

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

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

СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ.

**Бөлім: Монолиттік темірбетоннан жасалған
ғимараттар**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ.

Часть: Здания из монолитного железобетона

ҚР НТҚ-08-01.3-2021
(ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012)
НТП РК-08-01.3-2021
(к СП РК EN 1998-1:2004/2012)

Ресми басылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы индустрия және инфрақұрылымдық даму
министрлігінің Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық
шаруашылық істері комитеті

Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального
хозяйства Министерства индустрии и инфраструктурного развития
Республики Казахстан

Нур-Султан 2022

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҚЗИ» АҚ
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы индустрия және инфрақұрылымдық даму министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 БЕКІТІЛІП,
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы индустрия және инфрақұрылымдық даму министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитетінің 2021 жылғы 15 желтоқсанындағы №201-НҚ бұйрығымен 2022 жылғы 1-қаңтардан бастап
- 4 ОРНЫНА:** ҚР НТҚ 08-01.3-2012

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства Министерство индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан
- 3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН
В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно – коммунального хозяйства Министерство индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан от 15 декабря 2021 года №201-НҚ с 1 января 2022 года
- 4 ВЗАМЕН:** НТП РК 08-01.3-2012

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатысыз 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 РК

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	1
1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР	2
1.1 Қолдану саласы	2
1.2 Құралдың мақсаты	3
1.3 Қолдану жөніндегі нұсқаулар	4
1.4 Нормативтік сілтемелер	6
1.5 Терминдер мен анықтамалар	7
1.5.1 Ғимараттардың конструктивтік элементтері	7
1.5.2 Конструктивтік жүйелердің түрлері	10
1.5.3 Басқа терминдер мен анықтамалар	10
1.6 Осы НТҚ-да пайдаланылатын таңбалар	12
1.7 СИ халықаралық бірліктер жүйесі	15
2 МОНОЛИТТІ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕРІ БАР ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ ТҰЖЫРЫМДАМАЛАРЫ	16
2.1 Энергияны диссипациялау қабілеті және монолитті темірбетон конструктивтік жүйелерінің иілгіштік кластары	16
2.2 Конструктивтік жүйелердің түрлері	18
2.3 Тұру қалпы коэффициенттері	22
2.4 Жоспарда және биіктігі бойынша ғимараттардың өлшемдеріне шектеулер	24
2.5 Жобалау критерийлері	26
2.5.1 Жалпы ережелер	26
2.5.2 Капаситивті жобалау әдісі	26
2.5.3 Жергілікті қарсылық жағдайы	26
2.5.4 Жергілікті иілгіштік жағдайы	27
2.5.5 Конструктивтік жүйенің статикалық анықталмаушылығы	28
2.5.6 Конструктивтік жүйенің және олардың қарсыласулығының бөлігі болып табылмайтын конструктивтік элементтер	28
2.5.7 Қосымша арнайы іс-шаралар	29
2.6 Қауіпсіздікті тексеру	30
2.7 Ғимараттардың есептік модельдерінде монолитті темірбетон конструкцияларының қаттылығын есепке алу	30
3 ТӨМЕН ИІЛГІШТІК КЛАСЫНДАҒЫ МОНОЛИТТІ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕР	32
3.1 Жалпы мәліметтер	32
3.2 Материалдар	32
4 РАМАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕР ЖӘНЕ РАМАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕРГЕ БАЛАМА ҚОС КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕР ҮШІН АРНАЙЫ ЕРЕЖЕЛЕР	33
4.1 Жалпы ережелер	33
4.2 Материалдарға қойылатын талаптар	33
4.3 Рамалардың элементтерін жобалау бойынша жалпы ережелер	34
4.4 Арқалықтар	36
4.4.1 Геометриялық шектеулер	36
4.4.2 Үзілмелі тік элементтерді қолдайтын арқалықтарға арналған арнайы ережелер	38
4.4.3 Есептік әсерлер салдары	38
4.4.4 Сыни шектік күйді тексеру және құрастыру	38

4.4.4.1 Арқалықтардың иілуге қарсылығы	38
4.4.4.2 Жергілікті иілгіштікті қамтамасыз ету үшін құрастыру	38
4.5 Бағандар	Error! Bookmark not defined.
4.5.1 Геометриялық шектеулер	43
4.5.2 Есептік әсерлер салдары	44
4.5.3 Сыни шектік күйді тексеру және құрастыру	45
4.5.3.1 Иілу және ығысу кезіндегі қарсылықтар	45
4.5.3.2 Жергілікті иілгіштікті қамтамасыз ету үшін құрастыру	45
4.6 Арқалық-баған қосылыстары	50
5 ҚАБЫРҒАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕРДІ ЖӘНЕ ҚАБЫРҒАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕРГЕ БАЛАМА ҚОС КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕРДІ ЖОБАЛАУДЫҢ АРНАЙЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ	52
5.1 Жалпы ережелер	52
5.2 Материалдарға қойылатын талаптар	53
5.3 Геометриялық шектеулер және жалпы талаптар	53
5.4 Қабырғалардың иілгіштік деформацияға қабілеттілігі	57
5.5 Есептік әсерлер салдары	59
5.6 Қабырғалардың қысылуға, иілуге және ығысуға қарсылығы	59
5.7 Иілу қабырғаларын жобалау	60
5.7.1 Жалпы ережелер	60
5.7.2 Сыни аймақтардағы иілу қабырғаларының конструктивтік шешімдері	62
5.7.3 Сыни аймақтардан жоғары иілу қабырғаларының конструктивтік шешімдері	68
5.8 Сыни шектік күйді тексеру және ығысу қабырғаларын құрастыру	68
5.8.1 Иілуге және ығысуға қарсылық	68
5.8.2 Ығысу қабырғаларына арналған арнайы конструктивтік талаптар	68
5.9 Қабырғалардың байланыстырушы арқалықтары	69
6 АНКЕР МЕН ТҮЙІСПЕЛЕРГЕ АРНАЛҒАН ЕРЕЖЕЛЕР	75
6.1 Жалпы мәліметтер	75
6.2 Арматураны анкерлеу	75
6.2.1 Бағандар	75
6.2.2 Арқалықтар	76
6.3 Арматура өзектерін түйістіру	78
7 ІРГЕТАСТАРДЫҢ ТЕМІРБЕТОН ЭЛЕМЕНТТЕРІ	79
7.1 Қолдану саласы	79
7.2 Анкерлік арқалықтар және іргетас арқалықтары	81
7.3 Тік элементтерді іргетас арқалықтарымен немесе қабырғаларымен қосу	82
7.4 Монолитті бетон қадалар мен қадалық ростверктер	82
8 ТАС ҚАЛАУЫНА НЕМЕСЕ БЕТОН ТОЛТЫРҒЫШТАРЫНА БАЙЛАНЫСТЫ ЖЕРГІЛІКТІ ӘСЕРЛЕР	83
9 ТЕМІРБЕТОН ДИАФРАГМАЛАРҒА (АРАЖАБЫН ТАҚТАЛАРЫ МЕН ЖАБЫНДАРҒА) АРНАЛҒАН ЕРЕЖЕЛЕР	84
А қосышасы_Қабырғаларды байланысқан және байланыспаған деп жіктеудің мысалдары	84
Б қосышасы_Арқалық-баған қосылыстары арқылы өтетін арқалықтың бойлық өзектерінің максималды диаметрлері	86
В қосышасы_Гимараттарды сейсмикалық әсерге есептеу мысалдары	93

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құрал «Қазақстан Республикасындағы сәулет, қала құрылысы және құрылыс қызметі туралы» Қазақстан Республикасының 2001 жылғы 16 шілдедегі № 242-ІІ Заңын ескере отырып жасалған және Қазақстан Республикасының сейсмикалық аймақтарындағы ғимараттарды жобалаудың жалпы қағидаттары мен қағидаларын белгілейді.

Осы нормативтік-техникалық нұсқаулықта келтірілген ғимараттарды жобалау қағидаттары мен қағидалары «Ғимараттар мен құрылыстардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігіне қойылатын талаптар» Қазақстан Республикасының Техникалық регламентіне оның механикалық қауіпсіздігі бөлігіндегі талаптарына сәйкес келеді.

Осы нормативтік-техникалық нұсқаулықты «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу және жобалау-эксперименттік институты» АҚ Қазақстан Республикасындағы сейсмикаға төзімді құрылыстың нормативтік базасын жетілдіру және оны еуропалық нормалармен үйлестіру мақсатында әзірледі.

Тақырып жетекшісі, редактор – Кульбаев Б.Б., ғылыми жетекшілер – техн. ғыл. канд. Ицков И.Е., техн. ғыл. канд. Шокбаров Е.М., жауапты орындаушы – техн. ғыл. канд. Ицков И.Е., бірлесіп орындаушылар – техн. ғыл. канд. Омаров Ж.А., инж. Ли П.А., инж. Лопухов С.А., инж. Шаймерденов Т.А., инж. Абаканов М.М.

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

СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ.
БӨЛІМ. МОНОЛИТТІК ТЕМІРБЕТОННАН ЖАСАЛҒАН ҒИМАРАТТАР
DESIGN OF BUILDING FOR EARTHQUAKE RESISTANCE.
PART. MONOLITHICALLY CONCRETE BUILDINGS

Енгізу күні – 2022.01.01

1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

1.1 Қолдану саласы

1.1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 «Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау. 1-бөлім: Жалпы ережелер, сейсмикалық әсерлер және ғимараттарға арналған ережелер» жинағының «Темірбетон ғимараттарына арналған арнайы ережелер» 5-бөлімін дамыту үшін әзірленген және ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 Ұлттық қосымшасының ережелеріне сәйкес келеді.

1.1.2 Осы нормативтік-техникалық құралдың ережелерін (бұдан әрі – НТҚ) сейсмикалық аймақтардағы құрылысқа арналған монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар жаңа тұрғын және қоғамдық ғимараттарды жобалау кезінде басшылыққа алынуы керек.

1.1.3 Осы НТҚ ережелері төмен (DCL) және орташа (DCM) иілгіштік кластары бар монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар ғимараттарды жобалауға қолданылады.

Ескертпе – Монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелердің иілгіштік деформация қабілеті бойынша жіктелуі 2.1-тармақта берілген.

1.1.4 Осы НТҚ, ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5-бөлімінде келтірілген қағидаттар мен ережелермен қатар, мыналарды қамтиды:

а) ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 Ұлттық қосымшасында келтірілген ұлттық белгіленген параметрлер;

б) ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5-бөлімінің кейбір ережелерін толықтыратын, дамытатын және нақтылайтын қосымша ережелер;

в) ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5-бөлімінің кейбір ережелерінің орнына қабылданған балама ережелер.

г) осы НТҚ-ның кейбір ережелерін түсіндіретін және/немесе негіздейтін ескертпелер;

д) осы НТҚ-ның кейбір ережелерін практикада қолдануды суреттейтін мысалдар.

1.1.5 НТҚ-да келтірілген балама ережелер:

– сыналған техникалық шешімдерге және/немесе жер сілкінісінің салдарын талдау және эксперименттік-теориялық зерттеулер нәтижелеріне негізделеді;

– ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 негізгі қағидаттарымен келісіледі және ғимараттардың сейсмикаға төзімділігін қамтамасыз етудің заманауи тәжірибесіне сәйкес келеді.

Ескертпе – ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 ережелерінің 1.4(5) тарауына және ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 ережелерінің 1.4(1) тарауына сәйкес ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 ережелерінен ерекшеленетін жобалау ережелерін егер бұл ережелер ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 және ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 негізгі қағидаттарымен келісілсе және ғимараттарға жобалау қауіпсіздігінің көрсеткіштері, кем дегенде, Еурокодтарда көзделген көрсеткіштерге сәйкес келетін пайдалану жарамдылығы мен ұзақ мерзімділігі қамтамасыз етілсе, қолдануға рұқсат етіледі. Осы НТҚ-да ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 кейбір ережелерінің орнына қабылданған баламалы қағидалар осы шартқа сәйкес келеді.

1.1.6 НТҚ төмендегі темірбетон ғимараттарды жобалаудың қағидаттары мен ережелерін қарастырмайды:

а) жер бетіндегі тектоникалық жарылулардың пайда болуы мүмкін аймақтарда және магнитудасы 7,5 және одан жоғары жер сілкінісі ошақтарының пайда болуы мүмкін аймақтарда орналасқан;

б) жоспардағы және/немесе биіктігі бойынша осы НТҚ 2.2 және 2.3-кестелерінде көрсетілген өлшемдерден асатын өлшемдерге ие;

в) жоспардағы және/немесе (мысалы, жоспардағы тым жүйесіз және/немесе биіктігі бойынша) жүйелілік критерийлерін қанағаттандырмайтын конструктивтік-құрастыру схемалары;

г) жоғары иілгіштік класындағы (DCH) конструктивтік жүйелер;

д) сейсмикалық әсерлерге қарсыласулығы тек жалпақ аражабын тақталары бар ригельсіз қаңқалармен қамтамасыз етілетін конструктивтік жүйелерге ие;

е) алдын ала кернеулі конструкцияларға ие.

1.1.7 Осы ҒТБ төмендегілерді жүзеге асыратын мамандардың пайдалануына арналған:

– жобалау құжаттамасын әзірлеуге техникалық тапсырмалар жасау;
– монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар ғимараттарды жобалау;

– ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 ережелерін дамытатын нормативтік-нұсқаулық құжаттарды әзірлеу;

– монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар жобаланатын ғимараттарға қойылатын мекен-жай талаптарын қамтитын техникалық шарттарды әзірлеу;

– монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар ғимараттарды жобалау және салу сапасын бақылау;

– құрылыс және пайдалану процесінде ғимараттардың жай-күйін мониторингілеу.

1.2 Құралдың мақсаты

1.2.1 Осы НТҚ Қазақстан Республикасының сейсмикаға төзімді құрылысының нормативтік базасын жетілдіру, оны еуропалық нормалармен үйлестіру және құрылыс саласының инженерлік-техникалық қызметкерлеріне жобалау қағидаттары мен қағидаларын игеруде әдістемелік және практикалық көмек көрсету мақсатында құрылған, олар мыналарға жәрдемдеседі:

- жер сілкінісі кезінде адамдардың өмірін қорғауға;
- жер сілкіністерінен болатын зиянды шектеуге;
- сейсмикалық оқиғалардан кейін жұмыс істеуі қажет ғимараттардың пайдалану сапаларын сақтау.

1.2.2 НТҚ құралының 1.2.1 тармағындағы мақсатқа жету үшін төмендегілер келтірілген:

- кейбір ережелерге түсініктемелері бар ескертулер;
- түсіндірмелері және қорытындылары бар есептеулердің мысалдары.

1.3 Қолдану жөніндегі нұсқаулар

1.3.1 Осы НТҚ монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің сейсмикалық әсерлерге талап етілетін қарсыласулығын қамтамасыз ету бойынша ең аз талаптарды қамтиды. Тапсырыс берушінің және/немесе жобалаушының қалауы бойынша жер сілкінісі кезінде ғимараттардың зақымдануын азайту және ықтимал залалды азайту үшін осы НТҚ-да көзделген есептік жүктемелер мен арнайы конструктивтік іс-шаралар деңгейі артуы мүмкін.

1.3.2 Осы НТҚ төмендегілермен бірге қолданылуы керек:

- ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 1-4 және 6-9 тарауларына НТҚ-мен немесе кейбір тарауларға тиісті НТҚ болмаған жағдайда, осы НТҚ ережелеріне қайшы келмейтін ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 тиісті ережелерімен;
- осы НТҚ ережелеріне қайшы келмейтін басқа ҚР ЕЖ EN жинақтарының және оларға НТҚ құралдарының тиісті ережелерімен.

1.3.3 Ғимараттарды жобалау, салу және пайдалану кезінде ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 жинағының 1.3(2) тармағында келтірілген жалпы шарттарды және ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 1.3(2)Р тармағында келтірілген алғышартты сақтаған жөн (сондай-ақ осы шарттарды қамтитын ҚР НТҚ 08-01.1-2017 құралының 2.2.4.3.3-тармағын қараңыз).

1.3.4 ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5-тарауын және осы НТҚ дамыту үшін жасалатын құжаттардың (арнайы техникалық шарттар, аумақтық құрылыс нормалары, ұсынымдар, стандарттар және т. б.) ережелері осы НТҚ ережелеріне қайшы келмеуі тиіс.

1.3.5 НТҚ-да қандай да бір жағдайдан ауытқу мүмкіндігі көзделген жағдайларда, бұл ереже «әдетте» немесе «ұсынылады» деген сөздермен сүйемелденеді.

«Әдетте» деген сөздер бұл ереженің басым екенін білдіреді, ал одан ауытқу негізделген болуы керек. «Ұсынылатындарға» жобаланатын объектінің конструктивтік ерекшеліктеріне және/немесе оны салу тәсіліне байланысты өзгеруі мүмкін ережелер жатады.

1.3.6 Осы НТҚ ережелерінен ерекшеленетін есептеу мен құрастырудың ережелерін тек төмендегі жағдайларда қолдануға рұқсат етіледі:

- олардың 1.1.4-тармаққа толық сәйкестігінің дәлелдемелері болған кезде;
- тапсырыс берушімен және НТҚ құрастырған ұйыммен келісім бойынша.

1.3.7 Осы НТҚ-да арнайы талаптары келтірілмеген объектілерді жобалау мен салуды жобалауға арналған арнайы техникалық шарттар негізінде жүзеге асыру керек.

Жобаланатын объект үшін жоқ нормативтерді алмастыратын жобалауға және салуға арналған арнайы техникалық шарттарды (АТШ) тапсырыс беруші ғылыми-зерттеу және (қажет болған жағдайда) мамандандырылған отандық немесе шетелдік ұйымдарды немесе сарапшыларды тарта отырып әзірлеуі тиіс.

Арнайы техникалық шарттардың мазмұнына, келісу және бекіту тәртібіне қойылатын талаптар ҚР ҚН 1.02-03-2012 ережелеріне сәйкес келуі тиіс.

1.3.8 Ғимараттарды жобалауға арналған арнайы техникалық шарттар белгіленген тәртіппен келісілгеннен және бекітілгеннен кейін сейсмикалық аймақтардағы азаматтық ғимараттарды жобалау мен құрылысын салу ережелерін регламенттейтін нормативтік құжаттар жүйесінде осы НТҚ сияқты күшке ие болады.

1.3.9 Ғимараттарды жобалауға арналған АТШ-ны жасауға қатысты 1.3.7-тармақтың талабы төмендегілерге қолданылмайды:

- қоғамдық қауіпсіздік үшін маңыздылығы екінші кезектегі құрылыстар (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 5.1-кестесін қараңыз);

- бір немесе екі отбасына арналған аз қабатты тұрғын үйлер (ҚР НТҚ-08-01.2-2021 құралының 5.2-кестесін қараңыз);

- бүкіл периметрі бойынша немесе периметрдің бір бөлігі бойынша орналасқан қабырғалары топырақпен жанасатын, ал жоғарғы аражабыны жердің жоспарлау белгісінен 200 см-ден аспайтын, топыраққа ішінара немесе толық көмілген жеке орналасқан паркингтер және олардың бөліктері (немесе соларға ұқсас құрылыстар).

1.3.10 Монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар ғимараттарды жобалау және салу кезінде олардың сейсмикалық төзімділігі төмендегі іс-шаралар кешенімен қамтамасыз етілетінін ескеру қажет:

- сейсмикалық тұрғыдан неғұрлым қолайлы жағдайлары бар құрылыс алаңдарын таңдау;

- ғимараттардың тиісті көлемдік-жоспарлау және конструктивтік шешімдерін қолдану;

- есептік сейсмикалық жағдайды, сейсмикалық қасиеттері бойынша құрылыс алаңының топырақ жағдайларын, конструктивтік шешімдер мен объектінің жауапкершілігін ескере отырып, сейсмикалық әсерлердің параметрлерін айқындау;

- тиісті материалдар мен құрылыс технологияларын қолдану;

- есептеу нәтижелеріне сәйкес тірек және тірек емес элементтерді құрастыру;

- ғимараттарды жобалау кезінде есептеу нәтижелеріне қарамастан тағайындалатын арнайы конструктивтік талаптардың сақталуы;

- жобалар мен құрылыс жұмыстарын тиісінше сапалы орындау;

- жобалар мен құрылыс жұмыстарының сапасын бақылау жүйесі.

1.3.11 Құрылыс алаңын таңдау, оның сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларын жіктеу және есептік сейсмикалық әсерлердің параметрлерін айқындау кезінде ҚР НТҚ 08-01.1-2017 ережелерін басшылыққа алу керек.

1.3.12 Ғимараттардың конструктивтік-жоспарлау шешімдерін және олардың есептік модельдерін таңдау кезінде, сондай-ақ сейсмикалық әсерлердің есептік салдарын айқындау кезінде ҚР НТҚ 08-01.2-2021 және осы НТҚ ережелерін басшылыққа алу керек.

1.3.13 Ғимараттардың конструктивтік шешімдерін әзірлеу және олардың бұзылуларының болмауы және залалдарын шектеу жөніндегі талаптарға сәйкестігін тексеру кезінде осы НТҚ ережелерін басшылыққа алған жөн.

1.3.14 Ғимараттарды жобалау және салу кезінде ҚР НТҚ 08-01-2017 талаптарын сақтау қажет, оған сәйкес ғимараттардың жаңа конструктивтік жүйелері, сондай-ақ жаңа материалдар, конструкциялар мен бұйымдар құрылыста жаппай қолданылғанға дейін тиісті эксперименттік тексеруден өтуі тиіс.

1.3.15 Жобалар мен құрылыс жұмыстарының орындалу сапасын бақылау кезінде ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 ережелерін және/немесе сапаны қамтамасыз ету жөніндегі арнайы бағдарламаларды басшылыққа алу керек.

1.3.16 Осы НТҚ-да:

- мәтіні толықтай НТҚ тармақтарына сәйкес келетін ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 тармақтарының нөмірлері НТҚ тармақтары нөмірлерінің қасындағы шаршы жақшада көрсетілген;

- мәтіні ішінара НТҚ-да пайдаланылған ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 тармақтарының нөмірлері НТҚ тармақтарының тиісті мәтінінің соңында шаршы жақшада көрсетілген.

- НТҚ-да сілтеме берілген ҚР ЕЖ EN басқа тамақтарының нөмірлері олар қолданылатын жерде НТҚ тиісті тармақтарының мәтінінде көрсетілген.

1.4 Нормативтік сілтемелер

1.4.1 Осы нормативтік-техникалық құралды қолдану үшін төмендегі анықтамалық нормативтік құжаттар қажет.

ҚР ҚН 1.02-03-2011 «Құрылысқа арналған жобалау құжаттамасын әзірлеу, келісу, бекіту тәртібі және оның құрамы».

ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыстық жобалау негіздері.

ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011 «Тірек конструкцияларына әсерлер. 1-1-бөлім: Өзіндік салмақ, ғимараттарға тұрақты және қолданылатын жүктемелер».

ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 «Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім: Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер».

ҚР ЕЖ EN 1997-1:2004/2011 «Геотехникалық жобалау. 1 бөлім: Жалпы ереже».

ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 «Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау. 1-бөлім: Жалпы ережелер, сейсмикалық әсерлер және ғимараттарға арналған ережелер».

ҚР ЕЖ EN 1998-5:2004/2012 «Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау. 5-бөлім: Іргетастар, тірек конструкциялары және геотехникалық аспектілер».

ҚР НТҚ 08-01.1-2017 НТҚ «Сейсмикаға төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер».

ҚР НТҚ 08-01.2-2021 НТҚ «Сейсмикаға төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар».

ҚР НТҚ 08-01.8-2021 НТҚ «Сейсмикаға төзімді ғимараттарды жобалау. Биік ғимараттар».

Ескертпе – Осы НТҚ пайдалану кезінде ақпараттық «Қазақстан Республикасының аумағында қолданылатын сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізбесі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттарының көрсеткіші» және «мемлекетаралық нормативтік құжаттардың көрсеткіші» бойынша ағымдағы жылғы жағдай бойынша жыл сайын жасалатын анықтамалық құжаттардың қолданылуын тексерген орынды. Егер сілтеме құжаты ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы НТҚ-ны пайдалану кезінде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алған жөн. Егер сілтемелік құжат ауыстырусыз жойылса, онда оған сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлігінде қолданылады.

1.5 Терминдер мен анықтамалар

Осы НТҚ-да төмендегі терминдер мен олардың анықтамалары қолданылады.

Ескертпе – Осы НТҚ-да қабылданған кейбір терминдердің анықтамалары мәтінде осы терминдер қолданылатын жерде берілген.

1.5.1 Ғимараттардың конструктивтік элементтері

1.5.1.1 Арқалық – Басты түрде көлденең жүктемелерді қабылдайтын және $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ қалыпқа келтірілген осьтік күші 0,1-ден аспауы тиіс (оң қысу) конструктивтік жүйе элементі. Арқалықтар негізінен көлденең элементтер болып табылады.

Ескертпе – арқалық болып аралығы көлденең қиманың жалпы биіктігінен кемінде үш есе болатын элемент саналады. Аралықтың биіктікке қатынасы кем болған жағдайларда элемент арқалық-қабырға ретінде қарастырылады.

1.5.1.2 Анкерлік арқалық – Іргетас (анкерлік) бұрандарларын бекіту үшін қызмет ететін арқалық.

1.5.1.3 Байланыстырушы арқалық – Сыртқы әсерлер кезінде бірлескен жұмысын қамтамасыз ету мақсатында аралас қабырғаларды біріктіруге арналған арқалық (маңдайша). Ұштарында пластикалық топсалар пайда болатындай етіп құрастырылған байланыстырушы арқалық иілгіш байланыстырушы арқалық ретінде жіктеледі.

1.5.1.4 Іргетас арқалығы (рандбалка) – Бағаналы немесе жолақты негізге немесе баған консоліне сүйеніп, қабырғадан жүктемені қабылдайтын арқалық.

1.5.1.5 Диафрагма – Сейсмикалық әсерлерге қарсыласатын тік конструктивтік элементтерге көлденең жүктемелердің берілуін қамтамасыз ететін көлденең немесе көлденең дерлік конструкция (мысалы, қабатаралық аражабын).

1.5.1.6 Баған – Осьтік қысу күштерін қабылдайтын және $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} > 0,1$ қалыпқа келтірілген есептік осьтік күш әсеріне ұшырайтын конструктивтік жүйенің элементі. Бағандар негізінен тік элементтер болып табылады.

1.5.1.7 Конструкция (конструктивтік элемент): Конструктивтік жүйенің физикалық тұрғыдан ерекшеленетін бөлігі, мысалы, арқалық, баған, қабырға.

1.5.1.8 Қайталама конструктивтік элементтер – Өзіндік салмағынан және аралас элементтерден тік жүктемелерді қабылдайтын, бірақ конструктивті жүйенің сейсмикалық әсерге қарсыласу қабілетіне әсер етпейтін конструктивтік жүйе элементтері.

1.5.1.9 Бастапқы конструктивтік элементтер (тірек конструктивтік элементтер) – Сейсмикалық әсерге қарсыласатын және есептік сейсмикалық жағдайға сәйкес жобаланған конструктивтік жүйенің бөлігі болып табылатын элементтер.

1.5.1.10 Конструктивтік жүйенің бөлігі болып табылмайтын конструктивтік элементтер (тірек емес конструктивтік элементтер) – Өзінің беріктігінің жеткіліксіздігіне немесе ғимараттың конструктивтік жүйесімен қосылу тәсіліне байланысты, ғимараттарды жобалау кезінде олардың өзіндік салмағынан түсетін жүктемелерден басқа, тік жүктемелерді қабылдайтын элементтер және конструктивтік жүйеге келетін сейсмикалық жүктемелер ретінде қарастырылмайтын элементтер (тірек емес конструктивтік элементтерге мысалы, қалқалар, аспалы төбелер, желдеткіш блоктар, аспалы қасбеттер жатады).

1.5.1.11 Пилястр – Қабырғадағы тікбұрышты дөңес, оған кіріктірілген баған түрінде жасалған.

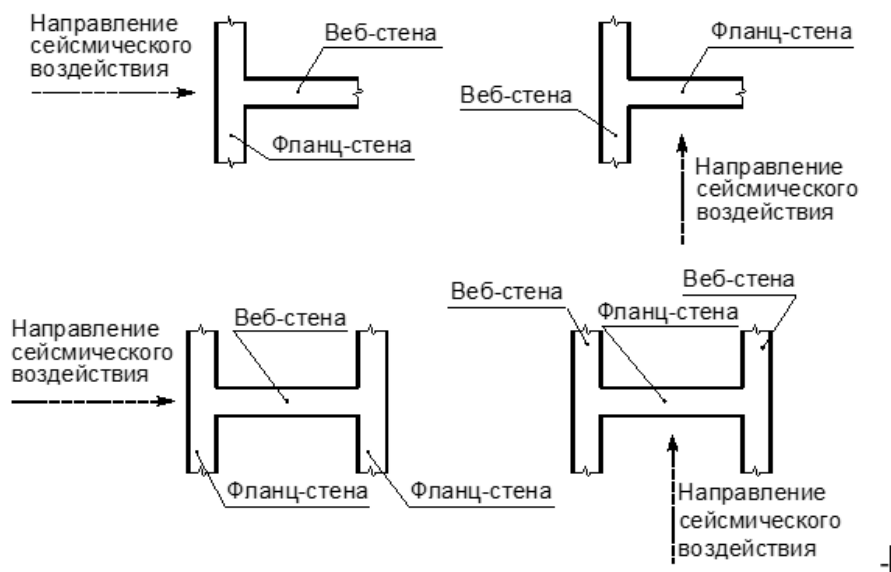
1.5.1.12 Тақта – Жоспардағы ең аз мөлшері оның қалыңдығынан бес есе кем емес элемент.

1.5.1.13 Сейсмикалық есептік жағдай – Сейсмикалық әсерлер кезіндегі төтенше жағдайларды ескеретін есептік жағдай.

1.5.1.14 Қабырға – Басқа элементтерді қолдайтын және ұзындығы l_w/b_w қалыңдығына қатынасы 4-тен асатын жоспарда ұзартылған көлденең қимасы бар конструктивтік жүйенің элементі. Қабырғалардың жазықтықтары негізінен тік күйге ие.

Веб-қабырға – Сейсмикалық күштердің қаралып отырған әрекет ету бағытына параллель немесе шамамен параллель орналасқан күрделі көлденең қиманың (L-, T-, П-, I-тәрізді немесе соған ұқсас) қабырға учаскесі (1.1-суретті қараңыз).

Фланец-қабырға – Сейсмикалық күштердің әрекет ету бағытына перпендикуляр немесе шамамен перпендикуляр орналасқан және веб-қабырғаға жапсарлас орналасқан күрделі қима қабырғасының учаскесі (1.1-суретті қараңыз).



1.1-сурет – Сейсмикалық әсер ету бағытына байланысты веб-қабырғаларға немесе фланец-қабырғаларға жататын күрделі көлденең қима қабырғаларының учаскелері

1.5.1.15 Саңылаусыз қабырға – Терезе және есік ойықтары жоқ қабырға.

1.5.1.16 Иілу қабырғасы – Биіктіктің көлденең қимасының ең үлкен өлшеміне қатынасы 2-ден асатын қабырға. Көлденең жүктемелердің әсерінен иілу қабырғасы негізінен өз жазықтығындағы деформацияның иілу сипатына ие.

1.5.1.17 Ығысу қабырғасы – Биіктігінің көлденең қимасының ең үлкен өлшеміне қатынасы 2-ден кем қабырға. Көлденең жүктемелердің әсерінен ығысу қабырғасы негізінен оның жазықтығындағы деформацияның ығысу сипатына ие.

1.5.1.18 Үздіксіз қабырға – Үзіктері жоқ және тұтас сызықпен созылатын арқалықтармен (маңдайшалармен) байланысқан қабырға немесе қабырға жүйесі.

1.5.1.19 Иілгіш қабырға – Иілетін иілгіш топсаның пайда болуы және/немесе иілгіштік деформациясының басқа механизмдерінің пайда болуы есебінен, мысалы, қабатаралық төбелер деңгейінде бетондаудың көлденең технологиялық жіктерінің шектеулі ашылуы есебінен энергияны иілгіштік деформациялау және диссипациялау қабілеті бар қабырға.

1.5.1.20 Байланысқан қабырғалар – Бір көлденең ось бойынша орналасқан және өз жазықтығында бірлесіп жұмыс істеу үшін ұдайы биіктікте орналасқан иілгіш байланыстырушы арқалық-маңдайшалармен біріктірілген, әрбір консольдік қабырға негізінде олардың бөлек жұмысы кезінде туындайтын көлденең жүктемеден иілу сәттерін кем дегенде 25%-ға азайтуға қабілетті консольдік қабырғалар (екі немесе одан да көп).

1.5.1.21 Өтпелі қабырға – Жоспардағы сынықтарсыз қабырға немесе бір көлденең осьте орналасқан және бүкіл ғимарат арқылы бойлық немесе көлденең бағытта өтетін байланысқан қабырғалар жүйесі.

1.5.1.22 Күрделі көлденең қималары бар қабырғалар – Тікбұрышты сегменттерге (L-, T-, P-, I-тәрізді немесе соларға ұқсас) жоспарда қосылған немесе қиылысқан кеңістіктік қабырға құрылымдары болып табылатын қабырғалар.

1.5.1.23 Іргетас қабырғалары – іргетастарға сүйенетін және оларға ғимараттың жоғары орналасқан бөлігінен және топырақ қысымынан тік және көлденең жүктемелер беретін қабырғалар. Ғимараттың периметрінде орналасқан іргетас қабырғалары астыңғы және жертөле қабаттарының сыртқы қабырғалары болып табылады.

1.5.2 Конструктивтік жүйелердің түрлері

1.5.2.1 Конструктивтік жүйе – Бірлесіп жұмыс істеу үшін белгілі бір тәсілмен біріктірілген ғимарат элементтерінің қалыптасқан комбинациясы. Конструктивтік жүйенің түрі оның тік тірек конструкциялары түрлерінің кеңістіктік үйлесуіне байланысты анықталады.

1.5.2.2 Диссипативті конструктивтік жүйе – Иілгіш гистерезистік тұру қалпы арқылы және/немесе басқа механизмдердің көмегімен энергияны таратуға қабілетті конструктивтік жүйе.

1.5.2.3 Диссипативті емес конструктивтік жүйе – Есептік сейсмикалық әсерлерге төзімділігі конструкциялардың тек сызықтық серпімді тұру қалпын болжауда орындалған есептеумен қамтамасыз етілетін конструктивтік жүйе

1.5.2.4 Конструктивтік схема (конструктивтік-тұтастырушы схема – Ғимараттың конструктивтік жүйесінің оның элементтерінің құрамы мен орналасу белгілері бойынша нұсқасы.

1.5.2.5 Ғимараттың конструктивтік-жоспарлау шешімі – Ғимараттың оның конструктивтік жүйесімен, конструкциялардың орналасуымен және көлемдік-кеңістіктік конструктивтік схемасымен сәйкес келетін жоспарлау шешімі.

1.5.2.6 Айқас-қабырғалы конструктивтік жүйе – Төбелері контур бойынша немесе үш жағы бойынша сүйенетін көлденең және бойлық тірек қабырғалары бар кеңістіктік конструктивтік жүйе.

1.5.2.7 Иілгіш конструктивтік жүйе – Деформациясы коллапсқа дейін беріктіктің елеулі жоғалуынсыз, сынудың нәзік формаларының көрінуінсіз болатын және энергияның айтарлықтай шашырауымен қоса жүретін конструктивтік жүйе.

1.5.2.8 Ғимараттың құрылыс жүйесі – Ғимараттың және/немесе оның конструктивтік жүйесінің оларды салу технологиясымен және негізгі тірек конструкцияларды (мысалы, монолитті темірбетоннан жасалған конструктивтік жүйелері бар ғимараттар) орындау үшін қолданылатын материал түрімен анықталатын кешенді сипаттамасы.

1.5.2.9 Статикалық анықталмайтын конструктивтік жүйе – Ғимараттың немесе құрылыстың жұмысынан ажыратылуы жүйенің геометриялық өзгермейтіндігінің бұзылуына алып келмейтін байланыстардың болуымен сипатталатын жүйе. Бұл байланыстардың болуы ғимараттар мен құрылыстарды беріктік пен қаттылықтың қосымша резервтерімен қамтамасыз етеді.

1.5.2.10 Статикалық анықталатын конструктивтік жүйе – Тірек реакцияларының саны еркіндік дәрежелерінің санына сәйкес келетін және тірек реакцияларының шамасын механикалық тепе-теңдік қағидаты бойынша сыртқы жүктемелердің шамаларынан анықтауға болатын жүйе. Статикалық анықталған конструктивтік жүйеде кез-келген байланыстың істен шығуы жүйенің геометриялық өзгермеушілігін бұзады.

1.5.3 Басқа терминдер мен анықтамалар

1.5.3.1 Балама ережелер (аналитикалық модельдер, ережелер және т.б.) – Бірнеше ықтимал шешімнің бір нұсқасын таңдау мүмкіндігін қамтамасыз ететін өзара ерекше ережелер.

1.5.3.2 Диссипативті конструкция – Иілгіш гистерезистік тұру қалпы нәтижесінде және/немесе басқа механизмдердің көмегімен энергияны диссипациялауға қабілетті конструкция.

1.5.3.3 Диссипативті аймақтар – Негізінен энергияны диссипациялау қабілеті іске асырылатын диссипативті конструкцияның алдын ала анықталған жергілікті учаскелері.

1.5.3.4 Артықтық – Конструктивтік жүйенің оның кейбір элементтері істен шыққан жағдайда ең аз қажетті жолдарды толықтыратын резервтік жолдар бойынша сейсмикалық жүктемелерді қайта бөлу қабілеті.

1.5.3.5 Тұру қалпы коэффициенті – Ғимаратқа оның толық серпімді реакциясы және 5% тұтқыр демпфирлеу коэффициенті кезінде әсер ететін сейсмикалық жүктемелер шамаларының қолайлы нәтижені қамтамасыз ете отырып, сызықтық-серпімді есептік модель негізінде ғимаратты жобалау кезінде пайдаланылуы мүмкін сейсмикалық жүктемелерге шамамен қатынасын білдіретін коэффициент.

1.5.3.6 Сыни аймақ – Әсер етудің есептік комбинациялары кезіндегі күш салудың ең үлкен нәтижелік мәндері бар (M , N , V , T) бастапқы элемент аймағы және иілгіш топсалардың ықтимал қалыптасу аймағы.

1.5.3.7 Сыни шектік күй – Конструкцияның (конструктивтік жүйенің) бұзылуына немесе істен шығуының басқа түрлеріне байланысты жай-күй.

1.5.3.8 Мультипликативтік коэффициент – Сыртқы жүктемелер деңгейінің өзгеруіне байланысты конструктивтік жүйе жағдайының өзгеруіне бірнеше факторлардың жиынтық әсерін сипаттайтын коэффициент. Мультипликативтік коэффициенттің мәні бірнеше коэффициенттердің мәндерінің көбейтіндісіне тең, олардың әрқайсысы факторлардың бірінің әсерін сипаттайды.

1.5.3.9 Нормаланған осьтік күштер – Сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін, A_{fcd} бойынша нормаланған осьтік күш, мұнда A_c – бетон элементінің көлденең қимасының ауданы, ал f_{cd} – бетонның сығылуға беріктігінің есептік мәні.

1.5.3.10 Жалпы есептеу – Конструкцияда тірек конструкцияға әсер етумен тепе-теңдікте болатын және материалдардың геометриялық өлшемдеріне, конструктивтік шешімдеріне және қасиеттеріне байланысты өзара келісілген күштердің, сәттер мен күш салулардың шамаларын анықтау.

1.5.3.11 Қабырға негізі – Ішкі бойлық және көлденең осьтер бойынша және/немесе периметр бойынша қатты қабырғалары бар іргетас деңгейі немесе жертөле қабаттарының жоғарғы жағы.

1.5.3.12 Шектік күй – асып кеткен кезде құрылыс конструкциялары жобалау нормаларының талаптарына жауап бермейтін жай-күй.

1.5.3.13 Иілгіштік деформациялары – Кернеудің өзгеруінен туындаған және қолданылатын күштердің әрекеті аяқталғаннан кейін (толық немесе ішінара) жойылмайтын дененің қайтымсыз деформациялары.

1.5.3.14 Иілгіш топса – Бетон мен арматура иілгіш сатыда деформацияланатын элемент қимасы немесе учаскесі.

1.5.3.15 Сейсмикалық әсер – Жер сілкінісі кезінде топырақтың қозғалуынан туындаған әсер.

1.5.3.16 Сейсмикалық есептік жағдай – Сейсмикалық әсерлер кезінде ғимарат үшін ерекше жағдайларды ескеретін есептік жағдай.

1.5.3.17 Конструкцияның қарсыласулығы – Конструкцияның механикалық бұзылусыз (істен шығусыз) әсерлерге қарсы тұру қабілеті.

1.5.3.18 Тең беріктік шарты – Жобалау принципі, оған сәйкес оған келетін сейсмикалық жүктемелерді қабылдауға қатысатын конструктивтік жүйенің барлық элементтері оларда туындайтын күш салуларға қатысты шамамен бірдей беріктік қорына ие болуы керек.

1.5.3.19 Екінші ретті әсерлер (Р-Δ әсерлері) – Сейсмикалық жүктемелер кезінде конструктивтік жүйенің деформациясы нәтижесінде туындайтын қосымша қайталама

әсерлер. Конструктивтік жүйенің деформациясының қосымша әсерлері екінші ретті теория бойынша есептеулер жүргізу кезінде анықталады.

1.6 Осы НТҚ-да пайдаланылатын таңбалар

Осы НТҚ-да мынадай таңбалар қолданылады.

Ескертпе – НТҚ-да қабылданған кейбір таңбалардың анықтамалары мәтінде осы таңбалар қолданылатын жерде берілген.

A_c – бетон элементінің көлденең қимасы;

A_{sh} – арқалық-баған қосылысындағы көлденең қамыттардың жалпы ауданы;

A_{si} – байланыстырушы арқалықтың әр диагональды бағытындағы арматура өзектерінің жалпы ауданы;

A_{st} – көлденең арматуралаудың бір тармағының ауданы;

A_{sv} – веб-қабырғадағы тік арматураның жалпы ауданы;

$A_{sv,i}$ – қосылым арқылы өтетін бір бағытта арматураның бұрыштық өзектері арасындағы бағандардың тік арматуралық өзектерінің жалпы ауданы;

A_w – қабырғаның көлденең қимасының жалпы ауданы;

ΣA_{si} – сырғымалы ығысуға қарсы арматураның көлбеу өзектерімен (sliding shear) арматураланған қабырғадағы екі бағытта да арматураның барлық көлбеу өзектерінің аудандарының қосындысы;

ΣA_{sj} – веб-қабырғадағы тік арматуралық өзектердің немесе жылжымалы ығысуға қарсы тұру үшін қабырғаның шеткері элементтерінде арнайы қарастырылған қосымша арматуралық өзектердің аудандарының қосындысы;

ΣM_{Rb} – қарастырылып отырған бағыттағы қосылыстағы рамалық арқалықтардың қарсылық сәттерінің есептік мәндерінің қосындысы;

ΣM_{Rc} – қарастырылып отырған бағыттағы қосылыстағы рамалар бағандарының қарсыласу сәттерінің есептік мәндерінің жиынтығы;

D_o – дөңгелек бағандағы шектеулі өзек (confined core) диаметрі;

$M_{i,d}$ – ығысуға оның шекті тірек қабілетін есептеу үшін арқалықтың немесе бағанның соңғы сәті;

$M_{Rb,i}$ – i -ші ұшындағы арқалықтың қарсыласу сәтінің есептік мәні;

$M_{Rc,i}$ – i -ші ұшындағы бағанның қарсыласу сәтінің есептік мәні;

N_{Ed} – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін есептік осьтік күш;

T_1 – қарастырылып отырған көлденең бағыттағы негізгі тон бойынша ғимараттың тербеліс кезеңі;

T_C – үдеулердегі серпімді реакциялар спектрінің максималды ординаттары тұрақты болатын кезеңдер диапазонының соңғы мәні;

V'_{Ed} – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін қабырғадағы есептік көлденең күш;

V_{dd} – қабырғадағы тік өзектердің сыналы қарсылығы;

V_{Ed} – қабырғадағы есептелген көлденең күш;

$V_{Ed,max}$ – шекті тірек қабілеті есебінен арқалықтың соңғы көлденең қимасындағы максималды көлденең күш;

$V_{Ed,min}$ – шекті тірек қабілеті есебінен арқалықтың соңғы көлденең қимасындағы ең аз көлденең күш;

V_{fd} – үйкеліс күшінің қабырғаның сырғымалы ығысуға қарсылығына үлесі;

V_{id} – қабырғаның сырғымалы ығысуға қарсылығына көлбеу арматура өзектерінің үлесі;

$V_{Rd,c}$ – EN 1992-1-1:2004 сәйкес ығысуға жұмыс істейтін арматурасыз элементтердің ығысуына қарсылықтың есептік мәні;

$V_{Rd,S}$ – сырғу кезіндегі ығысуға қарсылықтың есептік мәні;

b – арқалықтың төменгі сөресінің ені;

b_c – бағанның көлденең қимасының өлшемі;

b_{eff} – тірек бағанының шетіндегі арқалықтың созылған сөресінің тиімді ені;

b_1 – қамыттармен және түйреуіштермен қамтылған бағанның аралас тік арматуралық өзектерінің арасындағы қашықтық;

b_o – бағандағы немесе қабырғаның шеткері учаскесіндегі шектелген өзектің ені (қамыттардың осьтік сызығы бойынша);

b_w – қабырғаның көлденең қимасының шектеулі бөліктерінің қалыңдығы немесе арқалық қабырғасының қалыңдығы;

b_{wo} – веб-қабырға қалыңдығы;

d – көлденең қиманың тиімді биіктігі;

d_{bL} – арматураның бойлық өзегінің диаметрі;

d_{bw} – қамыттың диаметрі;

f_{cd} – бетонның қысылуға беріктігінің есептік мәні;

f_{ctm} – бетонның созылуға беріктігінің орташа мәні;

f_{yd} – болаттың аққыштық шегінің есептік мәні;

$f_{yd,h}$ – веб-қабырғаның көлденең арматурасының аққыштық шегінің есептік мәні;

$f_{yd,v}$ – веб-қабырғаның тік арматурасының аққыштық шегінің есептік мәні;

f_{yld} – бойлық арматураның аққыштық шегінің есептік мәні;

f_{ywd} – көлденең арматураның аққыштық шегінің есептік мәні;

h – көлденең қиманың биіктігі;

h_c – қарастырылып отырған бағыттағы бағанның көлденең қимасының биіктігі;

h_f – сөре биіктігі;

h_{jc} – арқалық-баған қосылысындағы баған арматурасының қарама-қарсы қабаттары арасындағы қашықтық;

h_{jw} – арқалықтың жоғарғы жағы мен төменгі арматура арасындағы қашықтық;

h_o – бағандағы шектелген өзектің биіктігі (қамыттардың осьтік сызығы бойынша);

h_s – қабаттың таза биіктігі;

h_w – қабырғаның биіктігі немесе арқалықтың көлденең қимасының биіктігі;

k_D – қосылыстағы арқалықтар арматурасының өзектерін анкерлеу үшін талап етілетін бағанның көлденең қимасының биіктігін есептеу кезінде иілгіштік класын ескеретін коэффициент;

k_w – қабырғалары бар конструктивтік жүйелерде басым болатын зақымдану түрін ескеретін коэффициент;

l_{cl} – арқалықтың немесе бағанның таза ұзындығы;

l_{cr} – сыни аймақтың ұзындығы;

l_i – қабырға негізінде орналасқан және ығысу кезінде сырғанауға жол бермейтін арматураның көлбеу өзектерінің екі тобының осьтік сызықтары арасындағы қашықтық;

l_w – қабырғаның көлденең қимасының ұзындығы;

n – бағанның көлденең қимасының периметрі бойынша орналасқан және қамыттармен немесе түйреуіштермен жабылған арматураның бойлық өзектерінің жалпы саны;

q_o – тұру қалпы коэффициентінің негізгі мәні;

s – көлденең арматуралау қадамы;

x_u – бейтарап оське дейінгі қашықтық;

z – ішкі күш жұбының иығы;

α – өзекті шектеу тиімділігінің коэффициенті; арматураның диагональды өзектері мен байланыстырушы арқалықтың осі арасындағы бұрыш;

γ_c – бетон үшін жеке коэффициент;

γ_{th} – көлденең сейсмикалық жүктемелерді анықтау кезінде ғимараттардың жауапкершілігі мен биіктігін ескеретін коэффициент;

γ_{Rd} – беріктік резервтерінің әртүрлі көздерін ескере отырып есептелетін шекті тірек қабілетін бағалау кезінде әсер ету салдарына қарсылықтың есептік мәніне қолданылатын модельдің белгісіздік коэффициенті;

γ_s – болат үшін жеке коэффициент;

ε_{cu2} – шексіз бетонның шекті деформациясы;

$\varepsilon_{cu2,c}$ – шектеулі бетонның шекті деформациясы;

$\varepsilon_{su,k}$ – арматуралық болаттың шекті ұзаруының сипаттамалық мәні;

$\varepsilon_{sy,d}$ – аққыштық шегі кезіндегі болат деформациясының есептік мәні;

η – көлденең бағытта созылу деформацияларына байланысты бетонның қысылу беріктігіне төмендету коэффициенті;

ζ – арқалықтың соңғы қимасындағы көлденең күштердің минималды және максималды шамасы арасындағы $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ қатынасы;

μ_f – циклдік әсерлер кезінде бетон бойынша бетонның үйкеліс коэффициенті;

μ_ϕ – қисықтық бойынша иілгіштік коэффициенті;

μ_δ – орын ауыстырулар бойынша иілгіштік коэффициенті;

ν – $A_c f_{cd}$ бойынша қалыпқа келтірілген сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін осьтік күш;

ξ – бейтарап оське дейін қалыпына келтірілген қашықтық;

ρ – созылған арматурамен арматуралау коэффициенті;

ρ' – арқалықтардағы қысылған арматурамен арматуралау коэффициенті;

σ_{cm} – бетондағы қалыпты кернеудің орташа мәні;

ρ_h – қабырғаны көлденең өзектермен көлденең арматуралау коэффициенті;

ρ_l – жалпы бойлық арматуралау коэффициенті;

ρ_{max} – бастапқы арқалықтардың сыни аймағындағы созылған арматура үшін ең жоғары рұқсат етілген коэффициент;

ρ_v – қабырғаны тік өзектермен көлденең арматуралау коэффициенті;

ρ_w – көлденең арматуралау коэффициенті;

ω_v – тік көлденең арматураның механикалық коэффициенті;

ω_{wd} – шектеуші арматуралаудың механикалық көлемдік коэффициенті.

f_{cd} – бетонның қысылуға беріктігінің есептік мәні;

1.7 СИ халықаралық бірліктер жүйесі

1.7.1 ISO 1000 сәйкес СИ бірліктері қолданылуы керек.

1.7.2 Есептеулер кезінде төмендегі өлшем бірліктерін қолдану ұсынылады:

– күштер мен жүктемелер:	кН, кН/м, кН/м ²
– меншікті масса (тығыздық):	кг/м ³ , т/м ³
– масса:	кг, т
– меншікті салмақ:	кН/м ³
– кернеу және беріктік:	Н/мм ² (= МН/м ² немесе МПа), кН/м ² (=кПа)
– сәттер (иілу және т.б.):	кНм– үдеу: м/с ² , g (=9,81 м/с ²)

2 МОНОЛИТТІ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕРІ БАР ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ ТҰЖЫРЫМДАМАЛАРЫ

2.1 Энергияны диссипациялау қабілеті және монолитті темірбетон конструктивтік жүйелерінің иілгіштік кластары

2.1.1 Осы НТҚ ережелеріне сәйкес жобаланатын монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің сейсмикалық әсеріне қарсыласулығы олардың беріктігінің иілгіштік деформациясына және сейсмикалық тербелістер энергиясының диссипациясына қабілеттілігімен теңгерімді үйлесуі есебінен қамтамасыз етіледі.

