраняться все дефекты бетонирования, заделываться трещины и срывы бетона, после чего должна производиться затирка его поверхности.

Уплотнение бетонной смеси следует производить глубинными вибраторами с гибким валом. Время выдержки вибратора 10 - 15 с, шаг его перестановки должен быть не более 1,5 радиуса его действия. Глубина погружения наконечника вибратора в бетонную смесь должна обеспечивать уплотнение последней на всю высоту уложенного слоя.

Укладывать бетонную смесь на поверхность ранее уложенного бетона при образовании рабочих швов допускается после достижения им прочности не менее 1,5 МПа.

Для прочного соединения затвердевшего и свежего бетона в рабочем шве необходимо:

а) очистить арматуру и поверхность бетона шва от налипшего раствора и цементной пленки (после ее схватывания);

б) промыть поверхность бетона водой под давлением с последующим ее удалением;

в) тщательно уплотнить бетонную смесь при помощи вибраторов.

После снятия опалубки должна быть произведена проверка правильности геометрических размеров конструктивных элементов сооружения.

Проверка правильности геометрических размеров ствола трубы производится на каждой секции ствола.

6.4.5 При возведении ствола трубы в зимних условиях допускается применение бетона по прочности на сжатие на один класс выше проектного.

Способы производства бетонных работ в зимних условиях должны обеспечивать получение в заданные сроки бетона проектного класса по прочности на сжатие, морозостойкости и водонепроницаемости. При этом прочность бетона к моменту замерзания (после его выдерживания) должна составлять для фундамента и ствола трубы не менее 70%, а

остальных конструкций - не менее 50% проектной прочности или для ствола 70% проектной прочности, принятой в зимних условиях, если проектом сооружения или проектом производства работ не предусмотрены более высокие требования к прочности бетона к моменту его замерзания.

Если труба до окончания зимнего периода будет работать при полной нагрузке, бетон следует выдерживать при положительной температуре до достижения им проектной прочности.

Бетон конструктивных элементов труб, находящихся в активной зоне вечномерзлых грунтов, следует выдерживать при положительной температуре до достижения им проектной прочности.

Бетонирование ствола трубы, как правило, следует производить при температуре наружного воздуха не ниже минус 20 °С, а всех остальных конструкций труб - не ниже минус 30 °С.

Бетонирование ствола трубы при температуре наружного воздуха до минус 30 °С допускается при комбинированном методе тепловой обработки бетона и обеспечении необходимой положительной температуры.

Тепловая обработка при выдерживании бетона конструктивных элементов трубы в зимних условиях производится, как правило, следующими методами:

- бетонная подготовка (под фундамент трубы), кольцевого фундамента трубы методом электрообогрева при помощи утепленных стальных щитов, оборудованных термовкладышами или термоактивным покрытием (греющих покрывал);

- плита круглая фундамента трубы - методом - термос или термоса с предварительным разогревом бетонной смеси, или - термос, дополненного периферийным электропрогревом;

- кольцевой фундамент и стакан фундамента трубы - методом электропрогрева с использованием нашивных электродов, закрепляемых на утепленной деревянной опалубке или электрообогрева при помощи утепленной стальной опалубки, оборудованной термовкладышами, а также методом - термос с предварительным разогревом бетонной смеси;

- ствол трубы - в подвижном тепляке с использованием в качестве источника тепла отопительных агрегатов или в тепляке с дополнительным электрообогревом наружной поверхности ствола или комбинированным электровоздействием (КЭВ);

Выдерживание бетона стакана фундамента и ствола трубы допускается производить при температуре не выше 70 °С.

После выдерживания бетона вышеуказанными методами при распалубке разность температур открытых поверхностей бетона и наружного воздуха не должна превышать 20 °С.

Прогретый бетон до его остывания не должен подвергаться ударным нагрузкам.

Уход за твердеющим бетоном следует производить после наступления устойчивых положительных температур не ниже 5 °С.

6.4.6 Температура бетонной смеси во время укладки в опалубку ствола трубы должна быть:

- при выдерживании бетона методом термоса в подвижном тепляке не ниже 15 °С;

- при электропрогреве бетона не ниже 5 °С.

Бетонная смесь при укладке в утепленную стальную опалубку (оборудованную тер-

мовкладышами) оболочки вытяжной башни градирни должна иметь температуру не ниже 10 °С.

Каждый уложенный слой бетонной смеси следует перекрывать последующим в сроки, не допускающие снижения температуры на поверхности предыдущего слоя ниже 5 °С.

Не допускается укладывать бетонную смесь на поверхность ранее обогретого бетона, если температура его превышает температуру свежей смеси более чем на 15 - 20 °С.

Рабочие швы бетонирования должны быть очищены от наледи, грязи и цементной пленки (после ее схватывания) и продуты сжатым воздухом.

Укладку бетонной смеси в фундаменты трубы в пределах блоков (участков), разделенных вертикальными рабочими швами, следует производить непрерывно.

6.4.7 Для работы в зимних условиях инвентарная опалубка должна иметь тепловую изоляцию, а при применении электрообогрева бетона должна быть еще снабжена нагревательными элементами (термовкладышами).

Наружный слой тепловой изоляции опалубки должен выполняться из непродуваемого, водоотталкивающего материала. Конструкция опалубки с тепловой изоляцией должна исключать возможность образования продуваемых ветром зазоров между опалубкой и покровным слоем.

Тепловая изоляция греющей опалубки должна рассчитываться из условия обеспечения необходимых режимов обогрева бетона при низких отрицательных температурах наружного воздуха, а также и режимов выдерживания бетона методом термоса (при отключенных нагревателях) в переходные осенне-весенние периоды при температурах среды, близких к 0 °С.

В качестве нагревательных элементов греющей опалубки следует использовать нагреватели промышленного изготовления. Могут использоваться термовкладыши из нихромовой проволоки, намотанной на асбестоцементный шифер, изготавливаемые обычно непосредственно на строительном участке.

6.4.8 При бетонировании дымовых труб в зимних условиях применимы следующие методы выдерживания бетона.

6.4.8.1 Метод термоса, применяемый при нулевых температурах наружного воздуха, а также в сочетании с активным тепловым воздействием на бетон при более низких температурах. Предварительный электроразогрев бетонных смесей до температуры 60 °С должен производиться электродами от сетевого напряжения в специально оборудованных бадах. Время разогрева составляет 10 - 15 мин. Выгрузка смеси производится непосредственно в опалубку сразу после разогрева.

6.4.8.2 Выдерживание бетона в подвижном тепляке. В качестве источников тепла при выдерживании бетона в подвижном тепляке должны использоваться отопительные агрегаты, состоящие из паровых калориферов и осевых вентиляторов, а теплоносителем должен служить перегретый или насыщенный водяной пар высокого давления ($P = 0,4 - 0,6$ МПа с перегревом не более 50 °С). Постоянство давления пара должно быть обеспечено в течение всего холодного периода года.

Требуемая теплопроизводительность отопительных агрегатов при возведении ствола трубы определяется для расчетной температуры наружного воздуха минус 20 °С. Отопительные агрегаты должны обогревать зоны укладки бетонной смеси и твердения бетона и перемещаться по мере бетонирования ствола трубы.

При транспортировании пара необходимо обеспечить возможность отвода из паропровода попутного конденсата, отсечку пролетного пара послеотопительных агрегатов, а также компенсацию тепловых удлинений паро- и конденсатопроводов.

На уровне первого защитного перекрытия ствола трубы сборные шахты подъемника также должны быть перекрыты.

6.4.8.3 Электрообогрев бетона стволов труб основан на кондуктивной передаче тепла от нагревательных элементов щитов греющей опалубки. Электрообогрев бетона, как правило, должен быть двусторонним, при котором щиты наружной и внутренней опалубки снабжены термовкладышами и утеплены. Односторонний электрообогрев допускается при толщине стенки до 0,2 м, при этом щиты опалубки с обогреваемой (внутренней) стороны снабжают термовкладышами и утепляют, а с необогреваемой (наружной) стороны только утепляют.

Скорость подъема и снижения температуры для стен толщиной более 200 мм не должна превышать 10 °С/ч, а для стен толщиной менее 200 мм - 20 °С/ч. Для уменьшения потерь тепла бетоном верхний открытый торец стенки следует утеплять.

Перед укладкой бетонной смеси опалубка и арматура каждого пояса бетонирования должны быть прогреты до положительной температуры путем включения нагревателей опалубки.

Перед бетонированием каждого пояса нагреватели опалубки предыдущей забетонированной части сооружений должны быть включены в электросеть для прогрева рабочего шва бетонирования.

6.4.8.4 Комбинированное электровоздействие (КЭВ) применяется для возведения железобетонного ствола трубы с двухрядным армированием при отсутствии на объекте источников пароснабжения для устройства калориферного обогрева, а также может быть использовано в качестве резервного способа для увеличения надежности обеспечения режимов тепловой обработки при перерывах в работе систем пароснабжения.

Тепловая обработка методом КЭВ включает одновременное использование электропрогрева и электрообогрева бетона. Электрообогрев осуществляется на наружной поверхности ствола с помощью электронагревателей, вмонтированных в панели инвентарной подъемно-переставной металлической опалубки. С внутренней стороны ствола источником нагрева служит защитный слой бетона, подвергаемый электропрогреву между замкнутым кольцом металлических щитов внутренней опалубки (фаза) и внутренней арматурой (ноль).

6.4.8.5 Комбинированный метод тепловой обработки бетона труб включает выдерживание бетона в объеме подвижного тепляка и электрообогрев щитами наружной опалубки.