2.1.2 Сейсмикалық аймақтарда салынатын монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің жобалары төмендегі тұжырымдамаларға сәйкес әзірленуі мүмкін:

- а) конструкциялардың төмен диссипативті тұру қалпы туралы;
- б) конструкциялардың диссипативті тұру қалпы туралы.

2.1.3 Төмен диссипативті және диссипативті тұру қалпы тұжырымдамалары негізінде жасалған бірдей конструктивтік жүйелері мен схемалары бар ғимараттар әртүрлі беріктікке, сондай-ақ иілгіштік деформациясына және энергияны бөлуге әртүрлі қабілеттерге ие болады.

2.1.4 Иілгіштік деформациясына және энергияның гистерезистік диссипациясына қабілеттілігі бойынша ғимараттардың монолитті темірбетон конструктивтік жүйелері ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағында үш класқа бөлінеді:

- DCL (Ductility Classes Low) – төмен иілгіштік класы (L иілгіштік класы);
- DCM (Ductility Classes Medium) – орташа иілгіштік класы (M иілгіштік класы);
- DCH (Ductility Classes High) – жоғары иілгіштік класы (H иілгіштік класы).

Әр түрлі иілгіштік кластары бар бірдей конструктивтік жүйелер q тұру қалпы коэффициенттерінің әртүрлі мәндеріне және әртүрлі есептеу мен конструктивтік талаптарға сәйкес келеді.

2.1.5 Конструкциялардың төмен диссипативті тұру қалпы тұжырымдамасына сәйкес жасалған монолитті темірбетон конструктивтік жүйелері L иілгіштік класы бар конструктивтік жүйелер ретінде жіктеледі.

L иілгіштік класы бар конструктивтік жүйелердің сейсмикалық әсерлерге қарсыласу қабілеті негізінен конструкциялардың беріктігімен қамтамасыз етіледі. Конструкциялардың сызықтық емес жұмысының сейсмикалық әсер ету салдарына елеулі әсері болжанбайды. L иілгіштік класы бар конструктивтік жүйелерді жобалау ережелері 3-бөлімде келтірілген.

2.1.6 Конструкциялардың диссипативті тұру қалпы туралы тұжырымдамаға сәйкес жобаланған конструктивтік жүйелерде M (орташа иілгіштік класы) немесе H (жоғары иілгіштік класы) иілгіштік кластары болуы мүмкін.

Ескертпе – Бұл НТҚ-да H иілгіштік класы бар темірбетон конструктивтік жүйелерді жобалау қағидаттары мен ережелері қарастырылмайды. Бұл ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 ережелерінде регламенттелген иілгіштік класы H болатын темірбетон конструктивтік жүйелерін жобалау M класы бар темірбетон конструктивтік жүйелерін жобалауға қарағанда неғұрлым қатаң және күрделі ережелерді сақтауды талап ететіндігіне байланысты, бірақ иілгіштік класы M болатын жүйелермен

салыстырғанда сейсмикаға төзімділігі мен материал сыйымдылығына қатысты қандай да бір айқын артықшылықтарды қамтамасыз етпейді.

2.1.7 Иілгіш конструктивтік жүйелер сейсмикалық әсердің жоғары деңгейлерінде олардың жалпы иілгіш тұру қалпына қабілеттілігін қамтамасыз ететіндей етіп жобалануы керек [5.2.1(3)P].

2.1.8 Конструктивтік жүйелердің жалпы иілгіш тұру қалпы, егер оған иілгіш жұмысқа ғимараттың барлық қабаттарында орналасқан әртүрлі элементтерді тарту арқылы қол жеткізілсе, қамтамасыз етіледі [5.2.1(3)P].

2.1.9 Иілгіш конструктивтік жүйелерді жобалау кезінде конструктивтік жүйелер мен олардың элементтерін қамтамасыз ететін төмендегідей арнайы талаптар сақталуы керек:

- сейсмикалық тербелістердің энергиясын олардың көлденең және тік жүктемелерге төзімділігін едәуір төмендетпей иілгіштік деформациялауға және диссипациялауға барабар қабілеті;
- беріктік резервтері және күш салуды қайта бөлу мүмкіндігі;
- қайталанатын ауыспалы жүктемелер кезінде энергияның жоғары гистерезис диссипациясымен иілгіштік деформациясының тұрақты механизмдерін дамыту және сынғыш зақымданулардан қорғау мүмкіндігі.

2.1.10 Иілгіш темірбетон конструктивтік жүйелеріне қойылатын арнайы талаптар төмендегі жағдайларды жасауға бағытталған:

- конструкциялардың істен шығуының иілгіш нысандары сынудың нәзік нысандарынан бұрын болады (мысалы, көлденең күштердің әсерінен);
- рамалық қаңқалар мен қабырғалардың бағандарының сейсмикалық әсеріне төзімділігі арқалықтар мен маңдайшалардың қарсыласуынан асып түседі;
- конструктивтік элементтердің сыни бағыттары, егер ол қабылданған жобалау тұжырымдамасына сәйкес келсе, иілгіш топсалар сияқты әрекет ете алады;
- мүмкін болатын иілгіштік деформациялары аймағында қысылған арматураның жергілікті тұрақтылығын жоғалтуға жол берілмейді;
- екінші ретті әсерлер (P-Δ) қолайлы минимумға дейін азаяды;
- тік конструкциялардың бетонындағы қысу кернеулері шектеулі болады.

2.1.11 Конструктивтік жүйелерде иілгіштік деформацияларын дамытудың қолайлы механизмін құру шарттары, егер есептелген сейсмикалық әсерлерде төмендегілер орын алса, іске асырылды деп санауға болады:

- қаңқалы конструктивтік жүйелерде иілгіштік деформациялары арқалықтардың ұштарында және бірінші қабат бағандарының негіздерінде оларды тығыздау қимасының үстінде пайда болады;
- қабырғалық конструктивтік жүйелерде иілгіштік деформациялары негізінен қабатаралық аражабындар деңгейінде орналасқан бетондаудың көлденең технологиялық жіктерінің қабырғаларында шектеулі ашылу және байланыстырушы арқалық-маңдайшаларда қалыпты жарықтардың пайда болуы нәтижесінде дамиды;
- тік конструкциялардың көлденең қабаттасулармен және нақты қабаттасулармен қосылыстары айтарлықтай иілгіштік деформацияларынсыз және зақымдалмай деформациялану қабілетін сақтайды;
- үлкен осьтік жүктемелердің тік конструкциялардың иілгіштік деформацияларын дамыту қабілетіне теріс әсері болдырылмайды.

Ескертпе – EN1998-1:2004 сәйкес қабырғалық конструктивтік жүйелерді жобалау кезінде қабырғалардың пластикалық деформация аймақтарын олардың негіздерінің жанында іргетас конструкцияларының үстінде немесе қатты жер асты бөлігінің үстінде локализациялауды қамтамасыз ететін ережелерге негізделуі керек. Пластикалық деформацияларды локализациялаудың болжамды аймағынан жоғары, қабырғалардың тұру қалпының сызықтық-серпімді сипаты қабылданады.

Бұл НТҚ-да қабырға жүйелеріндегі иілгіштік деформацияларының даму механизмін жобалауға балама тәсіл қолданылады. Бұл тәсіл 2.1.10-тармаққа сәйкес келеді және қабырғалардың негіздеріне жақын жерде ғана емес, сонымен қатар олардың бүкіл биіктігі бойынша (негізінен қабатаралық аражабындардың деңгейінде орналасқан бетондаудың көлденең технологиялық жіктерінде) иілгіштік деформациялары аймақтарының пайда болу мүмкіндігін көздейді.

2.1.12 Үлкен осьтік жүктемелердің тік конструкциялардың иілгіштік деформацияларды дамыту қабілетіне әсер етуінің теріс салдарын болдырмауға бағытталған жағдайды сақтау үшін ҚР ЕЖ EN 1988-1:2004/2012 ережелерінде және осы НТҚ-да бағандар мен қабырғалардағы тік осьтік күштердің мәндерін шектеу қарастырылған.

Осы шектеулерді сақтай отырып, кейбір жағдайларда тік тірек конструктивтік элементтердің көлденең өлшемдерін олардың беріктігін, қаттылығын немесе иілгіштігін қамтамасыз ету шартынан талап етілетіннен сәл үлкен етіп тағайындау қажет болуы мүмкін екенін есте ұстаған жөн.

2.2 Конструктивтік жүйелердің түрлері

2.2.1 Монолитті темірбетон конструктивтік жүйелері олардың тік конструкцияларының құрамына және сейсмикалық әсер ету кезіндегі тұру қалпы ерекшеліктеріне байланысты төмендегі түрлерге бөлінеді:

- а) рамалық жүйелер;
- б) қабырғалық жүйелер;
- в) қос жүйелер (рамалыққа немесе қабырғалыққа баламалы);
- г) төңкерілген маятник типті жүйелер;
- д) айналмалы-икемді жүйелер.

2.2.2 Рамалық жүйелерге рамалары тік жүктемелердің көп бөлігін қабылдайтын және ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 65%-дан астамын қабылдай алатын конструктивтік жүйелер кіруі керек. Рамалық жүйе ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 35%-на дейін қабылдайтын қабырғаларды қамтуы мүмкін.

Рамалық жүйенің тік және көлденең жүктемелерін қабылдау ерекшеліктерін түсіндіретін шартты схема 2.1 а) суретінде көрсетілген.

2.2.3 Қос жүйелер – бұл тік жүктемелер негізінен рамаларды қабылдайтын, ал көлденең жүктемелерге ішінара рамалар мен ішінара қабырғалар қарсыласатын конструктивтік жүйелер.

Қос жүйелер рамалық жүйелерге балама жүйелерге және қабырғалық жүйелерге балама жүйелерге бөлінеді.

2.2.4 Рамалық жүйелерге балама болатын қос конструктивтік жүйелерге рамалар тік жүктемелердің көп бөлігін және ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 50%-дан астамын қабылдайтын жүйелерді жатқызу керек. Рамалық жүйеге балама қос жүйе

ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 50 % (бірақ кемінде 35%) қабылдайтын қабырғаларды қамтуы мүмкін.

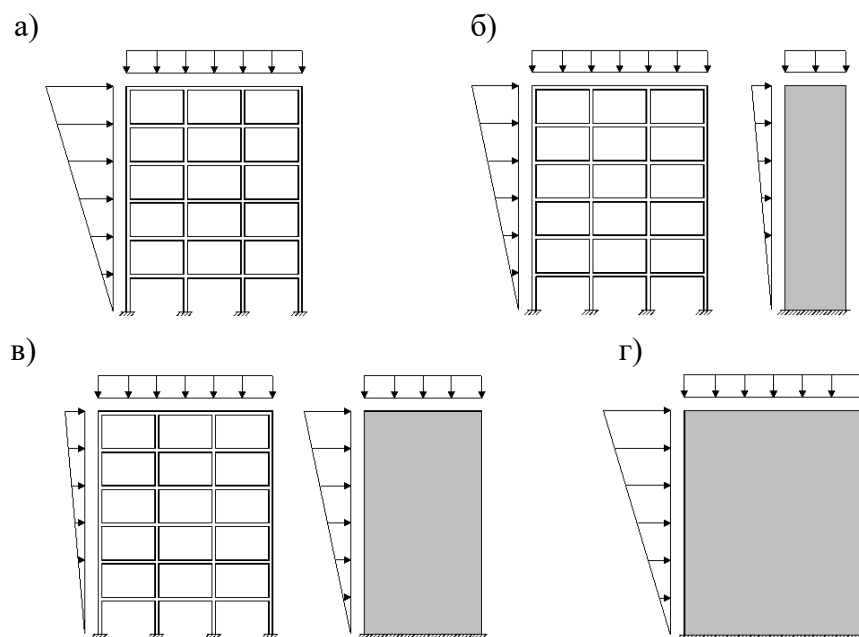
Рамалық жүйеге балама қос конструктивтік жүйенің тік және көлденең жүктемелерін қабылдау ерекшеліктерін түсіндіретін шартты схема 2.1 б) суретінде көрсетілген.

2.2.5 Қабырғалық жүйелерге балама болатын қос конструктивтік жүйелерге рамалар тік жүктемелердің көп бөлігін, ал қабырғалар ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 50%-дан астамын қабылдайтын жүйелер жатады. Қабырғалық жүйеге балама болатын қос конструктивтік жүйе ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 50%-на дейін қабылдайтын рамаларды қамтуы мүмкін.

Қабырғалық жүйеге балама қос конструктивтік жүйенің тік және көлденең жүктемелерін қабылдау ерекшеліктерін түсіндіретін шартты схема 2.1 в) суретінде көрсетілген.

2.2.6 Қабырғалық жүйелерге қабырғалары тік жүктемелердің көп бөлігін қабылдайтын және ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 65%-дан астамын қабылдай алатын конструктивтік жүйелер кіруі керек. Қабырғалық жүйе ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 35%-на дейін қабылдауға қабілетті рамаларды қамтуы мүмкін.

Қабырғалық конструктивтік жүйенің тік және көлденең жүктемелерін қабылдау ерекшеліктерін түсіндіретін шартты схема 2.1 г) суретінде көрсетілген.



Сурет – 2.1 Конструктивтік жүйелердің шартты схемалары

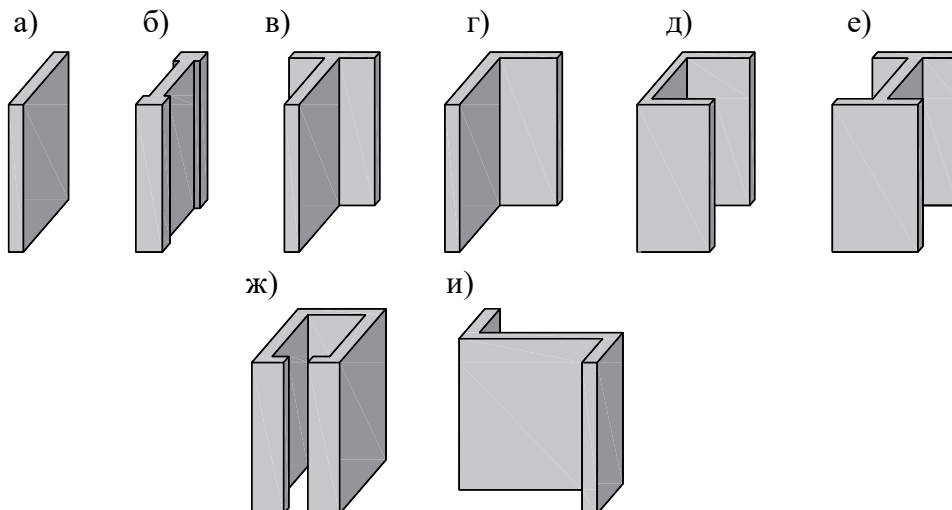
Ескертпе – Конструктивтік жүйелерді жіктеу кезінде қабырғалық конструктивтік жүйелер мен балама қабырғалық жүйелерге арналған қос конструктивтік жүйелер арасындағы ең маңызды айырмашылықтар мыналар екенін ескеру қажет:

- қабырғалық конструктивтік жүйелерде қабырғалар тік жүктемелердің көп бөлігін қабылдайды;
- қабырғалық жүйелерге балама болатын қос конструктивтік жүйелерде тік жүктемелердің көп бөлігін рамалар қабылдайды.

2.2.7 Қабырғалық, қос және рамалық жүйелер төмендегілерге ие қабырғалармен жобалануы мүмкін:

- қарапайым көлденең қималар;
- жалғанған немесе қиылысатын жазық сегменттерден құралған күрделі көлденең қималар (L, T, I, H-тәрізді немесе оларға ұқсас).

Егер тік элементте ұзындықтың қалыңдығына қатынасы 4-тен асатын сегменттердің бірінде күрделі көлденең қимасы болса, онда бұл элемент қабырға ретінде жіктеледі. Жоспардағы бірыңғай конструктивтік элементтер ретінде қарастырылатын қарапайым және күрделі көлденең қималары бар қабырғалардың мысалдары 2.2-суретте көрсетілген.



Сурет – 2.2 Қарапайым және күрделі көлденең қималары бар қабырғалардың мысалдары:

- а) жазық тікбұрышты қабырға; б) пиле́стр бағандары бар жазық қабырға;
в)-и) күрделі көлденең қималары бар қабырғалар**

2.2.8 Сейсмикалық жүктемелерді қабылдауға байланысты және/немесе байланысты емес қабырғалар қатысуы мүмкін. 1.5.1.13-тармақта келтірілген анықтамаға сәйкес, егер (2.1) шарт орындалса, қабырғаларды байланысқан деп санауға болады:

$$M_{wi,c} \leq 0,75 \cdot M_{wi,unc} \quad (2.1)$$

мұндағы

i – қабырға нөмірі.

Другие условные обозначения, принятые в (2.1), показаны на рисунке 2.3.

2.2.9 Егер қабырғалық конструктивтік жүйеде байланысқан және байланыспаған қабырғалар болса, қабырғалардың көлденең жүктемелерге жалпы қарсыласуының көп бөлігі (50%-дан астам) байланысқан қабырғаларға түссе, онда бұл конструктивтік жүйені байланысқан қабырғалары бар қабырға жүйесі ретінде жіктеу керек. Егер бұл шарт орындалмаса, онда бұл конструктивтік жүйені қабырғалармен байланыспаған қабырға жүйесі ретінде жіктеу керек.

2.2.10 Егер қабырғалық жүйеге балама қос жүйеде қабырғалардың көлденең жүктемелерге жалпы қарсыласуының көп бөлігі (50%-дан астам) байланысқан қабырғаларға түссе, онда бұл конструктивтік жүйені байланысқан қабырғалары бар қабырға жүйесіне балама қос жүйе ретінде жіктеу қажет. Егер бұл шарт сақталмаса, онда

бұл конструктивтік жүйені қабырғалармен байланыспаған қабырғалық жүйеге балама қос жүйе ретінде жіктеуге болады.

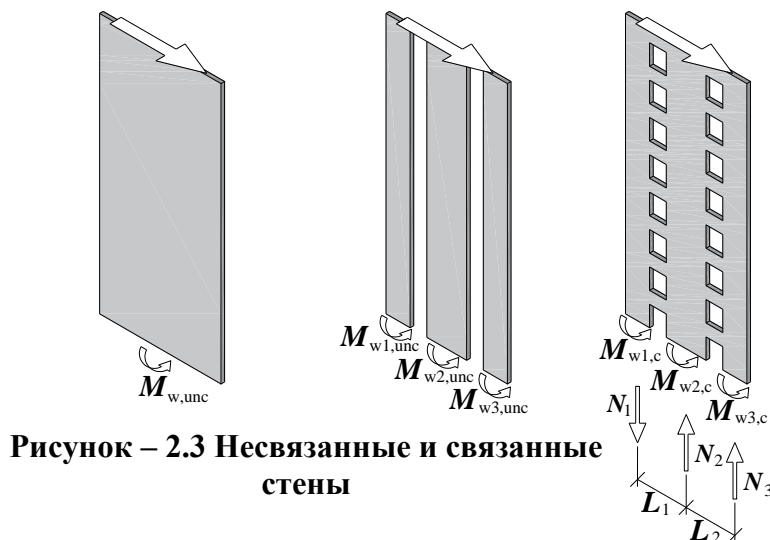


Рисунок – 2.3 Несвязанные и связанные стены

2.2.11 Ғимараттың конструктивтік жүйесі осы жүйенің тек екі есебінің нәтижелерін салыстыру негізінде көлденең жүктемелерді қабылдауда байланысқан және байланыспаған қабырғалардың қатысу дәрежесі бойынша (байланысқан және байланыспаған қабырғалардың санына қарамастан) айтарлықтай қателіксіз жіктелуі мүмкін.

Қарастырылып отырған конструктивтік жүйені алғашқы есептеу осы жүйеде қарастырылған қабырғалар арасындағы барлық байланыстырушы мандайша арқалықтарды қамтитын есептеу моделін қолдана отырып жүргізілуі керек. Қарастырылып отырған конструктивтік жүйенің екінші есебі қабырғалар арасындағы барлық байланыстырушы арқалықтарды алып тастайтын есептеу моделін қолдану арқылы жасалуы керек.

Екі есептеуді де қарастырылып отырған конструктивтік жүйенің қамту деңгейінде қолданылатын бірдей көлденең жүктемелердің әрекетіне орындау керек.

Конструктивті жүйені (2.2) шарттарға сәйкес қабырғалармен байланысқан жүйе ретінде жіктеуге болады:

$$\Sigma M_{wi,c} \leq 0,75 \cdot \Sigma M_{wi,unc} \quad (2.2)$$

мұнда

$\Sigma M_{wi,c}$ – бірінші есептеуде алынған байланысқан қабырғалардың негіздеріндегі иілу сәттері мәндерінің қосындысы;

$\Sigma M_{wi,unc}$ – екінші есептеуде алынған байланыспаған қабырғалардың негіздеріндегі иілу сәттері мәндерінің қосындысы.

Егер (2.2) шарт сақталмаса, онда конструктивтік жүйені байланыспаған қабырғалары бар жүйе ретінде жіктеу керек.

2.2.12 Көлденең жүктемелерді қабылдауда байланысқан және байланыспаған қабырғалардың қатысу дәрежесі бойынша жіктеу төмендегі монолитті темірбетон конструктивтік жүйелер үшін қажет емес:

- рамалық конструктивтік жүйелер (ғимаратқа әсер ететін көлденең жүктемелердің 35%-на дейін қабылдайтын қабырғаларды қамтитын);
- рамалық және қабырғалық жүйелерге баламалы қос конструктивтік жүйелер;

– сипаттамасы 2.1-кестенің 2-тармағында келтірілген айқаспалы-қабырғалық жүйелер.

2.2.13 Қабырғалық, рамалық және қос конструктивтік жүйелер жоспарда бұралу үшін жеткілікті қаттылыққа ие болуы керек. Бұралудың талап етілетін қаттылығына ие емес конструктивтік жүйелерді бұралу-икемді жүйелер ретінде жіктеу керек (ҚР НТҚ-08-01.2-2021 құралының 3.2.3.1 тармағын қараңыз).

2.2.14 Массаның 50%-ы немесе одан астамы конструктивтік жүйе биіктігінің жоғарғы үштен бір бөлігінде болатын не энергияның диссипациясы негізінен бір еркіндік дәрежесі бар жүйенің негізінде жүретін конструктивтік жүйені «төңкерілген маятник» типті жүйе ретінде жіктеу керек.

Ескертпе – «Төңкерілген маятник» типті конструктивтік жүйелер санатына бір қабатты қаңқалар кірмейді, олардың үстіндегі бағандар ғимараттың екі негізгі бағыты бойымен жалғанады, ал v_d нормаланған осьтік күш салу мәні еш жерде 0,3-тен аспайды.

2.2.15 [5.2.2.1 (2)] Егер 2.1-кестеде өзгеше көрсетілмесе, монолитті темірбетонды конструктивтік жүйелерді бір көлденең бағытта бір конструктивтік түрі бойынша және басқа көлденең бағытта басқа түрі бойынша жіктеуге жол беріледі.

2.3 Тұру қалпы коэффициенттері

2.3.1 Диссипативті тұру қалпы тұжырымдамасы негізінде жасалған монолитті темірбетон конструктивтік жүйелер үшін есептелген көлденең сейсмикалық жүктемелерді анықтау кезінде қабылданатын q тұру қалпы коэффициентінің мәні жобаланған конструктивтік жүйенің түріне, оның конструктивтік-тұтастырушы схемасына және иілгіштік класына байланысты болады.

Ескертпе – Бірдей иілгіштік класы бар бір типтегі конструктивтік жүйелер негізгі тік тірек элементтердің құрамы мен орналасуында айтарлықтай ерекшеленуі мүмкін. Оның нәтижесінде, олар әр түрлі конструктивтік-тұтастырушы схемаларға (бұдан әрі – конструктивтік схемалар) және сәйкесінше тұру қалпы коэффициентінің әртүрлі мәндеріне ие болуы мүмкін.

2.3.2 М иілгіштік класына ие монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің жоспарындағы және биіктігі бойынша жүйелі және орташа жүйелі емес әр түрлі типтер мен схемаларға сәйкес келетін q тұру қалпының мультипликативті коэффициентінің мәні 2.1-кестеде келтірілген.

Ескертпе – 2.1-кестеде келтірілген q тұру қалпының мультипликативтік коэффициентінің мәндері осы НТҚ ережелеріне сәйкес жобаланатын конструктивтік жүйелерде есептік жүктемелерге, артықтыққа қатысты беріктік резервтерінің, сондай-ақ энергияны иілгіштік деформациялау және диссипациялау қабілетінің болуымен өзара байланысты.

Темірбетон конструкцияларының беріктік резервтерінің болу себептері төмендегілер болып табылады:

– бетон мен арматуралық болаттың беріктігінің нақты, сипаттамалық және есептік көрсеткіштері арасындағы айырмашылықтар;

– нормаларда темірбетон конструкцияларын оларды есептеу нәтижелеріне қарамастан арматуралау кезінде ескерілетін арнайы конструктивтік талаптардың болуы;

– арматураның қажетті диаметрлерін анықтаудың сандық нәтижелерін, әдетте, үлкен жағына дөңгелектеу.

Конструктивтік жүйенің артықтығы бірінші кезекте оның бастапқы конструктивтік элементтердің кез келгені істен шыққаннан кейін сейсмикалық жүктемелерді берудің балама жолдарын қамтамасыз етуге қабілеттілігімен байланысты. Осыған байланысты сейсмикалық аймақтарда кейбір байланыстардың жұмысынан ажыратылуы бүкіл жүйенің геометриялық өзгермейтіндігінің бұзылуына әкеп соқтырмайтын және оларға қосымша беріктік резервтерін қамтамасыз ететін статикалық анықталмаушылықтың жоғары дәрежесі бар конструктивтік жүйелерді қолданған дұрыс.

Сейсмикалық әсерлер кезінде конструкциялардың иілгіштік жұмысын қамтамасыз етуге ықпал ететін қағидаттар мен ережелер осы НТҚ құралының 2.5.3-кіші бөлімінде және 4-9-бөлімдерінде келтірілген.

2.1-кесте – Жоспардағы жүйелі және орташа жүйелі емес және биіктігі бойынша М иілгіштік класына ие конструктивтік жүйелер үшін q коэффициентінің мәні

Конструктивтік жүйелердің түрлері	М иілгіштік класы
1 Рамалық жүйелер және рамалық жүйелерге балама қос жүйелер.	3,9
2 Ғимараттың бүкіл ұзындығы мен ені бойынша 6 метрден аспайтын қадаммен орналасқан және бүкіл контур бойынша қабырғаларға сүйенетін төбелері бар, жалғанған немесе байланыспаған тірек қабырғалары бар сыртқы және ішкі өтпелі және үздіксіз айқас-қабырға жүйелері.	5,0
3 2, 4, 6-тармақтарда көрсетілген жүйелерден басқа қабырғалық жүйелер: а) байланысқан қабырғалармен; б) байланыспаған қабырғалармен.	4,2 4,5
4 Қабырғалық жүйелер және қабырғалық жүйелерге балама қос жүйелер: а) ғимараттың негізгі бағыттарының бірінде бір бос қабырғасы бар; б) ғимарат бағыттарының бірінде тек бір ось бойынша орналасқан бірнеше байланысқан немесе байланыспаған қабырғалары бар.	3,3* 3,6*
5 4 және 6-тармақтарда көрсетілген жүйелерден басқа, қабырғалық жүйелерге балама қос жүйелер.	4,5
6 Қабырғалардың сейсмикалық әсерлерге төзімділігі ғимаратқа есептік сейсмикалық жүктемелердің кемінде 90%-ын, ал қаңқаның қарсылығы кемінде 25%-ын құрайтын қабырғалық жүйелерге балама қос конструктивтік жүйелер.	5,0
7 Айналмалы-икемді жүйелер	2,0
8 «Төңкерілген маятник» типті жүйелер	1,5
* ғимараттың бір ішкі тірек қабырғасы немесе тек бір осьте орналасқан бірнеше тірек қабырғалары болатын бағыт үшін q_0 мәні.	

2.3.3 2.1-кестеде келтірілген q тұру қалпы коэффициентінің мәндері жоспардағы жүйелі және орташа жүйелі емес және/немесе биіктігі бойынша конструктивтік жүйелер үшін бірдей қабылданады.

Жоспардағы және/немесе биіктігі бойынша жобаланатын конструктивтік жүйелердің тұрақсыздығы үшін, сондай-ақ олардың қабаттылығы (биіктігі) және әлеуметтік-экономикалық маңыздылығы (функционалдық мақсаты) үшін есептік сейсмикалық әсерлердің әсерін түзетуді ҚР НТҚ 08-01.2-2017 ережелеріне сәйкес орындау қажет.

2.3.4 Егер конструктивтік жүйенің жіктелуі әртүрлі деңгейлес бағыттар бойынша ерекшеленетін болса, онда әр түрлі деңгейлес бағыттар үшін q тұру қалпы коэффициентінің мәндері де ерекшеленуі мүмкін (2.1-кестеге ескертпелерді де қараңыз).

2.3.5 [3.2.2.5(3)P] Ғимараттың конструктивтік жүйесінің әртүрлі көлденең бағыттары үшін q тұру қалпы коэффициентінің мәні әр түрлі болуы мүмкін, бірақ иілгіштік класы барлық көлденең бағыттарда бірдей болуы керек.

2.3.6 Төмен диссипативті тұру қалпы туралы тұжырымдама негізінде жобаланатын монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің барлық түрлері үшін (L иілгіштік класымен) есептік көлденең сейсмикалық жүктемелерді айқындау кезінде қабылданатын q тұру қалпы коэффициентінің мәнін 1,5-ке тең деп есептеген жөн.

2.3.7 Қаралып отырған ғимаратқа сейсмикалық әсердің тік компонентінен есептік сейсмикалық жүктемелерді айқындау кезінде q_v тұру қалпы коэффициентінің мәнін темірбетонды конструктивтік жүйелердің барлық типтері және олардың иілгіштік кластары үшін 1,5-ке тең деп алған жөн. 1,5-тен астам q_v коэффициентінің мәні тиісті түрде негізделуі тиіс.

2.3.8 2.1-кестеде және 2.3.6 және 2.3.7-тармақтарда келтірілген тұру қалпы коэффициенттерінің мәндері ғимараттардың жобалау шешімдері, монолитті темірбетон конструкцияларын орындау сапасы, сондай-ақ конструкцияларды жобалау және орындау сапасын бақылау белгіленген нормативтік талаптарға сәйкес келеді деген болжамда қабылданғанын ескеру қажет.

2.4 Жоспарда және биіктігі бойынша ғимараттардың өлшемдеріне қойылатын шектеулер

2.4.1 $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ (мұнда: L_{\max} және L_{\min} сәйкесінше ортогональды бағыттарда жоспарда ғимараттың үлкен және кіші өлшемдері) өрнегімен анықталатын ғимараттар немесе олардың бөліктері жоспарындағы геометриялық пропорциялар ҚР НТҚ 08-01. 2-2017 құралының 3.2.1.1 д) және 3.2.2.1 г) тармақтарында төмендегілер үшін белгіленген пропорциялардан аспауы тиіс:

- а) жоспарда жүйелі деп жіктелген ғимараттар үшін – 4;
- б) жоспарда орташа жүйелі емес деп жіктелген ғимараттар үшін – 6.

2.4.2 Жоспардағы және ғимараттардың немесе олардың динамикалық тәуелсіз бөліктерінің биіктігі бойынша абсолюттік өлшемдер тиісінше 2.2 және 2.3-кестелерде көрсетілген өлшемдерден аспауы тиіс.

2.4.3 Қажет болған жағдайда жоспардағы және биіктігі бойынша конструктивтік жүйенің біркелкілігі мен жүйелілігін қамтамасыз ету үшін, сондай-ақ 2.4.1-тармақта белгіленген шекті салыстырмалы өлшемдерді және 2.2-кестеде белгіленген абсолюттік

өлшемдерді сақтау үшін ғимаратты сейсмикаға қарсы жіктермен динамикалық тәуелсіз бөліктерге бөлу керек.

Сейсмикаға қарсы жіктердің еніне қойылатын талаптар және оларды орнату ережелері ҚР НТҚ 08-01.2-2017 құралында келтірілген.

2.2-кесте – Ғимараттар немесе олардың бөліктері бойынша абсолюттік өлшемдер

Құрылыс алаңының сейсмикалығы, баллмен	Ғимараттың ұзындығы (ені) бойынша өлшемдері, метрмен		
	Топырақ жағдайларының түрі		
	ІА және ІБ	ІІ	ІІІ
<7*	сейсмикалық емес аймақтарға арналған талаптар бойынша.		
7	150	150	96
8	96	96	72
9	96	72	60
10	60	60	45
<p>* – құрылыс алаңдарының төмен сейсмикалық жағдайлары.</p> <p>Ескертпе – Сейсмикалығы 8, 9 және 10 балл болатын алаңдарда құрылыс үшін жобаланатын бір қабатты рамалы конструктивтік жүйелер бөліктерінің шекті өлшемдерін 30%-ға ұлғайтуға жол беріледі.</p>			

2.3-кесте – Монолитті темірбетон ғимараттардың қабаттарының биіктігі мен саны

Ғимараттың конструктивтік жүйелері	Конструктивтік жүйенің иілгіштік класы	Биіктігі, метрмен (қабаттар саны)				
		Құрылыс алаңының сейсмикалығы, баллмен				
		<7*	7	8	9	10
Рамалық және қос эквивалентті рамалық	DCL	**	жб	жб	жб	жб
	DCM	**	32(9)	25(7)	19(5)	16(4)
Қабырғалық және қос эквивалентті қабырғалық	DCL	**	жб	жб	жб	жб
	DCM	**	66(20)	54(16)	42(12)	16(4)
<p>* – құрылыс алаңдарының төмен сейсмикалық жағдайлары ($0,05 g \leq a_g \leq 0,08 g$);</p> <p>** – сейсмикалық емес аймақтарға арналған талаптар бойынша;</p> <p>нд – жол берілмейді.</p> <p>1-ескертпе – Мектептердің, мектепке дейінгі мекемелердің (балабақшалар мен бөбекжайлардың) және ауруханалардың шекті биіктіктерін ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 5.5 және 5.6 тармақтарына сәйкес қабылдау қажет.</p> <p>2-ескертпе – Ғимараттың биіктігі ретінде ғимаратқа іргелес жоспарланған жер бетінің орташа деңгейінің және сыртқы қабырғалардың жоғарғы бөлігінің (жоғарғы техникалық және мансардтық қабаттарды, парапеттер мен шатырларды қоспағанда) немесе итарқа конструкцияларының төменгі деңгейінің айырмашылығы алынады.</p>						

2.5 Жобалау критерийлері

2.5.1 Жалпы ережелер

2.5.1.1 Сейсмикалық әсер ету кезінде олардың диссипативті тұру қалпы туралы тұжырымдамаға сәйкес ғимараттардың темірбетон конструктивтік жүйелерін жобалау кезінде мыналарды сақтау керек:

- қысқаша сипаттамасы 2.5.2-кіші тарауда берілген капаситивті жобалау әдісінің ережелері («capacity design method»);
- 2.5.3-2.5.7-кіші тарауларда көзделген шарттар мен іс-шаралар.

2.5.2 Капаситивті жобалау әдісі

2.5.2.1 Ғимараттың конструктивтік жүйесінде капаситивті жобалау әдісінің ережелеріне сәйкес үлкен деформациялар кезінде энергияны диссипациялауға арналған элементтер таңдалады және тиісті түрде құрастырылады, ал басқа конструктивтік элементтер таңдалған диссипациялық элементтердің жұмыс күйінде қалуы үшін жеткілікті беріктікті қамтамасыз етеді.

Ескертпелер – Осы НТҚ ережелері жобаны әзірлеушілерден темірбетон конструктивтік жүйелердегі иілгіштік деформациялардың дамуының жалпы механизмін нақты таңдауды және/немесе жоспарлауды талап етпейді. Жобаланған конструктивтік жүйелерді иілгіштік деформациялаудың қолайлы механизмін қамтамасыз ету үшін көп жағдайда НТҚ-да келтірілген есептеу мен құрастырудың нормаланған ережелерінің жиынтығын сақтаумен шектелу жеткілікті деп болжанады.

2.5.2.2 Капаситивті жобалау әдісі конструктивтік жүйенің (мысалы, көп қабатты ғимараттың бірінші қабатының бағандарындағы иілгіштік деформациялардың шоғырлануы; конструкциялардың көлденең күштердің әсерінен бұзылуы; Арқалық-баған қосылыстарының бұзылуы; іргетас конструкцияларының немесе олардың серпімді жұмысы болжамында жобаланатын кез келген басқа элементтердің тұрақсыздығы) сынғыштығын немесе бұзылудың басқа да қажетсіз тетіктерін тепе-теңдік жағдайларынан есептік әсер ету салдарын анықтау жолымен және төмендегілерді ескере отырып болдырылмауы тиіс:

- а) конструктивтік жүйенің иілгіштік деформациясының қолайлы механизміне сәйкес келетін аймақтардағы иілгіштік деформациялардың дамуы;
- б) иілгіштік деформация аймақтарында беріктік резервтерінің болуы.

Сейсмикалық тербелістердің диссипациясына тікелей қатысуға арналмаған конструкция учаскелері а) және б) бөлімдерінде көрсетілген шарттар сақталған кезде:

- сыни (диссипативті) аймақтармен салыстырғанда иілу кезіндегі қосымша беріктік резервтерін алады;
- қираудың нәзік сипатынан қорғалған.

2.5.3 Жергілікті қарсылық жағдайы

2.5.3.1 Монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің сейсмикалық әсерлерге төзімділігі сейсмикалық есептік жағдайларға сәйкес келуі тиіс, ал конструктивтік

элементтердің сыни аймақтарындағы сызықты емес деформацияларға қойылатын талаптар есептеулерде ескерілген конструктивтік жүйелердің жалпы икемділігімен келісілуі тиіс.

2.5.3.2 Монолитті темірбетон конструктивтік жүйесінің барлық сыни аймақтары 2.5.3.3 тарауда келтірілген талаптарды қанағаттандыруы керек.

2.5.3.3 [4.4.2.2(1)P] Төмендегі теңсіздік қосылымдарды қоса алғанда, ғимараттың конструктивтік жүйесінің барлық элементтері үшін, сондай-ақ конструктивтік жүйенің элементтері болып табылмайтын маңызды конструктивтік элементтер (мысалы, арақабырғалар мен толтырулар) үшін орындалуы тиіс:

$$E_d \leq R_d, \quad (2.3)$$

мұнда:

E_d – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін әсер ету салдарының, қажет болған жағдайда екінші ретгі әсерлерді қоса алғанда, (ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 қараңыз) есептік мәні; ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес иілу сәттерін қайта бөлуге жол беріледі;

R_d – пайдаланылған материалға тән ережелерге сәйкес (f_k материалы қасиеттерінің сипаттамалық шамалары және γ_m жеке коэффициенті негізінде) және конструктивтік жүйенің нақты түріне қатысты модельдерге сәйкес есептелген элементтің есептік қарсылығы.

2.5.4 Жергілікті иілгіштік жағдайы

2.5.4.1 [5.2.3.4(1)P] Конструктивтік жүйенің талап етілетін жалпы икемділігіне қол жеткізу үшін осы НТҚ-ның 4 және 5-бөлімдеріндегі элементтердің әрбір түрі үшін анықталатын иілгіштік топсалардың ықтимал қалыптасу аймақтары иілгіштік бұрылуға жоғары қабілетке ие болуы тиіс.

2.5.4.2 [5.2.3.4(2)] Егер төмендегі барлық шарттар орындалса, 2.5.4.1-тармақ қанағаттандырылады деп болжанады:

а) бағандардың ұштарын қоса алғанда, бастапқы элементтердің барлық сыни аймақтарында қисықтық бойынша жеткілікті иілгіштік қамтамасыз етіледі (бағандарда иілгіштік шарнирлердің қалыптасу мүмкіндігіне байланысты);

б) бастапқы элементтердің мүмкін болатын иілгіштік топсаларының аймақтарында қысылған арматураның орнықтылығын жергілікті жоғалтуға жол берілмейді;

в) бетон мен арматураға тиісті талаптар сақталады:

– бастапқы элементтердің сыни аймақтарында қолданылатын болат жоғары біркелкі иілгіштік созылуға ие;

– бастапқы элементтердің сыни аймақтарында пайдаланылатын арматураның созылу қарсылығының аққыштық шегіне қатынасы бірлікке қарағанда едәуір жоғары;

– бастапқы элементтерде қолданылатын бетон жеткілікті қысу беріктігіне ие және жеткілікті резервпен максималды қысу беріктігіне қол жеткізілген кезде туындайтын деформациядан асатын бұзылу деформациясына ие.

2.5.4.3 [5.2.3.4(3)] Егер неғұрлым нақты деректер болмаса және 2.5.4.4-да көрсетілген жағдайды қоспағанда, иілгіштік коэффициенті μ_ϕ қисықтығы бойынша сыни аймақтарда (бетон мен болаттың шекті деформациясы ε_{cu} және $\varepsilon_{su,k}$ аспауы шартымен иілгіштік деформация кезінде қисықтыққа төзімділіктің 85 %-дық сәті кезінде шектіктен

кейінгі қарсылық қисықтығының қатынасы ретінде айқындалатын) кем дегенде төмендегі мәндерге тең болса, 2.5.4.2 шарттары орындалды деп есептеуге болады:

$$\mu_{\phi} = 2q - 1, \quad \text{егер } T_1 \geq T_c \quad (2.4)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q - 1)T_c / T_1, \quad \text{егер } T_1 < T_c \quad (2.5)$$

мұнда:

T_c – спектрлік үдеулер графигінің жүйелі учаскесіндегі кезеңнің максималды мәні (ҚР НТҚ-08-01 қараңыз);

q – бұл 2.1 кестесінен тұру қалпы коэффициентінің базалық мәні, ал T_1 - иілу жүретін тік жазықтық үшін қабылданған ғимараттың тербелісінің негізгі тонының кезеңі.

Ескертпе – (2.4) және (2.5) өрнектер μ_{ϕ} қисықтығы бойынша иілгіштік коэффициенті мен μ_{δ} ығысулары бойынша иілгіштік коэффициенті арасындағы тәуелділікке негізделген: $\mu_{\phi} = 2\mu_{\delta} - 1$, бұл әдетте темірбетон элементтері үшін консервативті жуықтау, сонымен қатар μ_{δ} мен q арасындағы төмендегі қатынастар: $\mu_{\delta} = q$, егер $T_1 \geq T_c$ және $\mu_{\delta} = 1 + (q - 1)T_c / T_1$, егер $T_1 < T_c$ (сондай-ақ ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағына В ақпараттық қосымшасындағы В.5 қараңыз).

2.5.4.4 [5.2.3.4(4)] ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 (С.1 кестесі) бойынша В класындағы болаттан жасалған бойлық арматурасы бар бастапқы элементтердің сыни аймақтарында қисықтық бойынша иілгіштік коэффициенті μ_{ϕ} тармақ олардың қайсысының қолданылатынына байланысты өрнектерден (2.4) немесе (2.5) айқындалатын мәннен кемінде 1,5 есе асуы тиіс.

2.5.5 Конструктивтік жүйенің статикалық анықталмаушылығы

2.5.5.1 [5.2.3.5(1)P] Ғимараттардың конструктивтік жүйелері статикалық анықталмаудың жоғары деңгейіне және энергияны бөлу аймағын кеңейтуге және бөлінген энергияның жалпы мөлшерін арттыруға мүмкіндік беретін күштерді қайта бөлу қабілетіне ие болуы керек.

2.5.5.2 статикалық анықталмау дәрежесі төмен конструктивтік жүйелерге тұру қалпы коэффициенттерінің неғұрлым төмен мәндерін тағайындау керек (2.1-кестені қараңыз). Күш салуды қайта бөлудің қажетті қабілетіне жергілікті икемділік жағдайларын сақтау арқылы қол жеткізуге болады.

2.5.6 Конструктивтік жүйенің және олардың қарсыласулығының бөлігі болып табылмайтын конструктивтік элементтер

2.5.6.1 Конструктивтік жүйенің бөлігі болып табылмайтын (мысалы, қабырғалық толтырулар және тас қалаулардан жасалған қалқалар түріндегі тірек конструкциялар) және есептеулерде анық ескерілмеген конструктивтік элементтердің қарсыласу және тұрақтандыру қабілетінің әсері конструктивтік жүйелердің беріктігін және олардың энергияны диссипациялау қабілетін арттыруы мүмкін.

2.5.6.2 [5.2.3.6(4)] Тірек конструктивтік элементтер, егер олар конструктивтік жүйеде біркелкі бөлінсе, энергияның бөлінуіне ықпал етуі мүмкін. Тірек және тірек емес конструктивтік элементтердің өзара іс-қимылы нәтижесінде туындайтын ықтимал қолайсыз жергілікті әсерлерді болдырмайтын іс-шаралар осы НТҚ-ның 8-бөлімінде келтірілген.

2.5.6.3 [4.3.6.2(4)P] Толтыру мен рамалардың ықтимал қолайсыз жергілікті өзара іс-қимылын ескеру қажет (мысалы, толтырудың диагональды кергіш әрекетімен шартталған көлденең күштер кезінде бағанның ығысу бұзылулары).

2.5.6.4 [5.2.3.6(5)] Тас қалаудан толтырылған қаңқалар үшін (тірек конструктивтік элементтерді орындау үшін дәстүрлі түрде қолданылатын) арнайы ережелер ҚР ЕЖ ЕН 1998-1:2004/2012 5.9-кіші бөлімінде және ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 8-бөлімінде келтірілген.

2.5.7 Қосымша арнайы іс-шаралар

2.5.7.1 [5.2.3.7(1)P] Сейсмикалық әсерлердің кездейсоқ сипатына және темірбетон конструкцияларының циклдік мінез-құлқының белгісіздігіне байланысты сейсмикалық әсер етудегі темірбетон конструкцияларының мінез-құлқының жалпы белгісіздігі сейсмикалық емес әрекеттерге қарағанда едәуір жоғары. Осыған сүйене отырып, темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде конструктивтік жүйенің конфигурациясымен, оны есептеумен, сондай-ақ элементтердің қарсылығы мен икемділігімен байланысты белгісіздікті азайтуға мүмкіндік беретін қосымша арнайы шараларды қабылдау қажет.