Метод комбинированного теплового воздействия должен применяться при ведении работ на высоте при низких температурах воздуха и больших ветровых нагрузках.

6.4.9 Для замоноличивания стыков допускается по согласованию с проектной организацией применение бетона на один класс выше проектного класса бетона стыкуемых конструкций.

Перед замоноличиванием стыков при отрицательных температурах наружного воздуха поверхности бетона, арматуры и закладных деталей стыков должны быть очищены от снега, наледи и цементной пленки, продуты сжатым воздухом и прогреты до темпера-

туры не ниже 15 °С.

Температура бетонной смеси для замоноличивания стыков при укладке должна быть не ниже 15 и не выше 35 °С, а к началу обогрева - не ниже 10 °С.

Бетон стыков следует выдерживать при положительной температуре до достижения 70% проектной прочности или 70% прочности, принятой для зимних условий.

Для улучшения удобоукладываемости и ускорения твердения бетонных смесей следует вводить при их приготовлении комплексные добавки из поверхностно активных веществ и электролитов.

Выдерживание бетона стыков следует производить при скорости подъема температуры 10 - 12 °С/ч, изотермическом прогреве при температуре не выше 50 °С и скорости остывания 10 - 12 °С/ч.

Продолжительность выдерживания бетона стыков устанавливается лабораторией в зависимости от принятого способа обогрева, состава бетона и температуры наружного воздуха.

Для контроля качества замоноличивания стыков необходимо проверять:

- качество применяемых материалов, состав и марку бетона;
- температуру, тщательность очистки и подготовки стыкуемых поверхностей;
- подвижность бетонной смеси на месте ее укладки;
- температуру бетонной смеси во время укладки и после замоноличивания при тепловой обработке, а также температуру наружного воздуха;
- прочность бетона контрольных образцов, которые должны твердеть в тех же температурных условиях, что и бетон стыков.

6.4.10 Нанесение антикоррозионных покрытий должно производиться на подготовленную поверхность бетона трубы. Подготовку бетонной поверхности следует производить сразу же после снятия щитов опалубки ствола трубы. Подготовка бетонной поверхности должна включать:

- удаление выступов на бетонной поверхности;
- срезку проволочных скруток;
- очистку поверхности бетона, удаление с нее масляных пятен и пыли;
- затирку цементным раствором неровностей, заделку раковин, каверн, выбоин, образующихся после срезки выступающих частей и проволочных скруток.

Участки со свеженанесенным цементным раствором должны выдерживаться во влажном состоянии в течение 7 суток при температуре не ниже 15 °С.

При подготовке поверхности бетона дефекты должны заделываться бетоном того же состава, применяемого при возведении ствола трубы, или полимерцементным раствором, наносимого на грунтованную поверхность.

Поверхность бетона, на которую наносятся лакокрасочные составы, должна быть в воздушно-сухом состоянии при влажности бетона не более 5 - 6%.

Антикоррозионные лакокрасочные покрытия на основе эпоксидных, эпоксидно-каменноугольных, полиуретановых и других материалов должны наноситься, как правило, способом пневматического или безвоздушного распыления с применением пистолетов-распылителей, а при небольших объемах - ручной окраской кистью.

Рабочие составы лакокрасочных покрытий должны иметь вязкость в зависимости от метода нанесения, позволяющую наносить их на бетонную поверхность ровными слоями

без подтеков.

Антикоррозионные мастичные покрытия на основе эпоксидных, эпоксидно-каменноугольных, бутилкаучуковых и других материалов должны наноситься, как правило, с помощью механических или ручных шпателей.

Антикоррозионные оклеечные покрытия должны выполняться наклеиванием рулонных или листовых материалов на поверхность бетона, предварительно огрунтованную в соответствии с указаниями проекта.

Антикоррозионную защиту труб в зимних условиях производят с обогревом внутреннего пространства паровыми калориферами. Температура окружающего воздуха и поверхности бетона ствола трубы при использовании лакокрасочных материалов на основе эпоксидно-каменноугольных и полиуретановых составов не должна быть ниже 15 °С.

Температура материалов, применяемых для антикоррозионной защиты труб, должна быть не ниже температуры поверхности защищаемой конструкции.

Покрытие наружной поверхности железобетонного ствола включает в себя маркировочную окраску и защиту железобетона от воздействия дымовых газов в зоне окутыwania.

Для нанесения на наружную поверхность ствола трубы рекомендуются защитные покрытия на основе перхлорвиниловых и эпоксидных смол и других материалов.

Время сушки каждого слоя покрытия при температуре от 18 до 22 °С и относительной влажности не более 70% должно быть не менее 1 часа.

6.4.11 В качестве подготовки для нанесения полимерных покрытий или гидроизоляционной защиты следует применять торкретирование.

Материалы для торкрет-раствора должны отвечать следующим требованиям:

—песок до перемешивания с цементом должен иметь оптимальную влажность 3 - 5% (по массе);

—состав сухой смеси для торкрет-раствора принимается 1:2 или 1:2,5 (цемент: песок) в зависимости от крупности песка корректируется строительной лабораторией по результатам предварительных испытаний.

Дозировка песка и цемента должна производиться по массе.

Продолжительность перемешивания сухой торкрет-массы должна составлять не менее 3 мин. Приготовленная смесь должна быть использована не позднее чем через 60 мин с момента ее приготовления.

После нанесения покрытия на поверхности конструкции не должно быть сухих пятен, возможных при недостатке воды, или оплывания слоя при ее избытке. Покрытие не должно иметь трещин, при простукивании не должно издавать глухого звука, который свидетельствует об отсутствии сцепления предыдущего слоя с основанием. Дефектные участки покрытия следует удалить, поверхность очистить и вновь нанести покрытие.

Уход за поверхностью торкрета следует начинать через 16 - 24 ч после нанесения. Производить непрерывное увлажнение необходимо в течение 10 сут. Обеспечить необходимый режим твердения покрытия можно также нанесением на него пленкообразующих материалов.

6.4.12 Контроль качества антикоррозионных работ осуществляется при подготовке поверхности, приготовлении составов для покрытия и при нанесении каждого слоя.

Контроль качества антикоррозионных работ осуществляется путем проверки:

— качества подготовки поверхности бетона под покрытие;

- правильности приготовления антикоррозионных составов;
- качества нанесенного защитного покрытия.

Составы, принятые для антикоррозионного покрытия, следует проверять путем опытного нанесения на небольшой участок поверхности бетона.

Контроль качества подготовки поверхности бетона под покрытие заключается в проверке влажности бетона и отсутствия раковин, трещин, глянцевой поверхности, отслоений затирки и выступающих зерен песка на бетоне ствола.

Контроль качества каждого слоя нанесенного покрытия производится путем:

- тщательного осмотра и определения по внешнему виду качества покрытия. На покрытии не должно быть трещин, отслоений, пузырей, раковин и пор, наплывов, морщин и складок;

- проверки высыхания каждого слоя покрытия, прочности сцепления покрытия с поверхностью бетона, сплошности покрытия и его толщины.

Контроль качества готового покрытия осуществляется путем проверки сплошности лакокрасочной пленки после просушки, сцепления покрытия с основанием (не должно отслаиваться) и толщины покрытия.

На всех этапах работ по приготовлению смеси для торкретирования и ее нанесению на поверхность лабораторией должен осуществляться контроль качества применяемых материалов и технологии производства работ. При получении новой партии материала производятся его испытания.

Для контроля качества нанесенного торкрета проверяют его прочность, определяемую по результатам испытания образцов, выдержанных в условиях, аналогичных условиям твердения покрытия.

6.4.13 При выполнении футеровочных и теплоизоляционных работ необходимо соблюдать следующие правила:

- тщательно очищать кирпич от пыли и грязи;
- кладку производить "под лопатку" с тщательным заполнением горизонтальных и вертикальных швов раствором или замазкой с перевязкой в 1/2 кирпича при толщине кладки 1/2 кирпича и перевязкой в 1/4 кирпича при большей толщине кладки;
- кладку толщиной в 1/2 кирпича обыкновенным глиняным кирпичом производить ложковыми рядами, а при большей толщине - чередующимися ложковыми и тычковыми рядами;
- для определения величины воздушного зазора между стволом трубы и футеровкой при его устройстве необходимо пользоваться шаблоном;
- воздушный зазор между стволом и футеровкой необходимо предохранять от попадания в него раствора и осколков кирпича;
- швы лицевой поверхности футеровки необходимо тщательно затирать;
- укладку штучных теплоизоляционных материалов следует производить параллельно с кладкой футеровки;
- перед началом кладки футеровки следует очищать консоли от мусора и грязи; кладку вести на ровной, сухой и чистой поверхности консоли;
- выравнивать кладку за счет утолщения швов не допускается;
- гнезда в футеровке от прогонов защитных перекрытий необходимо заделывать кирпичом с тщательным заполнением раствором;

НТП РК 08-06.1-2013

— во избежание перекоса кладки укладывать более трех рядов до замыкания кладки по всему периметру не допускается;

— при кладке вентиляционных окон во избежание сползания кирпича необходимо пользоваться шаблоном.

Контроль качества укладки теплоизоляции и футеровки должен производиться в процессе производства работ путем проверки:

- качества применяемого кирпича, вяжущих и заполнителей;
- правильности дозировки материалов при приготовлении раствора и замазки;
- марки растворов;
- толщины швов кладки и полноты их заполнения;
- качества выполненной футеровки;
- правильности укладки теплоизоляционных материалов;
- заделки гнезд в футеровке от прогонов защитных перекрытий;
- чистоты и правильности устройства воздушных зазоров.

Приложение А
(информационное)

Определение моментов 2-го рода

А.1 Для определения моментов 2-го рода можно использовать средние значения свойств материала. В сжатой зоне бетона необходимо использовать следующий линейный закон:

$$\sigma = E_{\text{см}} \cdot \varepsilon \quad (\text{А.1})$$

где:

σ — напряжение;

$E_{\text{см}}$ — модуль упругости бетона;

ε — деформация.

Эффект повышения жесткости бетона в зоне растяжения также можно учесть в дымовых трубах с непрерывной вертикальной арматурой.

А.2 Для определения моментов 2-го рода предлагается приближенный метод, основанный на следующих предположениях:

- полное использование поперечных сечений в отношении местной несущей способности;
- учет эффектов повышения жесткости при растяжении бетона;
- высота дымовой трубы менее 300 м;
- эффекты прогиба вследствие несовершенства и поворота фундамента не учитываются;
- постоянный диаметр и толщина стенки или почти линейное уменьшение диаметра и/или толщины стенки по высоте дымовой трубы.

Расчетное значение момента 2-го рода можно вычислить следующим образом:

- для стенки ствола трубы с непрерывной вертикальной арматурой:

$$M^{\text{II}}(z) = M^{\text{I}}(z) + M^{\text{I}}(0) \frac{(85-0,14 \cdot h) a^2}{100} \left(1 + 2,4 \frac{z}{h}\right) \left(1 - \frac{z}{h}\right)^{2,4} \quad (\text{А.2})$$

- для стенки ствола трубы без непрерывной вертикальной арматуры со значением α , определенным по формуле (А.4), не превышающим 0,6:

$$M^{\text{II}}(z) = (1 + k \cdot \alpha^2) \cdot M^{\text{I}}(z) \quad (\text{А.3})$$

где:

$M^{\text{II}}(z)$ — расчетное значение изгибающего момента 2-го рода на высоте z ;

$M^{\text{I}}(0)$ — расчетное значение изгибающего момента 1-го рода у основания дымовой трубы;

$M^{\text{I}}(z)$ — расчетное значение изгибающего момента 1-го рода на высоте z ;

z — высота рассматриваемого поперечного сечения над верхним уровнем фундамента;

h — высота дымовой трубы над верхним уровнем фундамента;

$$\alpha = h \sqrt{\frac{N}{E_{cm} \cdot I}}; \quad (A.4)$$

$k = 0,5$, если горизонтальные швы открываются не глубже центра тяжести;

$k = 0,75$, если горизонтальные швы открываются глубже центра тяжести;

N — расчетное значение осевого усилия в основании дымовой трубы;

E_{cm} — модуль упругости бетона;

I — момент инерции площади поперечного сечения без трещин у основания дымовой трубы без учета арматуры:

$$I = \pi \cdot d_m^3 \cdot \frac{t}{8} \quad (A.5)$$

d_m — средний диаметр оболочки ствола у основания дымовой трубы;

t — толщина стенки у основания дымовой трубы.

A.3 Поворот фундамента вызывает моменты 2-го рода в оболочке ствола дымовой трубы.

Для определения угла поворота θ применяются формулы (A.6) или (A.7):

— для кольцевого ростверка при отсутствии его поднятия

$$\theta = M^{\text{II}} \cdot 0,54 \frac{(1-\nu^2)}{(E_{\text{soil}} \cdot R^3)} \quad (A.6)$$

— для фундамента на опертых на концы сваях

$$\theta = \frac{M^{\text{II}}}{\beta_p \Sigma x_p^2 \cdot k_p}; \quad (A.7)$$

где:

M^{II} — расчетное значение изгибающего момента 2-го рода, действующего на фундамент относительно его подошвы;

R — радиус кольцевого ростверка;

E_{soil} — модуль упругости грунта;

ν — коэффициент Пуассона; $\nu = 0,5$;

β_p — коэффициент взаимного влияния свай в кусте:

$$\beta_p = \frac{1}{1+6 \cdot \left(\frac{d_p}{s_p}\right)} \quad (A.8)$$

x_p — расстояние от свай до оси вращения;

k_p — постоянная упругости на опорном конце свай;

d_p — диаметр свай;

s_p — минимальное расстояние между сваями.

Приложение Б (информационное)

Примеры расчета дымовой трубы

Б.1 ПРИМЕР 1 (модальный анализ). Дано:

- Дымовая труба – сооружение III класса ответственности.
- Расчетный срок службы 50 лет.
- Коэффициент ответственности, для III класса зданий по таблице 5 НТП-08-06-2013 $\gamma_1 = 1,25$;
- Диаметр основания трубы 6 м, диаметр верха 4 м, высота 60 м, толщина стенки $0,6 \div 0,4$ м.
- Ствол дымоходной трубы — железобетонный.
- Бетон нормальный класса C30/37 ($f_{ck} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $E_{cm} = 33000$ МПа, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$).
- Арматура класса St 500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).
- Теплоизоляция из диатомитового кирпича толщиной 0,125 м; футеровка — из кислотоупорного кирпича толщиной 0,25 м.
- Подводящий газопровод подземный, температура отводимых газов 200°C.
- Тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам – III.
- Рельеф плоский.
- По ветровой нагрузке площадка находится в IV ветровом районе в соответствии с СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия”.
- Тип местности по шероховатости IV.

Расчет на сейсмические воздействия

Сочетание воздействий для расчетной ситуации при сейсмических воздействиях принято в соответствии с СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и для примера будет:

$$G_k \text{ “+” } A_{Ed},$$

где:

G_k — характеристическое значение постоянного воздействия (характеристическое значение собственного веса трубы);

A_{Ed} — расчетное значение сейсмического воздействия.

Определение расчетных значений ускорений грунта

Значение $\alpha_{gR(475)}$, определенное по карте ОСЗ-1₄₇₅, составляет 0,2g; значение $\alpha_{gR(2475)}$, определенное по карте ОСЗ-1₂₄₇₅, составляет 0,3g;

$$a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2g \times 1,25 = 0,25g.$$

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \times 0,3g \times 1,25 = 0,25g$$

Принимаем расчетное значение ускорения основания для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия при типе грунтовых условий IА $a_g = 0,25g$; при коэффициенте вязкого демпфирования $\zeta = 5\%$ коэффициент коррекции по демпфированию $\eta = 1,0$.

Построение расчетных спектров реакций

Для горизонтальной компоненты сейсмических воздействий расчетный спектр $S_d(T)$ определяется следующими выражениями (НТП РК-08-01-2012):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g,$$

где:

S, S_T, T_B и T_C — определены в Таблицах 3.4, 3.5, 3.6 из НТП РК-08-01-2012.

$S_d(T)$ — расчетный спектр для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия;

q — коэффициент поведения;

β — показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент, принимаемый равным $0,2 \cdot S$:

$$S = 2,8 - 5 \cdot 0,3 = 1,3; \beta = 0,2 \cdot 1,3 = 0,26.$$

Для вертикальной компоненты сейсмических воздействий расчетный спектр $S_{dv}(T)$ задается следующими выражениями (НТП РК-08-01-2012):

$$0 \leq T \leq T_{Bv}: \quad S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{Bv}} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_{Bv} \leq T \leq T_{Cv}: \quad S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_{Cv} \leq T \leq T_{Dv}: \quad S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv}}{T} \right]^k, \text{ но не менее } \beta \cdot a_{vg},$$

$$T_{Dv} \leq T: \quad S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \right]^k, \text{ но не менее } \beta \cdot a_{vg},$$

где:

a_{vg} , T_{Bv} , T_{Cv} и T_{Dv} — определены в Таблице 3.11(НТП РК-08-01-2012):

$S_{vd}(T)$ — расчетный спектр для вертикальной компоненты сейсмического воздействия;

q — коэффициент поведения;

β — показатель нижней границы расчетного спектра для вертикальной компоненты, принимаемый равным $0,2 \cdot S$.

k — значение экспоненты по Таблице 3.11 (НТП РК-08-01-2012).