2.5.7.2 Сейсмикалық әсер ету кезінде темірбетон конструктивтік жүйелердің тұру қалпының белгісіздігі мен тұрақсыздығының неғұрлым елеулі себептері мыналар болып табылады:

- массалар мен қаттылықтардың орталықтары арасында айтарлықтай эксцентриситет тудыратын массалары мен қаттылықтарының жоспардағы теңгерімсіз таралуы;

- тік конструкцияларда кернеу концентрациясы немесе материалдың үлкен иілгіштік деформациясы конструкциялардың мерзімінен бұрын бұзылуына әкелуі мүмкін әлсіз осал аймақтардың болуына байланысты биіктігі бойынша конструктивтік жүйелердің гетерогенділігі.

Жоспардағы және биіктіктегі тұрақты, біртекті және теңдестірілген дизайн схемасы бар конструктивтік жүйені таңдау құрылымдардың жалпы мінез-құлқына қатысты белгісіздікті едәуір төмендетеді және ең қарапайым және сонымен бірге жобаланған объектілердің қауіпсіздігінің жеткілікті дәрежесін қамтамасыз ететін модельдер мен есептеу әдістерін қолдануға мүмкіндік береді.

2.5.7.3 [5.2.3.7(2)P] Темірбетон элементтерінің сейсмикалық әсерлерге төзімділігін бағалаудағы маңызды белгісіздіктер сонымен қатар геометриялық қателіктерден туындауы мүмкін. Белгісіздіктің бұл түрін азайту үшін төмендегі ережелерді сақтау керек:

- а) геометриялық қателіктерге сезімталдықты азайту үшін конструктивтік жүйе элементтерінің ең аз өлшемдерін шектеу керек (4.4.1, 4.5.1 және 5.3 қараңыз);

- б) сызықтық элементтердің көлденең тұрақсыздығының пайда болу қаупін азайту үшін сызықтық элементтердің минималды және максималды өлшемдерінің арақатынасы шектеулі болуы керек (4.4.1 және 5.3 қараңыз);

- в) бағандардағы екінші ретті әсерлерді шектеу үшін ғимарат қабаттарының көлденең қисаюлары лимиттелуі тиіс (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 қараңыз);

г) арқалықтың жоғарғы бөлігін арматуралаудан оның шеткі көлденең қималарында белгілі бір үлесі арқалықтың жоғарғы бөлігінің барлық ұзындығы бойымен сақталуы тиіс (4.4.4.2.6.); бұл талап арқалықтың деформация қисығының иілу нүктесінің орналасуындағы белгісіздікпен түсіндіріледі;

д) есептеумен болжанбайтын кері сәттерді ескеру және арқалықтардың тиісті тараптарының ең аз арматурасын қарастыру қажет (4.4.4.3.6 қараңыз).

2.5.7.4 [5.2.3.7(3)P] Элементтердің иілгіштік мінез-құлқымен байланысты белгісіздіктерді азайту үшін төмендегі ережелерді сақтау керек:

а) қабылданған конструктивтік жүйенің барлық бастапқы элементтері үшін ең аз жергілікті иілгіштік қамтамасыз етілуі тиіс;

б) бастапқы конструктивтік элементтердің сыни облыстардан тыс иілгіштік деформацияға ең аз қабілеттілігін қамтамасыз ету үшін оларды көлденең арматуралау жөніндегі іс-шараларды көздеу керек;

в) жарықтар пайда болғаннан кейін элементтердің нәзік бұзылуын болдырмау үшін (4.4.4.1 қараңыз) оларда созылған арматураның қажетті саны көзделуі тиіс;

г) бетонды жару және бояу салдарын азайту үшін, сондай-ақ осьтік күштердің жоғары деңгейі кезінде элементтердің иілгіштік мінез-құлқының үлкен белгісіздіктерін болдырмау үшін нормаланған есептік осьтік күштің тиісті шегін сақтау керек (4.5.3.1.3 және 5.6.2 қараңыз);

д) конструкциялардағы белгі ауысымды циклдік күш салу кезінде анкерлеу мен арматура қосылыстарының жеткілікті беріктігі қамтамасыз етілуі тиіс.

2.6 Қауіпсіздікті тексеру

2.6.1 Сыни шекті жай-күйлерді тексеру кезінде назарға алынатын γ_c және γ_s материалдары қасиеттерінің жеке коэффициенттерінің мәндері сейсмикалық жүктеу кезінде материалдардың қасиеттерін ескеруі тиіс.

2.6.2 Нақты деректер болмаған кезде γ_c коэффициентінің мәнін – 1,3, ал γ_s коэффициентінің мәнін – 1,0 қабылдау керек.

2.6.3 Сейсмикалық әсерлерге темірбетон конструктивтік жүйелердің есептеулерін орындау кезінде ұзақ мерзімді процестердің қысылу кезіндегі бетонның беріктігіне әсерін және жүктемені салудың қабылданған тәсілінің қолайсыз салдарын ескеретін α_{cc} коэффициентінің мәнін 1,0-ге тең деп қабылдаған жөн.

2.7 Ғимараттардың есептік модельдерінде монолитті темірбетон конструкцияларының қаттылығын есепке алу

2.7.1 Конструкцияларының сызықтық-серпімді деформациялануы болжамында ғимараттарға есептік сейсмикалық жүктемелерді айқындау үшін, сондай-ақ осы жүктемелерді тірек конструкциялары арасында бөлу және осы конструкциялардағы күштерді айқындау кезінде қолданылатын есептік модельдерде:

а) қабырғалардағы байланыстырушы арқалықтарды (терезе және есік ойықтарының үстіндегі маңдайшалардан) қоспағанда, тірек темірбетон қабырғалардың қаттылығын, ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 көрсетілген қабырға конструкциялары элементтерінің толық

қималарын және бетонның серпімділік (E) және ығысу (G) модульдерінің бастапқы мәндерін ескере отырып, орнату керек;

б) темірбетон қабырғалардағы байланыстырушы арқалықтардың қаттылығын олардың толық қималарын және ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 көрсетілген бетонның ығысу модулінің (G) бастапқы мәндерін, ал 0,5 төмендету коэффициентімен серпімділік модульдерінің (E) мәндерін ескере отырып орнату керек.

2.7.2 Конструкцияларының сызықтық-серпімді деформациясын болжауда ғимараттардың орын ауыстыру шамаларын анықтау үшін қолданылатын есептік модельдерде сейсмикаға қарсы жіктердің мөлшерлерін анықтау кезінде, сондай-ақ қабаттардың көлденең қисықтары мен екінші ретті әсерлердің (Р-Δ әсерлері) нормативтік шектеулерге, барлық тірек темірбетон конструкцияларының қаттылығына сәйкестігін тексеру кезінде конструкция элементтерінің толық қималарын ескере отырып, бірақ 0,5 төмендету коэффициентімен бетонның серпімділігі мен ығысудың бастапқы модульдерін қабылдай отырып, орнату керек.

3 ТӨМЕН ИІЛГІШТІК КЛАСЫНДАҒЫ МОНОЛИТТІ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕР

3.1 Жалпы мәліметтер

3.1.1 L төмен иілгіштік класы бар монолитті темірбетон конструктивтік жүйелерін қолдануға төмендегі жағдайларда рұқсат етіледі:

- сейсмикалығы төмен алаңдарда ($0,05 g \leq a_g \leq 0,08 g$) [5.2.1(2)P];
- сейсмикалық оқшаулау жүйелерімен жабдықталған ғимараттардың суперқұрылымы ретінде.

3.1.2 Егер a_g және γ_{th} мәндерінің көбейтінділері 0,05-0,08 g диапазонында болса, онда монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің сейсмикалық әсеріне есептеулерді орындауға жол берілмейді, ал осы НТҚ-ның 1.2.1-де көрсетілген міндеттерді шешу үшін тек төмендегілерді сақтау керек:

а) жай құрылыс жағдайларына қолданылатын ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 ережелерін;

б) ғимараттарды есептеу нәтижелеріне қарамастан қабылданатын және шамадан тыс зақымданудан қабырғаға тірек (мысалы, тас қалауынан жасалған қалқаларды) қорғауға бағытталған конструктивтік іс-шаралар.

3.1.3 Егер сейсмикалығы төмен ($0,05 g \leq a_g \leq 0,08 g$) алаңдар үшін a_g және γ_{th} мәндерінің көбейтіндісі 0,08 g асатын болса, онда L иілгіштік класы бар монолитті темірбетон конструктивтік жүйелерін жобалауды төмендегілердің негізінде жүзеге асыру қажет:

а) q тұру қалпы коэффициентінің мәні 1,5-ке тең болған кезде айқындалған сейсмикалық жүктемелерге есептеулер нәтижелерінің негізінде;

б) құрылыстың әдеттегі жағдайларына таралатын ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 ережелеріне сәйкес және 3.2-кіші бөлімде келтірілген ережелерді сақтай отырып.

Ескертпе – Егер сейсмикалығы төмен ($0,05 g \leq a_g \leq 0,08 g$) алаңдар үшін a_g және γ_{th} мәндерінің көбейтіндісі 0,08 g асатын болса, онда жобаланатын монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің иілгіштік сыныбы Тапсырыс берушінің және/немесе жобалаушының (L немесе M) қалауы бойынша қабылдануы мүмкін.

3.1.4 L иілгіштік класы бар барлық типтегі темірбетон конструктивтік жүйелерді жобалау кезінде капаситивті жобалау әдісінің ережелерін және осы ҒТБ-ның төмендегі бөлімдерінде келтірілген арнайы талаптарды сақтаудың қажеті жоқ.

3.2 Материалдар

3.2.1 [5.3.2(1)P] L иілгіштік класы бар барлық типтегі монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің бастапқы элементтерінде В немесе С класты арматураны ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011, С.1 кестесіне сәйкес пайдалану керек.

3.2.2 L иілгіштік класы бар монолитті темірбетон конструктивтік жүйелердің бастапқы элементтері үшін С16/20 төмен емес сығуға беріктігі бойынша класс бетондарын қолдану керек.

4 РАМАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕР ЖӘНЕ РАМАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕРГЕ БАЛАМА ҚОС КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕР ҮШІН АРНАЙЫ ЕРЕЖЕЛЕР

4.1 Жалпы ережелер

4.1.1 Бұл бөлімде М иілгіштік класымен рамалық жүйелерге баламалы монолитті темірбетон рамалық жүйелер мен қос конструктивтік жүйелерді жобалау қағидаттары мен ережелері келтірілген.

Ескертпе – Әрі қарай, «рамалық жүйелер және рамалық жүйелерге балама қос конструктивтік жүйелер» тіркесінің орнына, әдетте, «рамалық жүйелер» тіркесі қолданылады.

4.1.2 М иілгіштік класы бар рамалық жүйелер, егер олардың жоспардағы және биіктігі бойынша абсолюттік және салыстырмалы өлшемдері 2.4.1 және 2.4.2-ережелерге сәйкес келсе, осы ҒТБ ережелері қолданылатын барлық есептік сейсмикалық жағдайлар үшін қолдануға рұқсат етіледі.

4.1.3 4.1.3 М иілгіштік класы бар монолитті темірбетон рамалық жүйелерді жобалау 4.2 – 4.6-кіші бөлімдерде келтірілген талаптарға сәйкес жүзеге асырылуы тиіс.

4.1.4 4.1.4 М иілгіштік класы бар рамалық конструктивтік жүйелерді жобалау кезінде:

- «әлсіз арқалық – берік баған» принципін сақтау керек;
- қаңқа элементтерінің конструктивтік шешімдері есептеу нәтижелеріне және есептеу нәтижелеріне қарамастан қабылданатын конструктивтік талаптарға сәйкес келуі керек;
- қабырғалардың конструктивтік шешімдері осы ҒТБ 5-бөлімінде келтірілген талаптарға сәйкес келуі тиіс.

4.1.5 Рамалық конструктивтік жүйелерде ұсынылмайды:

- ғимараттың биіктігі бойынша барлық бағандардың көлденең қималарының өлшемдерін бір деңгейде өзгерту;
- бетон кластарын бағандардың көлденең қималарының өзгеру деңгейлерінде қысу күші бойынша өзгерту.

Бұл шарттарды ғимараттың биіктігі бойынша жүйелілігі ҚР НТҚ 08-01.2-2021 ережелеріне сәйкес келген жағдайда да сақтаған жөн.

4.2. Материалдарға қойылатын талаптар

4.2.1 М иілгіштік класы бар монолитті темірбетон рамалық конструктивтік жүйелердің бастапқы элементтерін орындау үшін сығылу беріктігі бойынша класс бетондарын қолдану керек:

- ғимараттардың биіктігі бес қабатқа дейін қоса алғанда – C16/20-дан төмен емес;
- ғимараттардың биіктігі бес қабаттан жоғары болған кезде – C20/25-дан төмен емес.

4.2.2 [5.4.1.1(2)P] Бастапқы элементтердің сыни аймақтарында арматуралық болат ретінде тек мерзімді профильдегі өзектерді пайдалану керек. Ерекшелік есептеу нәтижелеріне қарамастан, конструктивтік талаптарға сәйкес көлденең арматура ретінде

орнатылатын тегіс арматуралық шыбықтардан жасалған жабық қамыттар мен көлденең түйреуіштер болуы мүмкін.

4.2.3 [5.4.1.1(3)P] бастапқы элементтердің сыни аймақтарында ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 (С.1 кестесі) сәйкес В және С кластарының арматурасы қолданылуы тиіс. Конструктивтік жүйенің бастапқы элементтерінде арматуралық болаттың ең жоғары кернеу кезінде деформациясы (қирау кезінде біркелкі үлестік ұзаруы) кемінде 5% болуы тиіс.

Ескертпелер:

1 Есептеу нәтижелері бойынша бастапқы конструктивтік элементтерді арматуралау үшін С класындағы арматураны қолдану ұсынылады, В класындағы арматураны қолдану кезінде 2.5.4.4-тармақтың талаптарын ескеру қажет.

2 Практикада сыни аймақтардағы арматуралық болатқа қойылатын талаптарды барлық бастапқы конструктивтік элементтерге, оның ішінде бастапқы элементтер бірлесіп жұмыс істеуі тиіс аражабын тақталарын қоса алғанда, сыни аймақтардан жоғары орналасқан барлық бастапқы конструктивтік элементтерге қолдану ұсынылады.

4.2.4 [5.4.1.1(4)P] Дәнекерленген арматуралық торларды, егер олар осы бөлімшенің 4.2.2 және 4.2.3-ережелеріне жауап берсе, пайдалануға жол беріледі.

4.3 Рамалардың элементтерін жобалау бойынша жалпы ережелер

4.3.1 [5.2.3.3(1)P] Темірбетон қаңқаларының элементтерін бұзудың нәзік бұзылуы немесе басқа да қажетсіз тетіктері (мысалы, көп қабатты ғимараттың кез келген қабаттарының бағандарының түбі мен үстіңгі деңгейінде иілгіштік топсалардың пайда болуы, ығысу кезінде конструкциялардың сынғыш бұзылуы, арқалық-баған қосылыстарының бұзылуы, іргетастардың немесе серпімді болып қалуға арналған кез келген элементтің тұрақсыздығы) алдын алуға тиіс.

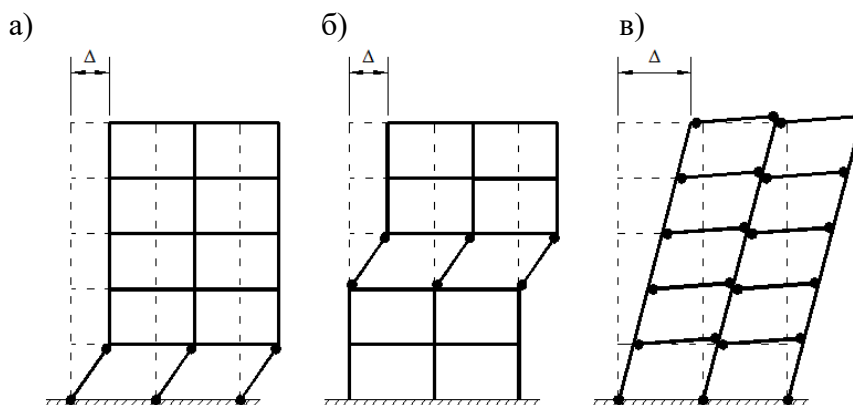
Ескертпе-4.1-суретте көлденең сейсмикалық әсерлер кезінде рамалық конструктивтік жүйенің істен шығуының екі ықтимал тетігі көрсетілген.

1-істен шығу механизмімен (4.1 а) және б)) конструктивтік жүйеде, бағандарда иілгіштік топсалардың пайда болуына байланысты гравитациялық жүктемелер кезінде жүйенің тұрақтылығына қауіп төндіретін «икемді қабаттар» пайда болуы мүмкін. 1-істен шығу механизмі арқалықтардың иілу қарсылығы бағандардың иілу қарсылығынан асатын жүйелерге тән.

2-істен шығу механизмі (4.1 в-сурет)) рамалық жүйелердің арқалықтарында және төменгі қабаттың бағандарының түбінде иілгіштік топсалардың дамуымен байланысты. Мұндай сәтсіздік механизмі бағандардың иілу қарсылығы арқалықтардың иілу қарсылығынан асатын жүйелерге тән. 2-істен шығу механизмі тік жүктемелер кезінде конструктивтік жүйенің тұрақтылығын және оның жөндеуге жарамдылығын қамтамасыз етуге қатысты 1-механизмге қарағанда анағұрлым қолайлы болып табылады.

4.3.2 Рамалардың иілгіштік деформациясының қолайлы механизмін қамтамасыз ету үшін бағандардың иілу қарсылығы арқалықтардың иілу қарсылығынан асып кетуі керек. Егер бағаналардың иілуге қарсылығы осы бөлімнің 4.3.4-тармағына сәйкес келсе, бұл талапты орындалды деп санауға болады.

4.3.3 [5.2.3.3 (2)] 4.3.2-тармақтың ережелері рамалық жүйелердегі және рамалық жүйелерге баламалы қос жүйелердегі бастапқы бағандарға қолданылады.



4.1-сурет – Рамалық қаңқалардың істен шығу тетіктері

4.3.4 Биіктігі екі және одан да көп қабатты рамалық жүйелерде 4.3.2 талабын орындау үшін бағаналармен арқалықтардың барлық қосылыстарында төмендегі шартты сақтау қажет [4.4.2.3(4)]:

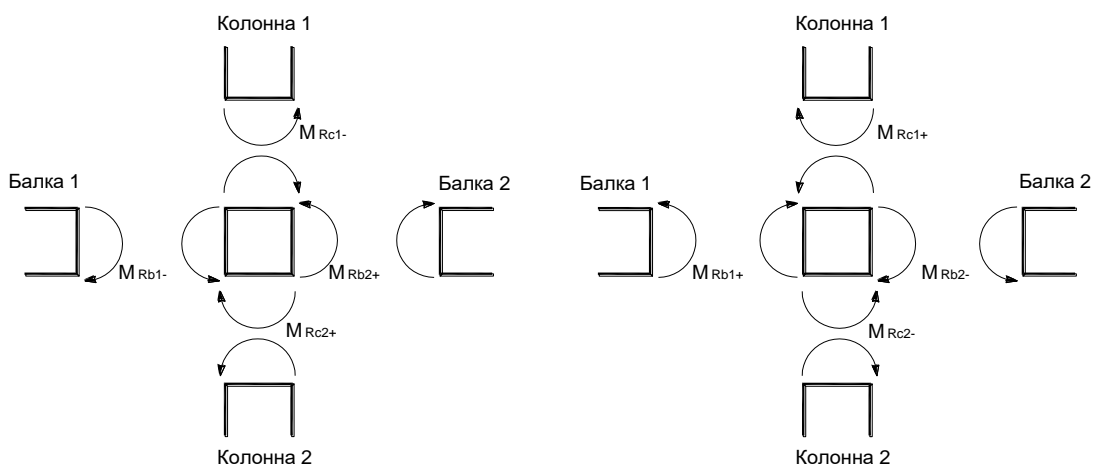
$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}, \quad (4.1)$$

мұнда:

ΣM_{Rc} – түйіндік қосылыстардағы бағандардың қарсылық сәттерінің есептелген мәндерінің қосындысы. (4.1) өрнекте сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін осьтік күштер диапазонында бағаналардың қарсылығын анықтайтын сәттердің ең аз мәндерін пайдалану керек;

ΣM_{Rb} – түйіндік қосылыстар аймақтарындағы арқалықтардың қарсылық сәттерінің есептік мәндерінің қосындысы. Жартылай беріктігі бар қосылыстарды пайдалану кезінде бұл қосылыстардың қарсылық сәттері ΣM_{Rb} анықтаған кезде де ескеріледі.

Ескертпе – ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 4.4.2.3 (4) тармағына сәйкес тораптық қосылыстардағы сәттерге бағандардың қарсылығының есептік мәндерінің қосындысы баған-арқалық арқалықтардың сәттеріне қарсылығының есептік мәндерінің жиынтығынан 1,3 есе артық болуы тиіс (4.2-сурет). ΣM_{Rb} мәні осы бағандардағы есептеу сәттерінің шамалары арасындағы арақатынасқа сәйкес түйіндік қосылыстың үстінде және астында орналасқан бағандар арасында таралуы мүмкін. ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 4.4.2.3(4) тармағын және осы НТҚ-ның 4.3.4 талаптарын орындау «әлсіз арқалық – берік баған» қағидатын сақтауды қамтамасыз етеді.



4.2-сурет – ΣM_{Rc} және ΣM_{Rb} мәндерін анықтауға

4.3.5 [4.4.2.3 (5)] (4.1) шарты екі ортогональды бағытта орналасқан рамалары бар ғимараттарда осы екі бағытта анықталатын екі ортогональды тік иілу жазықтығында сақталуы керек. (4.1) шарты түйіннің айналасындағы арқалықтың сәттерінің оң және теріс бағыттары үшін сақталуы керек, ал бағандардың сәттері әрдайым арқалықтардың сәттеріне қарсы тұрады (4.2-сурет).

Егер конструктивтік жүйе рамалық жүйе немесе рамалық жүйеге баламалы қос жүйе болса, онда (4.1) шарты тек осы бағыт бойынша тік жазықтықтың шегінде ғана орындалуы тиіс.

4.3.6 4.3.4-ережеден төмендегідей ауытқулар болуы мүмкін:

а) екі қабатты ғимараттың төменгі қабатында, егер бірде-бір бағанда v_d нормаланған осьтік күш мәні 0,3-тен аспаса [5.2.3.3 (2)];

б) көлденең қимасының өлшемдері бірдей кемінде төрт бағаны бар жазық рамаларда (4.1) шартты барлық бағандарда емес, тек әрбір төрт бағанның үшеуінде ғана қанағаттандыруға жол беріледі [5.2.3.3(2)];

в) көп қабатты раманың жоғарғы қабатында немесе бір қабатты рамада [4.4.2.3(6)];

г) қабырғалық жүйелерге немесе қабырғалық жүйелерге балама болатын қос конструктивтік жүйелерге жататын рамаларда.

4.3.7 [5.2.3.3 (3)] 4.4.4.1-де анықталған сөрелердің шегінде орналасқан және арқалық-баған қосылысының сыртқы жағындағы арқалықтың көлденең қимасынан тыс жоғарғы беті бойынша анкерленген тақтаның арматурасы иілу кезінде арқалықтың беріктігін арттыра алады және өрнекте ΣM_{Rb} есептеу кезінде ескерілуі керек (4.1).

4.4 Арқалықтар

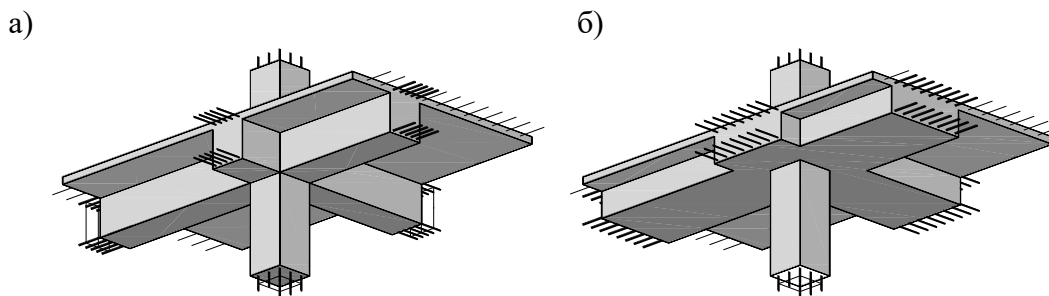
4.4.1 Геометриялық шектеулер

4.4.1.1 Рамалық темірбетон конструктивтік жүйелеріндегі арқалықтар тар және биік (4.3 а) суретті қараңыз) немесе кең болуы мүмкін (4.3 б) суретті қараңыз).

Ескертпелер: Тар деп көлденең қимасының ені оларға арқалықтардың түйіскен жерлеріндегі бағандардың көлденең қимасының мөлшерінен аспайтын арқалықтар түсініледі. Жоғары деп арқалықтардың көлденең қимасының биіктігі олардың енінен асып кетуі мүмкін арқалықтар түсініледі.

Кең деп көлденең қимасының ені оларға арқалықтардың түйіскен жерлеріндегі бағандардың көлденең қимасының мөлшерінен асатын арқалықтар түсініледі.

4.4.1.2 Арқалықтардың көлденең қимасының өлшемдерін анықтау кезінде үлкен аралықтары бар конструктивтік -жоспарлау ұяшықтарын аз шығынмен жабуға және үй-жайлардың қажетті еркін биіктігін қамтамасыз етуге мүмкіндік беретін кең арқалықтардың тар және жоғары арқалықтармен, беріктікпен, қаттылықпен және иілгіштік деформация қабілетімен салыстырғанда аз болатындығын ескеру қажет. Осы себепті кең арқалықтарды негізінен қабырға және қос конструктивтік жүйелердің ғимараттарында қолдану ұсынылады.



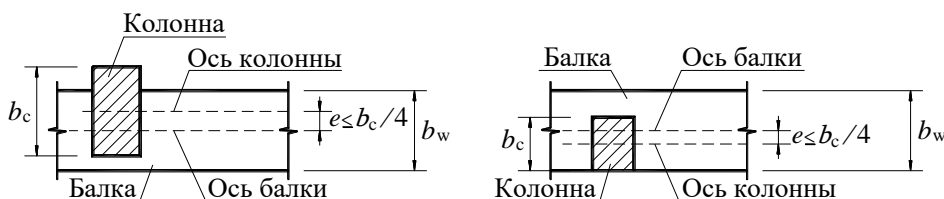
4.3-сурет – Бағандарға қосылудың негізгі схемалары:
а) тар және биік арқалықтардың; б) кең арқалықтардың

4.4.1.3 Биік арқалықтардың ені кемінде 200 мм болуы керек. b_w жоғары арқалығының енінің оның h_w биіктігіне қатынасын кемінде 1/4 қабылдау ұсынылады.

4.4.1.4 [5.4.1.2.1(1)P] Циклдік сәттердің бастапқы арқалықтан бағанға тиімді берілуіне қол жеткізу үшін қаңқа бағанының осіне қатысты арқалық осінің эксцентриситеті шектелуі керек.

4.4.1.5 [5.4.1.2.1(2)P] 4.4.1.4 талабын сақтау үшін екі элементтің орталық осьтері арасындағы қашықтық $b_c/4$ аспауы тиіс, мұнда b_c арқалықтың бойлық осіне перпендикуляр бағананың ең үлкен көлденең өлшемі болып табылады.

Бағандар мен арқалықтардың осьтері арасындағы рұқсат етілген эксцентриситеттерді (е) сипаттайтын схемалар 4.4-суретте көрсетілген.



4.4-сурет – Бағандар мен арқалықтардың осьтері арасындағы рұқсат етілген эксцентриситеттерді сипаттайтын схемалар

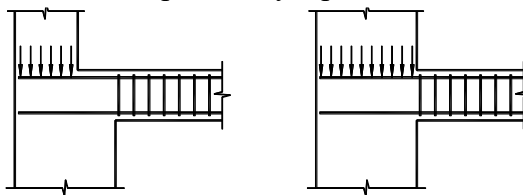
4.4.1.6 [5.4.1.2.1 (3)P] Бағандағы қысу күштерінің арқалықтардың бағандармен қосылу түйіні арқылы өтетін арматураның көлденең өзектерінің бетонмен ілінісуіне қолайлы әсерін пайдалану үшін (4.5-сурет), бастапқы арқалықтың b_w ені, 4.4.1.3 және 4.4.1.5 шарттарынан басқа, төмендегі шартты қанағаттандыруы керек:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w ; 2b_c\}, \quad (4.2)$$

мұнда:

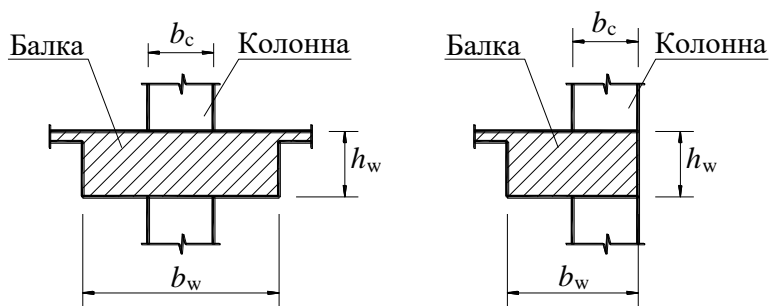
h_w – арқалықтың биіктігі;

b_c – арқалықтың бойлық осіне перпендикуляр бағанның ең үлкен көлденең өлшемі.



4.5-сурет – Бағанның қысылуының арқалықтардың бағандармен қосылу түйіні арқылы өтетін арматураның көлденең өзектерінің бетонға ілінуіне әсері

(4.2) шартқа сәйкес келетін бағандарға қатысты кең арқалықтардың орналасу схемалары 4.6-суретте схемалық түрде көрсетілген.



4.6-сурет – (4.2) шартқа сәйкес бағандарға қатысты арқалықтардың орналасу схемалары

4.4.2 Үзілмелі тік элементтерді қолдайтын арқалықтарға арналған арнайы ережелер

4.4.2.1 [5.4.1.2.5(1)P] Конструктивтік жүйенің бастапқы қабырғалары мен бағаналарын арқалықтарға немесе аражабын тақталарына тіреуге жол берілмейді.

4.4.2.2 Арқалықтардан төмен үзілетін және конструктивтік жүйеге сейсмикалық жүктемелерді қабылдауға қатыспайтын екінші бағандарды қолдайтын бастапқы арқалықтар көзделетін конструктивтік жүйені жобалау кезінде 4.4.2.3 және 4.4.3.2 ережелерін сақтау керек.

4.4.2.3 [5.4.1.2.5(2)P] Арқалықтардан төмен үзілген екінші бағандарды қолдайтын бастапқы арқалықтар үшін төмендегі ережелер қолданылады:

- а) үзілмелі бағанның осінде арқалық осіне қатысты эксцентриситет болмауы тиіс;
- б) арқалық қабырғалар немесе бағандар сияқты кем дегенде екі тірекке сүйенуі керек.

4.4.3 Есептік әсерлер салдары

4.4.3.1 [5.4.2.2(1)P] Бастапқы арқалықтарда есептелген көлденең күштерді арқалықтың тепе-теңдік жағдайынан капацитивті жобалау әдісінің ережелеріне сәйкес анықтау керек:

- а) сейсмикалық есептік жағдайда оған келетін көлденең жүктеме;
- б) сейсмикалық жүктеменің оң және теріс бағыттары кезінде иілгіштік топсаның қалыптасуына сәйкес келетін $M_{i,d}$ (арқанның шеткі қималарын білдіретін $i = 1, 2$ кезінде) соңғы сәттері.

Иілгіштік топсалары арқалықтың ұштарында пайда болатын немесе (егер олар алдымен пайда болса) арқалықтың ұштары қосылған тік элементтерде қабылдануы керек (4.7-суретті қараңыз).

4.4.3.2 [5.4.2.2(2)] 4.4.3.1-тармақ мынадай түрде іске асырылуы тиіс.

- а) i соңғы қимасында әрекет ететін көлденең күштің екі мәнін есептеу керек, яғни максимум $V_{Ed,max,i}$ және минимум $V_{Ed,min,i}$, олар $M_{i,d}$ максималды оң және максималды теріс сәттеріне сәйкес келеді, олар 1 және 2 арқалықтардың ұштарында пайда болуы мүмкін.

- б) 4.4.3.1-де $M_{i,d}$ соңғы сәттерін төменде көрсетілгендей анықтауға болады:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right), \quad (4.3)$$

мұнда:

γ_{Rd} – бұл арматуралық болаттың деформациялық беріктенуі салдарынан мүмкін болатын беріктік резервін ескеретін коэффициент, оның мәнін 1,0-ге тең қабылдау керек;

$M_{Rb,i}$ – бұл қарастырылған сейсмикалық әсер ету бағытында иілу сәті бағытында i соңында иілу сәті қарсылығының есептік мәні;

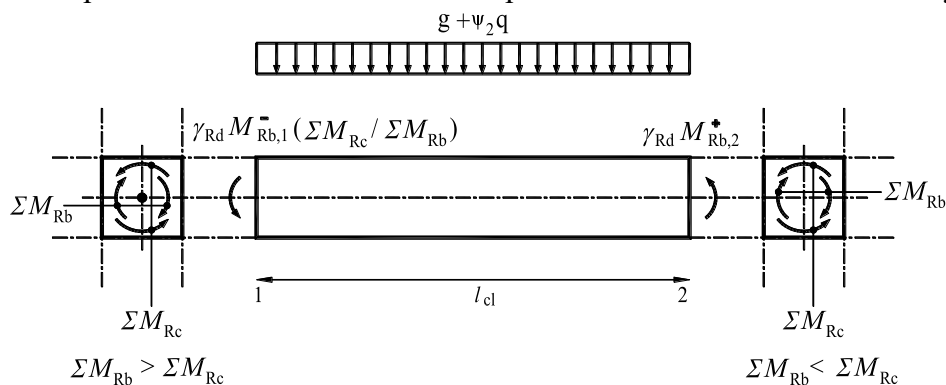
$\sum M_{Rc}$ және $\sum M_{Rb}$ – тиісінше, бағандар сәттеріне қарсылығының есептік мәндерінің қосындысын және рамалық қосылыстағы арқалықтардың қарсылық сәттерінің есептік мәндерінің қосындысын білдіреді.

$\sum M_{Rc}$ мәні сейсмикалық есептік жағдайдағы сейсмикалық әсердің қарастырылатын бағыты үшін бағандағы осьтік күшке сәйкес келуі керек.

Ескертпе – Арқалықтарды жобалау кезінде мыналарды ескеру қажет:

- арқалықтардың бойлық арматурасын конструктивтік жүйенің жалпы есебі нәтижесінде анықталған күш шамаларына сәйкес және осы НТҚ-да және ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 жинағында келтірілген тиісті арнайы конструктивтік талаптарды ескере отырып айқындаған жөн;
- арқалықтардың иілу сәттеріне қарсылығының есептік мәндерін арқалықтардағы арматураның нақты санына сүйене отырып анықтау керек.

в) Басқа арқалықпен ұсталатын арқалықтың соңында, тік элементте (қабырғада немесе бағанада) рамалық бекітудің орнына, арқалықтың соңындағы $M_{i,d}$ сәті сейсмикалық есептік жағдай кезінде арқалықтың соңғы қимасында әрекет ететін сәтке тең қабылдануы мүмкін.



4.7-сурет – Көлденең күштердің әрекеті кезінде арқалықтардың шекті көтеру қабілетін бағалау

4.4.4 Сыни шекті күйді тексеру және құрастыру

4.4.4.1 Арқалықтардың иілуге және ығысуға қарсылығы

4.4.4.1.1 Арқалықтардың иілуге және ығысуға қарсылығын тексеруді ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 нұсқауларына сәйкес орындау керек.

4.4.4.1.2 [5.4.3.1.1(2)] Т немесе L тәрізді қиманың бастапқы арқалықтарының шеткі көлденең қималарындағы жоғарғы аймақтарды арматуралау, негізінен, қабырға енінің шегінде орналасуы тиіс. Бұл арматураның бір бөлігін қабырға енінен тыс, бірақ b_{eff} сөресінің тиімді енінде орналастыруға болады.

Арқалық сөресінің тиімді ені шегінде (оның қабырғасынан тыс) қажетті жалпы арматураның шамамен 25%-на дейін орналастыру ұсынылады.

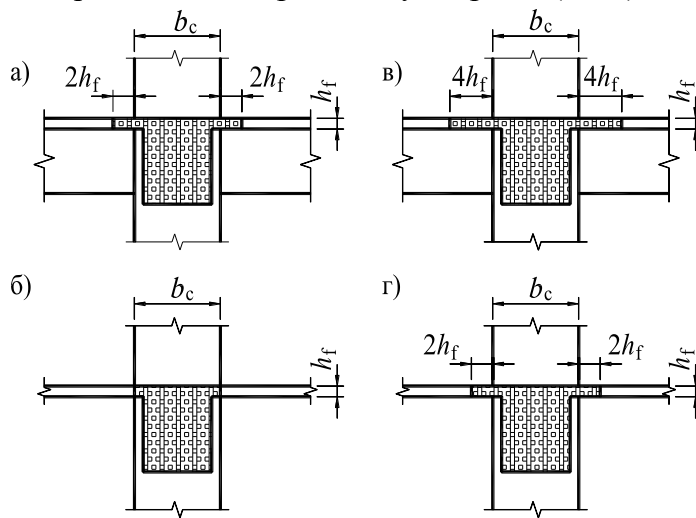
4.4.4.1.3 [5.4.3.1.1(3)] b_{eff} сөресінің тиімді енін төмендегі ережелерді ескере отырып алуға болады:

а) сыртқы бағандарға қатаң бекітілген бастапқы арқалықтар үшін:

– қиманың осындай биіктігі бар көлденең арқалық болған кезде – арқалықтың әрбір жағынан $2h_f$ ұлғайтылған b_c бағанының ені (4.8 а) суреті);

– көлденең арқалық болмаған жағдайда – бағанның b_c ені (4.8 б) сурет);

б) ішкі бағандарға қатаң бекітілген бастапқы арқалықтар үшін жоғарыда көрсетілген ең мәндері арқалықтың әр жағынан $2h_f$ ұлғайтылуы мүмкін (4.8 в) және г) суреттері).

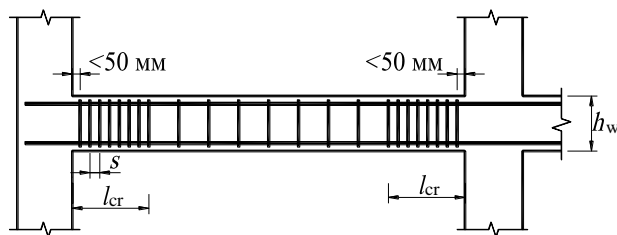


4.8-сурет – Бағандарға қатаң бекітілген арқалықтар сөресілерінің тиімді ені (b_{eff})

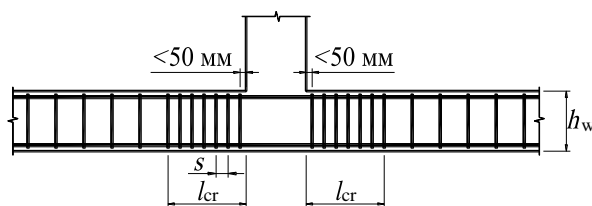
4.4.4.2 Жергілікті иілгіштікті қамтамасыз ету үшін құрастыру

4.4.4.2.1 [5.5.3.1.2(1P)] Арқалық-баған қосылысындағы арқалықтың соңындағы көлденең қимадан $l_{cr} = h_w$ (мұндағы h_w арқалық биіктігін білдіреді) дейінгі қашықтықтағы бастапқы арқалық аймақтарын, сондай-ақ сейсмикалық есептік жағдайдағы иілгіштік деформациясына жауапты кез келген басқа көлденең қиманың екі жағындағы аймақтарды сыни аймақта деп қарастырған жөн (4.9-сурет).

4.4.4.2.2 [5.4.3.1.2(2)] Үзілмелі тік элементтерді ұстап тұратын бастапқы арқалықтарда $2h_w$ дейінгі қашықтықта ұстап тұратын тік элементтің әрбір жағындағы аймақтарды сыни аймақтар ретінде қарау керек (4.10-сурет).



4.9-сурет – Арқалықтардың сыни аймақтарында көлденең арматуралау



4.10-сурет – Үзілмелі тік бағаналарды қолдайтын арқалықтардың сыни аймақтарында көлденең арматуралау

4.4.4.2.3 [5.4.3.1.2(3)P] Бастапқы арқалықтардың сыни аймақтарында жергілікті иілгіштік талаптарын қамтамасыз ету үшін қисықтық бойынша μ_ϕ иілгіштік коэффициенті, кем дегенде, 2.5.4.3-те көрсетілген мәнге тең мәнге ие болуы керек.

4.4.4.2.4 [5.4.3.1.2(4)] 4.4.4.2.3 келтірілген талап, егер арқалықтың қауіпті аймақтарында оның сөрелерінде төмендегі шарттар қанағаттандырылса, орындалды деп саналады:

а) қысылған аймақта сейсмикалық есептік жағдайда арқалықтың сыни шекті жай-күйін тексеру нәтижелеріне сәйкес қажетті қысуға жұмыс істейтін кез келген арматураға қосымша созылған аймақта қабылданған арматура ауданының кемінде жартысы қосымша орналастырылады;

б) арматуралау коэффициенті ρ созылған аймақта ρ_{\max} мәнінен аспайды:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (4.4)$$

бұл ретте, созылған аймақ және қысылған аймақ арматурасының коэффициенттері, bd бойынша қалыпқа келтірілген ρ және ρ' , мұндағы b – арқалықтың сөресінің ені, ал d – арматураның сыртқы қабатының ауырлық орталығына дейінгі тиімді биіктігі.

Егер созылған аймақ тақтаны қамтыса, онда сөренің тиімді ені шегінде пешке параллель орналасқан арматураның мөлшері (4.4.4.1.2 қараңыз) ρ -ге қосылуы керек.

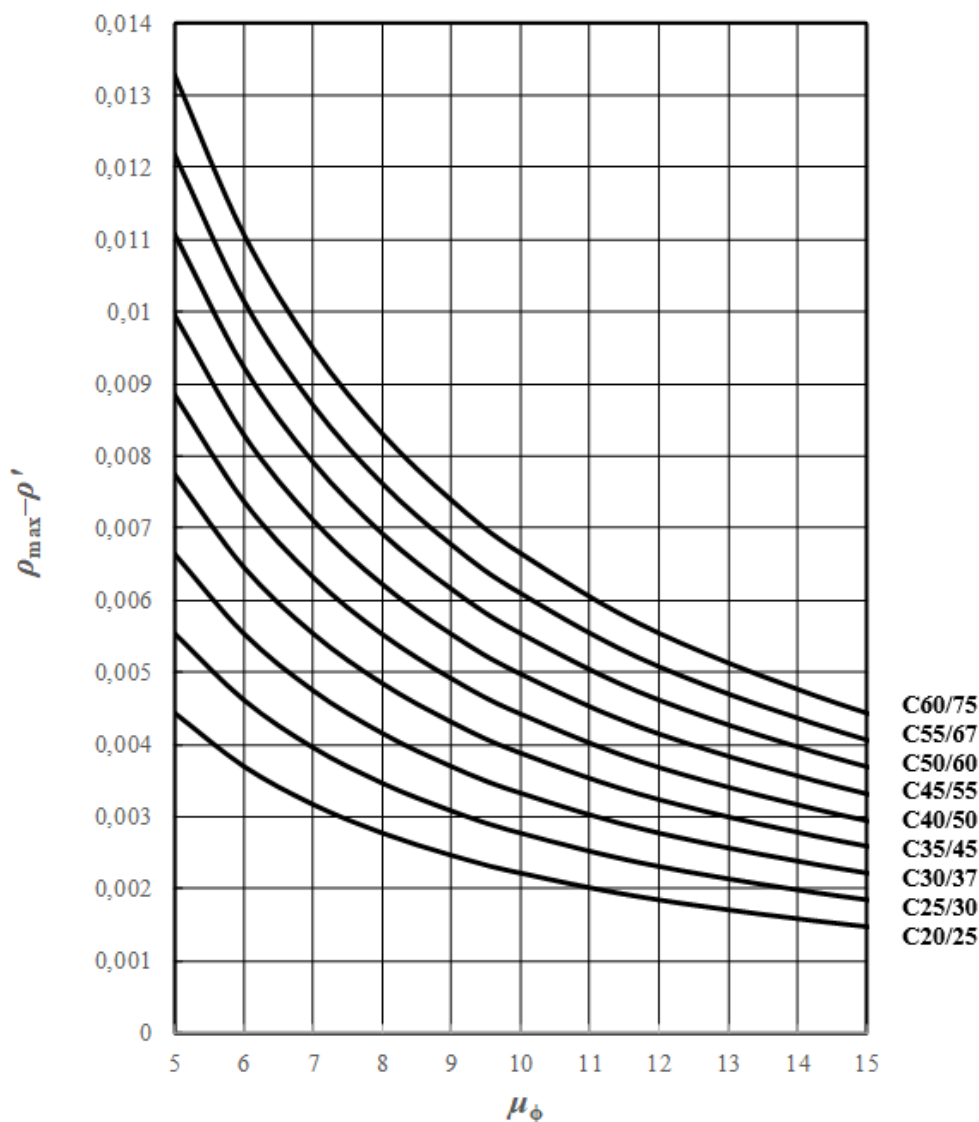
4.4 өрнекте:

f_{yd} – болаттың аққыштық шегінің есептік мәні;

f_{cd} – бетонның қысылуға беріктігінің есептік мәні;

$\varepsilon_{sy,d}$ – аққыштық кезіндегі болаттың деформациясының есептік мәні.

4.4.4.2.5 μ_ϕ әр түрлі мәндері, әр түрлі бетон кластары және және С бойлық арматура класы кезіндегі арқалықтардың сыни аймақтарындағы « $\rho_{\max}-\rho'$ » максималды рұқсат етілген мәндерін сипаттайтын графиктер 4.11-суретте көрсетілген.



4.11-сурет – С класындағы болаттан жасалған бойлық арматура кезінде (4.4) шарттардың сақталуын қамтамасыз ететін арқалықтардың сыни аймақтарындағы « $\rho_{\max}-\rho'$ » барынша рұқсат етілген мәндері ($f_{yk}=500$ МПа; $E_s=200$ ГПа)

4.4.4.2.6 [5.4.3.1.2(5)P] Бастапқы арқалықтың бүкіл ұзындығы бойымен созылған ρ арматуралау коэффициенті төмендегі ρ_{\min} мәнінен кем болмауы керек:

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right), \quad (4.5)$$

мұнда:

f_{ctm} – бетонның созылуға беріктігінің орташа мәні;

f_{yk} – арматураның аққыштық шегінің сипаттамалық мәні.

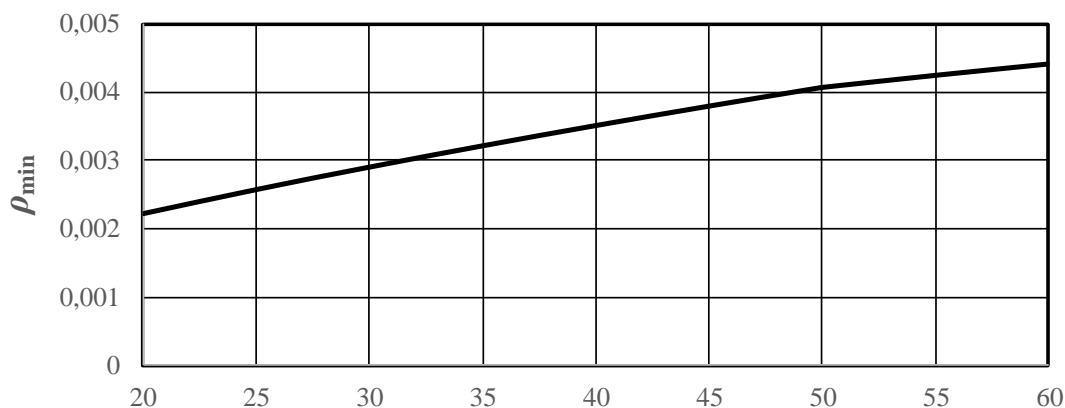
ρ_{\min} коэффициентінің минималды мәндерін сәуленің әр көлденең бетінде орналасқан бойлық арматураны анықтаған кезде сақтау керек.

Бетондардың әртүрлі кластарында және С класының бойлық арматурасында (4.5) шарттың орындалуын қамтамасыз ететін арқалықтардың барлық ұзындығы бойымен арматуралау коэффициентінің ең аз мәндері 4.12-суретте көрсетілген.