Таблица Б.1 – Значения коэффициентов S_T , характеризующих топографические эффекты усиления сейсмических воздействий (Таблица 3.4 НТП РК-08-01-2012)

Категория рельефа	Характеристика рельефа	Расположение площадки	S_T
1	Плоские поверхности и возвышенности с крутизной склонов менее 15°	—	1,0

Таблица Б.2 – Значения T_B и T_C (Таблица 3.5 НТП РК-08-01-2012)

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	T_B , с	T_C , с
III	0,375	0,96

Таблица Б.3 – Значения коэффициента S (Таблица 3.6 НТП РК-08-01-2012)

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Значения S в зависимости от величин a_g
III	$1,2 \leq (2,8 - 5 \cdot a_g/g) \leq 2,4$

Таблица Б.4 – Значения параметров, описывающих спектры упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия (Таблица 3.11 НТП РК-08-01-2012)

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	a_{vg}/a_g при			T_{Bv} , с	T_{Cv} , с	T_{Dv} , с	k
	$a_g \leq 0,12g$	$0,12g < a_g \leq 0,4g$	$a_g > 0,4g$				
III	0,7	0,8	0,9	0,10	0,20	2,0	0,4

Таблица Б.5 – Спектры реакций в ускорениях

Параметры	Значения	T_h	S_d	T_v	$[]^k$	S_{dv}
$a_g =$	0,25	0	0,325	0		0,26
$S =$	1,3	0,375	0,325	0,1		0,26
$T_b =$	0,375	0,96	0,325	0,3		0,26
$T_c =$	0,96	1	0,312	0,5	0,815193	0,21195
$q =$	2,5	1,2	0,26	0,75	0,693145	0,180218
$a_{vg} =$	0,2	1,5	0,208	1	0,617801	0,160628
$T_{bv} =$	0,1	1,75	0,17828571	1,25	0,565047	0,146912
$T_{cv} =$	0,3	2	0,156	1,5	0,525306	0,136579
$T_{dv} =$	2,1	2,5	0,1248	2	0,468205	0,121733
$k =$	0,4	3	0,104	2,1	0,459157	0,119381
$v_s =$	250	3,5	0,08914286	2,25	0,446658	0,116131
$q_v =$	1,5	4	0,078	3	0,398107	0,103508
$\beta =$	0,26	4,5	0,06933333	3,5	0,374301	0,097318
$h =$	1	5	0,065	4	0,354833	0,092257
		7	0,065	5	0,324534	0,084379
				6	0,301709	0,078444
				7	0,283667	0,073753

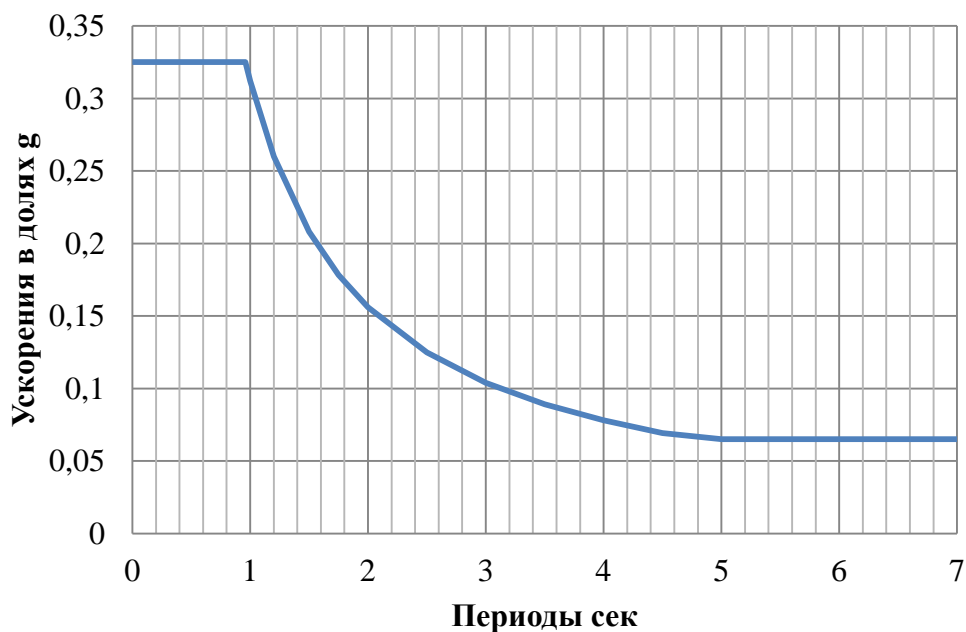


Рисунок Б.1 – Расчетный спектр горизонтальной компоненты

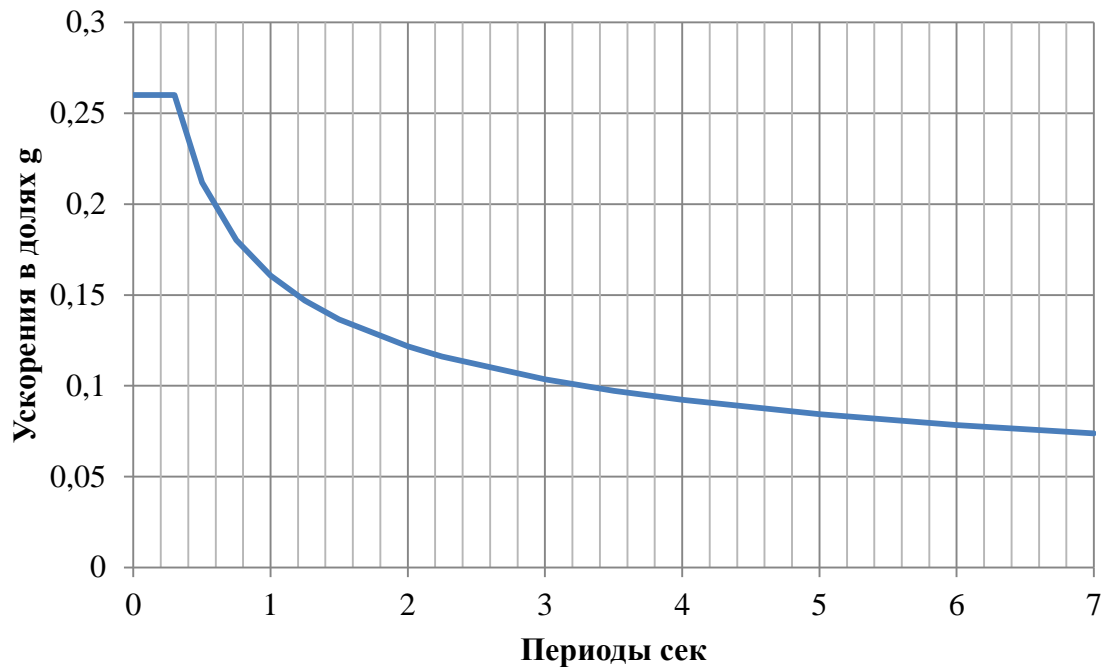


Рисунок Б.2 – Расчетный спектр вертикальной компоненты

Собственный вес, постоянные нагрузки

Удельные веса материалов конструкций приняты по СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 (Приложение А):

- Ствол трубы $\gamma = 24,0 + 1,0 + 1,0 = 26,0 \text{ кН/м}^3$.
- Теплоизоляция — диатомитовый кирпич $\gamma = 4,5 \text{ кН/м}^3$.
- Футеровка — кислотоупорный кирпич $\gamma = 22,0 \text{ кН/м}^3$.

Расчет выполнен вычислительным комплексом Лира на загрузки:

1. Загрузка 1 – собственный вес.
2. Загрузка 2 – сеймика по X.
3. Загрузка 3 – сеймика по Z.

Рассматривались 12 форм собственных колебаний.

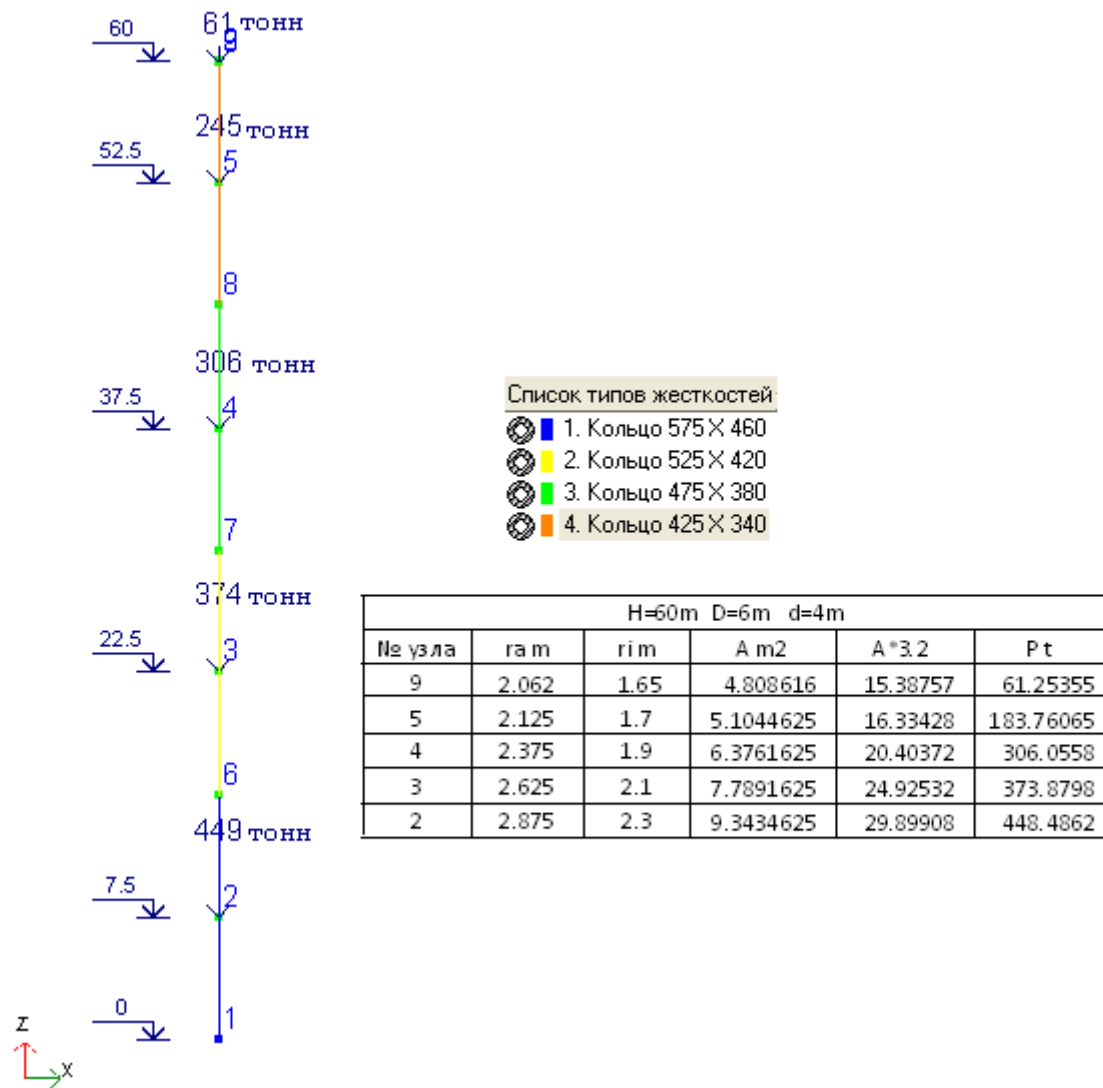


Рисунок Б.3 – Расчетная схема

Таблица Б.6 – Суммарные узловые нагрузки на основную схему

	X	Y	Z	UX	UY	UZ
1-	0,0	0,0	1,374+3	0,0	0,0	0,0
2- 1	4,088+1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2- 3	1,705+1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2- 5	7,479	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2- 9	1,618	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2- 11	1,335+1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3- 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3- 7	0,0	0,0	6,916+1	0,0	0,0	0,0
3- 12	0,0	0,0	1,239+1	0,0	0,0	0,0

Таблица Б.7 – Собственные значения, частоты, периоды колебаний

=====							
:N	: СОВСТВ.	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ	: МОДАЛ		
:П/П:	ЗНАЧЕНИЯ	:-----	:-----	: РАСПРЕДЕЛЕНИЯ:	МАССА		
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	

1	0,141229	7,08	1,13	0,8869	8,007246	50,9	50,9
2	0,141229	7,08	1,13	0,8869	0,000000	0,0	50,9
3	0,029629	33,75	5,37	0,1861	-5,170827	21,2	72,1
4	0,029629	33,75	5,37	0,1861	0,000000	0,0	72,1
5	0,011065	90,38	14,39	0,0695	3,424761	9,3	81,4
6	0,011065	90,38	14,39	0,0695	0,000000	0,0	81,4
7	0,009929	100,72	16,04	0,0624	0,000000	0,0	81,4
8	0,005479	182,50	29,06	0,0344	0,000000	0,0	81,4
9	0,005479	182,50	29,06	0,0344	-1,592978	2,0	83,4
10	0,004218	237,06	37,75	0,0265	0,000000	0,0	83,4
11	0,004218	237,06	37,75	0,0265	4,575483	16,6	100,0
12	0,004022	248,64	39,59	0,0253	0,000000	0,0	100,0

Таблица Б.8 – Усилия в кН и кНм.

Узлы	1	2	3	4	5
ЗАГРУЖЕНИЕ 1					
N	-13740,0	-13740,0	-9250,00	-5510,00	-2450,00
ЗАГРУЖЕНИЕ 2- S1					
M_y	-17798,9	-14592,4	-8612,84	-3761,36	-553,514
Q_z	468,923	468,923	428,154	342,353	216,681
ЗАГРУЖЕНИЕ 3 - S1					
N	-702,660	-702,660	-623,175	-452,686	-238,731

Крутильные моменты при случайных эксцентриситетах

Крутильные моменты M_{ai} вычислены по методике СП РК EN 1998-1:2004/2012 (пункты 4.3.2 и 4.3.3.3.3).

Таблица Б.9 – Инерционные силы

№ узла	X_1 (кН)	X_3 (кН)	X_5 (кН)	X_9 (кН)	X_{11} (кН)	Сумма квадр.	X (кН)
2	9,21278	25,92918	39,0335	17,04482	171,4447	31964,6301	178,78655
3	62,77724	118,0353	87,80125	5,20301	55,02676	28637,3785	169,22582
4	133,6733	99,62721	-62,1266	18,17346	26,00956	32660,6147	180,72248
5	144,1249	-37,3272	-9,9716	27,08775	16,27385	23263,3348	152,52323
9	59,04732	-35,7731	20,05337	14,98124	7,33865	5446,73173	73,801976

Таблица Б.10 – Моменты

№ узла	D , м	e	M_e , кНм	M_k , кНм
2	5,75	0,2875	51,40113	186,3
3	5,25	0,2625	44,42178	134,9
4	4,75	0,2375	42,92159	90,5
5	4,25	0,2125	32,41119	47,6
9	4,12	0,206	15,20321	15,2

Учет вращательной компоненты

Расчет выполнен вычислительным комплексом STARK на загрузки:

1. Загрузка 1 – собственный вес.
2. Загрузка 2 – сейсмика относительно оси Z .

Рассматривались 6 форм собственных колебаний.



Рисунок Б.4 – Расчетный спектр вращательной компоненты

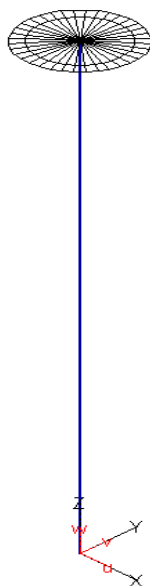


Рисунок Б.5 – Расчетная схема

Таблица Б.11 – Протокол статического расчета (MicroFe-14052001)

Система Элементы	Узлы	Уравнения	Жесткости	Потребн. памяти
73	74	438	17368	135 Kbyte
Нагрузка / Опорные Реакции				
Lfn	P_x / A_x [kN]	P_y / A_y [kN]	P_z / A_z [kN]	
1	0,00 / 0,00	0,00 / -0,00	-13691,39 / 13691,39	
2	0,00 / 0,00	0,00 / -0,00	0,00 / -0,00	

*** Расчет успешно завершен ***

Таблица Б.12 – Крутящие моменты M_r

Элем	Комб	Сеч. [м]	Усилия в стержнях (статический расчет)					
			N_r [кН]	Q_s [кН]	Q_t [кН]	M_r [кНм]	M_s [кНм]	M_t [кНм]
73	1	0,00	-2996,86	0,00	0,00	-1471,93	-0,00	-0,00
		30,00	-2996,83	0,00	0,00	-1471,93	0,00	0,00

Расчет на ветровые воздействия

Расчет на ветровые воздействия выполнен в соответствии с СП РК EN 1991-1-4:2005/2011.

Основное значение базовой скорости $v_{b,0}$ равно:

$$v_{b,0} = v_0 \cdot \gamma,$$

где:

$$v_0 = 40,49 \cdot \sqrt{w_0},$$

w_0 — нормативное давление ветра по СНиП 2.01.07-85,

γ — переходной коэффициент = 1,17.

Для IV ветрового района основное значение базовой скорости ветра равно:

$$v_{b,0} = 40,49 \times (0,48)^{0,5} \times 1,17 = 32,81 \text{ м/сек.}$$

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0},$$

где:

c_{dir} — коэффициент направления 1.

c_{season} — сезонный коэффициент 1.

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли равна:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b,$$

где:

$c_r(z)$ — коэффициент, учитывающий тип местности;

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right).$$

Коэффициент местности k_r , зависящий от параметра шероховатости, определяется по следующей формуле:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07},$$

$z_{0,II} = 0,5$, для IV типа местности по шероховатости $z_0 = 1 \text{ м.}$

$$k_r = 0,19 (1/0,5)^{0,07} = 0,199.$$

$$c_r = 0,199 \cdot \ln(z),$$

$c_0(z)$ — орографический коэффициент по условиям примера равен 1.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ на высоте z :

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = c_e(z) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2.$$

Плотность воздуха ρ равна $1,25 \text{ кг/м}^3$.