Ескертпе – (4.5) шартты сақтау иілгіштік деформация аймақтарындағы иілу сәттері қысылған бетонның сынғыштығын тудыратын сәттерден асып кетуін қамтамасыз етеді. $A_{s,min}$ ($A_{s,min}=\rho_{min}b_id$) арқалығының қысылған арматурасының ең аз қажетті ауданын анықтаған кезде b_t мәні ретінде төмендегілерді қабылдаған жөн:

- а) қысылған сөресі бар таврлы арқалықтар үшін – қабырғаның ені;
- б) басқа жағдайларда – созылу аймағының орташа ені;

Ұзартылған сөрелері бар таврлы арқалықтар үшін b_t мәнін балама ереже көмегімен анықтауға болады: екі мәннің ең кішісі: b_{eff} немесе $2b_w$, мұнда b_{eff} - арқалық сөресінің тиімді ені, ал b_w – арқалық жиегінің ені.



Классы цилиндрической прочности бетона на сжатие

4.12-сурет – С класты болаттан жасалған бойлық арматура кезінде (4.5) шарттардың орындалуын қамтамасыз ететін арқалықтардың бүкіл ұзындығы бойындағы ρ ең аз рұқсат етілген мәндері

4.4.4.2.7 [5.4.3.1.2(6)P] Бастапқы арқалықтардың сыни аймақтарының шегінде мынадай шарттарды қанағаттандыратын қамыттар көзделуі тиіс:

- а) қамыттар диаметрін, d_{bw} , кем дегенде 6 мм қабылдау керек;
- б) қамыттар қадамын, s , (миллиметрмен) төмендегіден аспауы тиіс:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175; 8d_{bL}\}, \quad (4.6)$$

мұнда

d_{bL} – арматураның бойлық өзектерінің ең аз диаметрі (миллиметрмен);

h_w – арқалықтың биіктігі (миллиметрмен);

в) бірінші қамыт арқалықтың соңғы қимасынан 50 мм-ден аспайтындай орналастыру керек (4.9 және 4.10-суреттерді қараңыз).

4.5 Бағандар

4.5.1 Геометриялық шектеулер

4.5.1.1 Бастапқы бағандардың көлденең қимасының ең аз мөлшерін бір уақытта төмендегі шарттарды ескере отырып қабылдау керек:

а) $\theta \leq 0,1$ шарты сақталған жағдайда (ҚР НТҚ-08-02 қараңыз) бағанның қаралатын көлеміне параллель жазықтықтағы бағанның кері иілу нүктесі мен бағанның ұштары арасындағы үлкен қашықтықтың кемінде оннан бір бөлігі [5.4.1.2.2(1)];

Ескертпе – Рамалық қаңқалар үшін бағанның кері иілу нүктесі мен бағандардың ұштары арасындағы қашықтық, әдетте, бағанның таза биіктігінің жартысына тең қашықтық қабылданады.

б) кемінде 250 мм (оның ішінде а) шарттарын сақтаған кезде).

4.5.2 Есептік әсерлер салдары

4.5.2.1 [5.4.2.3(1)P] Бастапқы бағандарда көлденең күштердің есептік мәндерін сейсмикалық жүктеменің оң және теріс бағыттары үшін иілгіштік топсаның қалыптасуына сәйкес келетін $M_{i,d}$ (мұндағы $i=1,2$ бағанның соңғы қималарын білдіреді) соңғы иілу сәттері кезінде бағанның тепе-теңдігі негізінде капаситивті жобалау әдісінің қағидаларына сәйкес айқындаған жөн.

Бағандарға рамалық қосылыстармен байланысқан немесе бағандардың ұштарында (егер олар бірінші болып пайда болса) арқалықтардың ұштарында иілгіштік топсалардың пайда болуын ескеру қажет (4.13-суретті қараңыз).

4.5.2.2 [5.4.2.3(2)] 4.5.2.1-де көрсетілген $M_{i,d}$ соңғы иілу сәттері төмендегі өрнектің көмегімен анықталуы мүмкін:

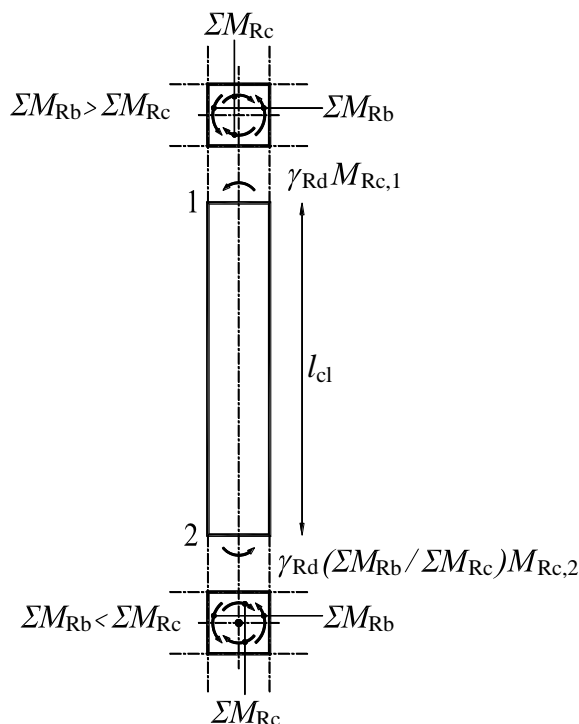
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right), \quad (4.9)$$

мұнда

$M_{Rc,i}$ – қарастырылып отырған әсер ету бағытында иілу сәттері бағытында i аяғында баған қарсылығының есептік мәні;

γ_{Rd} – 1,1-ге тең қабылданатын, арматуралық болаттың деформациялық беріктенуі салдарынан және қысылған аймақта бетонның көлденең арматуралануы нәтижесінде беріктік резервтерін ескеретін коэффициент;

$\sum M_{Rc}$ және $\sum M_{Rb}$ – тиісінше, бағандардың сәттерге қарсылығының есептік мәндерінің қосындысын және рамалық қосылыстағы арқалықтардың сәттерге қарсылығының есептік мәндерінің қосындысын білдіреді.



4.13-сурет – Көлденең күштердің әрекеті кезінде бағандардың шекті тірек қабілетін бағалау

4.5.2.3 [5.4.2.3(3)] $\Sigma M_{Rc,i}$ және ΣM_{Rc} мәндері сейсмикалық есептік жағдай кезінде қаралатын сейсмикалық әсер ету бағыты үшін бағандағы осьтік күшке (күштерге) сәйкес келуі тиіс.

4.5.3 Сыни шектік күйді тексеру және құрастыру

4.5.3.1 Иілу және ығысу кезіндегі қарсыласулар

4.5.3.1.1 [5.4.3.2.1(1)P] Бағанның иілуге және ығысуға қарсылығын сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес осьтік күштің мәнін пайдалана отырып, ҚР ЕЖ EN 1992-1-1: 2004/2011 сәйкес айқындаған жөн.

4.5.3.1.2 [5.4.3.2.1(2)] Екі осьті иілу 30%-ға азайтылған сәттің бір осьті қарсылығы кезінде әрбір бағытта жеке тексеруді орындау арқылы оңайлатылған схема бойынша ескерілуі мүмкін.

4.5.3.1.3 Бастапқы бағандарда v_{dc} қалыпқа келтірілген осьтік күштің мәні (4.8) өрнектің көмегімен анықталған шамадан аспауы керек:

$$4.5.3.1.4 \quad v_{dc} = (N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,65 \cdot \gamma_c \quad (4.8)$$

мұндағы

γ_c – мәні келесі өрнектің көмегімен анықталуы керек коэффициент:

$$1,0 \leq \gamma_c = [1 + 0,015(n-5)] \leq 1,2 \quad (4.9)$$

N_{Ed} – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін есептік осьтік күш;

A_c – бетон элементінің көлденең қимасының ауданы;

f_{cd} – бетонның қысылу беріктігінің есептік мәні;

n – жердің жоспарлау белгісінен төмен орналасқан қабаттардан, сондай-ақ төменгі, жоғарғы техникалық және мансардтық қабаттардан басқа ғимараттағы қабаттар саны.

4.5.3.2 Жергілікті иілгіштікті қамтамасыз ету үшін құрастыру

4.5.3.2.1 Жалпы бойлық арматураның ρ_1 коэффициенті 0,01-ден кем емес және 0,04-тен аспауы керек. Симметриялық көлденең қималарда симметриялық арматуралау ($\rho=\rho'$) [5.4.3.2.2(1)P] көзделуі тиіс.

Бағандағы бойлық өзектердің диаметрі кемінде 12 мм болуы тиіс.

4.5.3.2.2 [5.4.3.2.2(2)P] Кем дегенде бір аралық өзек арқалық-баған қосылыстарының тұтастығын қамтамасыз ету үшін бағанның әр жағындағы бұрыштық өзектер арасында қамтамасыз етілуі керек.

4.5.3.2.3 [5.4.3.2.2(3)P] Бастапқы бағанның екі шеткі қимасынан l_{cr} дейінгі арақашықтықтағы аймақтар сыни аймақтар ретінде қарастырылуы тиіс

4.5.3.2.4 [5.4.3.2.2(4)] l_{cr} сыни аймағының ұзындығын (метрмен) төмендегі өрнектің көмегімен анықтау керек:

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,45\}, \quad (4.10)$$

мұнда:

h_c – бағанның көлденең қимасының ең үлкен өлшемі (метрмен);

l_{cl} – бағанның таза ұзындығы (метрмен).

4.5.3.2.5 Аражабындар (ригельдер) арасындағы бағанның бүкіл ұзындығы мынадай жағдайларда сыни аймақ ретінде қарастырылады:

а) егер $l/h_c < 3$ [5.4.3.2.2(5)P];

б) егер бұл тас толтырылған конструктивтік жүйенің бірінші қабатының бағанасы болса (осы НТҚ-ның [5.9(1)] және 8.1 тармақтарын қараңыз);

в) егер тас толтыру қарастырылып отырған бағыттағы бағанға тек бір жағынан ғана жанасса (мысалы, бұрыштық бағандар жағдайында) (осы НТҚ-ның 8.3 тармағын қараңыз).

4.5.3.2.6 Егер бағанға жанасатын тас толтырудың биіктігі бағандардың жарықтағы биіктігінен аз болса, онда осы бағандарды құрастыру ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5.9(2) тармағына және осы НТҚ-ның 8.2 ережелеріне сәйкес жүзеге асырылуы тиіс.

4.5.3.2.7 [5.4.3.2.2(6)P] Бастапқы бағандардың негізіндегі сыни аймақта μ_ϕ қисықтығы бойынша иілгіштік коэффициентінің мәні кем дегенде 2.5.4.3-те келтірілген мәнге тең болуы керек.

4.5.3.2.8 [5.4.3.2.2(7)P] Егер көрсетілген μ_ϕ мәні кезінде кез-келген көлденең қимадағы бетонның деформация коэффициенті $\varepsilon_{cu2}=0,0035$ -тен үлкен болса (мұндағы ε_{cu2} – шексіз бетонның шекті деформациясы), онда бетондағы жарықтардың пайда болуына байланысты қарсылықтың жоғалуын өтеу қажет. Өтеу ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 жинағының 3.1.9 тармағына сәйкес бетон өзегінің күшеюі арқылы қол жеткізілуі тиіс.

4.5.3.2.9 [5.4.3.2.2(8)] Төмендегі орындалса 4.5.3.2.7 және 4.5.3.2.8-де көрсетілген талаптарды орындалған деп санауға болады:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (4.11)$$

мұнда:

ω_{wd} – сыни аймақтар шегінде қамыттармен шектеуші (көлденең) арматуралаудың көлемдік коэффициенті:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{объём ограничивающих хомутов}}{\text{объём бетонного ядра}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

μ_ϕ – қисықтық бойынша иілгіштік коэффициентінің талап етілетін мәні;

v_d – қалыпты есептелген осьтік күш ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ – аққыштығы кезінде созылған арматураның деформациясының есептік мәні;

h_c – көлденең қиманың биіктігі (көлденең бағытқа параллель, онда 2.5.4.3-тен μ_ϕ мәні қолданылады);

h_o – шектелген өзектің биіктігі (қамыт тармақтарының осьтік сызығына қарай);

b_c – көлденең қиманың жалпы ені;

b_o – шектелген өзектің ені (қамыт тармақтарының осьтік сызығы бойынша);

$\alpha = \alpha_n \alpha_s$ тең шектеу (көлденең арматуралау) тиімділігінің коэффициенті;

а) тік бұрышты көлденең қималар үшін:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o, \quad (4.12)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o), \quad (4.13)$$

мұнда:

n – бұл қамыттармен немесе көлденең байланыстармен (түйреуіштермен) бекітілген бойлық біліктердің жалпы саны;

b_i – бұл бекітілген біліктер арасындағы қашықтық (b_i, b_o, h_o, s – 4.14-суретті қараңыз).

б) Сақиналы қамыттары бар дөңгелек қима үшін және D_o шектеулі өзегінің диаметрі үшін (қамыттар тармақтарының осьтік сызығына дейін):

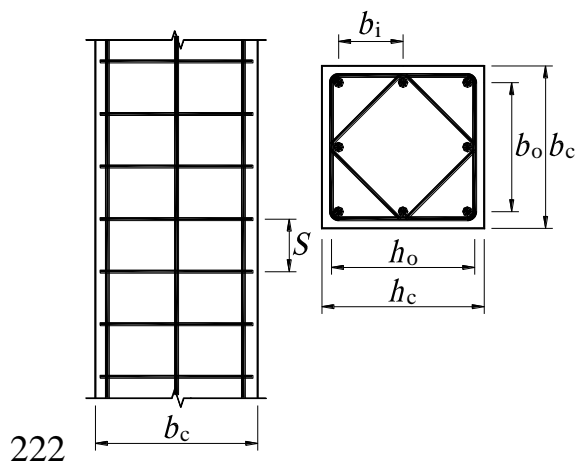
$$\alpha_n = 1 \quad (4.14)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \quad (4.15)$$

с) Спиральды қамыттары бар дөңгелек қима үшін:

$$\alpha_n = 1 \quad (4.16)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o). \quad (4.17)$$



4.14-сурет – Баған өзегін шектеу (көлденең арматуралау)

4.5.3.2.10[5.4.3.2.2 (9)] Бастапқы бағандардың негізіндегі сыни аймақта ω_{wd} минималды мәні 0,08 болуы керек.

4.5.3.2.11 Бастапқы бағаналардың сыни аймақтарының шегінде қамыттар мен түйреуіштер сыни аймақтардың илгіштігін қамтамасыз ететіндей және бойлық арматуралық өзектердің орнықтылығының жергілікті жоғалуын болдырмайтындай қашықтықта орналасуы тиіс.

Қамыттардың орналасу схемасы қамыттардың көлденең қиманың көлемді кернеулі жай-күйіне қолайлы әсерін қамтамасыз етуі тиіс [5.4.3.2.2(10)P].

4.5.3.2.12 Бастапқы бағандардың сыни аймақтарының шегінде қамыттар мен түйреуіштердің диаметрлері 6 мм кем болмауы [5.4.3.2.2(10)P] және төмендегі шартқа сәйкес келуі тиіс:

$$d_{bw} \geq 0,33 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}, \quad (4.18)$$

мұнда:

$d_{bL,max}$ – арматураның бойлық өзектерінің ең үлкен диаметрі (миллиметрмен);

f_{ydL} – бойлық арматура үшін аққыштық шегінің есептік мәні;

f_{ydw} – көлденең арматура үшін аққыштық шегінің есептік мәні.

4.5.3.2.13 4.5.3.2.11 шарттары, егер төмендегі шарттар орындалса, орындалды деп саналады:

а) s , қамыттар арасындағы қашықтық (миллиметрмен) төмендегіден аспайды:

$$s = \min \{b_o/2; 150; 8d_{bL}\}, \quad (4.19)$$

мұнда:

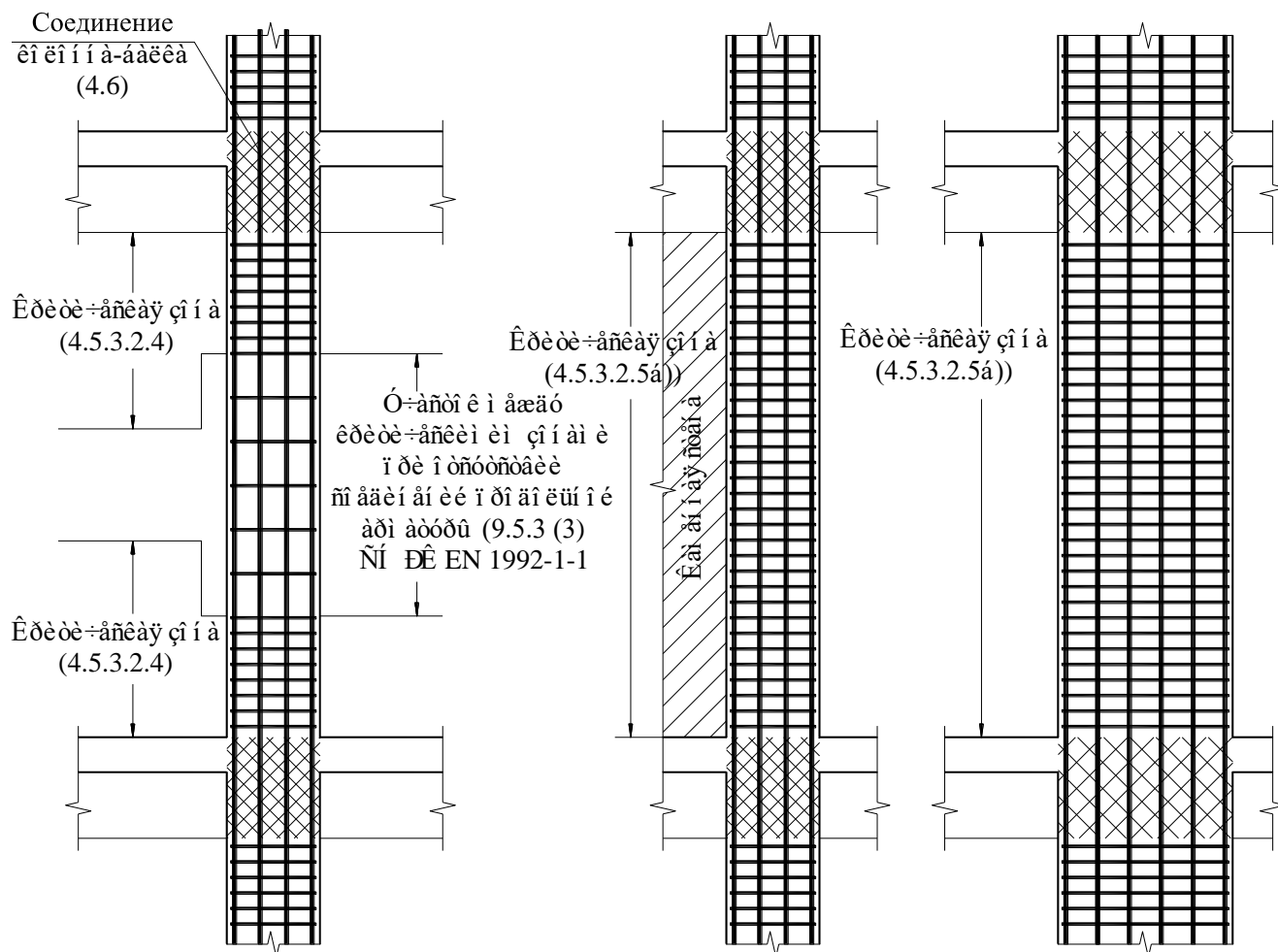
b_o – бетон өзегінің ең аз мөлшері (миллиметрмен) (қамыт тармақтарының осьтік сызығы бойынша);

d_{bL} – арматураның бойлық өзектерінің ең аз диаметрі (миллиметрмен);

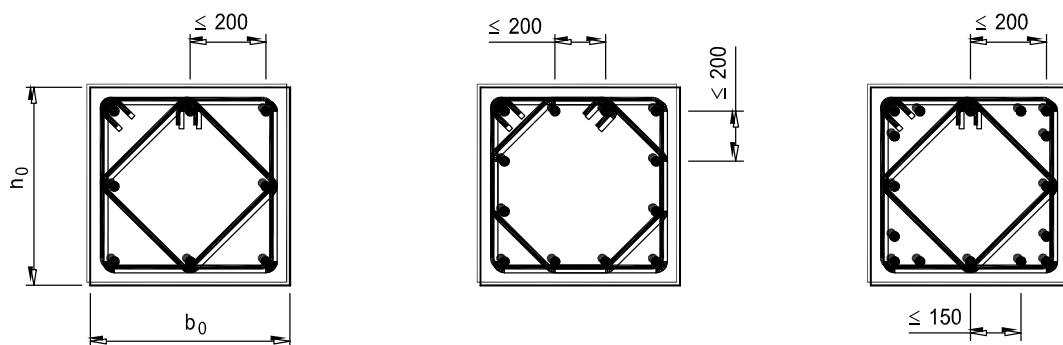
б) қамыттармен немесе түйреуіштермен бекітілген арматураның көршілес бойлық өзектері арасындағы қашықтық 200 мм аспайды және ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 [5.4.3.2.2(11)] 9.5.3(6) тармағының талаптарына сәйкес келеді.

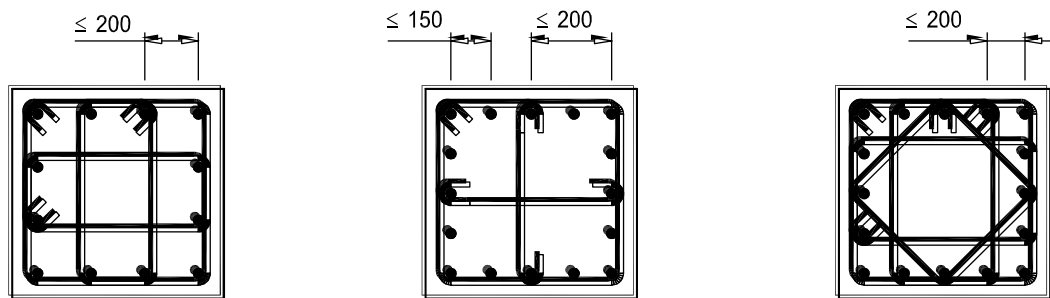
в) бірінші қысқышты бағанның соңғы қимасынан 50 мм-ден алыс емес орналастыру керек.

4.5.3.2.14 Бағандарды арматуралаудың принципті схемалары 4.15 және 4.16-суреттерде көрсетілген. Рамалық қаңқалар бағандарына қойылатын негізгі конструктивтік талаптар осы НТҚ-ға В ақпараттық қосымшасының В.2 кестесінде де қысқаша баяндалған.



4.15-сурет – DCM класындағы рамалық қаңқалар бағандарындағы сыни аймақтар





4.16-сурет – DCM класының конструктивтік жүйелерінің бағандарын көлденең арматуралаудың принципті схемалары

4.5.3.2.15 Төменгі қабат бағанының негізінде қарастырылған бойлық арматураның саны (яғни баған іргетасқа немесе ғимараттың қатты жер асты бөлігінің жоғарғы жағына қосылған жерде) осы қабаттың бағанасының жоғарғы бөлігінде қарастырылғаннан кем болмауы керек [5.5.3.2.2(14)].

Ескертпе – 4.5.3.2.15 шарты сақталған кезде бағанның жоғарғы жағындағы иілу сәті бағанның түбінде иілгіштік топса пайда болған жағдайда айтарлықтай өспейді және бағанның негізіндегі сәттен айтарлықтай аспайды деп болжанады.

4.5.3.2.16[5.4.3.2.2(12)P] Сейсмикалық есептік жағдайда нормаланған осьтік жүктеменің мәні 0,2-ден кем, ал жобалау кезінде пайдаланылатын q тұру қалпы коэффициентінің мәні 2,0-ден аспайтын жағдайда бастапқы бағаналардың негізінде сыни аймақтарды көлденең арматуралауды ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 ережелеріне сәйкес анықтауға жол беріледі.

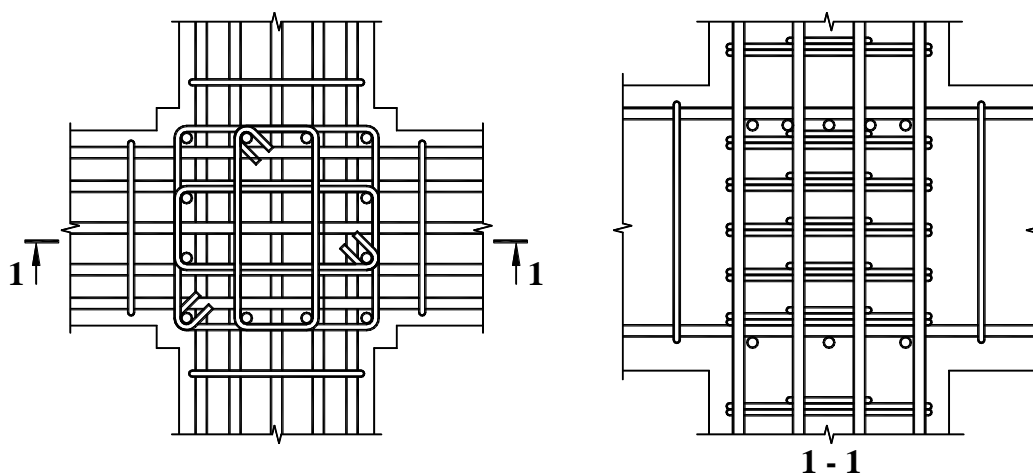
4.6 Арқалық-баған қосылыстары

4.6.1 [5.4.3.3(1)] Бағандармен арқалықтардың қосылыстарындағы көлденең шектеуші арматуралау 4.6.2-де сипатталған жағдайды қоспағанда, бағандардың сыни аймақтары үшін 4.5.3.2.8-4.5.3.2.10-да көрсетілгеннен кем болмауы тиіс.

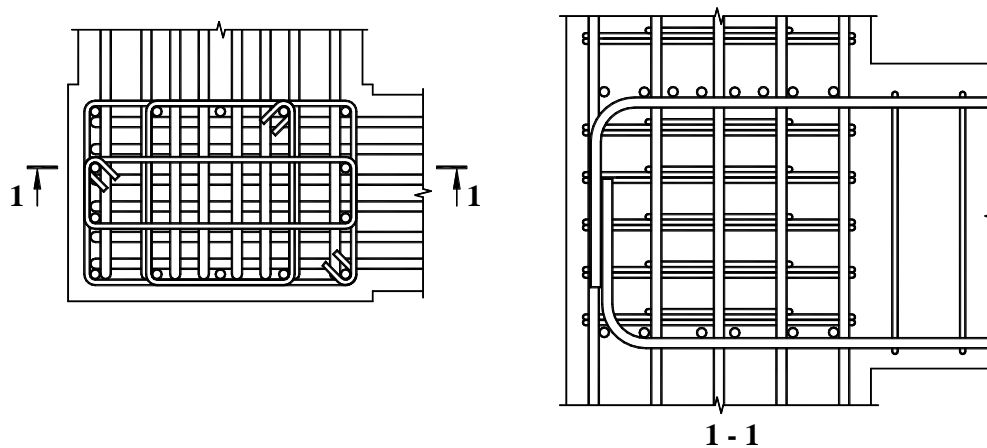
4.6.2 [5.4.3.3(2)] Егер раманың арқалықтары бағанға барлық төрт жағынан қосылса және арқалықтардың ені бағанның көлденең қимасының параллель өлшемінен кемінде $3/4$ болса, онда арқалықтардың бағандармен қосылуындағы көлденең шектеуші арматураның қамыттары арасындағы қашықтықты 4.6.1-де көрсетілгендермен салыстырғанда екі есе арттыруға жол беріледі, бірақ ол 150 мм-ден аспауы тиіс.

4.6.3 [5.4.3.3(3)P] бағанның бұрыштық арматуралық өзектерінің арасында орналасқан арматураның кем дегенде бір аралық тік өзекшесі бастапқы арқалықтар мен бағаналардың қосылуының әрбір жағынан көзделуі тиіс. Арқалық-баған қосылыстарын күшейту мысалдары 4.17 және 4.18-суреттерінде көрсетілген.

4.6.4



4.17-сурет - Арқалықтар төрт жағынан бағанға жалғасқан кезде арқалық-бағанның қосылысын арматуралаудың принципті схемасы



4.18-сурет – Арқалықтар бағанаға екі жағынан жалғасқан кезде арқалық-баған қосылысын арматуралаудың принципті схемасы

5 ҚАБЫРҒАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕРДІ ЖӘНЕ ҚАБЫРҒАЛЫҚ ЖҮЙЕЛЕРГЕ БАЛАМА ҚОС КОНСТРУКТИВТІК ЖҮЙЕЛЕРДІ ЖОБАЛАУДЫҢ АРНАЙЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ

5.1 Жалпы ережелер

5.1.1 Осы НТҚ бөлімінде М иілгіштік класымен қабырға жүйелеріне баламалы монолитті темірбетон қабырғалық және қос конструктивтік жүйелерді жобалау қағидаттары мен ережелері келтірілген.

Ескертпе – Әрі қарай, «қабырғалық жүйелер және қабырғалық жүйелерге балама қос конструктивтік жүйелер» тіркесінің орнына, әдетте, «қабырғалық жүйелер» тіркесі қолданылады.

5.1.2 М иілгіштік класы бар монолитті темірбетон қабырғалық конструктивтік жүйелер, егер олардың жоспардағы және биіктігі бойынша абсолюттік және салыстырмалы өлшемдері 2.4.1 және 2.4.2-ережелерге сәйкес келсе, осы ГТБ ережелері қолданылатын барлық есептік сейсмикалық жағдайлар үшін қолдануға рұқсат етіледі.

5.1.3 М иілгіштік класымен жобаланатын монолитті темірбетон конструктивтік қабырға жүйелері 5.1.4-5.1.8-де келтірілген талаптарға және 5.2-5.9-кіші бөлімдердің талаптарына сәйкес келуі тиіс.

5.1.4 М иілгіштік класы бар қабырғалық конструктивтік жүйелерде:

- қабырғалардың (байланысты және байланыссыз) конструктивтік шешімдері иілгіштік қабырғалар үшін белгіленген есептік және конструктивтік талаптарға сәйкес болуы тиіс;

- байланыстырушы арқалықтар (қабырғалардағы саңылаулардың үстіндегі маңдайшалар), егер бар болса, иілгіштік конструктивтік элементтер ретінде жобалануы керек;

- қабырғалық конструктивтік жүйелердің құрамындағы рамалардың элементтерін жобалау кезінде «әлсіз арқалық – берік баған» қағидатын сақтамауға жол беріледі, бірақ есептеу нәтижелеріне қарамастан қабылданатын рамалардың элементтеріне қойылатын конструктивтік талаптар М иілгіштік класы үшін талаптарға сәйкес келуі тиіс.

5.1.5 Қабырғалық конструктивтік жүйелерде ұсынылмайды:

- бір бағыттағы барлық қабырғалардың көлденең қималарының өлшемдерін (егер олар екіден көп болса) ғимараттың биіктігі бойынша бір деңгейде өзгерту;

- бетон кластарын қабырғалардың көлденең қималарының өзгеру деңгейлерінде қысу беріктігі бойынша өзгерту.

Бұл шарттарды ғимараттың биіктігі бойынша жүйелілігі ҚР НТҚ 08-01.2-2021 ережелеріне сәйкес келген жағдайда да сақтаған жөн.

5.1.6 Қабырғалық конструктивтік жүйелердің ғимараттарында әрбір көлденең бағытта кемінде екі қабырға көздеу ұсынылады. Әр бағыттың қабырғаларын, әдетте, ғимарат тұрғысынан оның негізгі осьтеріне қатысты симметриялы немесе квази-симметриялы түрде орналастыру ұсынылады.

5.1.7 Екі көлденең бағытта қабырға конструктивтік жүйелері бар ғимараттар ретінде жіктелген ғимараттар, егер ортогональды көлденең бағытта конструктивтік жүйеде кемінде екі қабырға болса, екі көлденең бағыттың бірінде тек бір қабырғаға ие бола алады.

5.1.8 Қабырғалық конструктивтік жүйелердің құрамында болатын тегістелмеген қаңқалар аражабындарының жалпақ монолитті темірбетон тақталарының қалыңдығын кемінде 200 мм қабылдау ұсынылады.

5.2 Материалдарға қойылатын талаптар

5.2.1 М иілгіштік класы бар темірбетон қабырғалық конструктивтік жүйелердің тірек қабырғаларын орындау үшін қысылу беріктігі бойынша класс бетондарын қолдану керек:

- ғимараттардың биіктігі бес қабатқа дейін қоса алғанда – C16/20-дан төмен емес;
- ғимараттардың биіктігі бес қабаттан жоғары болған кезде – C20/25 төмен емес.

5.2.2 [5.4.1.1 (2)P] Қабырғалардың сыни, сондай-ақ шеткі аймақтарында арматуралық болат ретінде тек мерзімді профильдегі өзектерді пайдалану керек. Есептеу нәтижелеріне қарамастан, конструктивтік талаптар бойынша көлденең арматуралау ретінде орнатылатын тегіс арматуралық өзектерден (қабырғаларсыз) орындалатын жабық қамыттар мен көлденең түйреуіштер ерекшелік болуы мүмкін.

5.2.3 [5.4.1.1 (3)P] Қабырғалардың сыни, сондай-ақ шеткері аймақтарында В және С кластарының арматурасы қолданылуы тиіс (ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 жинағының С.1 кестесін қараңыз).

М иілгіштік класындағы конструктивтік жүйенің қабырғаларында арматуралық болаттың ең жоғары кернеу кезінде деформациясы (қирау кезінде біркелкі үлестік ұзаруы) кемінде 5% болуы тиіс.

Ескертпе – 4.2.3-тармаққа ескертпе қолданылады.

5.2.4 [5.4.1.1 (4)P] Дәнекерленген сым торларын, егер олар осы бөлімшенің 5.2.2 және 5.2.3 талаптарына жауап берсе, қолдануға жол беріледі.

5.3 Геометриялық шектеулер және жалпы талаптар

5.3.1 М Иілгіштік класы бар конструктивтік жүйелерде қабырғалар төмендегі шарттарға сәйкес келуі керек:

а) өз жазықтығында тек көлденең және тік арматурасы бар бөгетсіз және бөгеттері бар қабырғалардың қалыңдығын (b_{wo}) кемінде қабылдау керек:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15 \text{ м}, h_s/20\}, \quad (5.1)$$

мұнда h_s – бұл жарықтағы қабаттың биіктігі, метрмен;

б) өз жазықтығында диагональды арматурасы бар (көлденең және тікпен қатар) жалғастырғыштары бар қабырғалардың қалыңдығын кемінде қабылдау ұсынылады:

$$b_{wo} \geq \max\{0,25 \text{ м}, h_s/20\}, \quad (5.2)$$

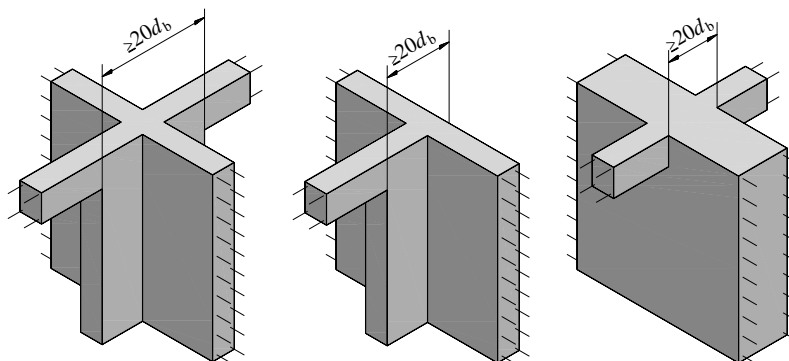
5.3.2 Қабырғалардың қалыңдығын тағайындау кезінде 5.3.1-де келтірілген ережелерден басқа, мыналарды ескеру қажет:

а) қабырғалардағы қалыпқа келтірілген осьтік күштердің мәндері 5.6.2-де белгіленген шекті мәндерден аспауы керек;

б) қабырғалардың қалыңдығы отқа төзімділік талаптарына сәйкес болуы тиіс;

в) егер қабырға оған перпендикуляр орналасқан арқалықтан немесе маңдайшадан берілетін жазықтықтан сейсмикалық жүктемелерді қабылдайтын болса, онда осы қабырғаның оған бекіту орнындағы қалыңдығы кемінде $20d_b$ болуы тиіс, мұндағы d_b – қабырға арқылы өтетін арқалықтың бойлық арматуралық өзегінің ең үлкен диаметрі.

Қалыңдығы жеткіліксіз бастапқы қабырғаларға ортогональды (немесе шамамен ортогональды) жанасатын арқалықтар мен маңдайшалардың бойлық арматурасын сенімді якорьмен осы қабырғалардағы пиластерлер немесе простенкалар түріндегі жергілікті қалыңдатқыштарды орнату есебінен қамтамасыз етілуі мүмкін (5.1-суретті қараңыз).



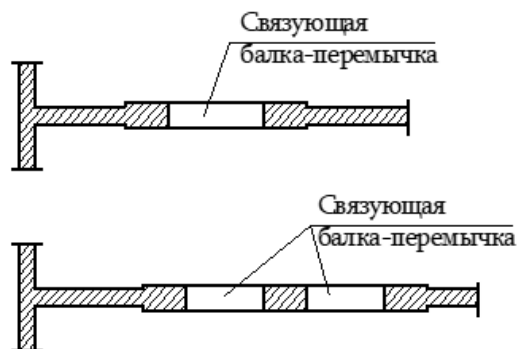
5.1-сурет – 5.3.2 в) шартына сәйкес келетін арқалықтардың қабырғаларға ортогональды жанасу схемалары

5.3.3 Қабырғалардың шеткері учаскелерінің қалыңдығына қойылатын арнайы қосымша талаптарды 5.7.2.11.

5.3.4 Көлденең қиманың (ұзындықтың) ең үлкен өлшемінің ең кіші өлшемге (қалыңдыққа) қатынасы 4-тен кем тік элементтерді бағандар ретінде жобалау керек (4.5-бөлімшені қараңыз).

5.3.5 Есіктері бар қабырғалардағы маңдайшалар, әдетте, қабырғалар сияқты қалыңдыққа ие. Егер есептеу нәтижелеріне сәйкес бөгеттердің қалыңдығы жеткіліксіз болса, онда ол қабырға қалыңдығының жалпы ұлғаюы немесе тек жергілікті учаскелерде қабырға қалыңдығының ұлғаюы нәтижесінде ұлғайтылуы мүмкін.

Қабырғалардың қалыңдығын жалпы ұлғайтпай, маңдайшалардың қалыңдығын арттырудың қажетті шарты-бағаналардың саңылауларының жиектері бойымен құрылғы-пиластер (5.2-суретті қараңыз). Жоспардағы пилястрдың көлденең қимасының өлшемдері маңдайшалардың бойлық және/немесе диагональды арматурасының сенімді анкерлеуді қамтамасыз ету үшін жеткілікті болуы тиіс.



5.2-сурет – Қабырғалардың жалпы қалыңдығын арттырмай, маңдайшалардың қалыңдығын арттыру мысалдары

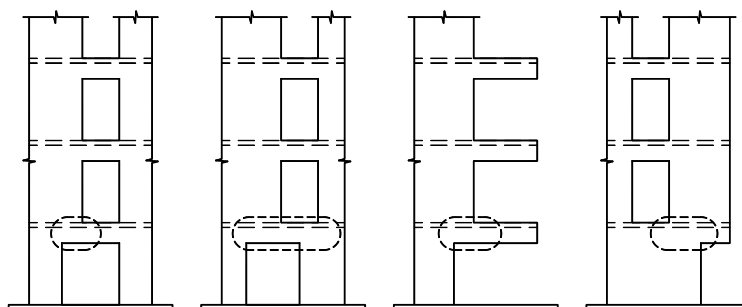
5.3.6 Болжамды иілгіштік деформациялау аймақтары орналасқан қабырғалардың учаскелері ойықтардан немесе үлкен саңылаулардан бос болуы тиіс.

5.3.7 Қабырғаларда ойықтар мен тесіктердің ретсіз орналасуынан, олардың қабырғалардың кернеулі-деформацияланған күйіне болмашы әсер ету немесе тиісті есептеулердің нәтижелеріне негізделген құрастыру кезінде есепке алу жағдайларын қоспағанда, аулақ болу керек [5.5.1.2.3 (4)].

Ескертпе – Қабырғалардағы саңылаулар мен тесіктердің кездейсоқ орналасуы теріс әсерлердің пайда болуына ықпал етуі мүмкін және сейсмикалық тербелістердің энергиясын тарататын қауіпсіздік элементтері ретінде байланыстырушы арқалықтардың (маңдайшалардың) жұмысына кедергі келтіреді. Қабырғалардағы саңылаулардың орналасуындағы бұзушылықтар мен асимметрияны, егер ол балама функционалды қажеттілікпен негізделмесе, есептеулердің нәтижелеріне қарамастан болдырмау керек.

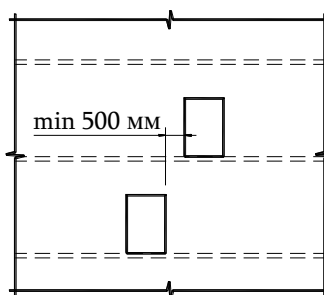
5.3.8 Биіктігі бойынша жапсарлас терезе, есік және технологиялық ойықтардың орналасуы мен өлшемдері, әдетте, олардың тік қырлары бойымен үздіксіз тік арматуралауды орналастыру мүмкіндігін қамтамасыз етуі тиіс.

Осы шартты орындауды қиындататын және қолдануға ұсынылмайтын ойықтардың қабырғаларында орналасу схемалары 5.3-суретте көрсетілген. 5.3-суреттегі нүктелі сызықтар стресс концентрациясы немесе материалдың үлкен иілгіштік деформациясы қабырға құрылымдарының мерзімінен бұрын бұзылуына әкелуі мүмкін ең осал аймақтарды анықтайды.



5.3-сурет – 5.3.9 шартын орындауды қиындататын және қолдануға ұсынылмайтын ойықтардың орналасуы

5.3.9 Көлденеңінен өзара ығысумен биіктігі бойынша аралас қабаттарда орналасқан ойықтары бар қабырғалар үшін (5.4-сурет) олардың тік қырлары арасындағы қашықтықты кемінде 500 мм көздеу ұсынылады.

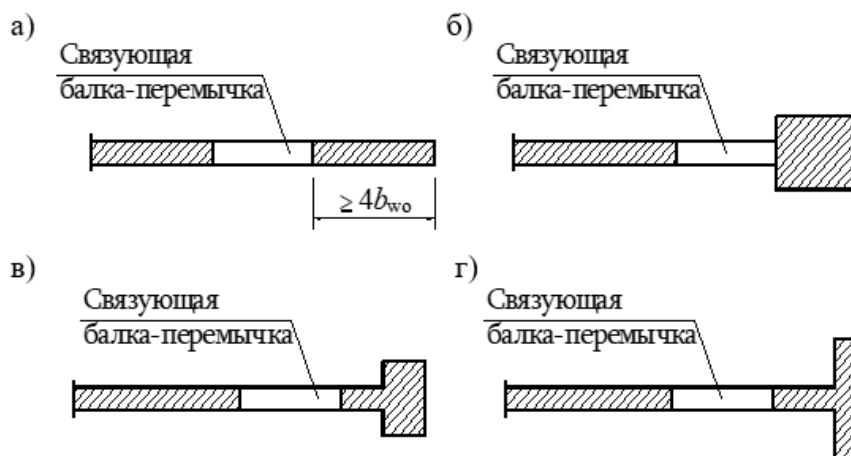


5.4-сурет – Көлденеңінен өзара ығысумен орналасқан терезе немесе есік ойықтарының тік қырлары арасындағы ең аз қашықтық

5.3.10 Терезе мен есіктерді, сондай-ақ қабырғалардың сыртқы бос ұштарына жақын үлкен технологиялық тесіктерді орналастырудан аулақ болу керек.

5.3.11 Қабырғалардың сыртқы бос шеттерінен есік немесе терезе ойықтарының жиектеріне дейінгі арақашықтықты (5.5 а) суреті) кемінде $4b_{wo}$ (мұнда b_{wo} – қабырғаның қалыңдығы) қабылдау ұсынылады.

5.3.12 5.3.2.10 және 5.3.2.11 ұсынымдарын орындау мүмкін болмаған жағдайда, ойыққа жанасатын қабырға учаскесінің сыртқы шетінде бағаналар-пилястрлар немесе сөрелер түріндегі фланецті элементтер көзделуі тиіс (5.5 б)-5.5 г) суреттерін қараңыз).



5.5-сурет – Қабырғалардың ұшынан саңылаулардың шетіне дейінгі қашықтықты анықтау үшін

5.3.13 Саңылауларға іргелес жатқан қабырға учаскелерінің көлденең қимасының қажетті өлшемдерін есептеу нәтижелері бойынша анықтау керек. Есептеулердің нәтижелеріне қарамастан, саңылауларға жанасатын қабырғалар учаскелерінің көлденең қимасының өлшемдері қамтамасыз ету үшін жеткілікті болуы керек:

- а) жалғастырғыштардың бойлық арматурасын сенімді анкерлеу;
- б) есептік сейсмикалық жағдай кезінде 5.6.2-де көзделгеннен аспайтын v_d қалыпқа келтірілген осьтік есептік күшінің мәні.

Сөре түріндегі фланецті элементтері бар қабырғалардың учаскелерін б) тармағына сәйкестігін тексеру кезінде сөрелердің есептік ұзындығын 5.6.4-тармаққа сәйкес қабылдау керек.

5.3.14 Фланецті элементтері бар веб-қабырғаларды тексеру кезінде 5.3.13 б) фланецтердің есептік ұзындығын 5.6.5-тармаққа сәйкес қабылдауға жол беріледі, бірақ бұл ретте веб-қабырғадағы ең жоғары осьтік күштерден басқа фланецтердегі осьтік есептік күштердің ең жоғары есептік шамаларын ескеру қажет.

5.3.15 Егер аражабындардың қабырғалары мен тақталарында инженерлік-техникалық коммуникацияларды өткізуге арналған тесіктер орындалса, онда осы тесіктердің контуры бойынша кесілген арматураны өтейтін тік және көлденең кеңістіктік арматуралық қаңқаларды орнату керек. Арматуралық шыбықтар саңылаулардың шетінен якорь ұзындығына дейін басталуы керек.

5.3.16 Ішкі инженерлік коммуникациялардың құбырларын өткізуге арналған қабырғалардағы тесіктердің мүмкіндігінше ең аз мөлшері болуы тиіс. Құбырлардың айналасындағы саңылаулардың өлшемдері, әдетте, 50 мм-ге дейін болуы керек.

5.3.17 Сыртқы инженерлік коммуникациялардың құбырларын өткізуге арналған ғимараттардың сыртқы қабырғаларындағы саңылаулар құбырлардың айналасында 200 мм-ге дейін саңылауларға ие болуы мүмкін.

5.3.18 Инженерлік коммуникацияларды өткізуге арналған өлшемдері 150x150 мм-ден асатын қабырғалардағы тесіктерді далдаларда және қабырғалардың шеткі учаскелерінде орналастыруға жол берілмейді.

5.3.19 Электр сымдарының кабельдері монолитті темірбетон қабырғаларда және/немесе аражабындарда орналасқан кезде мынадай шарттарды сақтау керек:

- кабельдер диаметрі қабырға немесе аражабын қалыңдығының 1/8 аспауы тиіс;
- қабырғаларда кабельдер қабырғалардың бүйір беттерінде орналасқан арматуралық торлардың арасында орналасуы керек;
- аражабындарда кабельдер жоғарғы және төменгі арматуралық торлардың арасында орналасуы тиіс;
- кабельдер қиылыспауы керек;
- шектес кабельдер арасындағы қашықтық 200 мм кем болмауы тиіс.

5.4 Қабырғалардың иілгіштік деформацияға қабілеттілігі

5.4.1 Иілгіштік деформация қабілеті бойынша тірек темірбетон қабырғалары иілгіштік деформация қабілеті төмен қабырғаларға және иілгіштік қабырғаларға бөлінеді.

Иілгіштік деформация қабілеті төмен қабырғаларды L иілгіштік класы бар қабырғалық конструктивтік жүйелерде қолдануға болады, олар төмен сипаттамалық тұру қалпы тұжырымдамасына сәйкес жасалған.

Иілгіштік қабырғалар диссипативті тұру қалпы тұжырымдамасына сәйкес жобаланған M иілгіштік класы бар қабырғалық конструктивтік жүйелерде қолданылады.

5.4.2 Темірбетон қабырғаларының иілгіштік деформациялануға қабілеттілігі төмендегілерге байланысты:

- көлденең және тік жүктемелерді қабылдау кезінде қабырғалардың сынғыш бұзылулардан қорғалу дәрежесі;
- биіктігі мен ұзындығы бойынша қабырға өлшемдерінің ара қатынасы;
- жоспардағы және биіктіктегі қабырға конфигурациясының ерекшеліктері;
- жекелеген қабырғалар арасында иілгіштік байланыстырушы аралық арқалықтардың болуы немесе болмауы.