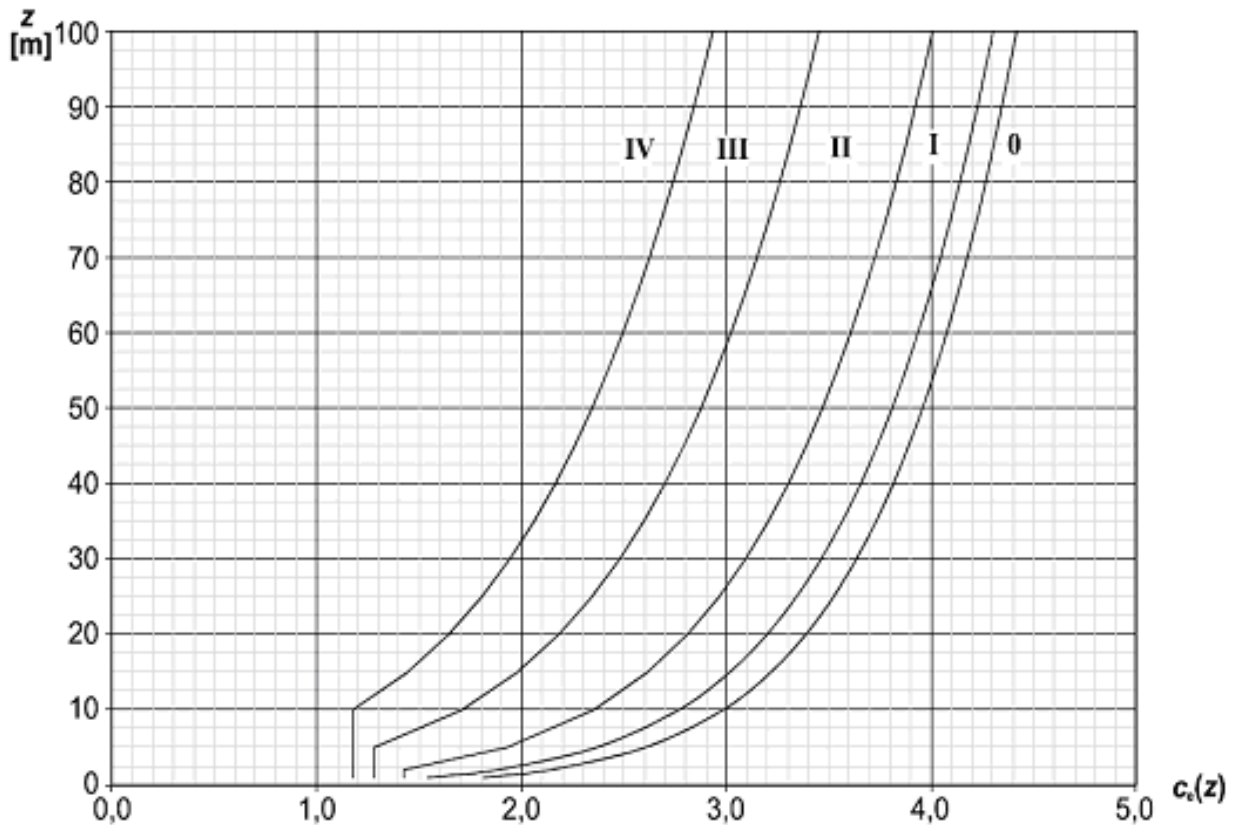


Рисунок Б.6 – Коэффициент экспозиции $c_e(z)$

Таблица Б.13 – Пиковый скоростной напор $q_p(z)$

№ узла	z , м	c_r	v_m	$v_m \cdot v_m$	q_b , кН/м ²	c_e	q_p , кН/м ²
2	7,5	0,400966	13,15568	173,0720387	1,0817	1,2	1,2980
3	22,5	0,61959	20,32873	413,2573863	2,5828	1,8	4,6491
4	37,5	0,721244	23,66401	559,9853965	3,4999	2,15	7,5248
5	52,5	0,788202	25,8609	668,7862387	4,1799	2,4	1,0031
9	60	0,814775	26,73275	714,6401136	4,4665	2,5	1,1166

Ветровая нагрузка F_w , действующая на конструкцию:

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref},$$

где:

$c_s \cdot c_d$ — конструкционный коэффициент =1,05;

c_f — коэффициент усилия;

A_{ref} — базовая площадь.

Аэродинамический коэффициент внешнего давления c_{pe} для кругового цилиндра зависит от числа Рейнольдса Re , которое определяется по формуле:

$$Re = \frac{b \cdot v_m}{\nu},$$

где:

b — диаметр;

ν — кинематическая вязкость воздуха ($\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$).

Таблица Б.14 – Определение числа Рейнольдса

№ узла	D , м	v_m	Re
2	5,75	65,62	5043012
3	5,25	98,43	7115057
4	4,75	131,24	7493603
5	4,25	164,05	7327255
9	4,124	295,29	7349725

Коэффициент внешнего давления c_{pe} для кругового цилиндра равен

$$c_{pe} = c_{p,0} \cdot \psi_{\lambda,0},$$

где:

$c_{p,0}$ — коэффициент внешнего давления для цилиндра с бесконечной гибкостью;

$\psi_{\lambda,0}$ — коэффициент, учитывающий концевой эффект для кругового цилиндра.

Таблица Б.15 – Значения Re , α_{min} , $c_{p0,min}$, α_A и $c_{p0,h}$ для поперечного сечения кругового цилиндра без обтекания свободного конца

Re	α_{min}	$c_{p0,min}$	α_A	$c_{p0,h}$
10^7	75°	-1,5	105°	-0,8
где α_{min} — положение минимального давления; $c_{p0,min}$ — значение минимального коэффициента давления; α_A — положение отрыва потока; $c_{p0,h}$ — основной коэффициент давления.				

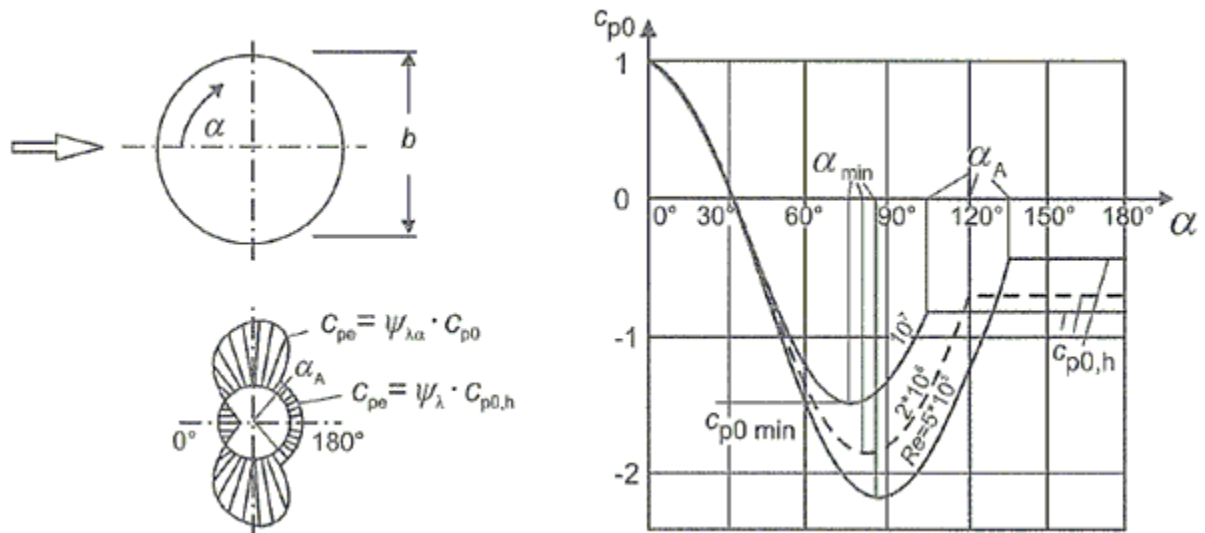


Рисунок Б.7 – Распределение давления по поперечному сечению кругового цилиндра без обтекания свободного конца

$$\psi_{\lambda,0} = 1 \text{ при } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min} = 75^\circ,$$

$$\psi_{\lambda,0} = \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos(0,5x(\alpha - \alpha_{\min})/(\alpha_A - \alpha_{\min})) \text{ при } \alpha_{\min} = 75^\circ < \alpha < \alpha_A = 105^\circ,$$

$$\psi_{\lambda,0} = \psi_\lambda = 0,7 \text{ при } \alpha_A = 105^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ,$$

где:

ψ_λ — коэффициент, учитывающий концевой эффект.

Таблица Б.16 – Узловые нагрузки от ветра F_w

№ узла	D , м	H , м	q_p , кН/м ²	F_w , Н
2	5,75	15	0,8625	62116,17188
3	5,25	15	0,7875	51783,04688
4	4,75	15	0,7125	42389,29688
5	4,25	11,25	0,4781	19088,39355
9	4,124	3,75	0,1546	1997,037979

Таблица Б.17 – Узловые нагрузки от ветра F_w и горизонтального сейсмического воздействия F_s

№ узла	F_w , кН	F_s , кН
2	62,11617188	76,5783232
3	51,78304688	69,91933857
4	42,38929688	63,26035395
5	19,08839355	42,45102699
9	19,97037979	13,7308263
Сумма=	177,373947	265,939869

Армирование трубы

Расчет армирования железобетонной трубы выполнено в соответствии с требованиями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и НТП-02-01-2011.

Таблица Б.18 – Расчетные усилия в трубе

№ узла	N_1 , кН	N_3 , кН	V , кНм	M_y , кНм	$M_{ке}$, кНм	$M_{вр}$, кНм
1	13478,94	689,3487	459,9909	17461,8	182,7603	1472
2	13478,94	689,3487	459,9909	14314,752	132,3369	1472
3	9074,25	611,3592	420,0642	8449,196	88,7805	1472
4	5405,31	444,0987	335,8944	3689,8942	46,6956	1472
5	2403,45	234,0666	212,5827	542,99331	14,9112	1472

где:

N_1, N_3 — нормальные силы от 1-го и 3-го нагружений;

V — поперечные силы;

M_y — изгибающие моменты;

$M_{ке}$ — крутильные моменты от случайного эксцентриситета;

$M_{вр}$ — крутильные моменты от вращательной компоненты сейсмического воздействия.

Минимальный процент армирования дымовых труб в соответствии с СП РК EN 1998-6:2005/2012 для вертикальной арматуры составляет 0,3%, для горизонтальной арматуры - 0,2%.

При расчете конструкции по недеформированной схеме влияние прогиба элемента учитывается путем умножения моментов на коэффициенты η_v и η_h в соответствии с формулой:

$$M = M_v \cdot \eta_v + M_h \cdot \eta_h + M_t,$$

где:

M_v — момент от вертикальных нагрузок, не вызывающих заметных горизонтальных смещений концов;

M_h — момент от нагрузок, вызывающих горизонтальное смещение концов;

M_t — момент от вынужденных горизонтальных смещений концов, не зависящих от жесткости элемента, например, от температурных воздействий.

Значение коэффициента $\eta_{v(h)}$ при расчете конструкции по недеформированной схеме определяется по формуле:

$$\eta_{v(h)} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crit}}}$$

где:

N_{crit} - условная критическая сила, определяемая по формуле:

$$N_{\text{crit}} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}$$

l_0 — расчетная длина элемента, определяемая для коэффициентов η_v и η_h .

D — жесткость железобетонного элемента в предельной стадии, определяемая по формуле:

$$D = \frac{0,15 \cdot E_{\text{cm}} \cdot I_c}{\varphi_1 \cdot (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s$$

где:

I_c и I_s — момент инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

E_{cm} — модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по Таблице 3 настоящего Пособия;

φ_1 — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и равный

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{11}}{M_1}$$

но не более 2;

$$\delta_e = \frac{e_0}{D_{\text{cir}}}$$

M_1 и M_{11} - моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия основной комбинации нагрузок и от действия квазипостоянного (длительного) комбинации нагрузок.

Допускается M_1 и M_{11} определять относительно оси, проходящей через центр тяжести всей арматуры.

Таблица Б.19 – Моменты

№ узла	M_y , кНм	η	$M_{y \text{ расч.}}$, кНм
1	17461,8	1,0124	17678,319
2	14314,75	1,01793	14571,417
3	8449,196	1,018293	8603,7533
4	3689,894	1,017201	3753,3635
5	542,9933	1,008632	547,68057

Таблица Б.20 – Учет влияния прогиба элемента при расчете конструкции по недеформированной схеме

№ узла	D , м	N_1 , кН	N_3 , кН	N , кН	M_y , кНм	e_0 , м	δ_e	M_1 , кНм	M_{1L} , кНм	φ
2	5,75	13478,94	689,3487	14168,29	17461,8	1,23245654	0,21434027	40733,83001	38751,9525	1,951345663
3	5,25	13478,94	689,3487	14168,29	14314,752	1,0103374	0,19244522	37191,75784	35382,2175	1,951345663
4	4,75	9074,25	611,3592	9685,609	8449,196	0,87234533	0,18365165	23003,32185	21551,34375	1,936879634
5	4,25	5405,31	444,0987	5849,409	3689,8942	0,63081491	0,14842704	12429,99349	11486,28375	1,924078018
9	4,124	2403,45	234,0666	2637,517	542,99331	0,20587295	0,04992069	5438,559229	4955,9139	1,911254928
№ узла	r_a , м	r_i , м	I_c , м ⁴	I_s , м ⁴	$E_{ст}$, кН/м ²	E_s , кН/м ²	D	N_{crit} , кН	N , кН	η
2	2,875	2,3	63,328237	0,189985	33000	200000000	2691019,25	1179216,596	14168,2887	1,012399574
3	2,625	2,1	44,011202	0,132034			1871141,79	819942,6474	14168,2887	1,017930107
4	2,375	1,9	29,491744	0,088475			1254236,94	549612,2035	9685,6092	1,018292545
5	2,125	1,7	18,900868	0,056703			804680,012	352614,3575	5849,4087	1,017200841
9	2,0625	1,65	16,773428	0,05032			716898,751	314148,2189	2637,5166	1,008632259
№ узла	M_y , кНм	η	$M_{y\text{ расч}}$, кНм							
2	17461,8	1,0124	17678,319							
3	14314,75	1,01793	14571,417							
4	8449,196	1,018293	8603,7533							
5	3689,894	1,017201	3753,3635							
9	542,9933	1,008632	547,68057							

Таблица Б.21 – Подбор продольной арматуры (по рисунку Б.8)

№ узла	M_y , Нмм	N , Н	A , мм ²	f_{cd} Н/мм ²	v_{Ed}	D , мм	a_m	ω_{tot}	$A_{s,tot}$, мм ²	Ø20 АШ (шт.)
1	1,77E+10	14168289	9343463	17	0,089199	5750	0,019356	0,1	36497,9	117
2	1,46E+10	14168289	7789163		0,106999	5250	0,020961	0,1	30426,42	99
3	8,6E+09	9685609	6376163		0,089355	4750	0,01671	0,1	24906,88	80
4	3,75E+09	5849409	5104463		0,067408	4250	0,010177	0,1	19939,31	64
5	5,48E+08	2637517	4808616		0,032265	4124	0,001625	0,1	18783,66	60

Вертикальную арматуру располагаем в двух слоях с шагом 300 мм.

Горизонтальную арматуру определяем по минимальному проценту армирования (п. 6.3.2 настоящего Пособия), т.е. не менее 0.0025. Принимаем стержни диаметром 12 мм класса АШ с шагом 200 мм по высоте трубы.

Расчет на действие крутящих моментов

Допускается не учитывать кручение, если крутящий момент меньше четверти крутящего момента, вызывающего образование трещин:

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u},$$

где:

A — полная площадь сечения внутри его наружного периметра, включающая площадь внутренней пустотелой части;

u — наружный периметр сечения.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,0 / 1,5 = 1,33 \text{ МПа}, \alpha_{ct} = 1,0$$

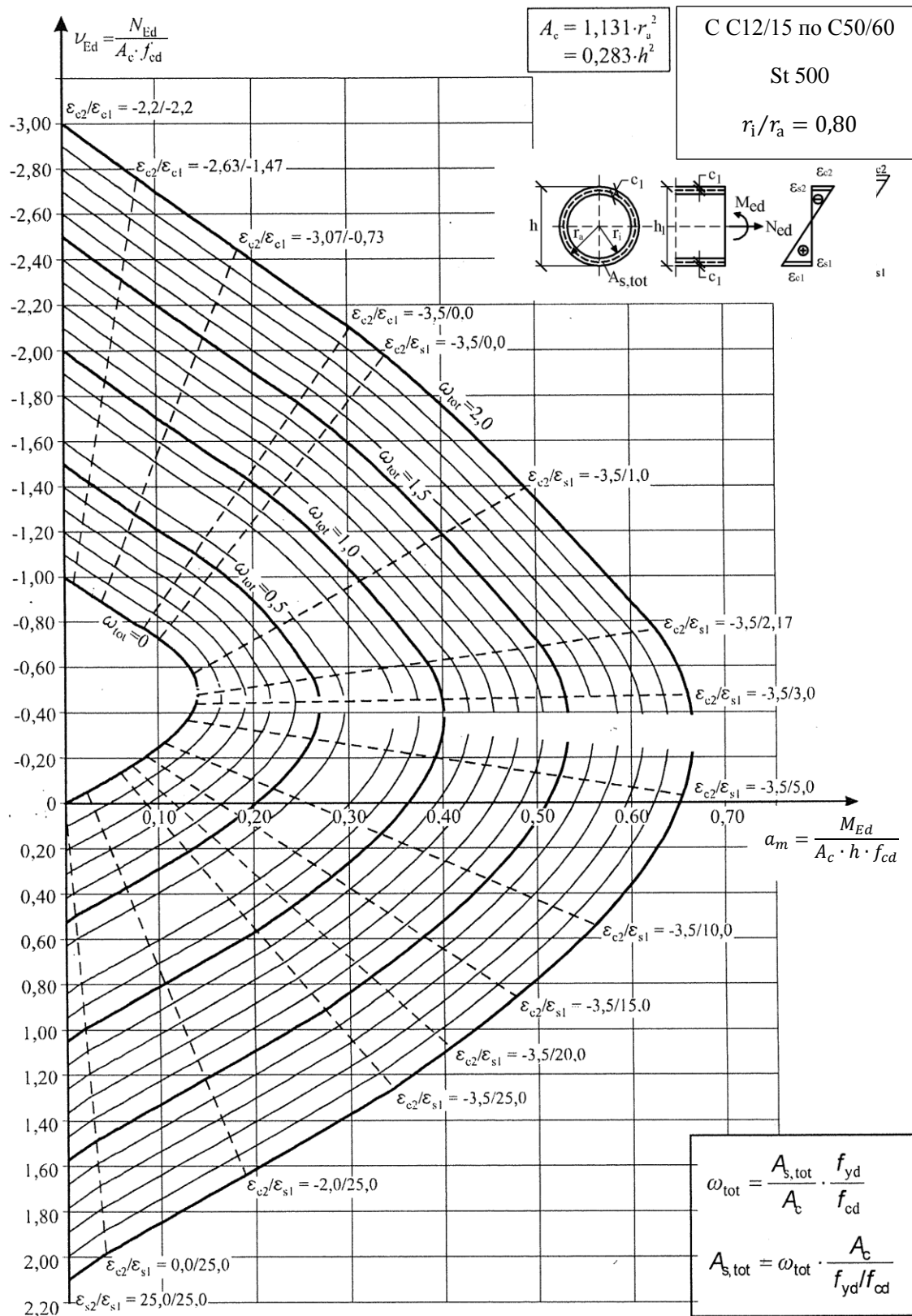
Таблица Б.22 – Крутящие моменты

№ узла	r_a , мм	u	A , мм ²	A^2	f_{cd}	f_{ctd}	T , Нмм		T_{Ed} , Нмм
1	2875	18055	51908125	2,69445E+15	17	1,33	4,602E+10	>	1,77E+10
2	2625	16485	43273125	1,87256E+15			3,503E+10	>	1,46E+10
3	2375	14915	35423125	1,2548E+15			2,594E+10	>	8,6E+09
4	2125	13345	28358125	8,04183E+14			1,858E+10	>	3,75E+09
5	2062,5	12953	26714531,25	7,13666E+14			1,699E+10	>	5,48E+08

Проверка на кручение не требуется.