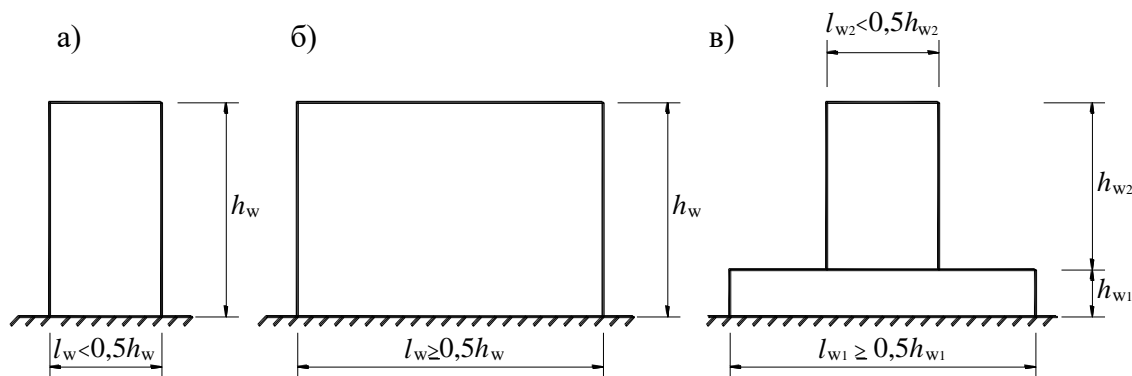
5.4.3 Қабырғалар биіктігі мен ұзындығы бойынша олардың өлшемдерінің арақатынасына байланысты осы НТҚ-да үш түрге бөлінеді.

Бірінші типке биіктігі ұзындығына (жоспардағы көлденең қиманың ең үлкен өлшемі) h_w/l_w 2,0-ден астам (5.6 а) суреті) және көлденең жүктемелердің әсерінен деформацияның көбінесе иілу сипаты бар қабырғалар жатады (ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5.4.2.4(4)P тармағын қараңыз).

Екінші типке биіктігі қабырға жазықтығындағы h_w/l_w ұзындығына 2,0-ден аспайтын (5.6 б) суреті) және көлденең жүктемелердің әсерінен деформацияның ығысу сипаты бар қабырғалар жатады (ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5.5.2.4.2(1)P тармағын қараңыз).

Үшінші типке «аралас қабырғаларды» жатқызу керек. Аралас қабырғаларда биіктігі бойынша төменгі деңгейлерде орналасқан кейбір көлденең сегменттер h_w/l_w қатынасы 2,0-ден аспайды, ал жоғары орналасқан сегменттер h_w/l_w қатынасы 2,0-ден асады (5.6 в) суретін қараңыз).

5.4.4 Биіктігі h_w/l_w ұзындығына 2,0-ден асатын бірінші типтегі қабырғалар қазіргі НТҚ-да «иілу қабырғалары» ретінде жіктеледі және «тар иілу қабырғалары» және «кең иілу қабырғалары» болып бөлінеді.



5.6-сурет – Қабырғалар: а) иілу – $h_w/l_w > 2$; б) ығысу – $h_w/l_w \leq 2$; в) аралас

5.4.5 Тар иілу қабырғаларына қарастырылатын көлденең бағытта көлденең қималардың ұзындығы 4,0 метрден аспайтын немесе $2h_w/3$ (не аз) болатын қабырғалар жатады.

Кең иілген қабырғаларға қарастырылатын көлденең бағытта көлденең қималардың ұзындығы кемінде 4,0 метр немесе $2h_w/3$ (бұл аз) болатын қабырғалар жатады.

Ескертпе – Иілу қабырғаларын тар иілу қабырғаларына және кең иілу қабырғаларына бөлу осы типтегі қабырғалардағы сейсмикалық тербелістердің энергиясын бөлу механизмдері бір-бірінен айтарлықтай ерекшеленуі мүмкін.

EN 1998-1 тұжырымдамасы сейсмикалық тербелістердің энергиясын негізінен қабырғалардың негіздеріндегі иілгіштік топсалары арқылы бөлуді қарастырады, іс жүзінде қарапайым конфигурациядағы тар иілу қабырғалары бар конструктивтік жүйелерде ғана жүзеге асырылады.

Кең иілу қабырғалары бар, қабырғалары базада жеткілікті түрде қысылмаған немесе негіздерде иілгіштік топсалардың пайда болуына кедергі келтіретін үлкен көлденең қабырғалармен жалғанған қабырғалармен немесе әртүрлі деңгейдегі көлденең қаттылығы бар қабырғалармен конструктивтік жүйелерде бұл тұжырымдама орындалмайды.

Атап айтқанда, кең иілу қабырғалары бар және негізі жеткілікті түрде қысылмаған қабырғалары бар конструктивтік жүйелер сейсмикалық тербелістердің энергиясын негіздегі иілгіштік топсалардағы гистерезис есебінен емес (немесе тек қана емес) емес, негізінен қатты денелер ретінде жерге тербелу және/немесе олардың қабаттарының аралық қабаттарының деңгейлеріндегі көлденең технологиялық жіктердің ашылуы нәтижесінде таратады.

Жоғарыда айтылғандарды ескере отырып, тар және кең иілу қабырғалары үшін кейбір айырмашылықтары бар және оларда иілгіштік деформациялардың дамуының әртүрлі механизмдерінің пайда болу мүмкіндігін ескеретін есептеу және жобалау ережелері қабылданды (5.7 қараңыз).

5.4.6 2-ден аспайтын h_w/l_w қатынасы бар екінші типтегі қабырғалар осы НТҚ-да «ығысу» қабырғалары ретінде жіктеледі.

5.5 Есептік әсерлер салдары

5.5.1 Иілу және ығысу қабырғаларындағы иілу сәттері мен осьтік күштердің есептік мәндері ҚР ЕЖ EN 1990:2002+A1:2005/2011 6.4.3.4-тармағына сәйкес келетін сейсмикалық есептік жағдай кезінде ғимараттың жалпы есебі нәтижесінде және екінші ретті әсерлерді ескере отырып (қажет болған кезде) алынуы тиіс.

5.5.2 Иілу және ығысу қабырғаларының иілмелі иілгіштік деформациясы ығысудан шекті сыни күйге жету үшін ғимараттың жалпы есептеу нәтижелерінен анықталған V'_{Ed} көлденең күштерін ұлғайту керек.

Егер әрбір қабаттың қабырғаларында есептелген көлденең күштің V_{Ed} жоғарылатылған мәні V'_{Ed} (ғимараттың жалпы есептеуінен анықталған) есептелген көлденең күштің мәніне тең болса, мәнін қабылдау керек ε арттыру коэффициентіне көбейтілген болса, бұл талап орындалды деп саналады:

- а) 1,5 иілу қабырғалары үшін;
- б) (5.3) өрнекке сәйкес келетін ығысу қабырғалары үшін:

$$1,5 \leq \varepsilon = \gamma_{Rd} \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \leq q. \quad (5.3)$$

q – жобаланған конструктивті жүйе үшін қабылданған тұру қалпы коэффициенті;

M_{Ed} – қабырға негізіндегі есептелген иілу сәті;

M_{Rd} – қабырға негізіндегі есептелген иілуге қарсылық;

γ_{Rd} – болаттың деформациялық беріктенуі салдарынан беріктік резервінің коэффициенті; γ_{Rd} неғұрлым нақты деректер болмаған кезде 1,2-ге тең деп қабылдауға жол беріледі.

5.5.3 Бір ось бойынша орналасқан бір бағыттағы әртүрлі (байланысқан немесе байланыспаған) бастапқы қабырғалар арасында сейсмикалық әсердің 30%-на дейін әсерін қайта бөлуге рұқсат етіледі.

Сейсмикалық әсерлердің салдарын қайта бөлуге конструктивтік жүйенің жалпы беріктігіне қойылатын талаптар төмендемейтін жағдайда жол беріледі. Жеке қабырғаларда иілу сәттерінің көлденең күштерге қатынасы айтарлықтай өзгермейтіндей етіп, көлденең күштер иілу сәттерімен бірге қайта бөлінуі керек. Әр түрлі тік осьтік күштерге ұшыраған қабырғаларда иілу сәттері мен көлденең күштер төмен қысу немесе таза созылу әсерінен болатын қабырғалардан үлкен осьтік сығылуға бейім қабырғаларға қайта бөлінуі керек.

Қосылған қабырғаларда сейсмикалық әсерлердің 20%-на дейін әртүрлі қабаттардың байланыстырушы арқалықтары арасында қайта бөлуге рұқсат етіледі. Сейсмикалық әсерлердің әсерін қайта бөлу кезінде әр жеке қабырғаның түбіндегі сейсмикалық осьтік күш (немесе, сонымен қатар, байланыстырушы маңдайшалардың арқалықтардағы көлденең күштердің жалпы мөлшері) өзгеріссіз қалады деген шарт сақталуы керек.

5.6 Қабырғалардың қысылуға, иілуге және ығысуға қарсылығы

5.6.1 Қабырғалардың қысылуға, иілуге және ығысуға қарсылығын, егер мынадай тармақтарда өзгеше көрсетілмесе, сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін осьтік күштің мәнін пайдалана отырып, ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 ережелеріне сәйкес айқындаған жөн [5.4.3.4.1(1)P].

5.6.2 Бастапқы қабырғаларда қалыпты осьтік күш мәні v_{dw} (5.4) өрнектің көмегімен анықталған шамадан аспауы керек (ҚР НТҚ 08-01.3-2021 құралының 5.6.2-тармағын қараңыз):

$$v_{dw} = (N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,4 \cdot \gamma_w \quad (5.4)$$

мұнда

γ – мәні төмендегі өрнектің көмегімен анықталуы керек коэффициент:

$$1,0 \leq \gamma = [1 + 0,04(n-5)] \leq 1,5$$

γ_w – мәні мына өрнектің көмегімен анықталуы керек коэффициент

$$1,0 \leq \gamma_w = [1 + 0,04(n-5)] \leq 1,5 \quad (5.5)$$

N_{Ed} – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін қаралып отырған конструктивтік элементтегі есептік осьтік күш;

A_c – қабырғаның көлденең қимасының ауданы;

f_{cd} – бетонның қысылуға беріктігінің есептік мәні;

n – жердің жоспарлау белгісінен төмен орналасқан қабаттардан, сондай-ақ төменгі, жоғарғы техникалық және мансардтық қабаттардан басқа ғимараттағы қабаттар саны.

5.6.3 5.4.3.4.1(3)P] Қабырғалардың көлденең қималарының иілуге қарсылығын анықтау кезінде қабырғалардың тік арматурасын ескеру керек.

5.6.4 [5.4.3.4.1(4)] Жалғанған немесе қиылысатын тікбұрышты сегменттерден тұратын күрделі көлденең қималары бар қабырғаларды (L-, T-, U-, I-тәрізді немесе соларға ұқсас) сейсмикалық көлденең күштердің әрекет ету бағытына параллель немесе шамамен параллель болатын веб-қабырғадан немесе веб-қабырғадан тұратын құрама бірыңғай элементтер ретінде, сондай-ақ фланец-қабырға немесе веб-қабырғаларға перпендикуляр немесе шамамен перпендикуляр орналасқан фланец-қабырғалар ретінде қарау керек.

5.6.5 Қабырғалардың иілуге қарсылығын есептеу кезінде веб-қабырғаның әр жағында орналасқан фланец қабырғаларының тиімді енінің мәндерін төмендегі мәндердің ең азы сияқты неғұрлым негізделген деректер болмаған жағдайда қабылдау керек:

а) фланец қабырғасының нақты ені;

б) веб-қабырғалар арасындағы қашықтықтың жартысы;

в) қарастырылып отырған қимадан жоғары қабырғаның жалпы биіктігінің 25%-ы.

5.6.6 Саңылаулары бар тірек қабырғаларда саңылауларға іргелес тік сегменттерде ең үлкен тангенс кернеулері пайда болады. Сондықтан ойықтары бар қабырғалардың ығысуға беріктігін ойықтар арқылы өтетін көлденең қималарда тексеру керек.

5.7 Иілу қабырғаларын жобалау

5.7.1 Жалпы ережелер

5.7.1.1 Иілу қабырғаларының биіктігі бойынша иілгіштік деформациясы аймақтарының орналасуы мына ерекшеліктерге байланысты:

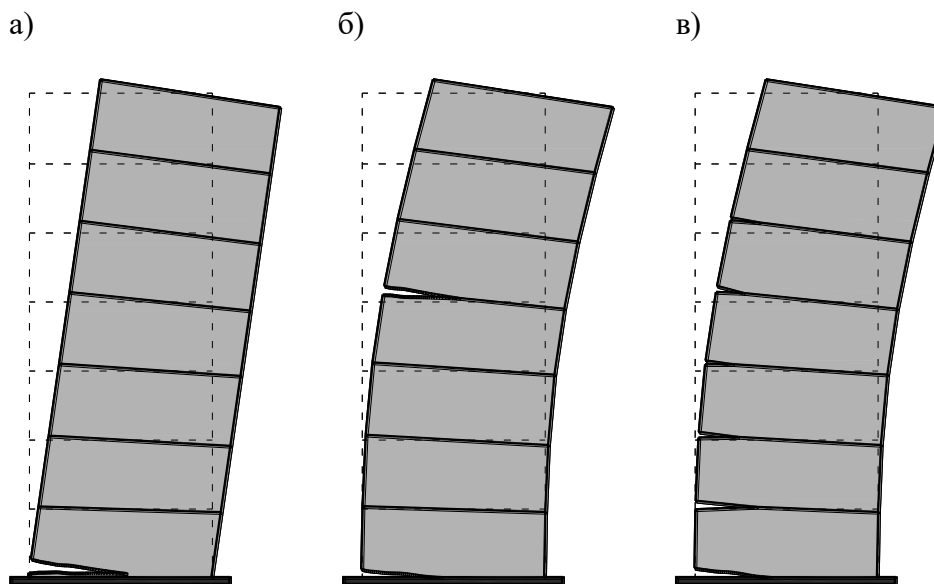
– ғимараттарға сейсмикалық әсер ету (атап айтқанда жоғары жиілікті құрамдастардың сейсмикалық әсер ету салдарына ықпалы);

- ғимарат жүйесіндегі іргелес құрылымдармен қабырғалардың өзара әрекеттесуі;
- қабырғалардың конструктивтік шешімдері (мысалы, қабылданған арматуралау схемалары және олардың биіктігі бойынша көлденең қималарының өлшемдерін өзгерту);
- әртүрлі конструктивтік және геометриялық кемшіліктер (оның ішінде конструктивтік материалдардың және/немесе жұмыс өндірісінің сапасына байланысты).

Жоғарыда аталған және басқа да факторларға байланысты иілу қабырғасындағы иілгіштік деформациялары:

- тек қабырға түбінде шоғырланған (5.7 а суретін қараңыз);
- қабырғаның түбінде және оның жоғары деңгейлерінің бірінде шоғырланған (5.7 б суретін қараңыз);
- қабырғаның биіктігі бойынша біртіндеп төмендей отырып таралған (5.7 в суреті) болуы мүмкін.

Ескертпе – 5.7-суретте жоғарғы деңгейлердегі бірдей көлденең қозғалыстар кезінде қабырғадағы бойлық перифериялық арматураның максималды тік деформациясы, онда иілгіштік деформациялары біртіндеп төмендей отырып, биіктікте таралатыны, иілгіштік деформациялары бір деңгейде шоғырланған қабырғаға қарағанда едәуір аз болатыны көрсетілген.



5.7-сурет – Қабырғаның зақымдалу схемалары

5.7.1.2 Иілу қабырғаларындағы иілгіштік деформацияларды дамытудың қолайлы схемасын қамтамасыз ету үшін тиісті есептік тексерулерді орындау және қабырғалардың биіктігі бойынша әртүрлі учаскелері үшін сараланған арматуралауға қойылатын арнайы конструктивтік талаптарды сақтау қажет.

5.7.1.3 Олардың негіздерінде орналасқан иілу тірек қабырғаларының учаскелері бұдан әрі сыни аймақтар немесе А аймақтары деп аталады, бұл аймақтарда есептік сейсмикалық әсерлердің есептік комбинациясы кезінде, әдетте, ғимараттардың негізгі тон

бойынша ауытқуларына негізделген ең үлкен күш мәндері (М, N, V, T) орын алады және иілгіштік топсалардың пайда болуы ықтимал.

А аймақтарының (сыни аймақтардың) биіктіктерін айқындау қағидалары және осы аймақтарды арматуралауға қойылатын арнайы талаптар 5.7.2-де келтірілген.

5.7.1.4 А аймағынан жоғары орналасқан қабырғалардың учаскелері В аймағы деп аталады, В аймағында орналасқан қабырғалардың учаскелерін арматуралауға А аймағын арматуралауға қарағанда қатаң талаптар қолданылады, дегенмен В аймағының учаскелерінде иілгіштік топсалар пайда болуы мүмкін (мысалы, ғимараттардың ауытқуының жоғары формаларында немесе әртүрлі конструктивтік және технологиялық кемшіліктерден туындайтын күш салудың салдарынан).

5.7.3-де сыни аймақтардан жоғары орналасқан иілу қабырғаларының учаскелерін арматуралауға қойылатын арнайы талаптар келтірілген.

5.7.2 Сыни аймақтағы иілу қабырғаларының конструктивтік шешімдері

5.7.2.1 [5.4.3.4.2(1)] Сыни аймақтың биіктігін, h_{cr} , иілу қабырғасының негізінен жоғары төмендегідей анықтау керек:

$$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6], \quad (5.5)$$

бірақ

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ 2 \cdot h_s & \text{для } n \geq 7 \text{ этажей} \end{cases} \quad (5.6)$$

мұнда:

h_s – қабаттың таза биіктігі;

l_w – жоспардағы қабырға ұзындығы;

h_w – іргетастың жоғарғы жағынан немесе қатты диафрагмалармен және периметрдің қабырғалары бар жер төле қабаттарынан қабырға биіктігі.

5.7.2.2 [5.4.3.4.2(2)] Қабырғалардың сыни аймақтарында қисықтық бойынша иілгіштік коэффициентінің мәні μ_ϕ бұл ең аз дегенде (2.4) және (2.5) өрнектермен 2.5.4.3 – те есептелген мәнге тең болуы керек, бұл өрнектерде q мінез – құлық коэффициентінің мәні q көбейтіндісінің нәтижесі және M_{Ed}/M_{Rd} қатынасының максималды мәні сейсмикалық есептік жағдайда қабырға негізінде, мұнда M_{Ed} – бұл есептелген иілу сәті, ал M_{Rd} – бұл есептелген иілу қарсылығы.

5.7.2.3 [5.4.3.4.2(3)] 5.7.2.2 шарты шеткі учаскелер шегінде арматураны шектейтін шеткері учаскелер деп аталатын қабырғалардың көлденең қималарын қолдану арқылы орындалуы мүмкін.

Шектейтін арматураның санын осы кіші бөлімнің 5.7.2.4 және 5.5.2.5 сәйкес айқындаған жөн. Шеткері учаскелердің мөлшері осы кіші бөлімнің 5.7.2.6 сәйкес қабылданады.

5.7.2.4 Тік бұрышты көлденең қимасы бар қабырғалар үшін А аймақтарының шеткі учаскелеріндегі ω_{wd} көлемді арматуралауды шектеу коэффициенті осы бөлімнің 5.7.2.2-ге сәйкес анықталған μ_ϕ мәні бар төмендегі өрнекті қанағаттандыруы керек:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.5)$$

ω_v – ден басқа өрнек параметрлері (5.4) 4.5.3.2.9-да анықталған.

ω_v – тік көлденең арматураның механикалық коэффициенті ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$, мұнда ρ_v – тік өзектермен қабырғаны көлденең арматуралау коэффициенті) [5.4.3.4.2(4)].

5.7.2.5 [5.4.3.4.2(5)] Баған-пилястры бар немесе сөрелері бар қабырғалар үшін және бірнеше тік бұрышты сегменттерден (Т-, L-, I-, U - тәрізді қима нысандарымен және т. б.) түзілген көлденең қималары бар қабырғалар үшін сыни аймақтардың шеткері элементтеріндегі көлемді шектеуші арматуралау коэффициенттерін былайша анықтауға болады.

а) Веб-қабырғадағы N_{Ed} осьтік күші және A_{sv} тік арматурасының жалпы ауданы $h_c b_c f_{cd}$ арқылы қалыпқа келтірілуі керек, мұнда пилястр немесе сөре (фланец) ені b_c ($v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$) көлденең қимасының ені ретінде қабылданады. Шеткі элементтердің шектеулі өзегінің сыртқы жағынан бетонның бөлінуінен кейін шекті қисықтығы бар x_u бейтарап осінің орналасу тереңдігін анықтауға болады:

$$-x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}, \quad (5.6)$$

мұнда b_o – бұл пилястрлерде немесе сөрелерде шектеулі өзектің ені.

Егер (5.6) өрнектегі x_u мәні пиластердің немесе сөренің қалыңдығынан аспаса, бетон өзегінің қорғаныш қабатында жарықтар пайда болғаннан кейін, кеңейтудің немесе сөренің шектеуші арматурасының көлемдік қатынасы (5.5) 5.7.2.4 өрнегінен, кеңейтудің немесе сөренің еніне қатысты v_d , ω_v , b_c , b_o ескере отырып анықталады.

б) Егер x_u мәні кеңейтудің немесе сөренің қалыңдығынан асып кетсе, өзек бетонының қорғаныш қабатында жарықтар пайда болғаннан кейін, төмендегілерге негізделген жалпы әдісті қолдануға болады:

- i) қисықтықтың иілгіштік коэффициентін $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$ ретінде анықтау;
- ii) ϕ_u мәнін $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ ретінде және ϕ_y мәнін $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$ ретінде есептеу;
- iii) x_u және x_y бейтарап осінің тереңдігін анықтау үшін қиманың тепе-теңдігі;
- iv) тиімді көлденең шектеу кернеуінің функциясы ретінде ҚР ЕЖ ЕН 1992-1-1:2004/2011 жинағының 3.1.9 тармағында келтірілген $f_{ck,c}$ және $\varepsilon_{cu2,c}$ шектелген бетонның беріктігі мен шекті деформациясының мәндері. Қажет болған жағдайда қажетті шектеуші арматураны және қабырғаның шектеулі учаскелерінің ұзындығын тиісті түрде есептеу керек.

5.7.2.6 [5.4.3.4.2(6)] Осы бөлімшенің 5.7.2.3–5.7.2.5-ережелерін төмендегідей сақтау керек:

- тік бағытта – h_{cr} сыни аймағының биіктігіне (5.7.2.1 қараңыз);
- көлденең бағытта-қабырғаның аса қысылған талшығынан өлшенетін l_c ұзындығы бойымен шексіз бетон айтарлықтай қысу кернеулерінде боялатын нүктеге дейін.

Егер неғұрлым нақты деректер болмаса, онда бетонды уату мүмкін болатын қысу кезінде бетонның деформациясын $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ тең қабылдауға жол беріледі.

Шектелген перифериялық элементтерді $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ қамыттың осьтік сызығынан экстремалды қысылған талшыққа жақын қашықтықта және $\varepsilon_{cu2,c}$ шектеулі бетон үшін шекті деформациямен шектеуге болады. Шектеулі қисықтық кезіндегі x_u шектеулі қысылған

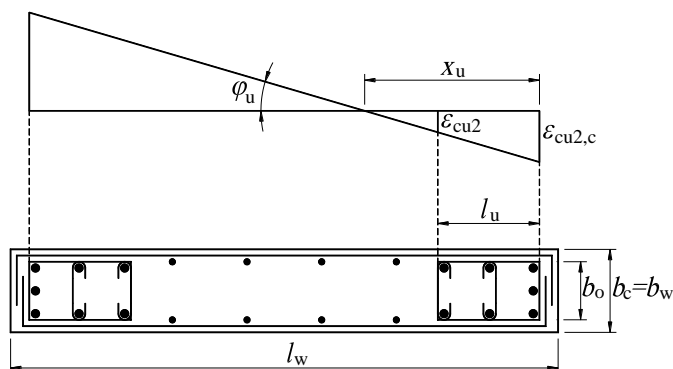
аймағының биіктігі тепе-теңдік жағдайынан анықталады (b_o шектеулі қысылған аймақтың тұрақты ені үшін (5.5) өрнекті қараңыз).

$\varepsilon_{cu2,c}$ шектелген бетонының шекті деформациясы ҚР ЕЖ ЕН 1992-1-1:2004/2011 жинағының 3.1.9 тармағына сәйкес $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ түрінде анықталады (5.8-сурет).

5.7.2.7 Қабырғалардың ұштарындағы шектелген шеткері учаскелердің l_c ұзындығын тиісті есептеулердің нәтижелері бойынша анықтау керек, бірақ кемінде $0,15l_w$ немесе $1,5b_w$ (қайсысы үлкен) қабылдау керек.

5.7.2.8 Қабырғалардың шеткі бөліктерінде орналасқан перифериялық элементтердің ұзындығы 4 метрден асатын қабырғаларда, егер бұл есептеу нәтижелеріне қайшы келмесе, төмендегі өлшемдермен шектелуге рұқсат етіледі: 600 мм, $1,5b_w$ немесе $3b_{wocm}/f_{cd}$, қай мән үлкен екеніне байланысты, мұндағы σ_{cm} – осьтік күшпен иілуден қысылған аймақтың бетонындағы кернеудің орташа мәні.

5.7.2.9 Қабырғалардың ішкі қиылысу орындарында шектелген учаскелердің ұзындығы кемінде $3b_{wo}$ болуы тиіс.



5.8-сурет – Қабырғаның ұшында бос қырлары бар шектеулі шеткі учаскелер (жоғарыда: шекті қисықтық кезіндегі деформациялар; төменде: қабырғаның көлденең қимасы)

5.7.2.10 Шектейтін перифериялық арматураны фланецті қабырғалары бар қабырғаларда да қарастыру керек (оның ішінде қалыңдығы $b \geq h_s/15$ және ені $l \geq h_s/5$ үлкен фланецті қабырғалары бар, мұнда h_s қабаттың биіктігін таза көрсетеді).

Үлкен фланец-қабырғалардың ұштарында ($l \geq h_s/5$) олардың жазықтықтан ықтимал бүгілуі салдарынан қосымша шектелген шеткері учаскелерді көздеу керек.

Ескертпе – Қабырғалардың шектеулі бөліктерінің орналасу схемалары 5.9-суретте көрсетілген.

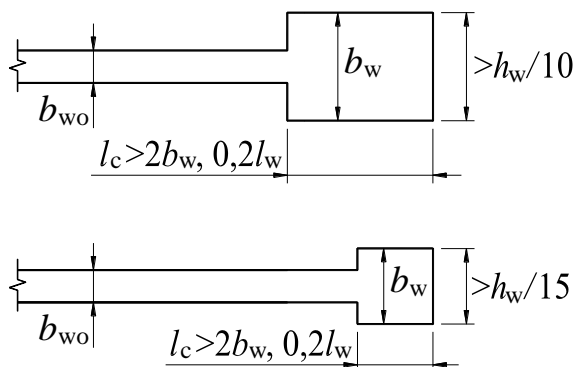


Рисунок 5.9 – Минимальные длины ограниченных периферийных участков стен

5.7.2.11 [5.4.3.4.2(10)] Қабырғалардың шектелген шеткері учаскелерінің b_w қалыңдығы, бұл учаскелерде фланец-қабырғалар болмаған кезде кемінде 200 мм болуы тиіс. Сонымен қатар, егер шектеулі бөліктің ұзындығы $2b_w$ және $0,2l_w$ -ден аспаса, онда b_w $h_s/15$ -тен кем болмауы керек, мұндағы h_s қабаттың таза биіктігін көрсетеді. Егер шектеулі бөліктің ұзындығы $2b_w$ және $0,2l_w$ -ден асса, онда b_w $h_s/10$ -нан кем болмауы керек (5.10-суретті қараңыз).

5.7.2.12 Сыни аймақтарда орналасқан қабырғалардың шеткі элементтерінде бойлық арматуралау коэффициенті кемінде 0,005, ал бойлық арматураның ең аз диаметрі кемінде 12 мм болуы тиіс.

Ескертпе – Қабырғаларды бойлық арматуралау коэффициенті (оның ішінде шеткері элементтер) 0,04-тен аспауы тиіс (ҚР ЕЖ ЕН 1992-1-1:2004/2011 жинағының 9.17.2.1 тармағын қараңыз).



5.10-сурет – Шектелген шеткері элементтердің ең аз қалыңдығы

5.7.2.13 Қабырғалардың шеткері учаскелерін 5.7.2.6, 5.7.2.7 және 5.7.2.12 ережелерінен басқа, сыни аймақтар шегінде арматуралау мынадай шарттарға сәйкес келуі тиіс:

а) шекті аймақтардың шеткі учаскелерінде ω_{wd} шектейтін көлемді арматуралау коэффициенті кемінде 0,08 [5.4.3.4.2(9)] мәні болуы тиіс;

б) қамыттар мен түйреуіштердің диаметрлері 6 мм [5.4.3.2.2(10)P] кем болмауы және өрнекке (4.18) сәйкес келуі тиіс.;

в) қамыттар арасындағы қашықтық өрнекке сәйкес келуі керек (4.19);

г) қамыттармен немесе түйреуіштермен бекітілген арматураның көршілес бойлық өзектері арасындағы қашықтық 200 мм аспайды және ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 жинағының 9.5.3(6) тармағының талаптарына сәйкес келеді [5.4.3.2.2(11)].

Қабырғалардың шеткі бөліктерін арматуралаудың ұсынылған схемалары 5.11-суретте көрсетілген.

5.7.2.14 [5.5.3.4.5(13)P] Веб-қабырғалардың өрістерінде ығысу жарықтарының мерзімінен бұрын пайда болуына олардың ең аз санын күшейту арқылы жол бермеу керек: $\rho_{h,min}=0,001$ немесе тік арматура ауданынан 25% (үлкен мәнге байланысты); $\rho_{v,min}=0,002$.

5.7.2.15 Қабырғалардың далалық учаскелерін арматуралау веб-қабырғаның b_{wo} қалыңдығының диаметрі кемінде 8 мм және 1/8 аспайтын өзектермен орындалуы тиіс [5.5.3.4.5(15)]. Арматуралық өзектердің қадамы ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 ережелеріне сәйкес болуы тиіс.

5.7.2.16 Үздіксіз көлденең және тік арматуралауды:

(а) қабырғалардың барлық қиылыстарының немесе олардың сөрелермен қосылыстарының бойымен;

(б) барлық аражабындардың деңгейінде;

(в) қабырғадағы тесіктердің айналасында қарастыру қажет.

Кем дегенде, бұл арматуралау ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 жинағының 9.10-тармағының талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

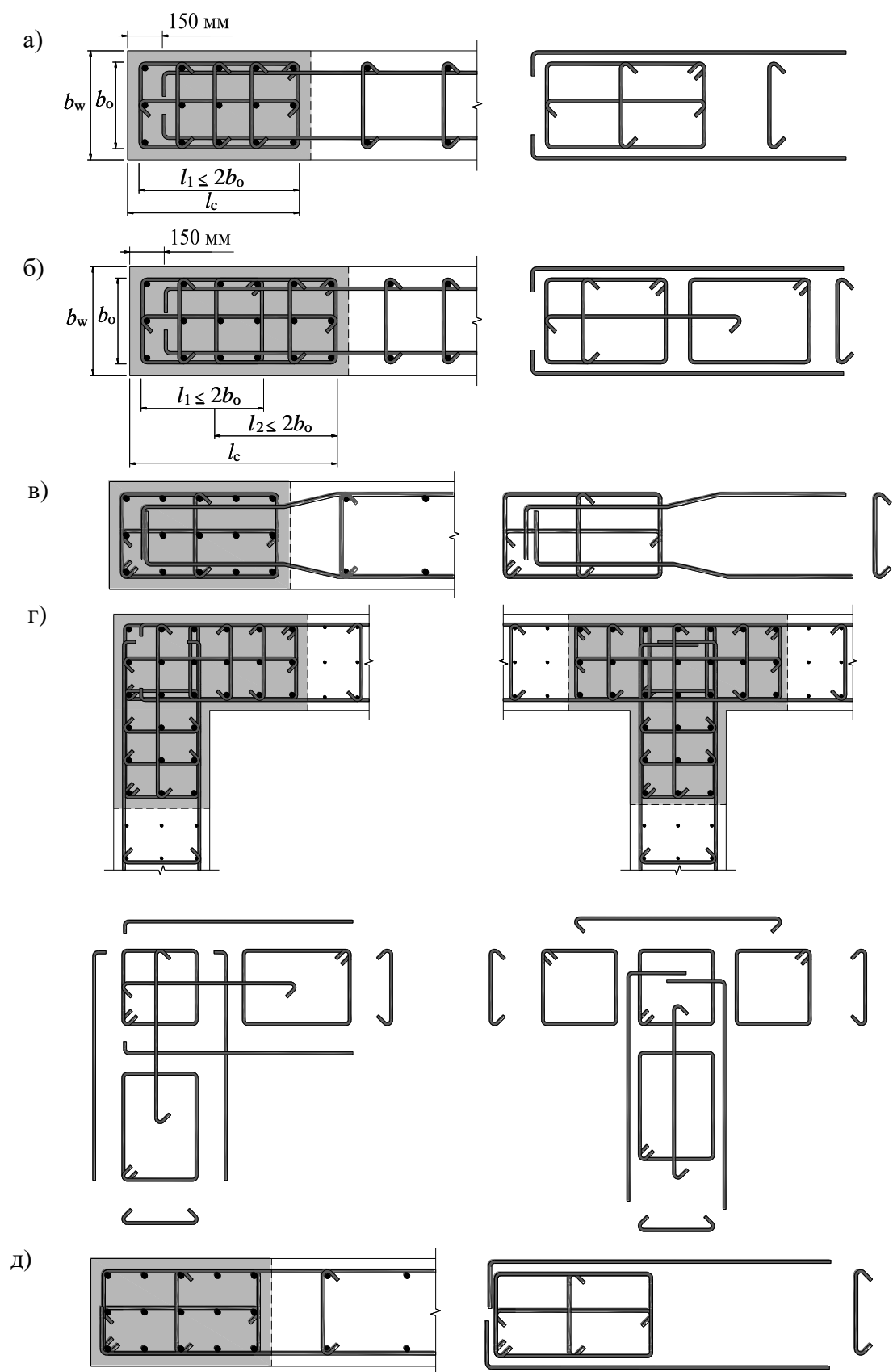
5.7.2.17 [5.5.3.4.5(14)] Қабырғаларды арматуралау қосарланған болуы керек – ілінісу сипаттамалары бірдей арматуралық шыбықтардан жасалған екі тор түрінде – қабырғаның әр сыртқы бетінде бір-бірден.

Торлар 500 мм аспайтын қадаммен орнатылатын түйреуіштермен жалғануы тиіс.

5.7.2.18 Қабырғалардың биіктігі бойынша тік арматуралау қарқындылығының өзгеруін өзектердің диаметрін өзгерту арқылы орындау ұсынылады.

Арматуралық өзектердің санын және олардың арасындағы қашықтықты мүмкіндігінше өзгеріссіз қалдыру ұсынылады.

5.7.2.19 [5.4.3.5.3(3)] Иілу қабырғаларының мінез - құлқының ықтимал өзгеруін болдырмау үшін (иілуден ығысу күйіне ауысуды болдырмау үшін) қабырға қималарындағы тік арматураның мөлшері осьтік күшпен иілу кезінде сыни шекті жағдайды тексеру нәтижелері бойынша талап етілетін тік арматураның мөлшерінен артық болмауы керек және бетонның тұтастығын қамтамасыз етеді.



5.11-сурет – Қабырғалардың шеткі бөліктерін арматуралаудың принципті схемалары а)-г) қолдануға ұсынылатын; д) шағын және орта қабатты ғимараттарда қолдануға рұқсат етілген

5.7.3 Аймақтарындағы иілу қабырғаларының конструктивтік шешімдері

5.7.3.1 А сыни аймақтарынан (А аймақтарында) жоғары орналасқан иілу қабырғаларының учаскелерін 5.7.2-те А сыни аймақтары үшін келтірілген ережелерді сақтай отырып есептеу керек.

5.7.3.2 А сыни аймағынан жоғары орналасқан иілу қабырғаларының конструктивтік шешімдері 5.7.2.6-5.7.2.11, 5.7.2.14-5.7.2.19 тармақтарында және осы кіші бөлімде келтірілген қағидаларға сәйкес келуі тиіс.

5.7.3.3 [5.5.3.4.5(11)] А сыни аймағынан жоғары шектеуші арматуралаумен тағы бір қабатты шектеуші арматуралаудан кемінде жартысы мөлшерінде қарастыру қажет, бірақ 5.7.3.4-те қарастырылғаннан кем емес.

5.7.3.4 Қабырғалардың барлық биіктігінде сыни аймақтан жоғары орналасқан қабырғалардың шеткі элементтерінде мыналар болуы керек:

- бойлық арматураның диаметрі 10 мм кем емес;
- бойлық арматуралау коэффициенті 0,005 кем емес және 0,04 артық емес;
- ω_{wd} шектеуші көлемді арматуралау коэффициенті 0,08-ден кем емес;
- диаметрі кемінде 6 мм және (4.18) сәйкес келетін қамыттар мен түйреуіштер.
- қамыттармен немесе түйреуіштермен бекітілген арматураның көршілес бойлық өзектері арасында 200 мм-ден аспайтын және ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 [5.4.3.2.2(11)] 9.5.3(6) тармағының талаптарына сәйкес келетін қашықтық;

- қамыттар арасындағы қашықтық (миллиметрмен) аспайды:

$$s = \min \{b_0; 250; 16d_{bL}\} \quad (5.7)$$

5.7.3.5 Сыни аймақтан жоғары орналасқан барлық қабаттар қабырғаларының шеткері элементтерін қабырға қалыңдығына тең биіктікке немесе аражабын тақталарынан жоғары және төмен 300 мм (қайсысы үлкен) көлденең арматуралау қамыттары 150 мм-ден аспайтын аралықпен орнатылуы тиіс.

5.7.3.6 Егер сыни аймақтан жоғары орналасқан шеткері элементтерді бойлық арматуралау коэффициенті 0,03-тен асса, онда қамыттарды барлық биіктігі бойынша $8d_{bL,min}$ (мұнда $d_{bL,min}$ – қысылған бойлық өзектердің ең аз диаметрі) аспайтын және 150 мм аспайтын қадаммен (қайсысы кем) орнату керек.

5.7.3.7 Перифериялық элементтерді көлденең арматуралауды EN 1992-1-1:2004/2011 ҚР ЕЖ сәйкес, егер есептік сейсмикалық жағдайда нормаланған есептік осьтік күштің мәні v_d 0,15-тен аспаса ғана анықтауға болады.

5.7.3.8 Иілу қабырғаларына қойылатын негізгі арнайы конструктивтік талаптар осы НТҚ-ға В ақпараттық қосымшасының В.3 кестесінде де қысқаша баяндалған.

5.8 Сыни шекті күйді тексеру және ығысу қабырғаларын құрастыру

5.8.1 Иілуге және ығысуға қарсылық

5.8.1.1 Ығысу қабырғаларының иілуге және ығысуға қажетті қарсылығын анықтау үшін ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011, сондай-ақ осы НТҚ 5.5-кіші бөлімі мен 5.6.2 б) тармағының барлық тиісті ережелерін назарға ала отырып, соңғы элементтер әдісін қолдануға рұқсат етіледі.

5.8.2 Қабырғаларға арналған арнайы конструктивтік талаптар

5.8.2.1 Ығысу қабырғаларының конструктивтік шешімдері 5.7.3.2-5.7.3-тармақтарда келтірілген өзгерістермен және толықтырулармен 5.7.2 және 5.7.3-тармақтарда келтірілген талаптарға, 5.7.3.2-5.7.3.6-тармақтарда келтірілген өзгерістермен және толықтырулармен сәйкес келуі тиіс.

5.8.2.2 Қабырға негізіндегі иілу сәтінің қарсылығы есептеу бойынша талап етілетін шоғырланған және үлестірілген тік арматурамен қамтамасыз етілуі тиіс.

5.8.2.3 Қабырғаларда көлбеу жарықтардың пайда болуына әкелетін ығысу күштеріне төзімділік таратылған тік және көлденең арматурамен қамтамасыз етіледі.

5.8.2.4 Ығысу қабырғаларының тік және көлденең арматуралану коэффициенті $\rho_{w,min}$, әр бағыттағы қабырғаның көлденең қимасының жалпы ауданына сүйене отырып, 0,003 кем болмауы тиіс.

5.8.2.5 Ығысу қабырғасының кез-келген аймағында арматуралау коэффициенті, оның ішінде арматуралық өзектердің түйіспелері бар аймақтар 0,06-дан аспауы керек.

5.8.2.6 Ығысу қабырғасының әрбір ұшында ұзындығы 5.7.2.8-тармақтың талаптарына сәйкес келуі тиіс шектелген шеткері элементтер көзделуі тиіс. Ығысу қабырғаларының шеткері элементтерін бойлық арматуралау коэффициенті 0,005-тен кем болмауы тиіс.

5.8.2.7 Қабырғалардың ішкі қиылысу орындарындағы шектеулі учаскелердің ұзындығы 5.7.2.9-тармақтың талаптарына сәйкес келуі тиіс.

5.8.2.8 Ығысу қабырғаларын арматуралау үшін қолданылатын арматуралық өзектердің диаметрлері өзектер орналасқан жердегі қабырға қалыңдығының оннан бір бөлігінен аспауы тиіс.

5.8.2.9 Ығысу қабырғаларының шеткері элементтеріндегі бойлық арматураның ең аз диаметрі кемінде 10 мм болуы тиіс.

5.8.2.10 Далалық аймақтардың тік және көлденең бағыттарындағы арматуралық өзектердің қадамы 300 мм-ден аспауы тиіс.

5.8.2.11 Ығысу қабырғасының негізіндегі есептеулер нәтижелері бойынша талап етілетін барлық тік арматура осы қабырғаның барлық биіктігіне ұзартылуы тиіс.

5.8.2.12 Көлденең арматуралық өзектердің барлық қосылыстары талап етілетін ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 салыстырғанда 50%-ға ұлғайтылған ең аз ұзындыққа ие болуы тиіс.

5.8.2.13 [5.4.3.5.2(4)] Қабырғалар арасындағы (оның ішінде қабырға мен іргетас конструкциясы арасындағы) көлденең технологиялық жіктерде сырғымалы ығысумен байланысты шекті сыни жай-күйді тексеруді, өзара іс-қимыл беттерін қиып өтетін арматура өзектерінің анкерлеу ұзындығы талап етілетін ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 салыстырғанда 50%-ға ұлғайтылуы тиіс екенін ескере отырып, ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 жинағының 6.2.5 тармағына сәйкес орындау керек.

5.9 Қабырғалардың байланыстырушы арқалықтары

5.9.1 Егер төмендегі шарттардың кез келгені орындалса, 4.4.4 ережелеріне сәйкес қабырғалар арасындағы байланыстырушы арқалықтарды жобалауға рұқсат етіледі.

а) Екі диагональды бағытта жарықтардың пайда болуы екіталай. Мына ереже сақталады:

$$V_{Ed} \leq 1,5 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.8)$$

мұнда:

b_w – арқалық қабырғасының қалыңдығы;

d – көлденең қиманың тиімді биіктігі;

f_{ctd} – ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 бойынша бетонның созылу беріктігінің есептік мәні.

б) Зақымданудың иілу формасының басым болуы қамтамасыз етіледі. Мына ереже сақталады: $l_s/h_s \geq 2$, мұндағы l_s – жарықтағы маңдайшаның ұзындығы, ал h_s – жарықтағы маңдайшаның биіктігі.

5.9.2 4.4.4 ережелеріне сәйкес байланыстырушы арқалықтарды арматуралау кезінде (5.12-сурет) төмендегі қосымша талаптарды ескеру қажет:

– арқалықтардың жоғарғы және төменгі көлденең қырларында орналасқан бойлық арматуралық өзектердің диаметрін есептеу нәтижелері бойынша анықтау керек, бірақ кемінде 12 мм қабылдау керек;

– конструктивтік себептер бойынша арқалықтардың бүйір беттерінде орналасқан аралық көлденең өзектердің диаметрі кемінде 12 мм, ал олардың арасындағы қашықтық 300 мм-ден аспауы керек; аралық өзектер арқалықтардың ұзындығы бойынша 500 мм-ден аспайтын қадаммен орнатылған диаметрі кемінде 6 мм болатын түйреуіштермен жалғануы керек;

– тік қамыттарды диаметрі кемінде 6 мм арматуралық өзекшелерден орындау және арқалықтардың ұзындығы бойынша 150 мм немесе $8 d_{bL}$ аспайтын қадаммен орнату қажет, мұнда d_{bL} – арқалықтардың жоғарғы және төменгі көлденең қырларында орналасқан арматураның бойлық өзектерінің миллиметрдегі ең аз диаметрі; байланыстырушы арқалықтардың көлденең арматуралануының ең аз пайызы – 0,2%.

5.9.3 Егер 5.9.1-тармақтың екі шарты да сақталмаса, онда арқалықтың сейсмикалық әсерлерге қарсылығын мынадай қағидаларға сәйкес арқалықтың екі диагоналының бойында орналасқан арматурамен қамтамасыз ету керек (5.13-суретті қараңыз):

Төмендегі шартты орындау қажет:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.9)$$

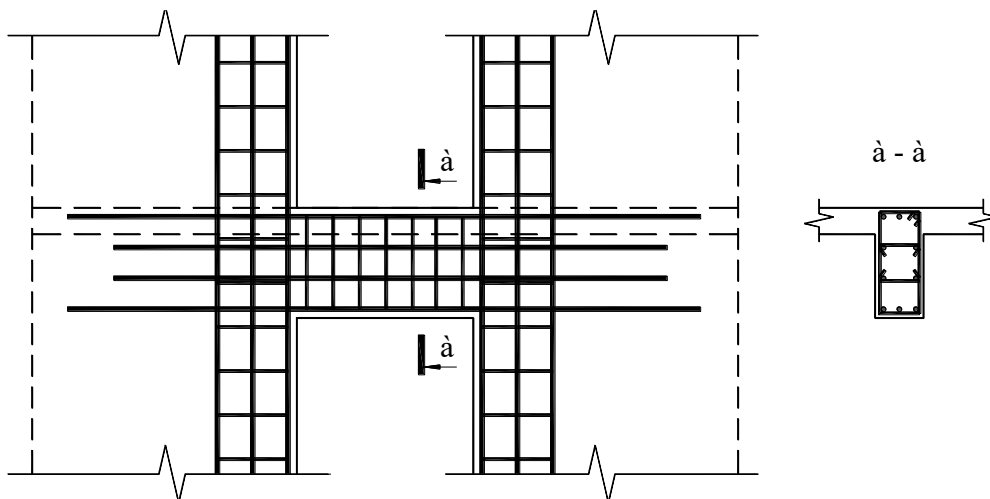
мұнда:

V_{Ed} – байланыстырушы элементтегі есептік көлденең күш ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$);

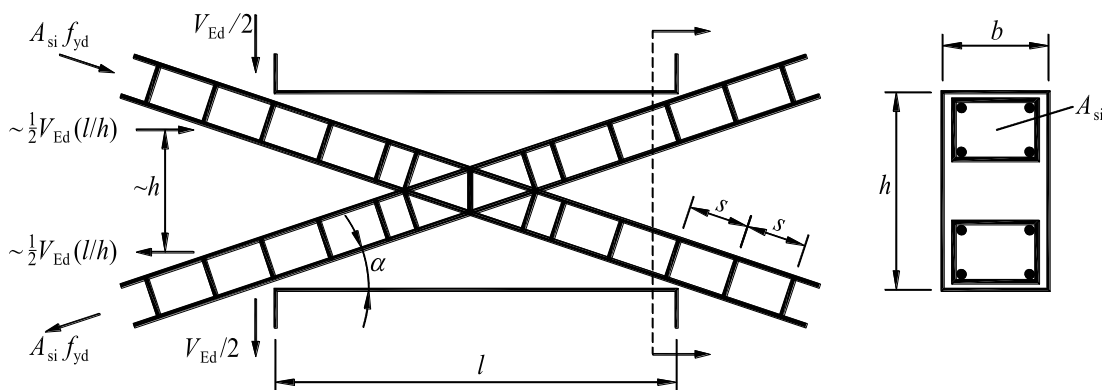
A_{si} – арматуралық өзектердің әрбір диагональды бағыттағы жиынтық ауданы;

f_{yd} – болаттың аққыштық шегінің есептік мәні.

α – арматураның диагональды өзектері мен арқалық осі арасындағы бұрыш.



5.12-сурет – Байланыстырушы аркалықты бойлық арматуралық өзектермен және тік қамыттармен арматуралау



5.13-сурет – Диагональды арматурамен байланыстыратын аркалықтар

5.9.4 Арматуралық өзектердің талап етілетін A_{si} жиынтық ауданын анықтау үшін (5.10) өрнекті қолдануға болады::

$$A_{si} = \frac{V_{Ed}}{2f_{yd}} \cdot \frac{\sqrt{l^2 + (0,8h)^2}}{0,8h} \quad (5.10)$$

а) Диагональды арматуралау бүйірінің ұзындығы кемінде $0,5b_w$ кеңістіктік қаңқалар түрінде орындалуы тиіс; анкерлеу ұзындығы ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 бойынша талап етілгеннен 50%-ға артық болуы тиіс.

б) Кеңістіктік қаңқаларда бойлық өзектердің тұрақтылығын жоғалтуға жол бермейтін қамыттар болуы керек. Қамыттар төмендегі талаптарға сай болуы керек:

- қамыттар диаметрі, d_{bw} , төмендегі өрнекке сәйкес келуі керек:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{yDL} / f_{ydw}} \quad (5.11)$$

- қамыттар қадамы, s , (миллиметрмен) аспауы тиіс:

$$s = \min \{b_o/3; 125; 6d_{bL}\}, \quad (5.12)$$

мұнда

b_o – бетон өзегінің ең аз мөлшері (миллиметрмен) (қамыттардың ішкі бетінен);

d_{bl} – арматураның бойлық өзектерінің ең аз диаметрі (миллиметрмен).

в) Арқалықтың екі бүйір бетінде төменде көрсетілген талаптарға жауап беретін бойлық және көлденең арматура орнатылуы керек:

– тік және көлденең арматураның өзектері маңдайшаның әр бүйір бетінде арматуралық торларды қалыптастыруы керек, олар бір қиылысудан кем емес шахмат түрінде немесе жүйелі түрде орнатылатын көлденең түйреуіштермен өзара байланысты болуы керек;

– арқалықтардың жоғарғы және төменгі көлденең қырларында орналасқан бойлық арматуралық өзектердің диаметрлерін ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 нұсқауларын және осы 4.4.4.1.2-4.4.4.1.3 [5.4.3.1.1(1)] тармақтарда келтірілген ережелерді басшылыққа ала отырып, сейсмикалық және жел әсерлерінің салдарын есепке алмай, бірақ кем дегенде 16 мм қабылдаған жөн.

– бүйір беттеріне орналастырылатын торлардың тік және көлденең арматурасының ең аз алаңы (арқалықтың жоғарғы және төменгі деңгейлерінде орналасқан бойлық өзектерді есепке алмағанда) бетонның көлденең қимасы ауданының кемінде 0,1%-ын (және 150 мм²/м-ден кем емес) әрбір жазықтық үшін және әрбір бағытта құрауы тиіс;

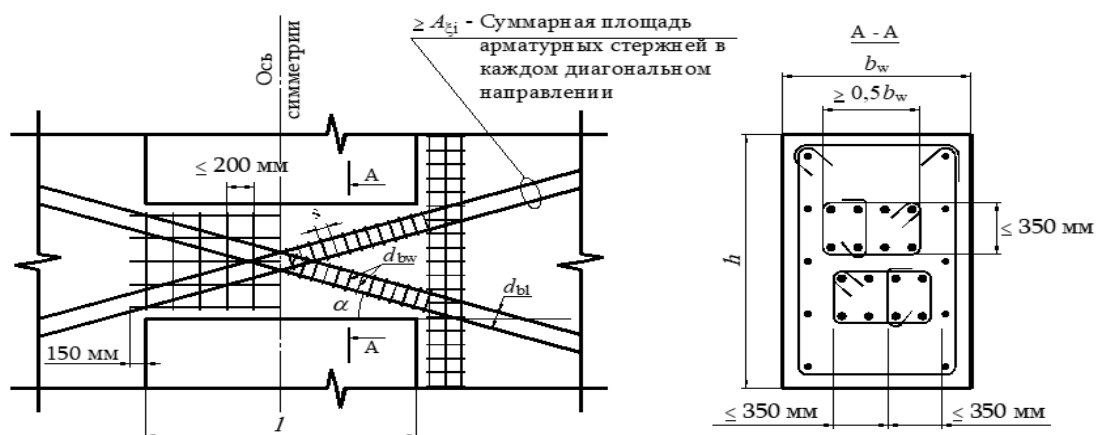
– көлденең функцияларды орындайтын тік арматура өзектерінің ең аз диаметрі кемінде 8 мм болуы керек; тік арматураның аралас өзектері арасындағы қашықтық 200 мм-ден аспауы керек;

– ойықтың көлденең шеткі жақтарында тік арматура өзектерінің ұштары сенімді анкерлі болуы керек;

– көлденең арматураның аралық өзектерінің ең аз диаметрі 10 мм кем болмауы керек; көлденең арматураның аралас өзектері арасындағы қашықтық 200 мм-ден аспауы керек;

– бөгеттердің көлденең аралық арматурасы қабырғалардың аралас учаскелерінде анкерленбеуі тиіс, ал өзектердің ұштары ойықтың тік шеткі қырының жазықтығына сәйкес келетін қалыпты қимасы үшін оларда 150 мм-ге орнатылуы тиіс.

Ескертпе. Арқалықтардың бүйір қырларына орнатылатын бойлық және көлденең арматура кем дегенде жүктемелердің негізгі үйлесіміне сәйкес келуі тиіс. 5.9.4-тармаққа сәйкес маңдайшаны арматуралау мысалы 5.14-суретте көрсетілген.



5.14-сурет – 5.9.4-тармақ бойынша диагональды арматуралаумен байланыстырушы арқалықтар

5.9.5 Сонымен қатар, арматуралық өзектердің диагональды орналасуы бар маңдайшаларды арматуралау схемаларын жеңілдету үшін, диагональды арматуралық өзектердің айналасында қамыттарды орнатудың орнына, маңдайшаның бүкіл көлденең қимасын көлденең арматуралауға рұқсат етіледі (5.15-сурет).

Маңдайшаны көлденең арматуралауды иілген қамыттардан және оларға қосылған тік және көлденең өзектерден (түйреуіштерден) құралған жалпақ тоқылған арматуралық торлармен жүзеге асырған жөн. Көлденең арматуралау торларын линтельдің ұзындығы бойынша берілген s қадамымен орнату және бойлық арматуралық өзектердің көмегімен кеңістіктік арматуралық қаңқаға біріктіру керек.

Әрбір тордың арматуралық өзектерінің A_{sh} көлденең қимасының жалпы ауданының мәні (қамыттар мен түйреуіштер) қаралып отырған бағытта b_c өлшеміне перпендикуляр, өрнектер көмегімен алынған мәндерден кем болмауы тиіс:

$$0,09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5.13)$$

немесе

$$0,3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5.14)$$

Жоғарыда келтірілген өрнектерде:

A_g — элементтің (маңдайшаның) бетон көлденең қимасының жалпы ауданы;

A_{ch} — элементтің көлденең қимасының көлденең арматураның сыртқы жиектеріне дейінгі ауданы;

b_c — көлденең арматурамен шектелген облыстың сыртқы жиектері шегіндегі элемент өзегінің көлденең қимасының биіктігі;

s — маңдайшаның бойлық бағытында көлденең арматуралау торларының осьтері арасындағы қашықтық;

f_{yt} — көлденең арматураның аққыштық шегі;

f'_c — бетонның қысылуға есептік беріктігі.

Маңдайшаның ұзындығы бойынша көлденең арматуралаудың арматуралық торларының орналасу қадамы ең кіші диагональды өзектердің 150 мм және 6 диаметрінен аспауы тиіс.

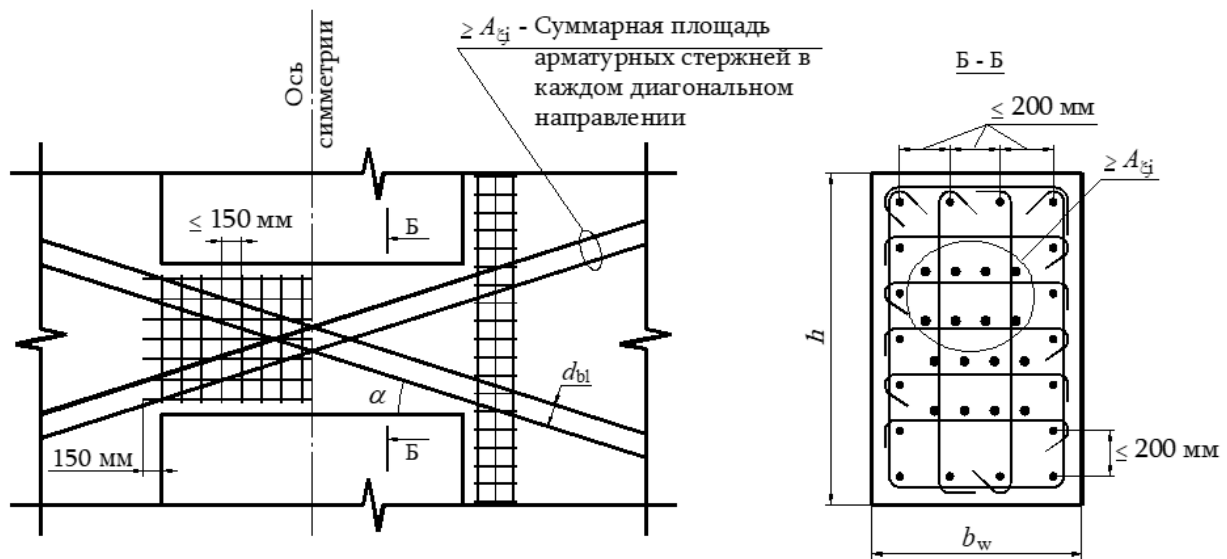
Көлденең арматуралау торларының арматуралық өзектері арасындағы тігінен және көлденеңінен арақашықтық 200 мм-ден аспауы тиіс (5.14-суретті қараңыз).

Көлденең арматуралау торының әрбір көлденең арматуралық өзегі маңдайшаның бойлық арматурасына жалғануы тиіс. Маңдайшаның бойлық өзектерінің диаметрі көлденең арматуралау торларының арматуралық өзектерінің диаметрінен кем болмауы тиіс.

Арқалықтардың жоғарғы және төменгі көлденең қырларында орналасқан бойлық арматуралық өзектердің диаметрлерін ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 нұсқауларын және осы 4.4.4.1.2-4.4.4.1.3 [5.4.3.1.1(1)] тармақтарда келтірілген ережелерді басшылыққа ала отырып, сейсмикалық және жел әсерлерінің салдарын есепке алмай, бірақ кем дегенде 16 мм қабылдаған жөн.

5.9.6 Қабырғалардың есептік модельдерінде бірыңғай конструктивтік элементтер ретінде қарастырылатын, бірақ биіктігі бойынша екі сатыда бетондалатын (бетондаудың көлденең технологиялық жіктері бар) монолитті темірбетон арқалықтарда көлденең

арматуралау ретінде қолданылатын тік қамыттарды арқалықтардың барлық биіктігіне көздеу керек.



5.14-сурет – 5.5-тармақ бойынша диагональды арматуралаумен байланыстырушы арқалықтар

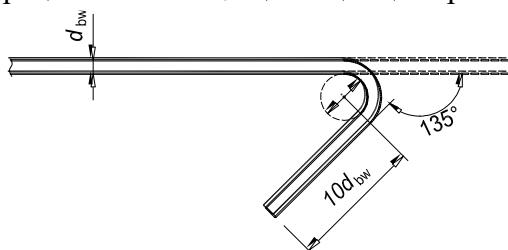
6 АНКЕРЛЕР МЕН ТҮЙІСПЕЛЕРГЕ АРНАЛҒАН ЕРЕЖЕЛЕР

6.1 Жалпы мәліметтер

6.1.1 [5.6.1 (1)P] Арматуралауды құрастыру үшін ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 8-бөлімінің ережелерін және осы бөлімнің төмендегі тармақтарының қосымша ережелерін қолдану қажет.

6.1.2 [5.6.1 (2)P] Арқалықтарда, бағаналарда немесе қабырғаларда көлденең арматуралау ретінде қолданылатын қамыттар мен түйреуіштер жабық болуы тиіс. Қамыттар мен түйреуіштердің ұштары бойлық арматураның айналасында 135° бұрышпен бүгіліп, қиманың тереңдігіне кемінде $10d_{bw}$ ұзындыққа жүргізілген болуы тиіс (6.1-сурет)

6.1.3 [5.6.1 (3)P] Циклдік серпімдіден кейінгі деформациялардан туындаған иілгіштік деформациялардың ену тереңдігін назарға ала отырып, арқалық-баған қосылыстары шегінде анкерленген арматуралық өзектерді (арқалықтар мен бағандарды) анкерлеудің ұзындығы қосылыстың сыртқы бетінен $5d_{bL}$ қашықтықта орналасқан нүктеден өлшенеді.



6.1-сурет – Қамыттар мен түйреуіштер ұштарының бүгілулері

6.1.4 Арматуралық өзектердің (дәнекерленген, механикалық, қабаттасқан және т.б.) түйіскен қосылыстарын иілгіштік деформациялардың дамуы мүмкін аймақтардан тыс және сейсмикалық әсерлердің есептік әсерінің ең жоғары шамалары бар учаскелерден тыс қарастыру керек.

6.1.5 Темірбетонды конструктивтік элементтің бір есептік қимасында түйісетін кезеңдік профильдегі жұмыс арматурасының салыстырмалы саны 50%-дан аспауы тиіс.

Конструктивтік элементтің бір есептік қимасында қабаттасатын арматураның салыстырмалы санын анықтау кезінде ұзындығы $1,3l_0$ түйісетін арматураның бойындағы элементтің учаскесі қарастырылады, мұндағы l_0 – арматураның қабаттасуының есептік ұзындығы. Арматураның жіктері, егер осы жіктердің орталықтары осы учаскенің ұзындығы шегінде болса, бір есептік қимада орналасқан болып есептеледі.

6.2 Арматураны анкерлеу

6.2.1 Бағандар

6.2.1.1 [5.6.2.1 (1)P] Иілу кезінде сыни аймақтардағы элементтердің беріктігіне әсер ететін өзектердің анкерлеудің немесе қабаттасуының ұзындығын есептеу кезінде арматураның талап етілетін ауданының $A_{s,req}/A_{s,prov}$ арматурасының жалпы нақты ауданына қатынасы 1 қабылданады.

6.2.1.2 [5.6.2.1 (2)P] Егер сейсмикалық есептік жағдайда бағандағы осьтік күш созғыш болып табылса, онда анкерлеу ұзындығы ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 көрсетілгенмен салыстырғанда 50%-ға ұлғайтылуы тиіс.

6.2.2 Арқалықтар

6.2.2.1 [5.6.2.2 (1)P] Анкерлеу үшін қосылыстарда иілген арқалықтың бойлық арматуралық өзектерінің бөлігі әрқашан тиісті бағанның қамыттарының ішінде орналасуы керек.

6.2.2.2 [5.6.2.2 (2)P] Арматураның бетонмен ілінісуінің жоғалуын болдырмау үшін арқалық-баған, d_{bL} қосылыстары арқылы өтетін арқалықтың бойлық өзектерінің диаметрі мынадай өрнектерге сәйкес шектелуі тиіс:

а) арқалық-баған ішкі қосылыстары үшін:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}; \quad (6.1)$$

б) арқалық-баған сыртқы қосылыстары үшін:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d), \quad (6.2)$$

мұнда:

h_c – арматура өзектерінің орналасуына параллель бағытта бағананың ені;

f_{ctm} – бетонның созылуға беріктігінің орташа мәні;

f_{yd} – болаттың аққыштық шегінің есептік мәні;

v_d – сейсмикалық есептік жағдай үшін ең аз мәнмен қабылданған бағандағы қалыпты есептік осьтік күш ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

k_D – М иілгіштік класы үшін мәні 2/3 болатын коэффициент;

ρ' – бұл байланыс арқылы өтетін қысылған өзектермен арқалықты күшейту коэффициенті;

ρ_{max} – бұл арматураның максималды рұқсат етілген коэффициенті (4.3.2.4.2(4) және 5.3.2.4.3(4) қараңыз);

γ_{Rd} – бұл 1,0-ге тең иілгіштік класы үшін қабылданған қарсылықтың есептелген мәні бойынша модельдің белгісіздік коэффициенті.

Жоғарыда көрсетілген шектеулер (өрнектер (6.1 және 6.2)) қосылыстарды кесіп өтетін арматураның диагональды өзектеріне қолданылмайды.

6.2.2.3 [5.6.2.2 (3)] Егер осы бөлімнің 6.2.2.2-де белгіленген талапты арқалық-бағананың сыртқы қосылыстары үшін қанағаттандыру мүмкін болмаса, h_c бағанының көлденең қимасының биіктігі арматура өзектерінің орналасуына параллель тым аз болса, онда арқалықтардың бойлық арматурасының анкерлеуді қамтамасыз ету үшін төмендегі қосымша шараларды қолдануға рұқсат етіледі (6.2-сурет).

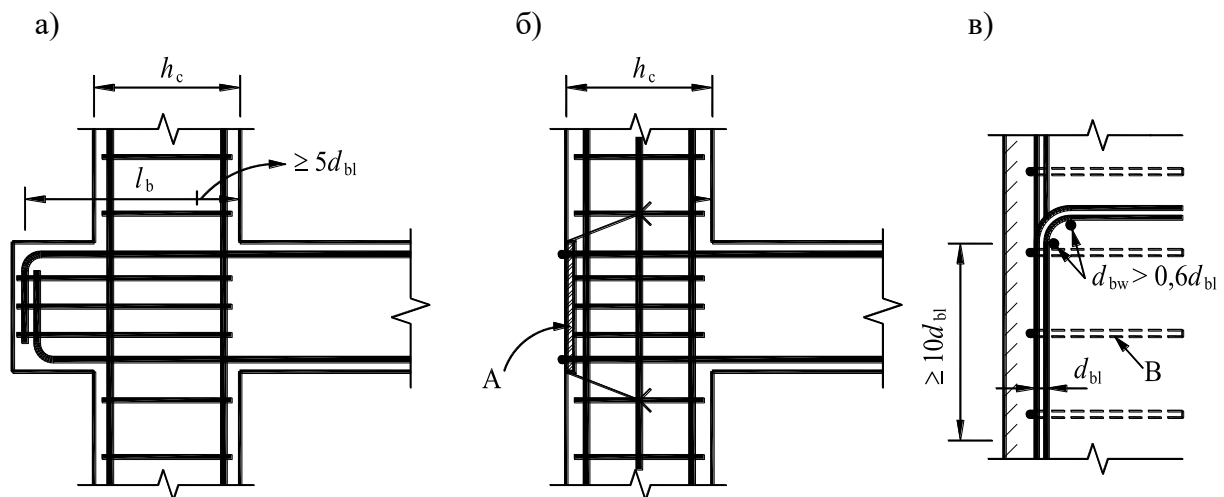
а) Арқалық немесе тақта сыртқы шығыңқы пішінде көлденең бағытта ұзартылуы мүмкін (6.2 а) суретін қараңыз).

б) Бастиектері бар арматуралық өзектер немесе ұштарына дәнекерленген анкерлі пластиналары бар арматуралық өзектер қолданылуы мүмкін (6.2 б) суретін қараңыз).

в) Ең аз ұзындығы $10d_{bL}$ бар штангаларды июді және көлденең арматураны орнатуды қолданып, оны өзектердің иілуіне мықтап орналастыруға болады (6.2 в) суретін қараңыз).

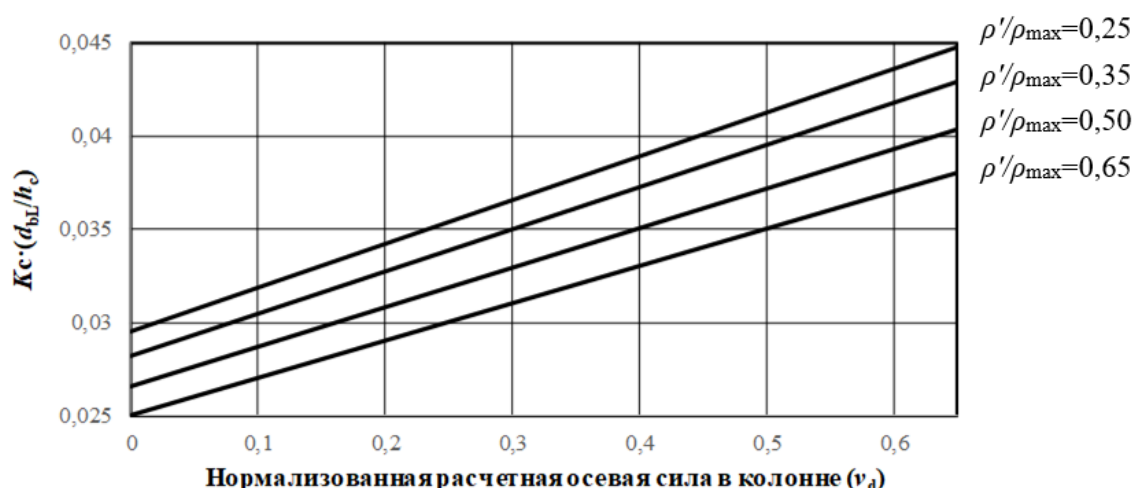
6.2.2.4 [5.6.2.2 (4)P] Рамалар элементтерінің ішкі қосылыстары арқылы өтетін жоғарғы немесе төменгі арматуралық өзектер қосылатын элементтерде кемінде l_{cr} (элементтің сыни аймағының ұзындығы, қосылыстың сыртқы бетінен 4.3.2.4.2(1) және 5.3.2.4.3(1) қашықтықта аяқталуы тиіс.

6.2.2.5 6.3 және 6.4-суреттерде DCM және DCH иілгіштік кластарының рамаларында арқалық-бағанның қосылыстары арқылы өтетін С класындағы ($f_{yk}=500$ МПа) болаттан жасалған бойлық өзектердің максималды диаметрлерін анықтауға мүмкіндік беретін тәуелділіктер келтірілген. Осы тәуелділіктерді қолданған кезде K_c коэффициентінің мәнін: 20/25 класты бетон үшін – 1,0; C25/30 – 1,18; C30/37 – 1,32; C35/45 – 1,45; C40/50 – 1,59; C45/55 – 1,73; C50/60 – 1,86 қабылдау керек.

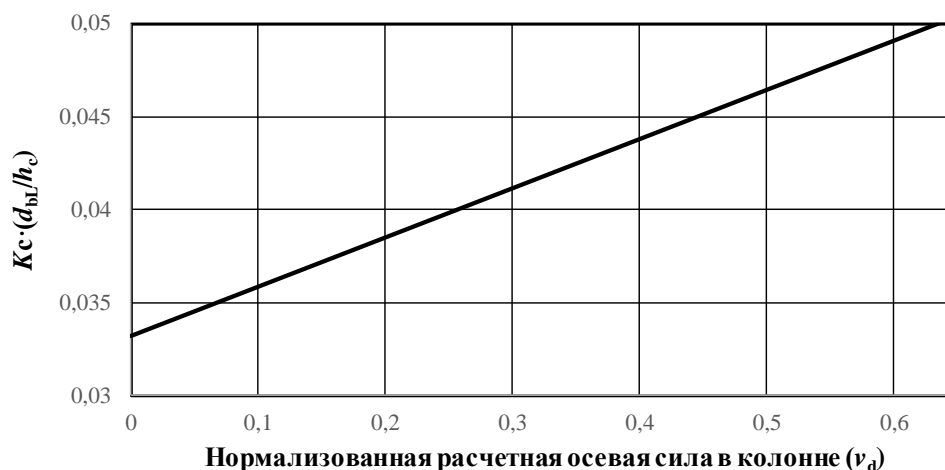


6.2-сурет – Арқалық-бағанның сыртқы қосылыстарындағы бойлық арматураны анкерлеуге арналған қосымша іс-шаралар

А – анкерлік тақта; В – бағанның арматура өзектерінің айналасындағы қамыттар



6.3-сурет – М иілгіштік класы бар рамалардағы арқалық-бағанның ішкі қосылыстары үшін салынған « $K_c(d_{bl}/h_c) - v_d$ » тәуелділіктері (C20/25 класының бетоны, $K_c=1,0$)



6.4-сурет – М иілгіштік класы бар рамалардағы арқалық-бағанның сыртқы қосылыстары үшін салынған « $K_c(d_{bl}/h_c) - v_a$ » тәуелділіктері (С20/25 класының бетоны, $K_c=1,0$)

6.3 Арматура өзектерін түйістіру

6.3.1 [5.6.3 (1)P] Конструктивтік жүйе элементтерінің сыни аймағы шегінде қабаттасуды дәнекерлеуде арматураның түйіспелері болмауы тиіс.

6.3.2 6.3.1 шектеулер дәнекерленген жіктерді қолдану көлденең арматураны қоса алғанда, барлық арматуралық бұйымдарға қолданылады.

Ескертпе – Көлденең арматуралық өзектерді дәнекерлеу болаттың жергілікті ұсақталуына әкелуі мүмкін.

6.3.3 Егер арматуралық бұйымдарды өндіруді немесе орнатуды жеңілдету үшін көлденең шыбықтарды дәнекерлеу қажет болса, онда оны тек осындай мақсаттар үшін қосылған өзектерде орындау керек. Көлденең арматуралық өзектерді дәнекерлеуге тыйым салу тұрақты және құзыретті бақылаудағы арнайы жабдықтың көмегімен дәнекерленетін өзектерге қолданылмайды.

6.3.4 [5.6.3 (2)P] Бағандар мен қабырғаларда механикалық қосылыстарды (муфталардағы қосылыстарды) қолдануға рұқсат етіледі, егер бұл қосылыстар таңдалған иілгіштік класына сәйкес келетін жағдайларда тиісті сынақтармен тексерілген болса.

6.3.5 [5.6.3 (3)P] Көлденең арматуралау ҚР ЕЖ EN 1992-1-1: 2004/2011 сәйкес айқындалған қабаттасу ұзындығы шегінде орындалуы тиіс. Бұдан басқа, төмендегі талаптар қанағаттандырылуы тиіс.

а) Егер анкерленген және үздіксіз өзектер көлденең арматураға параллель жазықтықта орналасса, онда көлденең арматураны есептеу кезінде барлық түйісетін өзектердің аудандарының қосындысы қолданылуы керек, ΣA_{sL} .

б) Егер анкерленген және үздіксіз өзектер жазықтықта, қалыпты көлденең арматурада орналасса, көлденең арматураның ауданы ең үлкен қосылатын бойлық өзектің қабаттасу ауданы негізінде есептеледі, A_{sL} ;

в) Қабаттасу аймағындағы көлденең арматураның s қадамы (мм) төмендегіден аспауы тиіс

$$s = \min\{h/4; 100\}, \quad (6.3)$$

мұнда h – бұл көлденең қиманың минималды мөлшері (миллиметрмен).

Бойлық өзектерді қабаттасуға қосу мысалы 6.5 суретте көрсетілген.

6.3.6 [5.6.3 (4)] A_{st} көлденең арматурасының талап етілетін ауданы қандай да бір жерде (ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 анықталғандай) немесе қабырғалардағы перифериялық элементтердің бойлық арматурасының қабаттасуы аймағында төмендегі формула бойынша есептелуі мүмкін:

$$A_{st} = s (d_{bL} / 50) (f_{yld} / f_{ywd}), \quad (6.4)$$

мұнда:

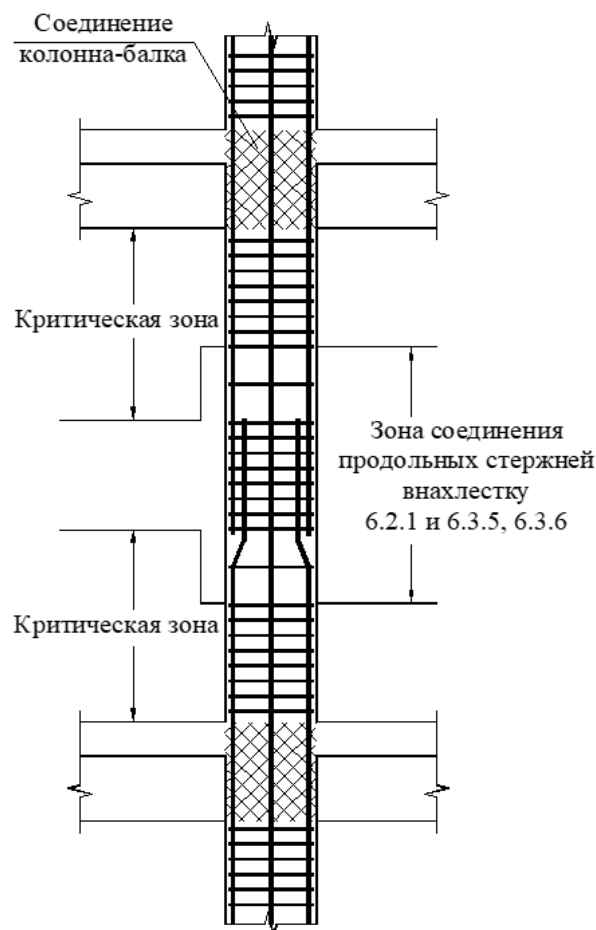
A_{st} – көлденең арматуралаудың бір тармағының ауданы;

d_{bL} – қосылатын өзектің диаметрі;

s – көлденең арматуралау қадамы;

f_{yld} – бойлық арматураның аққыштық шегінің есептік мәні;

f_{ywd} – көлденең арматураның аққыштық шегінің есептік мәні.



6.5-сурет – Бағандағы қабаттасқан өзектердің түйісу аймағын арматуралау мысалы

7 ІРГЕТАСТАРДЫҢ ТЕМІРБЕТОН ЭЛЕМЕНТТЕРІ

7.1 Қолдану саласы

7.1.1 Төмендегі ережелер іргетастардың монолитті темірбетон конструкцияларын, мысалы, іргетас тақталарын, арқалықтарды, ленталарды, қабырғаларды, қадалық ростверктер мен қадаларды, сондай-ақ осы элементтер арасындағы немесе олардың арасындағы және конструктивтік жүйелердің тік тірек темірбетон элементтерінің арасындағы қосылыстарды жобалау кезінде қолданылуы керек.

Іргетас конструкцияларының жобалық шешімдері ҚР ЕЖ EN 1998-5:2004/2012 [5.8.1 (1)P] сәйкес болуы тиіс.

7.1.2 Монолитті темірбетон іргетастардың конструкцияларын жобалауға рұқсат етіледі:

а) есептік сейсмикалық жағдайдағы ғимараттардың фундаменталды элементтерінің сызықтық-серпімді мінез-құлқын және олардың сейсмикалық тербелістердің энергиясын диссипациялау қабілетінің төмендігін болжауда;

б) іргетас конструкцияларында сейсмикалық тербелістердің энергиясын иілгіштік деформациялауға және диссипациялауға қабілеттіліктің болуын ескере отырып.

7.1.3 7.1.2 а) тармағы бойынша Іргетастардың конструкцияларын жобалауды DCL конструкцияларына жататын 3.2 кіші бөлімінің ережелерін сақтай отырып орындауға рұқсат етіледі. Бұл ретте іргетас элементтері үшін сейсмикалық әсерлердің есептік әсерлерін төмендегілер үшін анықтау қажет:

а) төмен диссипативті конструктивтік жүйелер үшін – төмен диссипативті конструктивтік жүйелер үшін қабылданатын q мәндерінің жоғарғы шегіне тең q тұру қалпы коэффициентінің мәнін (мысалы, темірбетон жүйелер үшін 1,5) және ҚР НТҚ-08-01.2-2021 құралының 7.2.6.3 тармағында келтірілген қағидаларды пайдалана отырып;

б) диссипативті мінез-құлқы бар конструктивтік жүйелер үшін – жобаланатын конструктивтік жүйенің конструктивтік типі мен пластикалылық сыныбына сәйкес келетін q тұру қалпы коэффициентінің мәнін, капаситивті жобалау әдісінің қағидаларын және ҚР НТҚ-08-01.2-2021 құралының 7.2.6.2 және 7.2.6.4-7.2.6.8 тармақтарында келтірілген қағидаларды пайдалана отырып [5.8.1(2)P].

7.1.4 ҚР ЕЖ EN 1998-1:2004/2012 жинағының 5.8.1(3) тармағына сәйкес іргетастардың бетон элементтерін сейсмикалық тербелістердің энергиясын диссипациялауды ескере отырып жобалауға жол беріледі. Бұл жағдайда іргетас элементтері:

– ғимараттың іргетастың жоғарғы жағынан жоғары орналасқан бөлігі үшін қабылданған q коэффициентін қолдана отырып жүргізілген есептеу нәтижелері бойынша анықталған сейсмикалық әсердің есептік әсерін қабылдауы;

– М иілгіштік класына жататын және жер үсті бөлігінің конструкцияларына қолданылатын өлшемдерді анықтау мен құрастырудың барлық арнайы ережелеріне сәйкес келуі тиіс.

Бұл ереже, атап айтқанда, анкерлік және іргетас арқалықтарға қатысты, олар үшін есептік көлденең күштерді осы НТҚ-ның 4.4-тарауына сәйкес капаситивті жобалау әдісінің ережелерін ескере отырып анықтау керек.

7.1.5 [5.8.1(5)] (а) жертөле үстіндегі аражабын деңгейінде қатты диафрагма ретінде әрекет ететін бетон тақтасын, (б) іргетас тақтасын немесе байланыстырушы арқалықтардың (тіреуіш арқалықтардың) ростверктерін немесе іргетас деңгейіндегі іргетас арқалықтарын, (в) осы бөлімшенің 7.1.4-тармағына сәйкес жобаланған шеткері және/немесе ішкі іргетас қабырғаларын, сондай-ақ осы бөлімнің 7.1.4-тармағына сәйкес жобаланған бағаналар мен арқалықтарды (жертөле аражабының құрамында орналасқандарды қоса) қамтитын диссипативті ғимараттардың қорап түріндегі жер асты бөліктері сейсмикалық есептік жағдайдағы серпімді, осы НТҚ-ның 3.2-тармағына сәйкес жобалануы мүмкін.

Ғимараттың жер асты бөліктерінің қабырғалары жертөле (жер асты қабаты) үстіндегі қабат тақтасы деңгейінде иілгіштік топсаның даму мүмкіндігін ескере отырып жобалануы керек. Осы мақсатта жертөле үстіндегі қабаттасудан жоғары жалғасатын көлденең қималары бар қабырғаларда сыни аймақтар жертөле үстіндегі қабаттасу деңгейінен h_{cr} тереңдігіне дейін ұзартылуы тиіс (5.8.2.1 қараңыз). Сонымен қатар, жертөле қабырғалары барлық бос биіктіктерде жертөле үстіндегі қабаттасу деңгейіндегі қабырғалардың иілу күші $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ (ДСМ үшін $\gamma_{Rd}=1,1$), ал іргетас деңгейінде сәттердің нөлдік мәні бар деген шартқа сәйкес келетін ығысу күштеріне есептелуі керек.

7.2 Анкерлік арқалықтар және іргетас арқалықтары

7.2.1 5.8.2 (1)P] Іргетастың үстіңгі жағы мен анкерлік арқалықтардың төменгі беті арасында немесе қадалық ростверктің үсті мен іргетас тақталарының түбі арасында қысқа бағандарды пайдаланудан аулақ болу керек.

7.2.2 [5.8.2 (2)] Тексеру кезінде 5.4.1.2(6) және 5.4.1.2(7) ҚР ЕЖ EN 1998-5:2004/2013 сәйкес анкерлік арқалықтардағы немесе іргетас тақталарының қосылу аймақтарындағы осьтік күштер екінші текті әсерлерді ескере отырып, сейсмикалық есептік жағдай үшін ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 7.2.6.2 немесе 7.2.6.3 тармақтарына сәйкес алынған әсер ету салдарымен бірге әрекет ететінін ескеру қажет.

7.2.3 [5.8.2 (3)] Анкерлік және іргетастық арқалықтардың көлденең қимасының ені $b_{w,min}$ кем емес және көлденең қимасының биіктігі $h_{w,min}$ кем емес болуы тиіс.

$b_{w,min}$ және $h_{w,min}$ ұйғарылатын мәндерді: биіктігі үш қабатқа дейінгі (жертөле қабаттарын есепке алмағанда) ғимараттар үшін $b_{w,min} \geq 0,25$ м және $h_{w,min} \geq 0,4$ м; биіктігі үш қабаттан асатын (жертөле қабаттарын есепке алмағанда) ғимараттар үшін $h_{w,min} \geq 0,5$ м қабылдаған жөн.

7.2.4 ҚР ЕЖ EN 1998-5:2004/2013 жинағының 5.4.1.2(2) тармағына сәйкес жекелеген тіректерді көлденең біріктіру үшін немесе қадалық ростверктер ретінде арналған іргетас тақталарының қалыңдығы t_{min} кем болмауы және жоғарғы және төменгі қабаттардағы арматуралау коэффициенті $\rho_{s,min}$ кем болмауы тиіс [5.8.2(4)].

t_{min} және $\rho_{s,min}$ мәндерін: $t_{min} \geq 0,2$ м және $\rho_{s,min} = 0,2$ % қабылдаған жөн.

7.2.5 [5.8.2 (5)] Анкерлік және іргетас арқалықтарының бүкіл ұзындығы бойында бойлық арматураның коэффициенті жоғарғы және төменгі қабаттарда $\rho_{b,min}$ кем болмауы керек. $\rho_{b,min}$ мәнін: $\rho_{b,min} = 0,4$ % қабылдау керек.

7.3 Тік элементтерді іргетас арқалықтарымен немесе қабырғаларымен қосу

7.3.1 [5.8.3(1)P] Тік тірек элементі бар іргетас арқалығының немесе іргетас қабырғасының жалпы (түйісетін) ауданы арқалық-баған қосылу аймағы ретінде 4.6 ережелеріне сәйкес келуі керек.

7.3.2 [5.8.3(4)] М иілгіштік класындағы ғимараттарда іргетас арқалықтарының немесе іргетас қабырғаларының тік элементтері бар қосылыстары 4.6 ережелеріне сәйкес келуі мүмкін.

7.3.3 [5.8.3(5)] Тік элементтердің бойлық өзектерінің астындағы біліктер немесе ілгектер байланыс аймағында қысуды тудыратындай етіп бағытталуы керек.

7.4 Монолитті бетон қадалар мен қадалық ростверктер

7.4.1 [5.8.4(1)P] Қаданың жоғарғы жағы қаданың төменгі бетіне қаданың көлденең қимасынан екі есе қашықтықта, d , сондай-ақ айтарлықтай әр түрлі ығысу қаттылығы бар топырақтың екі қабаты арасындағы бөлімнің әр жағынан $2d$ дейінгі аймақ (ығысу модульдерінің мәндерінің қатынасы 6-дан үлкен) иілгіштік топсаның ықтимал аймақтары ретінде жобалануы керек. Осы мақсатта М иілгіштік класындағы бағандардың сыни аймақтарына арналған ережелерді сақтай отырып, қадалар көлденең және жанама арматурамен жабдықталуы керек.

7.4.2 [5.8.4(2)P] Егер 7.1.4-тармақта көрсетілген талап диссипативті конструктивтік жүйелердің қадаларын жобалау үшін қолданылса, қадалар қадалардың басында иілгіштік топсалардың пайда болуы мүмкін екенін ескере отырып есептелуі және жобалануы керек. Осы мақсатта осы бөлімнің 7.4.1-ге сәйкес қаданың бас жағында талап етілетін көлденең және жанама арматура қосылған аймақтың ұзындығы 50%-ға артады. Сонымен қатар, қаданың ығысуға шекті жағдайын тексеру кезінде ҚР НТҚ-08-01.2-2021 құралының 7.2.6.4 – 7.2.6.8-тармақтарына сәйкес анықталған күшке тең есептік көлденең күш қолданылуы тиіс.

7.4.3 [5.8.4(3)] Созылу күштеріне қарсы тұратын немесе бастиектің айналуына қарсы бекітілген қадалар, топырақтағы қадалардың есептік көтерілуінің дамуына немесе созылу беріктігінің есептік шегіне қарсы тұру үшін, қандай мән аз болуына байланысты, қадалық ростверкте анкерлеу болуы керек. Егер қадалық ростверкке салынған осындай қадалардың бір бөлігі қадалық ростверкті жасамас бұрын орнында бетондалса, онда олардың өзара әрекеттесу бетінде кілтектер қамтамасыз етілуі керек.

8 ТАС ҚАЛАУЫНА НЕМЕСЕ БЕТОН ТОЛТЫРҒЫШТАРЫНА БАЙЛАНЫСТЫ ЖЕРГІЛІКТІ ӘСЕРЛЕР

8.1 [5.9(1)] Рамалық қаңқалардың төменгі қабаттарындағы қабырғалық толтырулар ерекше осал болғандықтан және сейсмикалық әсер ету кезінде олардың зақымдануы жоспардағы және биіктіктегі ғимараттардың тұрақсыздығының себептері болуы мүмкін болғандықтан, толтырулармен өзара әрекеттесетін осы қабаттар бағандары үшін тиісті конструктивтік шаралар қарастырылуы керек. Егер неғұрлым нақты әдіс қолданылмаса, онда толтырумен өзара әрекеттесетін төменгі қабаттың бағандарындағы сыни аймақтардың ұзындығын бағандардың толық ұзындығына тең етіп қабылдау керек және тиісті түрде шектеу керек (қамыттармен күшейту).

8.2 [5.9(2)] Егер қабаттардың кез-келгеніндегі қабырғалық толтырудың биіктігі көршілес бағандардың биіктігінен таза болса, онда төмендегі шаралар қабылдануы керек.

а) Бағандардың толық ұзындығы (қабаттың таза биіктігіне тең) сыни аймақ болып саналуы тиіс және сыни аймақтар үшін талап етілетін мөлшерде және схема бойынша қамыттармен нығайтылуы тиіс;

б) Бұл бағандар олардың бос ұзындығын азайту салдарынан тиісті түрде қорғалуы тиіс. Қолданыстағы көлденең күштердің мәндерін 4.5.2 тармаққа сәйкес анықтау керек. Бұл ретте бағанның таза ұзындығын, l_{cl} , толтырулармен жанаспайтын баған учаскесінің ұзындығына тең деп қабылдау керек, ал бағанның қимасындағы $M_{i,d}$ сәтін қабырғалық толтырудың жоғарғы деңгейіндегі $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ тең деп қабылдау керек, мұндағы $\gamma_{Rd} = 1,1$ DCM үшін, ал $M_{Rc,i}$ – баған қарсылығы сәтінің есептік мәні;

в) осы көлденең күштерге қарсы әрекет ететін көлденең арматуралау толтырулармен жанаспайтын бағанның бүкіл ұзындығы бойынша орналастырылуы және оның ұзындығы бойымен толтырулармен жанасатын бағанның бөлігіне h_c (толтыру жазықтығындағы бағанның көлденең қимасының мөлшері) қашықтығына ұзартылуы тиіс;

г) егер толтырумен жанаспайтын бағанның ұзындығы $1,5h_c$ кем болса, онда көлденең күштерге диагональды арматура қарсы тұруы керек.

8.3 [5.9(3)] Егер тастан жасалған толтырғыштар оларға іргелес бағандардың бүкіл биіктігіне таралса, бірақ бағандардың тек бір жағында болса, онда бағанның толық ұзындығын сыни аймақ ретінде қарастырып, қамыттармен сыни аймақтар үшін қажетті мөлшерде және схемаға сәйкес күшейту керек.

8.4 [5.9(4)] Толтырудан диагональды кергіш күштер қолданылатын l_c ұзындығы бағаналар төмендегі екі көлденең күштің ең аз әрекеті кезінде ығысуға тексерілуі тиіс:

а) қалаудың ерітінді жіктерінің ығысу беріктігінің негізінде анықталған толтыру панелінің ығысуындағы көлденең беріктікке тең деп есептелетін толтырудан диагональды кергіш күштің көлденең құраушысы; немесе

б) 4.3.2-ге сәйкес анықталған көлденең күш, бағанның иілу кезіндегі тірек күші резерві, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, l_c түйісу ұзындығының екі ұшында пайда болады; түйісу ұзындығын толтырудың диагональды тірегінің толық тік еніне тең қабылдау керек. Егер осы енін дәлірек есептеу жүргізілсе (толтыру мен бағанның серпімді қасиеттері мен геометриясын ескере отырып), онда тіректің енін панельдің диагональ ұзындығының бекітілген бөлігіне тең қабылдауға болады.

9 ТЕМІРБЕТОН ДИАФРАГМАЛАРҒА (АРАЖАБЫН ТАҚТАЛАРЫ МЕН ЖАБЫНДАРҒА) АРНАЛҒАН ЕРЕЖЕЛЕР

9.1 Қабатаралық аражабындар мен жабындардың тік тірек конструкцияларға көлденең инерциялық күштерді беретін және тік тірек конструкциялардың көлденең сейсмикалық әсерлерге бірлескен қарсылығын қамтамасыз ететін көлденең диафрагмалар функцияларын орындау қабілетін ҚР НТҚ 08-01.2-2021 ережелеріне сәйкес тексеру керек.

9.2 Қаңқалық конструктивтік жүйелерді тұжырымдамалық жобалау кезеңінде қаттылық диафрагмасы ретінде мыналарды қарастыруға болады:

а) қалыңдығы 70 мм кем емес, екі көлденең бағытта арматурасы бар, ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 қағидаларында көзделгеннен кем емес тұтас бетон тақталар;

б) аражабынның немесе жабынның құрама тақтасының жоғарғы жағында орындалған монолитті тақталар, егер олар:

- а) тармағындағы шарттарға сәйкес келсе;
- тиісті қаттылықты ескере отырып есептелген болса;
- таза бұдырлы бетке жасалған немесе оған ығысу байланыстарымен қосылған болса.

9.3 Монолитті темірбетон диафрагмаларын жобалау төмендегі факторларды ескере отырып, олардың өз жазықтығындағы қаттылығын және шекті жағдайын тексеруді қамтуы тиіс:

- жүйелі емес геометрия және/немесе кіретін кертпелер немесе шығыңқы жерлер;
- жүйелі емес және/немесе жүйелі орналасқан ойықтар мен үлкен саңылаулар;
- массалардың және/немесе қаттылықтардың таралуының жүйесіздігі (мысалы, шығыңқы немесе ығысу жағдайында);

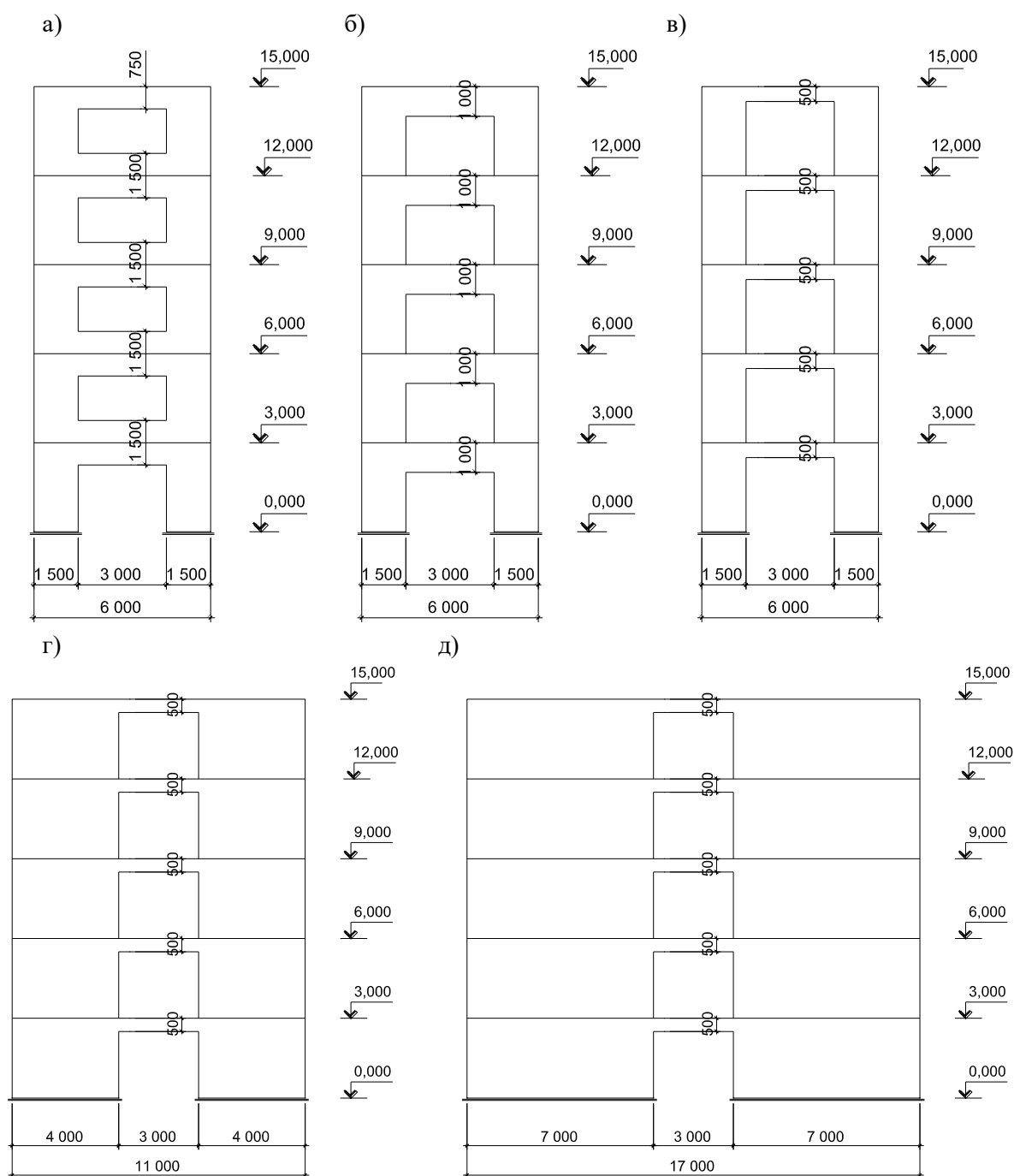
9.4 [5.10(5)] Әсер ету салдарының есептік мәндері ҚР НТҚ 08-02-2012 құралының 7.2.5.4 тармағын есепке ала отырып анықталуы тиіс.

9.5 [5.10(6)] Монолитті темірбетон диафрагмаларының есептік қарсылығы ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес анықталуы тиіс.

А қосымшасы*(ақпараттық)***Қабырғаларды байланысқан және байланыспаған деп жіктеудің мысалдары**

Берілгені: конструктивтік ерекшеліктері мен геометриялық өлшемдері А1-суретте берілген, қалыңдығы 30 см монолиттік темірбетон қабырғалар.

Талап етіледі: қабырғаларды үшін осы Құралдың 1.5 тармақшасында берілген анықтамаларға сай байланыстырылған және байланыстырылмаған қабырғалар жіктеу.

**А.1-сурет – Монолиттік темірбетон қабырғалардың типтері**

Алға қойылған тапсырманы шешу үшін:

– бірге жұмыс істейтін қабырғалар ΣM_{cw} (байланыстыратын арқалық-маңдайшалармен біріктірілген) негіздеріндегі базалық сәттердің жиынтықтары және бөлек жұмыс істейтін ΣM_{ucw} (байланыстыратын арқалықтардың жоқтығын болжауда алынған) негіздеріндегі базалық сәттердің жиынтықтары салыстырылды;

ЕСКЕРТПЕ - Толығырақ «байланыстыратын қабырғалар» түсінігінің анықтамасына берілген ескертпеден қарауға болады.

– қабырғаларды есептеу соңғы элементтердің әдісін жүзеге асырушы «STARK EC» бағдарламасының көмегімен орындалды;

– барлық қабырғаларға олардың үстінің деңгейінде 100 кН шамасындағы шартты көлденең жүктемелер салынды;

– сәттердің шамалары қабырға негіздерінде есептелінген реакцияларға сәйкес анықталды.

Есептеуден алынған нәтижелер А.1-кестеде берілген.

А.1-кесте – Геометриялық өлшемдері мен конструктивтік ерекшеліктеріне байланысты қабырғаларды жіктеу

Қабырға типі (Суреттің нөмірі)	ΣM_{ucw} (кНм)	ΣM_{cw} (кНм)	$\frac{\Sigma M_{ucw} - \Sigma M_{cw}}{\Sigma M_{ucw}} \cdot 100\%$	Қабырғаның типі
А.1 а)	15000	2120	85,9% (>25%)	байланыстырылған қабырға
А.1 б)	15000	2250	85,0% (>25%)	байланыстырылған қабырға
А.1 в)	15000	4620	69,2% (>25%)	байланыстырылған қабырға
А.1 г)	15000	9230	38,5% (>25%)	байланыстырылған қабырға
А.1 д)	15000	11690	22,0% (<25%)	байланыстырылмаған қабырғалар
<p>ЕСКЕРТПЕ</p> <p>ΣM_{cw} – бірлесіп жұмыс істейтін қабырғалардың (байланыстыратын арқалықтармен біріктірілген) негізіндегі базалық сәттердің жиынтығы;</p> <p>ΣM_{ucw} – бөлек жұмыс істейтін қабырғалардың негізіндегі базалық сәттердің қосындысы.</p>				

Б қосымшасы

(анықтамалық)

Темірбетон арқалықтардың, бағаналар мен қабырғалардың конструктивтік шешімдеріне қойылатын талаптар

Б.1-кесте – Арқалықтардың конструктивтік шешімдеріне қойылатын талаптар

Көрсеткіштер		М иілгіштік класы (DCM)	НТҚ тармағының нөмірі
Материалдарға қойылатын талаптар			
Бетон класы	Ғимараттардың биіктігі бес қабатқа дейін қоса алғанда: $\geq C$ 16/20;		4.2.1
	Ғимараттардың биіктігі бес қабаттан жоғары болғанда: $\geq C$ 20/25		
Бойлық арматура	Мерзімді		4.2.2
	В және С кластары		4.2.3
Көлденең арматура (қамыттар мен түйреуіштер)	Мерзімді және тегіс		4.2.2
	В және С кластары		4.2.3
Сыни аймақтардың геометриялық өлшемдері мен ұзындығына қойылатын талаптар			
Баған осіне қатысты сәуле осінің эксцентриситеті		$b_c/4$ артық емес	4.4.1.5
Арқалық ені b_w		$b_w \leq \min\{ b_c + h_w; 2b_c \}$	4.4.1.6
Арқалық бағанының қосылымындағы l_{cr} сыни аймақтың ұзындығы		$l_{cr} = h_w$, бірақ арқалықтың 1/4 аралығынан артық емес	4.4.4.2.1
Бойлық арматураға және оның орналасуына қойылатын талаптар			
Сыни аймақ шегінде	Арқалық сөрелеріндегі қысылған аймақтағы бойлық арматураның ауданы	Арқалықтың қысылған аймағында оның сөрелерінде арқалықтың сыни шекті жай-күйін тексеру нәтижелері бойынша қажетті қысуға жұмыс істейтін кез келген арматураға	4.4.4.2.4 а)

		қосымша созылған аймақта қабылданған арматура ауданының кемінде жартысы қосымша орналасуы тиіс	
	Арматуралау коэффициенті ρ арқалықтың сөрелеріндегі созылған аймақта ρ_{\max} мәнінен аспауы керек	$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{\text{sy},d}} \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}}$	4.4.4.2.4 б)
	Арқалықтың жоғарғы аймағының бүкіл ұзындығы бойымен ρ арматуралау коэффициенті ρ_{\min} мәнінен кем болмауы керек	$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \right)$	4.4.4.2.6
	Арқалық-баған ішкі қосылымдарында арматураның анкеровкасын қамтамасыз ету үшін	$\frac{d_{\text{bL}}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yd}}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}$	6.2.2.2 а)
	Арқалық-баған сыртқы қосылымдарында арматураның анкеровкасын қамтамасыз ету үшін	$\frac{d_{\text{bL}}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{\text{ctm}}}{\gamma_{\text{Rd}} \cdot f_{\text{yd}}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d)$	6.2.2.2 б)
Көлденең арматураға және оның орналасуына қойылатын талаптар			
Сыни аймақтан тыс	Қамыттардың бір қатарындағы қамыттардың тармақтары арасындағы көлденең қашықтық $s_{\text{t,max}}$ мәндерінен аспауы тиіс.	$s_{\text{t,max}} = 0,75d \leq 600 \text{ мм},$ мұндағы d – арқалықтың тиімді биіктігі	9.2.2(8) ҚР ЕЖ EN 1992-1-1
Сыни аймақта	Көлденең арматуралау коэффициенті ρ_w мәні $\rho_{w,\min}$ кем болмауы тиіс	$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{\text{ck}}}}{f_{\text{yk}}}$	9.2.2(5) ҚР ЕЖ EN 1992-1-1
	Қамыттар диаметрі d_{bw}	$d_{\text{bw}} \geq 6 \text{ мм}$	4.4.4.2.7 а)
	Қамыттар аралығы s	$s = \min\{h_w/4; 24d_{\text{bw}}; 225; 8d_{\text{bL}}\}$	4.4.4.2.7 б)
	Бірінші қамыттың орналасуы	арқалықтың соңғы қимасынан 50 мм	4.4.4.2.7 в)

Б.2-кесте – Бағандардың конструктивті шешімдеріне қойылатын талаптар

Көрсеткіштер	М илгіштік класы (DCM)	НТҚ тармағының нөмірі
Материалдарға қойылатын талаптар		
Бетонның класы	ғимараттардың биіктігі бес қабатқа дейін қоса алғанда – $\geq C 16/20$;	4.2.1
	ғимараттардың биіктігі бес қабаттан жоғары болған кезде – $\geq C 20/25$	
Бойлық арматура	Мерзімді	4.2.2
	В және С кластары	4.2.3
Көлденең арматура (қамыттар мен түйреуіштер)	Мерзімді және тегіс	4.2.2
	В және С кластары	4.2.3
Бағандардың көлденең қималарының өлшемдеріне және сыни аймақтардың ұзындығына қойылатын талаптар		
Бағандардың көлденең қимасының өлшемдері кемінде болуы тиіс	$h_v/10$, егер $\theta > 0,1$	4.5.1.1 а)
	250 мм	4.5.1.1 б)
Бағанның сыни аймақтарының ұзындығы	$l_{cr} = \max \{ 1,5h_c; l_{cl}/6; 0,45 \text{ м} \}$	4.5.3.2.4
	$l_{cr} = l_{cl}$, егер $l_c/h_c < 3$	4.5.3.2.5 а)
Бойлық арматураға және оның орналасуына қойылатын талаптар		
Бойлық арматураның ең аз диаметрі	12 мм	4.5.3.2.1
Бағанның әрбір жағынан сыни аймақтардағы бойлық өзектердің саны	≥ 3	4.5.3.2.2
Қысқыштармен немесе түйреуіштермен бекітілген арматураның көршілес бойлық өзектері арасындағы қашықтық	$\leq 200 \text{ мм}$	4.5.3.2.13 б)
Жалпы бойлық арматуралау коэффициенті	$\rho_{\min} \geq 0,01 (1\%)$	4.5.3.2.1
	$\rho_{\max} \leq 0,04 (4\%)$	

Бағанның іргетаспен қосылымындағы бойлық арматуралау саны		Есептеу нәтижелері бойынша, бірақ сол қабаттың жоғарғы деңгейінде қарастырылғаннан кем емес	4.5.3.2.15
Көлденең арматураға және оның орналасуына қойылатын талаптар			
Сыни аймақтың шегінде	Ең аз диаметрі	$d_{bw} \geq 0,33 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{yDL}/f_{ydw}} \geq 6 \text{ мм}$	4.5.3.2.12
	Бағанның биіктігі бойынша көлденең арматура арасындағы максималды қашықтық	$s = \min \{b_o/2; 150; 8d_{bL}\},$	4.5.3.2.13 а)
	$\alpha \omega_{wd}$	$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$	4.5.3.2.9
	Бастапқы бағандардың негіздеріндегі ω_{wd} минималды мәні	0,08	4.5.3.2.10
Сыни аймақтардан тыс	Көлденең арматураның ең аз диаметрі	Бойлық арматураның қосылу аймағынан тыс: $\geq 6 \text{ мм}; \geq d_{bL}/4$	9.5.3(1) СП РК EN 1992-1-1
		Қаусырылған бойлық арматура қосылыстарының ұзындығы шегінде: $d_{bw} = 1,13 \sqrt{s(d_{bL}/50)(f_{yld}/f_{ywd})}$	6.3.6
	Бағанның биіктігі бойынша көлденең арматура арасындағы ең көп қашықтық	Бойлық арматураның қосылу аймағынан тыс: $20d_{bL}; \min(h_c, b_c); 400 \text{ мм}$	9.5.3(3) СП РК EN 1992-1-1
		Қаусырылған бойлық арматура қосылыстарының ұзындығы шегінде: $s = \min \{h/4; 100 \text{ мм}\}$	6.3.5 в)

Б.3-кесте – Тар иілу қабырғаларының конструктивтік шешімдеріне қойылатын талаптар

Көрсеткіштер		М иілгіштік класы (DCM)	НТҚ тармағының нөмірі
Материалдарға қойылатын талаптар			
Бетон класы	ғимараттардың биіктігі бес қабатқа дейін қоса алғанда – $\geq C 16/20$;		5.2.1
	ғимараттардың биіктігі бес қабаттан жоғары болған кезде – $\geq C 20/25$		
Бойлық арматура	Мерзімді		5.2.2
	В және С кластары		5.2.3
Көлденең арматура (қамыттар мен түйреуіштер)	Мерзімді және тегіс		5.2.2
	В және С кластары		5.2.3
Қабырғалардың минималды қалыңдығына және А сыни аймағының биіктігіне қойылатын талаптар			
Қабырғалардың минималды қалыңдығы	Өз жазықтығында тек көлденең және тік арматурасы бар маңдайшамен және маңдайшасыз: $b_{wo} \geq \max \{150 \text{ мм}; h_s/20\}$		5.3.1 а)
	Өз жазықтығында диагональды арматурасы бар (оның ішінде көлденең және тік арматурамен қатар) маңдайшамен: $b_{wo} \geq \max \{250 \text{ мм}; h_s/20\}$		5.3.1 б)
Қабырғаның негізінен жоғары А сыни аймағының биіктігі	$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6],$ бірақ $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ 2 \cdot h_s & \text{для } n \geq 7 \text{ этажей} \end{cases}$		5.7.2.1
Қабырғалардың шеткі учаскелеріне қойылатын талаптар			
А сыни аймағының шегінде	Шектеулі шеткі элементтің минималды ұзындығы	$\varepsilon_{cu2} \geq 0,0035$ болғандағы ұзындығы, бірақ $0,15l_w$ немесе $1,5b_w$ кем емес	5.7.2.6; 5.6.2.7
		$b_w \geq 200 \text{ мм};$ оған қоса, егер $l_c \leq \max(2b_w; l_w/5)$, онда $b_w \geq h_s/15$	5.7.2.11

	Фланец қабырғалары болмаған кезде шектеулі шеткі элементтің қалыңдығы	$b_w \geq 200$ мм; оған қоса, егер $l_c > \max(2b_w; l_w/5)$, онда $b_w \geq h_s/10$	
А сыни аймағының және В аймағының шегінде	Перифериялық элементтерді бойлық арматуралау коэффициенті	$\rho_{\min} \geq 0,005$ (0,5%)	5.7.2.12
		$\rho_{\max} \leq 0,04$ (4%)	5.7.3.4
	Қысқыштармен немесе түйреуіштермен бекітілген арматураның көршілес бойлық өзектері арасындағы қашықтық	≤ 200 мм	5.7.2.13 г)
	Бойлық арматураның ең аз диаметрі	А аймағында – 12 мм	5.7.2.12
		В аймағында – 10 мм	5.7.3.4
	Көлемді көлденең арматуралау коэффициенті ω_{wd}	$\omega_{wd} \geq 0,08$	5.7.2.13 а) 5.7.3.4
	Көлденең арматураның ең аз диаметрі	≥ 6 мм	5.7.2.13 б)
		$d_{bw} \geq 0,33 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$	
	А сыни аймағының шегінде биіктігі бойынша көлденең арматура арасындағы ең үлкен қашықтық	$s = \min \{b_o/2; 150; 8d_{bL}\},$	5.7.2.13 в)
	В аймағы шегінде биіктігі бойынша көлденең арматура арасындағы ең үлкен қашықтық	$s = \min \{b_o; 250; 16d_{bL}\},$	5.7.3.4
		шеткі элементтерді бойлық арматуралау коэффициенті 0,03-тен артық болған кезде – 125 мм артық емес және $8d_{bL,min}$ артық емес (мұндағы $d_{bL,min}$ – қысылған бойлық өзектердің ең аз диаметрі)	5.7.3.6
	Тікбұрышты көлденең қимасы бар қабырғалар үшін $\alpha\omega_{wd}$ мәні	$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_m) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$	5.7.2.4
	Арматураның көршілес бекітілген бойлық өзектері арасындағы қашықтық	≤ 200 мм	4.4.4.2(14)

В аймағынд а	А сыни аймағынан жоғары орналасқан бір қабат қабырғаларының шеткі элементтерін шектеуші арматуралау	Есептеулер нәтижелері бойынша, бірақ сыни аймақта қабылданғанның жартысынан кем емес	5.7.3.3
	Сыни аймақтан жоғары орналасқан қабырғалардың шеткі элементтерінің биіктігі бойынша көлденең арматура арасындағы ең үлкен қашықтық	Аражабын тақтасынан жоғары немесе төмен қабырға қалыңдығына немесе 300 мм-ге тең (қайсысы көбірек) биіктікке – 150 мм артық емес	5.7.3.5
		шеткі элементтерді бойлық арматуралау коэффициенті 0,03-тен артық болған кезде – 150 мм немесе $8d_{bL,min}$ артық емес (қайсысы кем)	5.7.3.6
Қабырғалардың далалық учаскелеріне қойылатын талаптар			
Қабырғалардың далалық учаскелерін минималды арматуралау		тік арматура ауданынан кемінде $\rho_{h,min}=0,001$ және кемінде 25 %; $\rho_{v,min}=0,002$	5.7.2.14
Тік және көлденең өзектердің диаметрі		≥ 8 мм және $\leq b_{wo}/8$	5.7.2.15
Тік өзектер арасындағы қашықтық		$s_v \leq \min(3b_{wo}; 400 \text{ мм})$	[9.6.2(3) СП РК EN 1992-1-1]
Көлденең өзектер арасындағы қашықтық		$s_h \leq \min(3b_{wo}; 400 \text{ мм})$	[9.6.2(3) СП РК EN 1992-1-1]

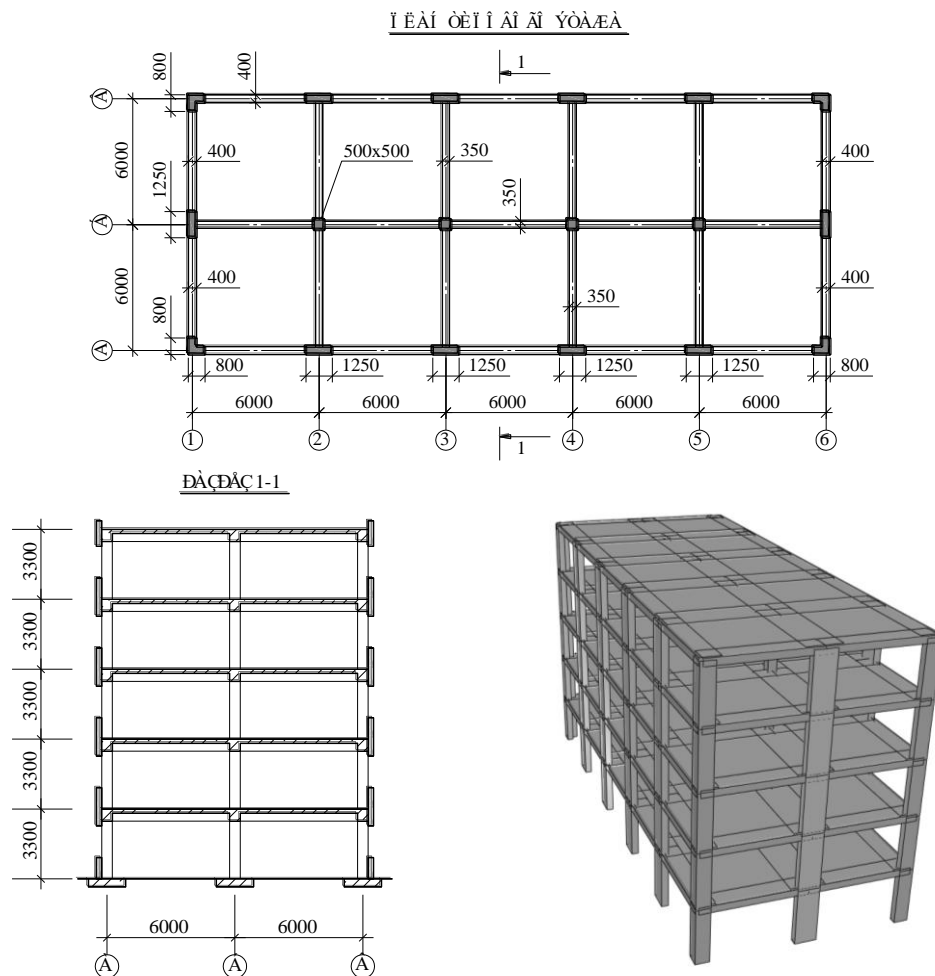
В қосымшасы

(ақпараттық)

**Сейсмикалық әсерлерге арналған бес қабатты қаңқалы ғимаратты есептеу мысалы
(қажетті арматуралауды анықтау)****Бастапқы деректер**

Мақсаты бойынша қарастырылып отырған ғимарат қоғамдық ғимараттар санатына жатады.

Ғимараттың схемалық жоспары, кескіні және қаңқасының жалпы көрінісі В.1-суретте көрсетілген.

**В.1-сурет – Ғимараттың схемалық жоспары, кескіні және қаңқасының жалпы көрінісі**

Ғимараттың жауапкершілік класы – II (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 5.1-кестесін қараңыз).

Қарастырылып отырған ғимарат жоспарда тікбұрышты пішінге ие. Шеткі осьтердегі жалпы өлшемдер 30 м × 12 м (баған аралығы 6 м). Барлық қабаттардың биіктігі 3,3 м.

Ғимараттың конструктивтік жүйесі – рамалық қаңқа.

Бағандар – монолитті темірбетон:

- Б ішкі бойлық осі бойынша – өлшемі 500х500 мм тікбұрышты көлденең қима;
- ғимараттың периметрі бойынша (бұрыштық бағандардан басқа) – өлшемі 1250х400 мм тікбұрышты көлденең қима;
- бұрыштық – ұзындығы 800 мм және қалыңдығы 400 мм болатын жақтары бар L-тәрізді көлденең қима.

Ригельдер – монолитті темірбетон:

ҚР НТҚ 08-01.3-2021

- ішкі осьтер бойынша – өлшемі 350x400(h) мм тік бұрышты көлденең қима;
- ғимараттың периметрі бойынша – өлшемі 400x400(h) мм тікбұрышты көлденең қима;

Аражабын және жабын – қалыңдығы 180 мм монолитті темірбетон.

Арақабырғалар – жеңіл тиімді материалдардан жасалған рамалық құрылым.

Сыртқы қабырға қоршаулары – шыныпакеттермен толтырылған алюминий профильдерден жасалған витраждар.

Ғимараттың төбесі – біріктірілген, орам материалдарынан жасалған.

Жобаланған ғимараттың конструктивтік жүйесі DCM класына сәйкес келетін иілгіштік деформациясына және гистерезис энергиясын тарату қабілетіне ие болуы керек.

Тірек конструкциялардың материалы:

- С25/30 класты ауыр бетон;
- С класты болаттан жасалған мерзімді профильдегі арматура С (S500, $f_{tk}=500$ МПа).

Тұрақты және қолданылатын жүктемелердің мәндері В.1-кестеде келтірілген.

В.1-кесте – Жүктемелер ведомосі

Ғимарат элементтері	Үлес салмағы γ , кН/м ³	Материалдың қалыңдығы t , м	G, кН/м ²	Нормативтік құжаттарға сілтемелер
Тұрақты жүктемелер				
Жабынға:				
– цемент-құм ерітіндісі	19,0	0,05	0,95	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, А-қос., А1-кес.
– жылу оқшаулау	1,0	0,05	0,05	
– орамдық шатыр материалдары	6,0	0,006	0,036	
– қоршау конструкциялары (витраждар)	–	–	0,693 кН/м.п.	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, А-қос., А4-А.5-кес.
– темірбетон жабын тақтасы	25	–	–	
ЖИЫНТЫҒЫ (тақталар мен қоршау конструкцияларын есепке алмағанда)			1,036	
Аражабындарға				
– ішкі арақабырғалар	–	–	1,2	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, 6.3.1.2(8)-т., арақабырғалардың өз салмағы $\leq 3,0$ кН/м болғанда
– цемент-құм ерітіндісі (тұтастырғы)	19,0	0,05	0,95	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, А-қос., А1-кес.
– аспалы төбелер	0,25	0,05	0,0125	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, 6.3.4.2-т. (8-b)
– едендер (ламинат)	4,5	0,01	0,045	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, А-қос., А3-кес.
– қоршау конструкциялары (витраждар)	–	–	1,386 кН/м.п.	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, А-қос., А4-кес.

–темірбетон аражабын тақтасы	25	–	–	
ЖИЫНТЫҒЫ (тақталар мен қоршау конструкцияларын есепке алмағанда)			2,208	

В.1-кесте – Жүктемелер ведомосі (жалғасы)

Ғимарат элементтері	Үлес салмағы γ , кН/м ³	Материалдың қалыңдығы t , м	G, кН/м ²	Нормативтік құжаттарға сілтемелер
Қолданылатын жүктеме айнымалылары Q				
– пайдаланылатын үй-жайлардың қабатаралық аражабындарына	–	–	2,0	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, 6.3.1.2-т., 6.2-кес.
– аражабынға пайдаланылатын	–	–	1,0	ҚР ЕЖ EN 1991-1-1:2002/2011, 6.3.4.1(1)-т., 6.9-кес. және 6.3.4.2-т., 1-ескертпе.
– жабынға қар жүктемесімен	–	–	1,7	ҚР ЕЖ EN 1991-1-3:2003/2011

Құрылыс алаңының сейсмикалық қауіптілігі және топырақ жағдайлары

Ғимараттың құрылыс алаңы орналасқан аймақ үшін қабылданды:

- ЖСА-1₄₇₅ картасы бойынша $a_{gR(475)}$ шындық үдеу мәні – 0,45g;
- ЖСА-1₂₄₇₅ картасы бойынша $a_{gR(2475)}$ шындық үдеу мәні – 0,60g;
- ЖСА-2₄₇₅ картасы бойынша аймақтың сейсмикалығы – 9 балл;
- ЖСА-2₂₄₇₅ картасы бойынша аймақтың сейсмикалығы – 9 балл.

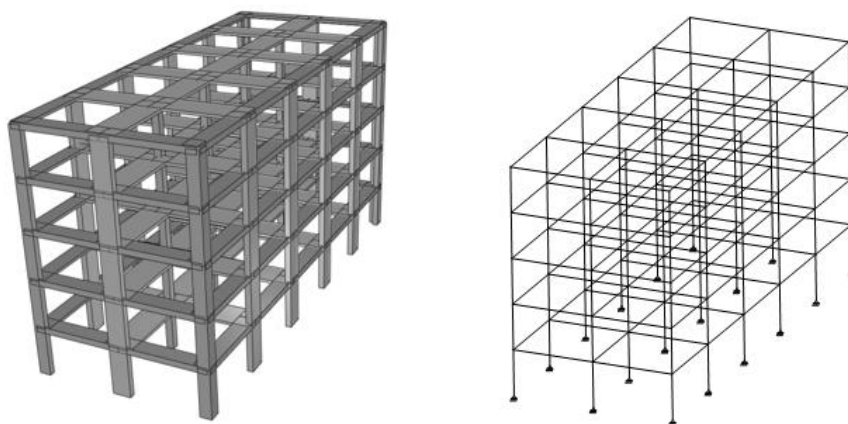
Инженерлік-геологиялық іздестірулер нәтижелерінің негізінде белгіленген сейсмикалық қасиеттері бойынша құрылыс алаңының топырақ жағдайлары II типке сәйкес келеді (ҚР НТҚ 08-01.1-2017 құралының 3.1-кестесін қараңыз). Құрылыс алаңының сейсмикалығы инженерлік-геологиялық іздестірулердің нәтижелері бойынша және микросейсмикалық аймақтандыру картасы бойынша 9 баллды құрайды.

Көлденең есептік үдеу мәні $a_g=0,495g$.

Ғимараттың есептік моделі

Ғимараттың есептік моделі бағандар мен арқалықтарды сипаттайтын кеңістіктік жүйе (3D) өзектік соңғы элементтер түрінде қабылданды (В.2-сурет). Топырақ негізінің иілгіштігі есептеу кезінде ескерілмеді.

Көлденең конструктивтік элементтердің (арқалықтардың) өлшемдері мен конфигурациясы ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011 (5.3.2.1 және 5.3.2.2-кіші бөлімдерін қараңыз) ережелеріне сәйкес оларға жанасатын тақталардың тиімді енін ескере отырып қабылданды (В.3-сурет).



В.2-сурет – Ғимараттың есептік схемасы

Тиімді арқалық аралықтары l_{eff} (В.3) өрнегінің көмегімен анықталды (ҚР ЕЖ ЕН 1992-1-1:2004/2011 жинағының 5.3.2.2 тармағын қараңыз):

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (\text{В.1})$$

мұндағы:

l_n – тіректердің шеттері арасындағы жарықтағы қашықтық;

a_1 және a_2 аралықтың екі ұшы үшін – тақта қалыңдығының $\frac{1}{2}$.

Г– және Т-тәрізді арқалықтар үшін b_{eff} сөрелердің тиімді ені ҚР ЕЖ ЕН 1992-1-1:2004/2011 (5.7), (5.7a), (5.7b) өрнектерін және аталған құжаттың 5.3.2.1(4) тармағында келтірілген жол беруді қолдану арқылы анықталды.

Қаңқаның периметрі бойынша орналасқан барлық L-тәрізді арқалықтардың тиімді аралықтарының мәні бірдей болды:

$$l_{\text{eff}} = (6 - 1,25 + 0,18) = 4,9 \text{ м}$$

L-тәрізді арқалықтар үшін b_{eff} сөрелердің тиімді ені төмендегідей қабылданды:

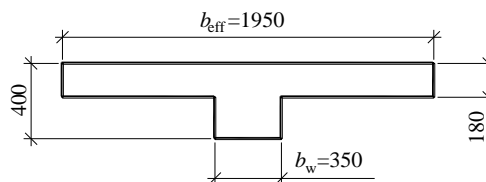
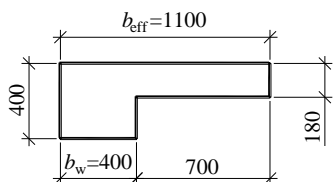
$$b_{\text{eff}} = l_{\text{eff}} \cdot 0,7 \cdot 0,2 + b_w = 4,9 \cdot 0,7 \cdot 0,2 + 0,4 = 1,086 \approx 1,10 \text{ м}$$

Қаңқаның ішкі осьтерінде орналасқан барлық Т-тәрізді арқалықтардың тиімді аралықтарының мәні бірдей болды:

$$l_{\text{eff}} = (6 - 0,5 + 0,18) = 5,68 \text{ м}$$

Т-тәрізді арқалықтар үшін b_{eff} сөрелердің тиімді ені төмендегідей қабылданды:

$$b_{\text{eff}} = l_{\text{eff}} \cdot 0,7 \cdot 0,2 + b_w = 5,68 \cdot 0,7 \cdot 0,2 + 0,35 = 1,94 \approx 1,95 \text{ м}$$



В.3-сурет – Ғимараттың есептік схемасындағы арқалықтардың көлденең қималары мен габариттік өлшемдері (аражабын тақталарының тиімді енін ескере отырып):

а) ғимараттың периметрі бойынша орналасқан арқалықтар; б) ғимараттың ішкі осьтері бойынша орналасқан арқалықтар

Ғимараттың тік конструктивтік элементтерінің (бағандардың) өлшемдері олардың жобалық өлшемдеріне сәйкес қабылданды.

Аспалы қабырғалар мен арақабырғалардың қаңқа жұмысына әсері есепте ескерілмеді.

Арқалықтарға жанасатын тиімді учаскелерді қоспағанда, аражабын тақталары есептік модельде ескерілмеген. Пайдаланылған бағдарламалық есептеу кешенінде («STRAP») көзделген арнайы опцияның көмегімен қабатаралық аражабындар мен жабындардың дискілері өз жазықтығында деформацияланбайтын болып белгіленген.

Есептік схемада ескерілмеген конструктивтік және конструктивтік емес элементтердің салмағы, сондай-ақ оларға қолданылатын жүктемелер көлденең арқалықтарға берілді.

Аражабын тақталарының ескерілмеген учаскелерінің және оларға қолданылатын жүктемелердің салмағы арқалықтарға берілетін принциптік схема В.4-суретте көрсетілген.

Сейсмикалық жүктемелерді анықтау және сейсмикалық әсерлердің салдарын есептеу кезінде ескерілетін ғимарат массалары есептік схеманың түйіндерінде шоғырланған және тұрақты және ауыспалы жүктемелерді ескере отырып анықталды.

Ғимарат массаларын анықтау кезінде тұрақты және ауыспалы жүктемелер (В.4) өрнегіне сәйкес біріктірілді (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 (4.1) өрнегін қараңыз):

$$\sum_k \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[\psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right], \quad (B.2)$$

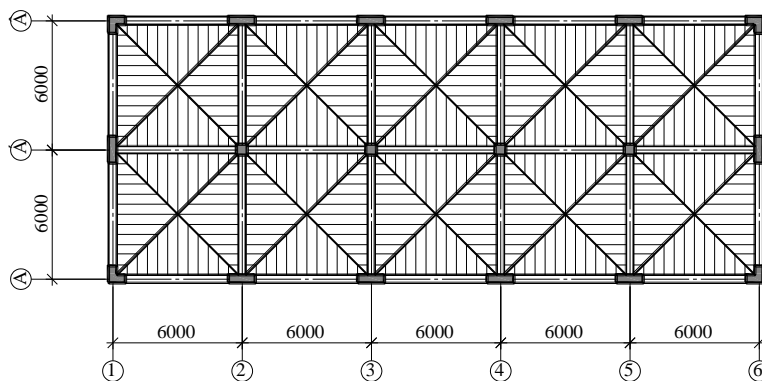
мұндағы:

$G_{k,j}$ – j-ші тұрақты жүктеменің сипаттамалық мәні;

$Q_{k,i}$ – i-ші айнымалы жүктеменің сипаттамалық мәні;

g – ауырлық күшінің үдеуі (9,81 м/с²);

ψ_{Ei} – есептік сейсмикалық әсердің салдарын айқындау (ғимарат массаларын есептеу) кезінде пайдаланылатын i ауыспалы әсеріне арналған комбинациялардың коэффициенті.



В.4-сурет – Аражабындардың ескерілмеген учаскелерінің және оларға қолданылатын жүктемелердің салмағы арқалықтарға берілетін принциптік схема

Сейсмикалық әсердің салдарын есептеу үшін (В.4) өрнегінде қабылданған ψ_{Ei} комбинациясының коэффициенттері келесі өрнекті қолдана отырып есептелді:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}, \quad (B.3)$$

мұндағы φ – конструкция мен оған әсер ететін ауыспалы жүктеме арасында қатты байланыстың болмауын ескеретін коэффициент.

φ коэффициентінің мәні қабылданды (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 4.1-кестесін қараңыз):

– қабатаралық аражабындарға ауыспалы жүктемелер үшін – 0,8;

– жабынға ауыспалы жүктемелер үшін – 1,0.

ҚР НТҚ 08-01.3-2021

ψ_{2i} коэффициентінің мәні қабылданды (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 4.2-кестесін қараңыз):

- қабатаралық аражабындарға ауыспалы жүктемелер үшін – 0,3;
- жабынға ауыспалы жүктемелер үшін (оның ішінде қар жүктемелері) – 0.

(B.5) өрнегіне сәйкес ψ_{Ei} коэффициенттері келесі мәндерге ие:

- қабатаралық аражабындарға ауыспалы жүктемелер үшін – 0,24;
- жабынға ауыспалы жүктемелер үшін (оның ішінде қар жүктемелері) – 0.

Материалдардың есептік сипаттамалары

Конструкция материалдарының есептік сипаттамаларын анықтау кезінде қабылданды:

- γ_c және γ_s материалдар қасиеттерінің жеке коэффициенттерінің мәндері:
 - тұрақты және өтпелі есептік жағдайлар үшін – 1,5 және тиісінше 1,15;
 - сейсмикалық есептік жағдай үшін – 1,3 және тиісінше 1,0;
- жүктемені қолдану тәсілі нәтижесінде қысылу және қолайсыз салдарлар кезінде бетонның беріктігіне ұзақ процестердің әсерін ескеретін α_{cc} коэффициенті қабылданды:
 - тұрақты және өтпелі есептік жағдайлар үшін – 0,85;
 - сейсмикалық есептік жағдай үшін – 1,0.

Есептік сейсмикалық әсердің параметрлерін анықтау

Ғимаратқа сейсмикалық жүктемелер «модальды-спектрлік әдіспен» анықталды (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 6.3.2 тармағын қараңыз).

Қарастырылып отырған ғимаратқа көлденең сейсмикалық әсер екікомпонентті ретінде қабылданды. Екі компонент те бірдей реакция спектрімен сипатталды.

ҚР НТҚ 08-01.1-2017 құралының 4.2.5.5 тармағына сәйкес сейсмикалық әсердің көлденең компоненттерін сипаттайтын $S_d(T)$ реакцияларының есептелген спектрі келесі өрнектермен анықталады:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_g \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (B.4)$$

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

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (B.6)$$

мұндағы

$S_d(T)$ – сейсмикалық әсердің көлденең құрамдас бөлігі үшін есептелген спектр;

T – бір еркіндік дәрежесі бар сызықтық жүйенің тербеліс кезеңі, с;

a_g – ІА типті топырақ жағдайларында негізді есептік үдеу;

T_B – спектрлік үдеулер графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің ең аз мәні, с;

T_C – спектрлік үдеулер графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің ең көп мәні, с;

q – тұру қалпы коэффициенті;

β – $0,2 \cdot S$ тең қабылданатын көлденең құрамдас бөліктер үшін есептеу спектрінің төменгі шегінің көрсеткіші.

ҚР НТҚ 08-01.1-2017 құралының 4.1-кестесіне сәйкес $T_B = 0,25$ с, а $T_C = 0,64$ с.

Жоспарда және биіктікте жүйелі және жеткілікті бұралу қаттылығы бар DCM класындағы көп қабатты көп қабатты рамалық қаңқалар үшін q тұру қалпы коэффициенті 3,9-ға тең болуы мүмкін (осы НТҚ-ның 2.1-кестесін қараңыз).

$q = 3,9$ кезінде қарастырылып отырған ғимаратқа сейсмикалық әсерді сипаттайтын реакциялардың есептелген спектрі B.5-суретте көрсетілген.

Ғимаратты есептеу кезінде, ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 6.3.2-тармағына сәйкес анықталатын көлденең сейсмикалық жүктемелерден басқа, массалардың орналасуындағы белгісіздіктерге және сейсмикалық қозғалыстың кеңістіктік өзгеруіне байланысты ғимараттың жоспардағы айналу әсерлері ескерілді.

Массалардың орналасуы мен сейсмикалық қозғалыстың кеңістіктік өзгеруіндегі белгісіздіктерді ескеру үшін i қабаттағы массаның есептеу орталықтары әр бағыттағы номиналды позицияға қатысты кездейсоқ эксцентриситет шамасына ауысты (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 6.5.2-тармағын қараңыз):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (B.7)$$

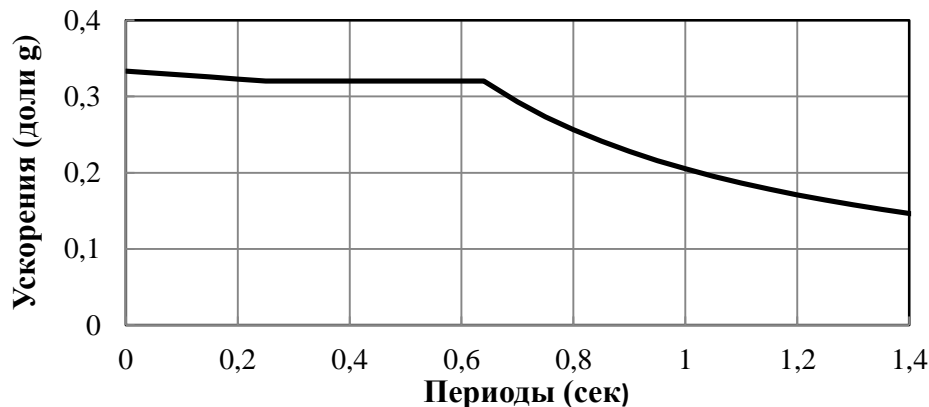
мұнда

e_{ai} – барлық қабаттарда бірдей бағытта қабылданған номиналды күйден i қабат массасының кездейсоқ эксцентриситеті;

L_i – сейсмикалық әсер ету бағытына перпендикуляр аражабын көлемі.

Осы күйге сәйкес ғимаратты есептеу кезінде номиналды позицияға қатысты массалардың ықтимал ығысуының бес нұсқасы ескерілді:

- 1) $e_x = 0$ м, $e_y = 0$ м; 2) $e_x = 1,5$ м, $e_y = 0,6$ м; 3) $e_x = -1,5$ м, $e_y = 0,6$ м; 4) $e_x = -1,5$ м, $e_y = -0,6$ м; 5) $e_x = 1,5$ м, $e_y = -0,6$ м.

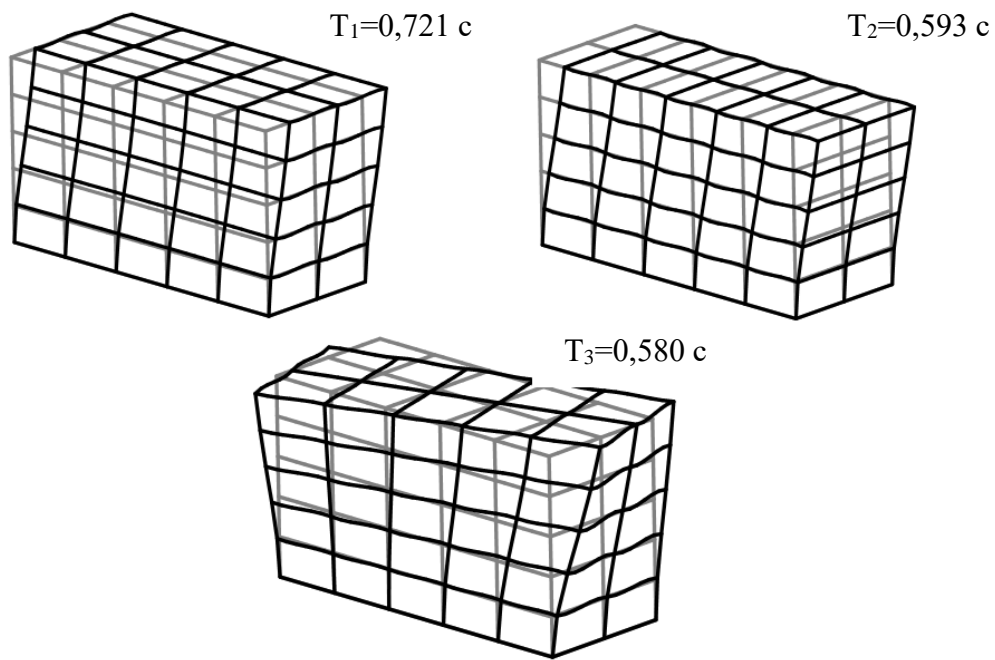


В.5-сурет –Тұру қалпының коэффициенті $q = 3,9$ болғандағы реакциялардың есептік спектрі

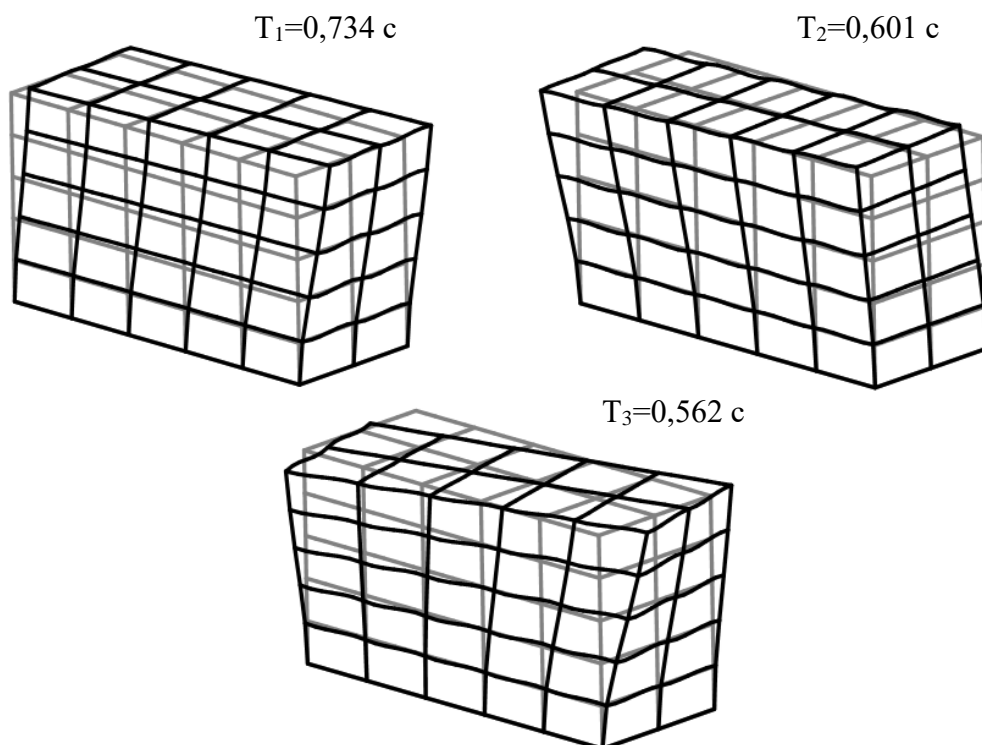
Ғимаратты модальды талдау нәтижелері

Ғимараттың есептеулері «STRAP 2021» бағдарламасының көмегімен жүргізілді.

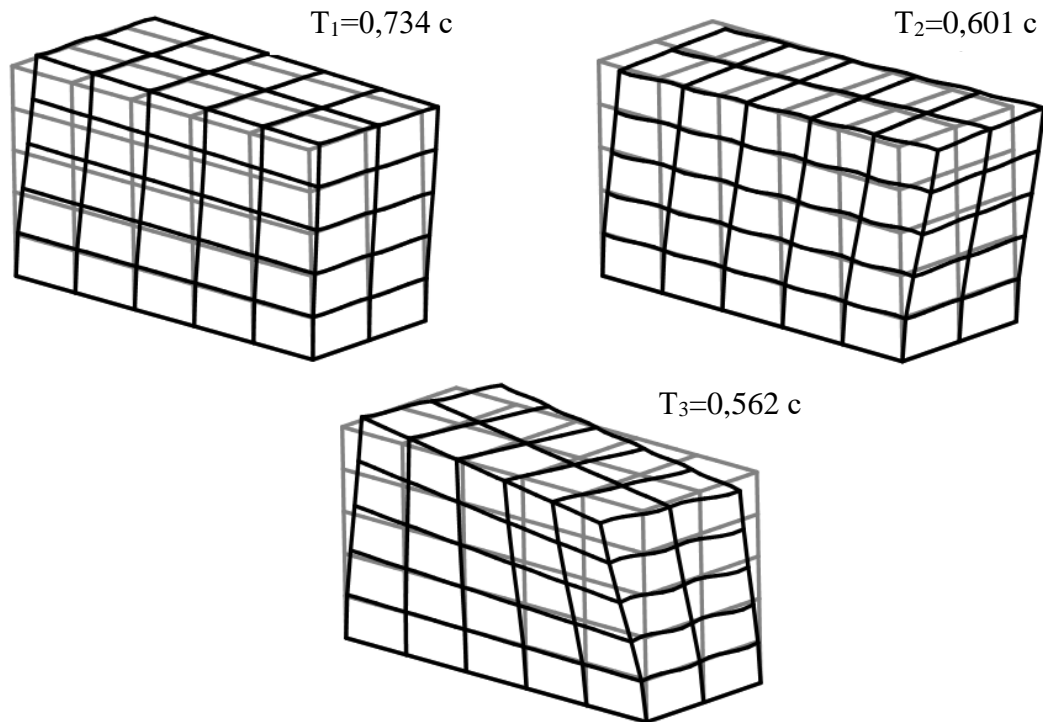
Номиналды күйге қатысты массаның жылжуының әр жағдайы үшін есептеуде ескерілген ғимараттың меншікті тербелістерінің жалпы саны – 10. В.6–В.8-суреттерде тербелістердің алғашқы үш нысаны және масса мен қаттылық орталықтары арасындағы келесі эксцентриситеттерде анықталған ғимараттың тербеліс кезеңдері көрсетілген: В.6-сурет: $e_x = 0$ м, $e_y = 0$ м; В.7-сурет: $e_x = 1,5$ м, $e_y = 0,6$ м; В.8-сурет: $e_x = -1,5$ м, $e_y = -0,6$ м.



В.6-сурет – Массалар мен қаттылық орталықтары арасындағы $e_x = 0$ м және $e_y = 0$ м эксцентриситеттер мәні бар ғимарат қаңқасының өзіндік тербелістерінің нысандары мен кезеңдері



В.7-сурет – Массалар мен қаттылық орталықтары арасындағы $e_x = 1,5$ м және $e_y = 0,6$ м эксцентриситеттер мәні бар ғимарат қаңқасының өзіндік тербелістерінің нысандары мен кезеңдері



В.8-сурет – Массалар мен қаттылық орталықтары арасындағы $e_x = -1,5$ м және $e_y = -0,6$ м эксцентриситеттер мәні бар ғимарат қаңқасының өзіндік тербелістерінің нысандары мен кезеңдері

Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау

F_{ik} есептік сейсмикалық жүктемені таңдалған бағытта модальді-спектрлік әдіспен анықтау үшін өрнек қолданылды (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралында (6.1) өрнегін қараңыз):

$$F_{ik} = \gamma_{lh} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik}, \quad (\text{В.8})$$

мұндағы

F_{ik} – k нүктесіне қолданылатын өзіндік тербелістердің i -ші нысаны үшін қарастырылған көлденең бағытта ғимаратқа сейсмикалық жүктеме;

γ_{lh} – есептік көлденең сейсмикалық жүктемелерді айқындау кезінде функционалдық мақсаты бойынша және қабаттылығы бойынша ғимараттың жауапкершілік кластарының үйлесімін ескеретін коэффициент ($\gamma_{lh}=1$, ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 5-тарауын қараңыз);

$S_d(T_i)$ – T_i кезеңіндегі үдеулердегі есептік реакциялар спектрінің мәні;

T_i – қарастырылып отырған көлденең бағытта i -ші нысандағы ғимараттың тербеліс кезеңі;

m_{ik} – тербелістердің i -нысанына сәйкес келетін k нүктесіне жатқызылған тиімді модальды масса.

Сейсмикалық әсерді модальды-спектрлік әдіспен анықтау кезінде ғимараттың жалпы реакциясына айтарлықтай әсер ететін тербелістердің барлық түрлері ескерілді (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 6.3.2.4 тармағын қараңыз). Барлық e_x және e_y мәндері үшін ғимарат тербелістерінің 10 нысанын ескере отырып, тиімді модальды массалардың қосындысы мынаны құрады:

– ғимараттың бойлық бағытында ғимараттың жалпы массасының 98,7 %-ын;

ҚР НТҚ 08-01.3-2021

– ғимараттың көлденең бағытында ғимараттың жалпы массасының 95,4 %-ын.

Конструктивтік жүйенің меншікті тербелістерінің 10 нысанының әрқайсысына сәйкес келетін есептік сейсмикалық жүктемелердің жиынтық мәндері В.2 және В.3-кестелерде келтірілген.

В.2-кесте – Ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсер ету кезіндегі есептік көлденең жүктемелердің шамалары және $q=3,9$ тұру қалпы коэффициентінің мәні

Тербеліс нысанының №	Массалар мен қаттылық орталықтары арасындағы эксцентриситеттер (м) шамалары кезінде әсер ету бағыты бойынша есептік сейсмикалық жүктемелердің (кН) жиынтық мәндері									
	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
	0	0	1,5	0,6	-1,5	0,6	-1,5	-0,6	1,5	-0,6
1	0		6		6		6		6	
2	4279		3426		3426		3426		3426	
3	0		846		846		846		846	
4	0		0		0		0		0	
5	823		606		606		606		606	
6	0		217		217		217		217	
7	0		0		0		0		0	
8	356		239		239		239		239	
9	0		117		117		117		117	
10	0		0		0		0		0	
ЕСКЕРТПЕ Берілген мәндер ең жақын бүтін санға дейін дөңгелектенген										

В.3-кесте – Ғимараттың көлденең бағытында сейсмикалық әсер ету кезіндегі есептелген көлденең жүктемелердің шамалары және $q=3,9$ тұру қалпы коэффициентінің мәні

Тербеліс нысанының №	Массалар мен қаттылық орталықтары арасындағы эксцентриситеттер (м) шамалары кезінде әсер ету бағыты бойынша есептік сейсмикалық жүктемелердің (кН) жиынтық мәндері									
	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
	0	0	1,5	0,6	-1,5	0,6	-1,5	-0,6	1,5	-0,6
1	3904		3608		3608		3608		3608	
2	0		88		88		88		88	
3	0		172		172		172		172	
4	737		709		709		709		709	
5	0		11		11		11		11	
6	0		17		17		17		17	
7	328		319		319		319		319	
8	0		4		4		4		4	
9	0		5		5		5		5	
10	160		157		157		157		157	
ЕСКЕРТПЕ Берілген мәндер ең жақын бүтін санға дейін дөңгелектенген										

Ғимаратқа есептік жүктемелер

Төменде ғимараттың есептік моделінің қабылданған жүктелулер тізімі берілген.

- 1-жүктелу –тұрақты жнктеме;
 - 2-жүктелу –қабатаралық аражабындарға салынған жүктеме;
 - 3-жүктелу –жабынға салынған жүктеме (қар жүктемесінен басқа);
 - 4-жүктелу –салынған қар жүктемесі;
 - 5-жүктелу –кездейсоқ эксцентриситеттерді есепке алмағанда ғимаратты есептеу кезінде х бағыттағы ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 6-жүктелу –кездейсоқ эксцентриситеттерді есепке алмағанда ғимаратты есептеу кезінде у бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 7-жүктелу – $e_x = 1,5$ және $e_y = 0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде ғимаратқа х бағытта көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 8-жүктелу – $e_x = 1,5$ және $e_y = 0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде у бағытындағы ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 9-жүктелу – $e_x = -1,5$ және $e_y = 0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде ғимаратқа х бағытта көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 10-жүктелу – $e_x = -1,5$ және $e_y = 0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде у бағытындағы ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 11-жүктелу – $e_x = -1,5$ және $e_y = -0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде ғимаратқа х бағытта көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 12-жүктелу – $e_x = -1,5$ және $e_y = -0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде у бағытындағы ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 13-жүктелу – $e_x = 1,5$ және $e_y = -0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде ғимаратқа х бағытта көлденең сейсмикалық жүктеме;
 - 14-жүктелу – $e_x = 1,5$ және $e_y = -0,6$ кездейсоқ эксцентриситеттерімен ғимаратты есептеу кезінде у бағытындағы ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме.
- Сейсмикалық әсерлердің жоғары деңгейін ескере отырып, ғимаратқа түсетін жел жүктемелері есепке алынбаған.

Есептеуде ескерілген сейсмикалық әсерлердің комбинациялары

Көлденең сейсмикалық әсердің бір компонентінен модальды реакциялардың комбинациясы бір-бірінен тәуелсіз болып саналды. Сейсмикалық әсердің E_E ең жоғары шамасы «шаршылар сомасының шаршы түбірі» ретінде анықталды:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ek}^2}, \quad (B.9)$$

мұндағы:

E_E – қаралып отырған сейсмикалық әсердің салдары (күш салу, орын ауыстыру және т. б.);

E_{Ek} – тербелістердің К-нысаны бойынша сейсмикалық әсер ету салдарының мәні.

Сейсмикалық әсердің екі көлденең компонентінің бір мезгілде әсер етуіне байланысты әсер ету салдары келесі өрнектерді қолдана отырып есептелді (ҚР НТҚ 08-01.2-2021 құралының 6.6.2 тармағын қараңыз):

$$a) E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{Edy}, \quad (B.10)$$

$$b) 0,30 \cdot E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy}, \quad (B.11)$$

мұндағы:

“+” – «...-мен комбинацияны» тұспалдайды;

E_{Edx} – бұл құрылымның х таңдалған көлденең осі бойымен сейсмикалық әсерді қолданудың әсер ету салдарын білдіреді;

$E_{\text{Еды}}$ – бұл құрылымның у ортогональды осі бойымен бірдей сейсмикалық әсерді қолданудың әсер ету салдарын білдіреді.

Жоғарыда көрсетілген комбинациядағы әрбір компоненттің белгісі қаралып отырған әсер ету салдары үшін неғұрлым қолайсыз ретінде қабылдануы тиіс.

Есептеуде қабылданған жүктелулердің комбинациясы В.4 кестесінде көрсетілген.

В.4-кесте – Жүктелулер комбинацияларының кестесі

Комбинация №	Жүктелулер комбинациялары
1	«1» x 1,35 “+” («2» + «3») x 1,5 “+” «4» x 1,05
2	«1» x 1,35 “+” («2» + «3») x 1,05 “+” «4» x 1,5
3	«1» x 1,35 “+” («2» + «3») x 1,5 “+” «4» x 1,5
4	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)1,0 “+” «6» x (+)0,3
5	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)1,0 “+” «6» x (–)0,3
6	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (–)1,0 “+” «6» x (+)0,3
7	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (–)1,0 “+” «6» x (–)0,3
8	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)0,3 “+” «6» x (+)1,0
9	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (–)0,3 “+” «6» x (+)1,0
10	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)0,3 “+” «6» x (–)1,0
11	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (–)0,3 “+” «6» x (–)1,0
12	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)1,0 “+” «8» x (+)0,3
13	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)1,0 “+” «8» x (–)0,3

В.4-кесте – Жүктелулер комбинацияларының кестесі (жалғасы)

Комбинация №	Жүктелулер комбинациялары
14	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (–)1,0 “+” «8» x (+)0,3
15	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (–)1,0 “+” «8» x (–)0,3
16	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)0,3 “+” «8» x (+)1,0
17	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (–)0,3 “+” «8» x (+)1,0
18	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)0,3 “+” «8» x (–)1,0
19	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (–)0,3 “+” «8» x (–)1,0
20	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)1,0 “+” «10» x (+)0,3
21	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)1,0 “+” «10» x (–)0,3
22	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (–)1,0 “+” «10» x (+)0,3
23	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (–)1,0 “+” «10» x (–)0,3
24	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)0,3 “+” «10» x (+)1,0
25	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (–)0,3 “+” «10» x (+)1,0
26	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)0,3 “+” «10» x (–)1,0
27	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (–)0,3 “+” «10» x (–)1,0
28	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)1,0 “+” «12» x (+)0,3
29	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)1,0 “+” «12» x (–)0,3

30	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)1,0 “+” «12» x (+)0,3
31	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)1,0 “+” «12» x (-)0,3
32	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)0,3 “+” «12» x (+)1,0
33	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)0,3 “+” «12» x (+)1,0
34	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)0,3 “+” «12» x (-)1,0
35	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)0,3 “+” «12» x (-)1,0
36	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)1,0 “+” «14» x (+)0,3
37	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)1,0 “+” «11» x (-)0,3
38	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)1,0 “+” «14» x (+)0,3
39	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)1,0 “+” «14» x (-)0,3
40	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)0,3 “+” «14» x (+)1,0
41	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)0,3 “+” «14» x (+)1,0
42	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)0,3 “+” «14» x (-)1,0
43	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)0,3 “+” «14» x (-)1,0

Қаңқаны есептеу нәтижелері

Рамалық қаңқа элементтерін талап етілетін арматуралау ҚР ЕЖ ЕН 1992-1-1:2004/2011 және осы Құралдың ережелеріне сәйкес анықталды.

Бойлық арматуралардың ортасынан бетонның ең жақын бетіне дейінгі d_1 қашықтығы: арқалықтар үшін – 50 мм; бағандар үшін – 45 мм.

Орындалған есептеулер нәтижесінде алынған DCM иілгіштік класының рамалық қаңқасының арқалықтарын бойлық арматуралау В.9 және В.10-суреттерде көрсетілген.

10,3	7,2	10,5	10,5	7,2	10,5	10,5	7,2	10,5	10,5	7,2	10,5	10,5	7,2	10,3
8,2	3,6	8,9	8,9	3,6	8,9	8,9	3,6	8,9	8,9	3,6	8,9	8,9	3,6	8,2
15,0	7,2	13,6	13,6	7,2	13,6	13,6	7,2	13,6	13,6	7,2	13,6	13,6	7,2	15,0
10,9	3,6	10,7	10,7	3,6	10,7	10,7	3,6	10,7	10,7	3,6	10,7	10,7	3,6	10,9
18,4	7,2	16,7	16,7	7,2	16,7	16,7	7,2	16,7	16,7	7,2	16,7	16,7	7,2	18,4
13,4	3,6	13,1	13,1	3,6	13,1	13,1	3,6	13,1	13,1	3,6	13,1	13,1	3,6	13,4
19,0	7,2	17,2	17,2	7,2	17,2	17,2	7,2	17,2	17,2	7,2	17,2	17,2	7,2	19,0
13,9	3,6	13,4	13,4	3,6	13,4	13,4	3,6	13,4	13,4	3,6	13,4	13,4	3,6	13,9
13,7	7,2	12,3	12,3	7,2	12,3	12,3	7,2	12,3	12,3	7,2	12,3	12,3	7,2	13,7
10,1	3,6	9,7	9,7	3,6	9,7	9,7	3,6	9,7	9,7	3,6	9,7	9,7	3,6	10,1
А														
В														
1	2	3	4	5	6									

В.9-сурет – Есептеу бойынша талап етілетін А және В осьтері бойынша орналасқан бойлық рамалардың арқалықтарын бойлық арматуралау (см²-пен)

9,8	6,3	8,6	8,6	6,3	9,0	9,0	6,3	9,0	9,0	6,3	8,6	8,6	6,3	9,8
5,8	4,3	6,4	6,4	4,0	5,1	5,1	4,0	5,1	5,1	4,0	6,4	6,4	4,3	5,8
18,5	6,3	15,4	15,4	6,3	15,6	15,6	6,3	15,6	15,6	6,3	15,4	15,4	6,3	18,5
8,9	4,3	9,7	9,7	4,2	8,3	8,3	4,1	8,3	8,3	4,2	9,7	9,7	4,3	8,9
20,9	6,3	17,7	17,7	6,3	17,9	17,9	6,3	17,9	17,9	6,3	17,7	17,7	6,3	20,9
11,4	4,3	11,5	11,5	4,1	10,1	10,1	4,1	10,1	10,1	4,1	11,5	11,5	4,3	11,4
21,1	6,3	18,4	18,4	6,3	18,2	18,2	6,3	18,2	18,2	6,3	18,4	18,4	6,3	21,1
12,0	4,3	11,7	11,7	4,1	10,4	10,4	4,1	10,4	10,4	4,1	11,7	11,7	4,3	12,0
16,2	6,3	14,2	14,2	6,3	13,7	13,7	6,3	13,7	13,7	6,3	14,2	14,2	6,3	16,2
8,6	4,3	7,8	7,8	4,1	7,0	7,0	4,1	7,0	7,0	4,1	7,8	7,8	4,3	8,6
Б	1	2	3	4	5	6								

В.9-суреті – Есептеу бойынша талап етілетін Б осі бойынша орналасқан бойлық раманың арқалықтарын бойлық арматуралау (см²-пен) (жалғасы)

Рама по оси 1(6)							Рама по оси 2(5)						
15,8	7,2	15,1	15,1	7,2	15,8		13,0	6,3	11,1	11,1	6,3	13,0	
12,6	3,6	12,9	12,9	3,6	12,6		8,3	4,4	8,8	8,8	4,4	8,3	
23,1	7,2	20,8	20,8	7,2	23,1		24,4	6,3	20,5	20,5	6,3	24,4	
17,7	4,4	16,7	16,7	4,4	17,7		14,1	4,3	14,5	14,5	4,3	14,1	
28,8	7,2	26,1	26,1	7,2	28,8		29,3	6,9	25,1	25,1	6,9	29,3	
23,5	6,4	22,0	22,0	6,4	23,5		19,0	5,5	18,3	18,3	5,5	19,0	
30,7	7,2	27,9	27,9	7,2	30,7		31,1	7,7	27,2	27,2	7,7	31,1	
25,5	6,5	23,7	23,7	6,5	25,5		21,0	5,7	19,7	19,7	5,7	21,0	
24,4	7,2	22,1	22,1	7,2	24,4		24,9	6,3	22,3	22,3	6,3	24,9	
19,2	5,0	17,8	17,8	5,0	19,2		16,2	4,3	14,6	14,6	4,3	16,2	
1	6	А	Б	Б			2	5	А	Б	Б		

Рама по оси 3(4)

10,6	6,3	8,8	8,8	6,3	10,6
6,4	4,4	6,9	6,9	4,4	6,4
21,1	6,3	17,4	17,4	6,3	21,1
11,1	4,3	11,8	11,8	4,3	11,1
25,5	6,3	21,6	21,6	6,3	25,5
15,5	4,4	15,2	15,2	4,4	15,5
27,2	6,3	23,6	23,6	6,3	27,2
17,5	4,9	16,5	16,5	4,9	17,5
22,1	6,3	19,7	19,7	6,3	22,1
13,7	4,3	12,2	12,2	4,3	13,7

③
④
А
Б
В

В.10-сурет – Есептеу бойынша талап етілетін көлденең рамалардың арқалықтарын бойлық арматуралау (см²-пен)

Рамаларды иілгіштік деформациялаудың қолайлы механизмін қамтамасыз ету үшін бағандардың иілу күші арқалықтардың иілу беріктігінен асып кетуі керек. Егер бағандардың иілу күші (В.16) шартқа сәйкес келсе, бұл талап орындалды деп санауға болады (осы НТҚ-дағы 4.3.4-тармақты қараңыз):

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}, \quad (\text{В.12})$$

мұндағы:

ΣM_{Rc} – түйін қосылыстарындағы иілу бағандарының қарсыласу сәттерінің есептік мәндерінің қосындысы;

ΣM_{Rb} – түйіндік қосылыстар аймақтарындағы иілу арқалықтарының қарсыласу сәттерінің есептік мәндерінің қосындысы.

Осы НТҚ 4.4.4.2.4-тармағының ережелеріне сәйкес M_{Rb} мәнін арқалықтарды егжей-тегжейлі құрастыру нәтижелері бойынша айқындалған бойлық арматуралаудың нақты алаңдары туралы деректер негізінде айқындаған жөн.

Арқалықтарды жобалау кезеңінде келесі талаптарды сақтау керек.

1. 4.4.4.2.4 а) шартына сәйкес, сейсмикалық есептік жағдайда арқалықтың сыни шекті жай-күйін тексеру нәтижелері бойынша қажетті қысылған арматурадан басқа арқалықтың қысылған сыни аймағында созылған аймақта қабылданған арматура ауданының кемінде жартысы қосымша орналасуы тиіс.

2. 4.4.4.2.4 б) шартына сәйкес иілгіш топсаларды қалыптастыру учаскелерінде созылған аймақтағы (ρ) арқалықтарды арматуралау коэффициентінің мәні ρ_{\max} мәнінен аспауы тиіс:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (B.13)$$

(B.17) өрнегінде ρ және ρ' , созылған және қысылған аймақтың екі арматуралау коэффициенті bd бойынша тұрақтанған, мұндағы b – қысылған арқалық сөресінің ені, ал d – арқалық қимасының жұмыс биіктігі.

(B.17) өрнегіндегі μ_{ϕ} мәнін (B.18) өрнегінің көмегімен анықтауға болады (осы НТҚ-ның 2.5.4.3-тармағындағы (2.4) және (2.5) өрнектерін қараңыз):

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1, \text{ егер } T_1 \geq T_c, \quad (B.14.a)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q-1)T_c/T_1, \text{ егер } T_1 < T_c \quad (B.14.b)$$

мұндағы:

q_0 – тұру қалпы коэффициентінің базалық мәні;

T_1 – ғимарат тербелісінің негізгі тонының кезеңі (T_1 ғимарат қаңқасының көлденең бағытында 0,721 с-ға, ал бойлық бағытында – 0,593 с-ға тең);

T_c – спектрлік үдеулер графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің ең жоғарғы мәні (0,64 с) (ҚР НТҚ 08-01.1-2017 құралының 4.1-кестесін қараңыз).

Қаңқаның көлденең бағыты үшін μ_{ϕ} мәнімен анықтаймыз:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8$$

Қаңқаның бойлық бағыты үшін μ_{ϕ} мәнімен анықтаймыз:

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(3,9 - 1)0,64/0,583 = 4,18$$

Қаңқаның көлденең бағытында орналасқан арқалықтардың сыни аймақтарындағы ρ_{\max} және ρ' арматуралау коэффициенттері арасындағы максималды рұқсат етілген айырмашылықты анықтаймыз:

$$\rho_{\max} - \rho' = \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0018 \cdot 19,2}{6,8 \cdot 0,0025 \cdot 500} = 0,0041$$

Қаңқаның бойлық бағытында орналасқан арқалықтардың сыни аймақтарындағы ρ_{\max} және ρ' арматуралау коэффициенттері арасындағы максималды рұқсат етілген айырмашылықты анықтаймыз:

$$\rho_{\max} - \rho' = \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0018 \cdot 19,2}{4,18 \cdot 0,0025 \cdot 500} = 0,0066$$

Есептелген « $\rho_{\max} - \rho'$ » мәндерінен қаңқаның көлденең бағытында орналасқан арқалықтардың жоғарғы арматурасының ауданы оның төменгі арматурасының ауданынан асып кетуі мүмкін екені анықталады:

– бүйірінің көлденең қимасының ені 40 см болатын арқалықтар үшін – 5,8 см² астам емес ($0,0041 \cdot 40 \cdot 35 = 5,8 \text{ см}^2$);

– бүйірінің көлденең қимасының ені 35 см болатын арқалықтар үшін – 5,0 см² астам емес ($0,0041 \cdot 35 \cdot 35 = 5,0 \text{ см}^2$).

Есептелген « $\rho_{\max} - \rho'$ » мәндерінен қаңқаның бойлық бағытында орналасқан арқалықтардың жоғарғы арматурасының ауданы оның төменгі арматурасының ауданынан асып кетуі мүмкін екені анықталады:

– бүйірінің көлденең қимасының ені 40 см болатын арқалықтар үшін – 9,2 см² астам емес ($0,0066 \cdot 40 \cdot 35 = 9,2 \text{ см}^2$);

– бүйірінің көлденең қимасының ені 35 см болатын арқалықтар үшін – $8,1 \text{ см}^2$ астам емес ($0,0066 \cdot 35 \cdot 35 = 8,1 \text{ см}^2$).

В.9 және В.10-суреттердегі деректерден, барлық арқалықтардың бойлық арматурасы (сөрелердегі жоғарғы арматураның 25% дейін рұқсат етілген орналасуын ескере отырып) сыни аймақтардағы ρ_{\max} және ρ' арматуралау коэффициенттері арасындағы рұқсат етілген ең жоғары айырмадан аспайтыны анықталады.

3. Арқалықтарды бойлық арматуралаудың минималды пайызы (В.19) өрнегіне сәйкес келуі керек:

$$\rho_{\min} = 0,5(f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}}). \quad (\text{В.15})$$

(В.19) өрнегінен қарастырылып отырған қаңқаның арқалықтарын бойлық арматуралаудың минималды пайызы төмендегіге тең болуы керек екені анықталады:

$$\rho_{\min} = 0,5(2,6 / 500) = 0,0026 = 0,26\%$$

(В.19) өрнегіне сәйкес келуі үшін арқалықтардың төменгі аймақтарындағы бойлық арматураның ең аз ауданы кем болмауы тиіс:

– бүйірінің ені 40 см болатын арқалықтар үшін кемінде $3,6 \text{ см}^2$ ($0,0026 \cdot 40 \cdot 35 = 3,6 \text{ см}^2$);

– бүйірінің ені 35 см болатын арқалықтар үшін кемінде $3,2 \text{ см}^2$ ($0,0026 \cdot 35 \cdot 35 = 3,1 \text{ см}^2$).

(В.19) өрнегіне сәйкес келуі үшін арқалықтардың жоғарғы аймақтарындағы бойлық арматураның ең аз ауданы кемінде төмендегідей болуы тиіс:

– бүйірінің ені 40 см болатын арқалықтар үшін кемінде $7,2 \text{ см}^2$ ($0,0026 \cdot 2 \cdot 40 \cdot 35 = 7,2 \text{ см}^2$);

– бүйірінің ені 35 см болатын арқалықтар үшін кемінде $6,3 \text{ см}^2$ ($0,0026 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 35 = 6,3 \text{ см}^2$).

В.11 және В.12-суреттерде келтірілген деректерден, арқалықтардың жоғарғы және төменгі аймақтарындағы бойлық арматураның минималды ауданы (В.19) өрнегіне сәйкес келетіні анықталады.

4. Арқалық-баған қосылымдары арқылы өтетін арқалықтардың бойлық арматурасының барынша рұқсат етілген диаметрлері (В.20) және (В.21) өрнектеріне сәйкес келуі тиіс (осы НТҚ-ның (6.1) және (6.2) өрнектерін қараңыз):

а) ішкі арқалық-баған қосылымдары үшін:

$$\frac{d_{\text{bL}}}{h_{\text{c}}} \leq \frac{7,5 \cdot f_{\text{ctm}}}{\gamma_{\text{Rd}} \cdot f_{\text{yd}}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_{\text{d}}}{1 + 0,75 k_{\text{D}} \cdot \rho' / \rho_{\max}}; \quad (\text{В.16})$$

б) сыртқы арқалық-баған қосылымдары үшін:

$$\frac{d_{\text{bL}}}{h_{\text{c}}} \leq \frac{7,5 \cdot f_{\text{ctm}}}{\gamma_{\text{Rd}} \cdot f_{\text{yd}}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_{\text{d}}) \quad (\text{В.17})$$

мұндағы:

h_{c} – арматура өзектерінің орналасуына параллель бағытта бағанның ені;

v_{d} – сейсмикалық есептік жағдай үшін ең аз мәнмен қабылданған бағандағы тұрақталған есептік осьтік күш ($v_{\text{d}} = N_{\text{Ed}} / f_{\text{cd}} \cdot A_{\text{c}}$);

γ_{Rd} – бұл DCH немесе DCM иілгіштік сыныптары үшін 1,2 немесе 1,0 тең қабылданған қарсылықтың есептелген мәні бойынша модельдің белгісіздік коэффициенті;

k_{D} – иілгіштік класын сипаттайтын коэффициент; DCH $k_{\text{D}}=1$, ал DCM иілгіштік класы үшін $k_{\text{D}}=2/3$;

ρ' – қосылым арқылы өтетін қысылған өзектермен арқалықты арматуралау коэффициенті;

ρ_{\max} – арматуралаудың ең жоғары рұқсат етілген коэффициенті ((В.17) өрнегін қараңыз).

Көлденең қимасы 500х500 мм болатын қаңқаның ішкі бағандарымен арқалықтардың қосылыстарындағы v_d мәндері В.5-кестеде келтірілген.

В.5-кесте – Қаңқаның ішкі бағандарымен арқалықтардың қосылыстарындағы v_d мәндері

Қабаттар деңгейіндегі арқалық-баған қосылымдарындағы v_d мәндері				
5	4	3	2	1
0,05	0,11	0,18	0,24	0,31

В.5-кестеде келтірілген v_d мәндерінен және (В.20) және (В.21) өрнектерінен осы арқалықтардың ішкі қаңқа бағандарымен қосылыстары арқылы өтетін бойлық арматураның (d_{bL}) максималды рұқсат етілген диаметрлері шамамен төмендегілерден аспауы керек:

кемінде 0,1 v_d мәндерінде – 16 мм;

0,11 - 0,18 аралығындағы v_d мәндерінде – 18 мм;

0,24 - 0,31 аралығындағы v_d мәндерінде – 20 мм.

Көрнекілік үшін төменде осы арқалықтардың қаңқаның ішкі бағандарымен қосылыстары арқылы өтетін арқалықтардың бойлық арматурасының (d_{bL}) ең жоғары рұқсат етілген диаметрлерін анықтау мысалдары келтірілген.

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,05}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,029$$

$$d_{bL} = 0,029 \cdot 500 = 14,5 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,05}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0312$$

$$d_{bL} = 0,0312 \cdot 500 = 15,6 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,1}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,0301$$

$$d_{bL} = 0,0301 \cdot 500 = 15,0 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,1}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0324$$

$$d_{bL} = 0,0324 \cdot 500 = 16,0 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,2}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,0323$$

$$d_{bL} = 0,0323 \cdot 500 = 16,0 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,2}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0348$$

$$d_{bL} = 0,0348 \cdot 500 = 17,4 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,3}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,0345$$

$$d_{bL} = 0,0345 \cdot 500 = 17,3 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,3}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0372$$

$$d_{bL} = 0,0372 \cdot 500 = 18,6 \text{ мм}$$

Көлденең қимасының $h_c=125$ см өлшемдері бар бағандар үшін бойлық арматураның (d_{bL}) максималды рұқсат етілген диаметрлері 32 мм-ге дейін құрауы мүмкін. Арқалық-баған сыртқы қосылымдарында арқалықтардың бойлық арматурасының анкеровкасы арнайы іс-шаралармен қамтамасыз етілген болса (осы Құралдың 6.2.2.3 тармағын қараңыз), (В.17) шарты сақталмауы мүмкін.

Жоғарыда аталған талаптарды қанағаттандыратын арқалық-баған қосылымдарының учаскелерінде арқалықтардың жоғарғы және төменгі аймақтарын бойлық арматуралау В.11-В.15 суреттерінде көрсетілген.

Арқалықтардың көлденең арматурасы төрт тармақты қамыттармен жүзеге асырылды. Осы НТҚ ережелеріне сәйкес келетін арқалықтарды көлденең арматуралау туралы жалпы мәліметтер В.16 және В.17 суреттерінде келтірілген. В.16 және В.17 суреттеріндегі жазуларда:

- бірінші сан – бұл арқалықтың тиісті бөлігінің ұзындығына көлденең арматураланған қималардың жалпы саны;
- екінші сан – бұл қамыт тармақтарының диаметрі;
- үшінші сан – бұл арқалықтың тиісті бөлігі бойымен көлденең арматура арасындағы қашықтық (миллиметрмен).

В.11-В.15 суретте көрсетілген арқалықтардың бойлық арматурасының аудандары бағандардың қажетті бойлық арматурасын анықтау кезінде ескерілді.

(В.12) шартқа сәйкес келетін бағандарды бойлық арматуралау туралы жалпы мәліметтер В.18-суретте көрсетілген.

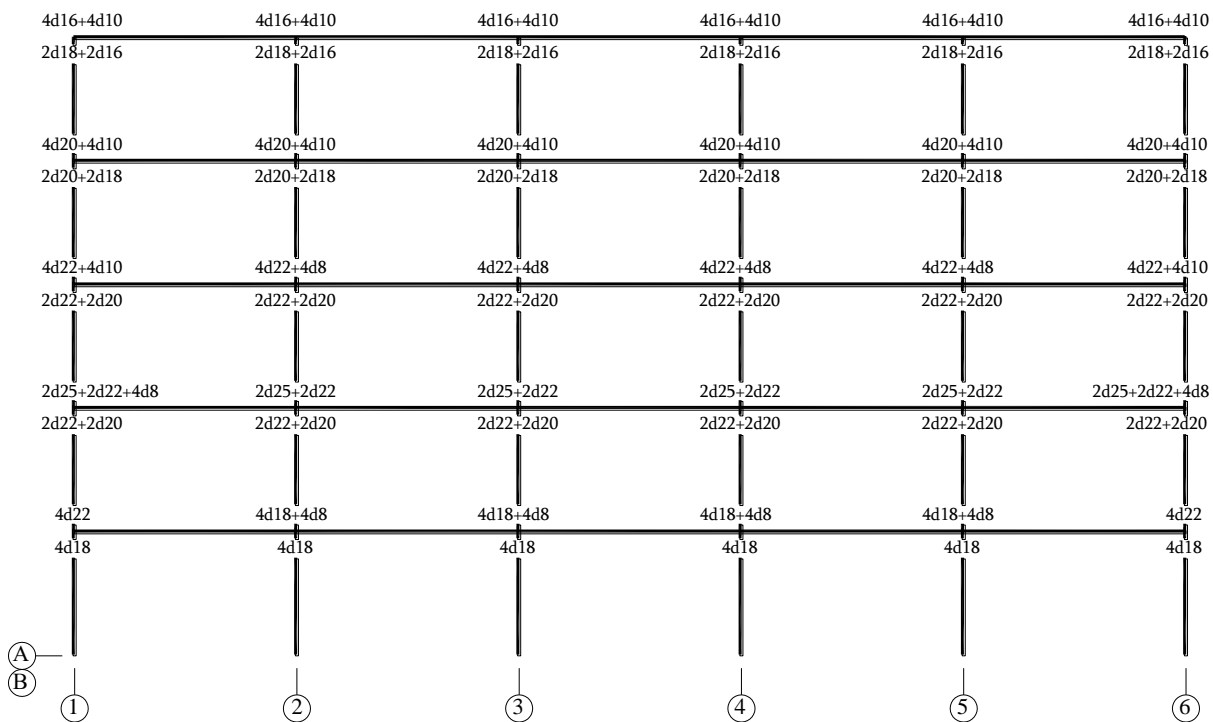
В.18-суреттегі мәліметтерден есептеу нәтижелері бойынша талап етілетін қаңқа бағандарының бойлық арматурасы шектік рұқсат етілгеннен (4 %) аз екені анықталады.

Осы НТҚ ережелеріне сәйкес келетін бағандарды көлденең арматуралау туралы жалпы мәліметтер В.19 суретте келтірілген. В.19 суретіндегі жазуларда:

- бірінші сан – бұл бағандағы немесе бағанның тиісті бөлігіндегі көлденең арматураның орналасу деңгейлерінің жалпы саны;
- екінші сан – бұл қамыт немесе түйреуіш тармақтарының диаметрі;
- үшінші сан – бұл бағанның биіктігі бойынша немесе бағанның тиісті бөлігінің биіктігі бойынша көлденең арматура арасындағы қашықтық (миллиметрмен).

Арқалықтардағы бойлық және көлденең арматураның орналасу схемалары В.20 суретте көрсетілген.

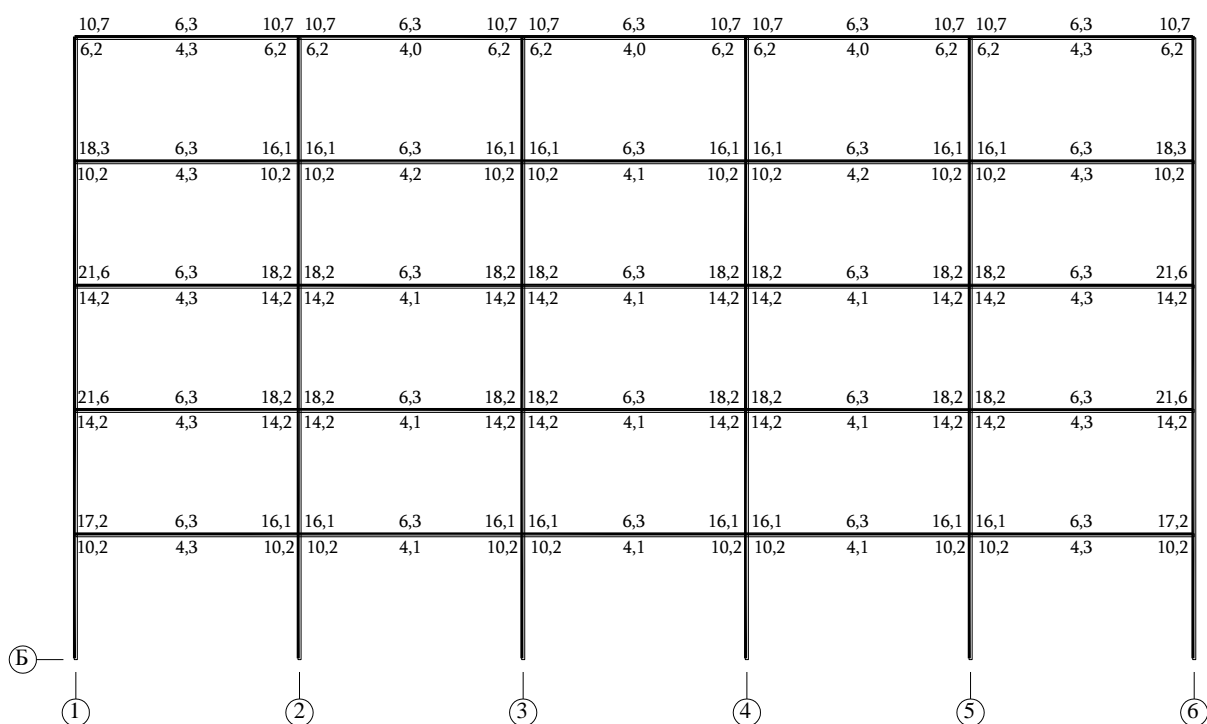
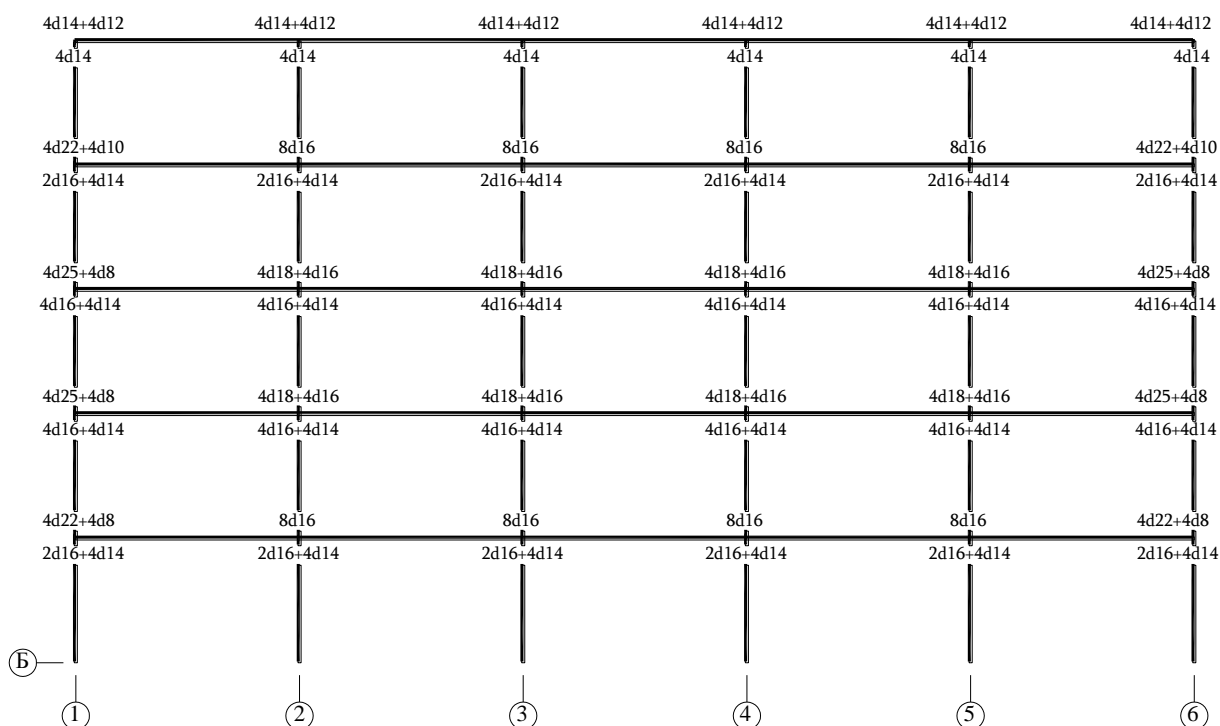
Бағандардағы бойлық және көлденең арматураның орналасуының принциптік схемалары В.21-суретте көрсетілген.



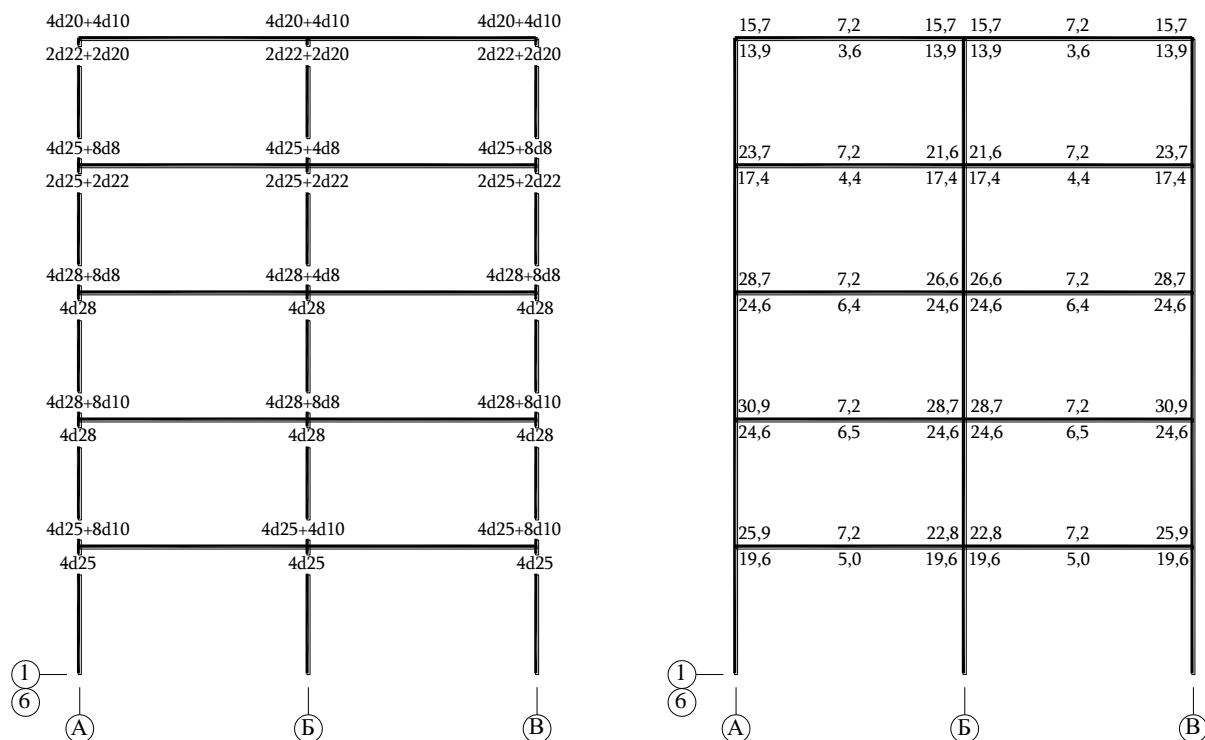
11,2 9,1	7,2 3,6	11,2 9,1	11,2 9,1	7,2 3,6	11,2 9,1	11,2 9,1	7,2 3,6	11,2 9,1	11,2 9,1	7,2 3,6	11,2 9,1	11,2 9,1	7,2 3,6	11,2 9,1
15,7 11,4	7,2 3,6	15,7 11,4	15,7 11,4	7,2 3,6	15,7 11,4	15,7 11,4	7,2 3,6	15,7 11,4	15,7 11,4	7,2 3,6	15,7 11,4	15,7 11,4	7,2 3,6	15,7 11,4
18,3 13,9	7,2 3,6	17,2 13,9	17,2 13,9	7,2 3,6	17,2 13,9	17,2 13,9	7,2 3,6	17,2 13,9	17,2 13,9	7,2 3,6	17,2 13,9	17,2 13,9	7,2 3,6	18,3 13,9
19,4 13,9	7,2 3,6	17,4 13,9	17,4 13,9	7,2 3,6	17,4 13,9	17,4 13,9	7,2 3,6	17,4 13,9	17,4 13,9	7,2 3,6	17,4 13,9	17,4 13,9	7,2 3,6	19,4 13,9
15,2 10,2	7,2 3,6	12,2 10,2	12,2 10,2	7,2 3,6	12,2 10,2	12,2 10,2	7,2 3,6	12,2 10,2	12,2 10,2	7,2 3,6	12,2 10,2	12,2 10,2	7,2 3,6	15,2 10,2

В.11-сурет – А және В осьтері бойынша орналасқан рамалардың арқалықтарын төмендегі құрастыру нәтижелеріне сәйкес бойлық арматуралау:

а) – арматура диаметрі; б) – арматураның көлденең қимасының ауданы (см²)

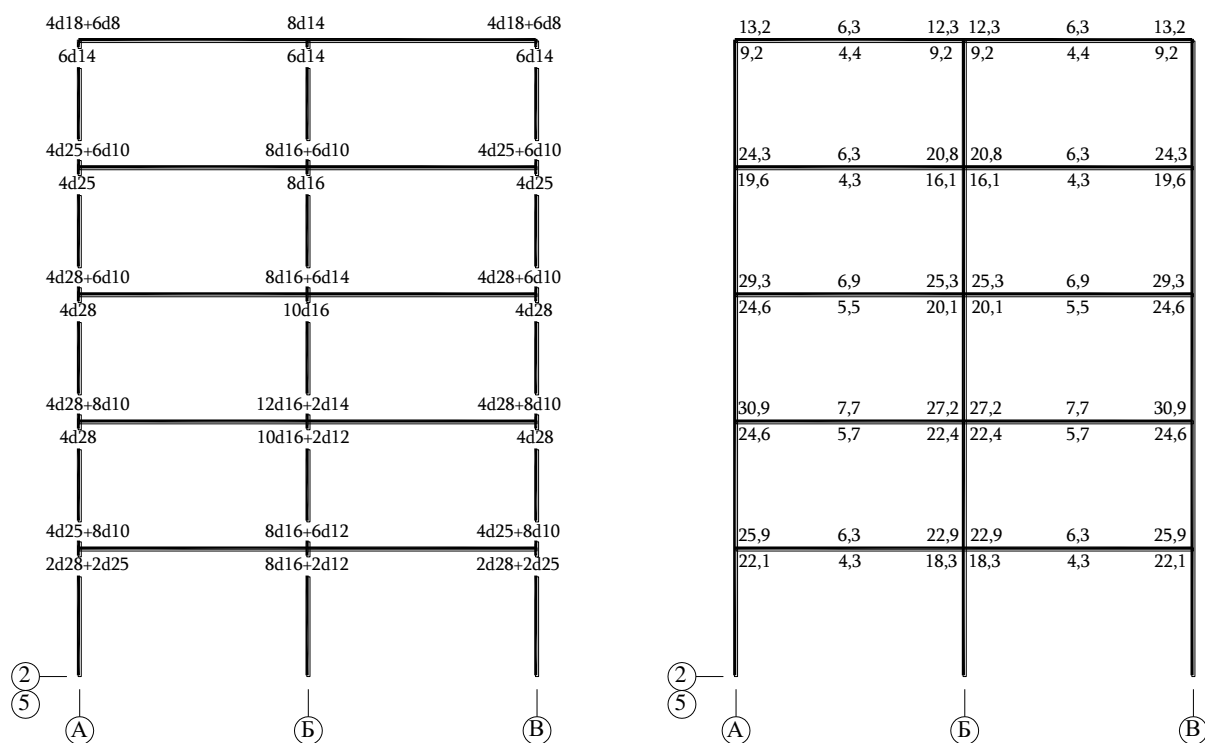


В.12-сурет – Б осі бойынша орналасқан раманың арқалықтарын төмендегі құрастыру нәтижелеріне сәйкес бойлық арматуралау:
а) – арматура диаметрі; б) – арматураның көлденең қимасының ауданы (см²)



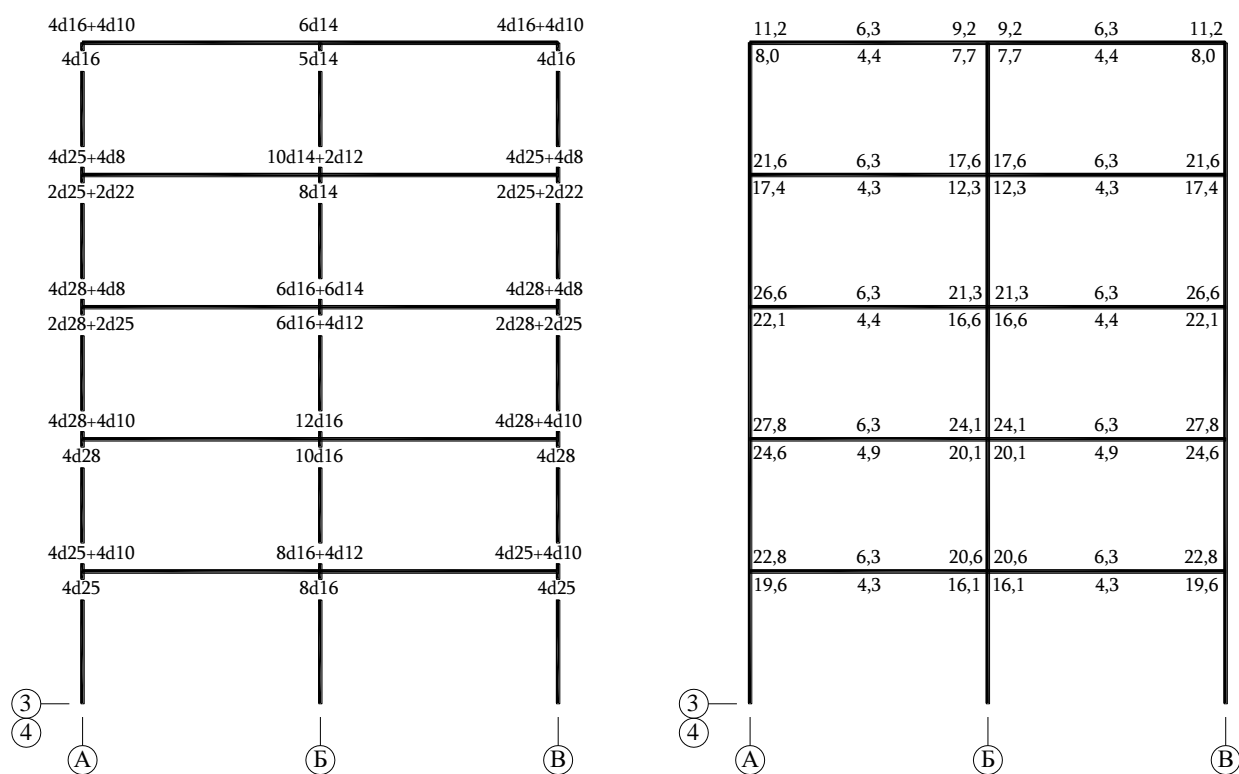
В.13-сурет – 1 және 6 осьтері бойынша орналасқан рамалардың арқалықтарын төмендегі құрастыру нәтижелеріне сәйкес бойлық арматуралау:

а) – арматура диаметрі; б) – арматураның көлденең қимасының ауданы (см²)