Расчет по раскрытию трещин

Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие:



Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
$I_H/\text{мм}^2$	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Б.8 – Таблица 9 Приложения В НТП-02-01-2011

$$M_{Ed} M_{Ed} < M_{cr},$$

где:

M_{Ed} — момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; при этом учитываются все нагрузки (постоянные и переменные) с частным коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

M_{cr} — момент, воспринимаемый нормальный сечением элемента при образовании трещин.

$$M_{cr} = f_{ctd,ser} W \pm N_{Ed} \cdot e_y; \quad W = \frac{I_{red}}{y_t}; \quad e_y = \frac{W}{A_{red}}.$$

Таблица Б.23 – Результаты расчета по трещинообразованию

№ узла	D, мм	A, мм ²	W, мм ³	e_y	f_{ctd}	N_{ed} , Н	M_{cr} , Нмм		M_{Ed} , Нмм
1	5750	9343462,5	37308964844	3993,0	1,33	14168288,7	1,062E+11	>	3.150E+08
2	5250	7789162,5	28397988281	3645,8		14168288,7	8,942E+10	>	1.80E+09
3	4750	6376162,5	21032480469	3298,6		9685609,2	5,992E+10	>	9.50E+07
4	4250	5104462,5	15065253906	2951,3		5849408,7	3,73E+10	>	4.11E+09
5	4124	4808616	13764664655	2862,5		2637516,6	9,381E+10	>	546E+08

Расчет по раскрытию трещин не требуется.

Проверка устойчивости

Проверку устойчивости дымовой трубы производим согласно выражению (6.7) СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_{d,dst} \leq R_{d,stab},$$

где:

$E_{d,dst}$ — расчетное значение эффекта дестабилизирующих воздействий;

$R_{d,stab}$ — расчетное значение эффекта стабилизирующих воздействий.

Фундамент принимаем круглого сечения диаметром 10 м высотой 2 м.

$$E_{d,dst} = M_{opp} = \sum X_i \cdot z_i = 178,8 \times 7,5 + 169,2 \times 22,5 + 180,7 \times 37,5 + 152,5 \times 52,5 + 73,8 \times 60 = 24358,5 \text{ кНм}.$$

$$R_{d,stab} = M_{уд} = (Q_{тр} + Q_{фунд}) \cdot D/2 = [(4490 + 3740 + 3060 + 2450 + 610) + (3,14 \times 10^2/4) \times 2 \times 26] \times 5 = 92160 \text{ кНм} > E_{d,dst} = 24358,5 \text{ кНм}.$$

Общая устойчивость дымовой трубы обеспечена.

Б.2 ПРИМЕР 2 (метод поперечной силы)

Дано:

– Дымовая труба – сооружение III класса ответственности.

– Расчетный срок службы 50 лет.

- Диаметр основания трубы 4 м, диаметр верха 3 м, высота 40 м, толщина стенки 0,2 м.
- Ствол дымоходной трубы железобетонный. Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ МПа, $E_{cm} = 31000$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$).
- Арматура класса St400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).
- Теплоизоляция — из диатомитового кирпича толщиной 0,125 м, футеровка — из кислотоупорного кирпича толщиной 0,25 м.
- Подводящий газоход — подземный, температура отводимых газов 200°C.
- Тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам – III.
- Принимаем расчетное значение ускорения основания для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия при типе грунтовых условий IA $a_g = 0,25g$.

Расчет выполнен по методике СП РК EN 1998-1:2004/2012.

Вес трубы:

$$Q = \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4 \cdot 40 \cdot 26 + \pi \cdot d_0^2 / 4 \cdot (0,125 \cdot 4,5 + 0,25 \cdot 22) \cdot 40 = \pi \cdot (4^2 - 3,6^2) / 4 \cdot 40 \cdot 26 + \pi \cdot 3,5^2 / 4 \cdot (0,125 \cdot 4,5 + 0,25 \cdot 22) \cdot 40 = 4813,8 \text{ кН.}$$

Масса трубы $m = 49,1$ т.

Период основного тона

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 40^{3/4} = 0,795 \text{ с,}$$

где по п. 4.3.3.2.2 СП РК EN 1998-1:2004/2012:

$C_t = 0,05$;

H — высота трубы.

Корректирующий коэффициент $\lambda = 0,85$ при $T_1 \leq 2 \cdot T_c = 0,96$ с.

Сейсмические поперечные силы:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 0,325 \cdot 9,81 \cdot 49,1 \cdot 0,85 \cdot 9,81 = 1305,33 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент:

$$M_{Ed} = 1305,33 \cdot 19,01 = 24814,41 \text{ кНм.}$$

В обозначениях, принятых в Таблице 9 Приложения В НТП-02-01-2011 (рис. Б.1):

$$N_{Ed} = 4813,8 \text{ кН; } M_{Ed} = 24814,41 \text{ кНм.}$$

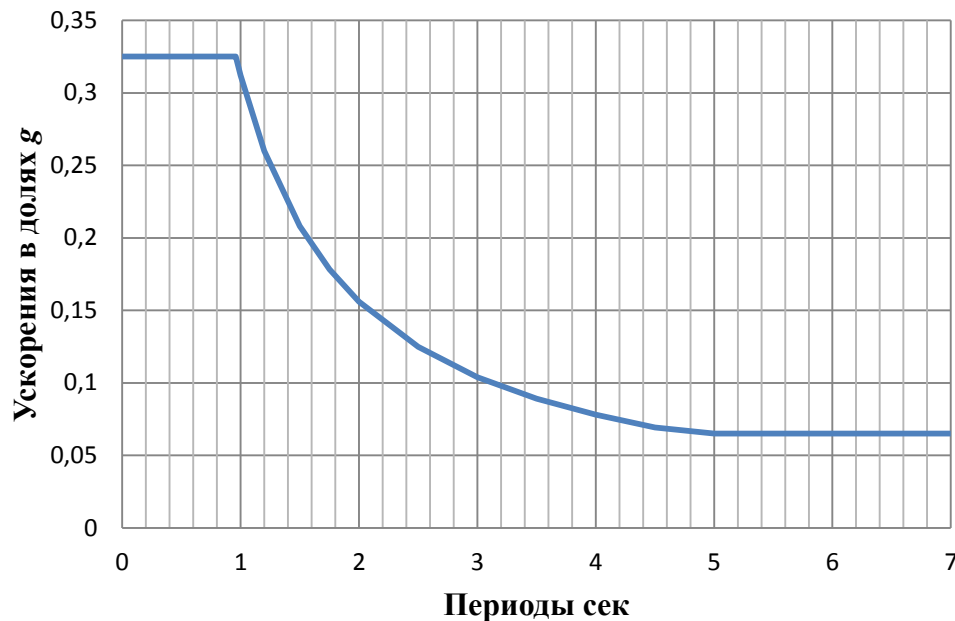


Рисунок Б.9 – Расчетный спектр горизонтальной компоненты.

Для сечения в основании трубы:

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}); A_c = 0,283 \cdot D^2 = 0,283 \cdot 4^2 = 4,528 \text{ кН};$$

$$v_{Ed} = 4813,8 / (4,528 \cdot 14,2 \cdot 1000) = 0,075;$$

$$a_m = M_{Ed} / (A_c \cdot D \cdot f_{cd}) = 24814,41 / (4,528 \cdot 4 \cdot 14,2 \cdot 1000) = 0,096; \omega_{tot} = 0,2;$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot A_c / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,2 \cdot 4,528 / 25,6 \cdot 1000000 = 35375 \text{ мм}^2 = 113 \text{ Ø20 АIII}.$$

Вертикальную арматуру располагаем в один слой с шагом 300 мм.

Горизонтальную арматуру определяем по минимальному проценту армирования (п. 6.3.2 настоящего Пособия), т.е. не менее 0.0025. Принимаем стержни диаметром 12 мм класса АIII с шагом 200 мм по высоте трубы.

Проверка на кручение

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u},$$

$$T_{Ed} = 4000 \cdot 0,05 \cdot 1305,33 \cdot 1000 = 261066000 \text{ Нмм};$$

$$D = 4000 \text{ мм}; A = 12560000 \text{ мм}^2; u = 12560 \text{ мм};$$

$$M = 0,25 \cdot 14,2 \cdot 1,33 \cdot 12560000^2 / 12560 / (14,2 + 1,33) = 3.82E+09 \text{ Н} \cdot \text{мм} > T_{Ed} = 2661E+08 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Проверка на кручение не требуется.

Проверка устойчивости

Проверку устойчивости дымовой трубы производим согласно выражению (6.7) СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_{d,dst} \leq R_{d,stab},$$

где:

$E_{d,dst}$ — расчетное значение эффекта дестабилизирующих воздействий;

$R_{d,stab}$ — расчетное значение эффекта стабилизирующих воздействий.

Фундамент принимаем круглого сечения диаметром 8 м высотой 2 м.

$$E_{d,dst} = M_{opp} = F_b \cdot z_1 = 1305,33 \times 19,01 = 24814,41 \text{ кНм.}$$

$$R_{d,stab} = M_{уд} = (Q_{тр} + Q_{фунд}) \cdot D/2 = [4813,8 + (3,14 \times 8^2/4) \times 2 \times 26] \times 4 = 29705,12 \text{ кНм} > E_{d,dst} = 24814,41 \text{ кНм.}$$

Общая устойчивость дымовой трубы обеспечена.

УДК 624.971:697.85

МКС 01.120; 91.060.40

Ключевые слова: железобетонные дымовые трубы, сейсмостойкость, принципы проектирования, расчет дымовых труб на сейсмическое воздействие, надежность, конструирование, примеры расчета дымовых труб.

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 08-06.1-2013

**СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ТЕМІРБЕТОН ТҮТІН
МҰРЖАЛАРЫН ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ**

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 08-06.1-2013

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ДЫМОВЫХ ТРУБ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная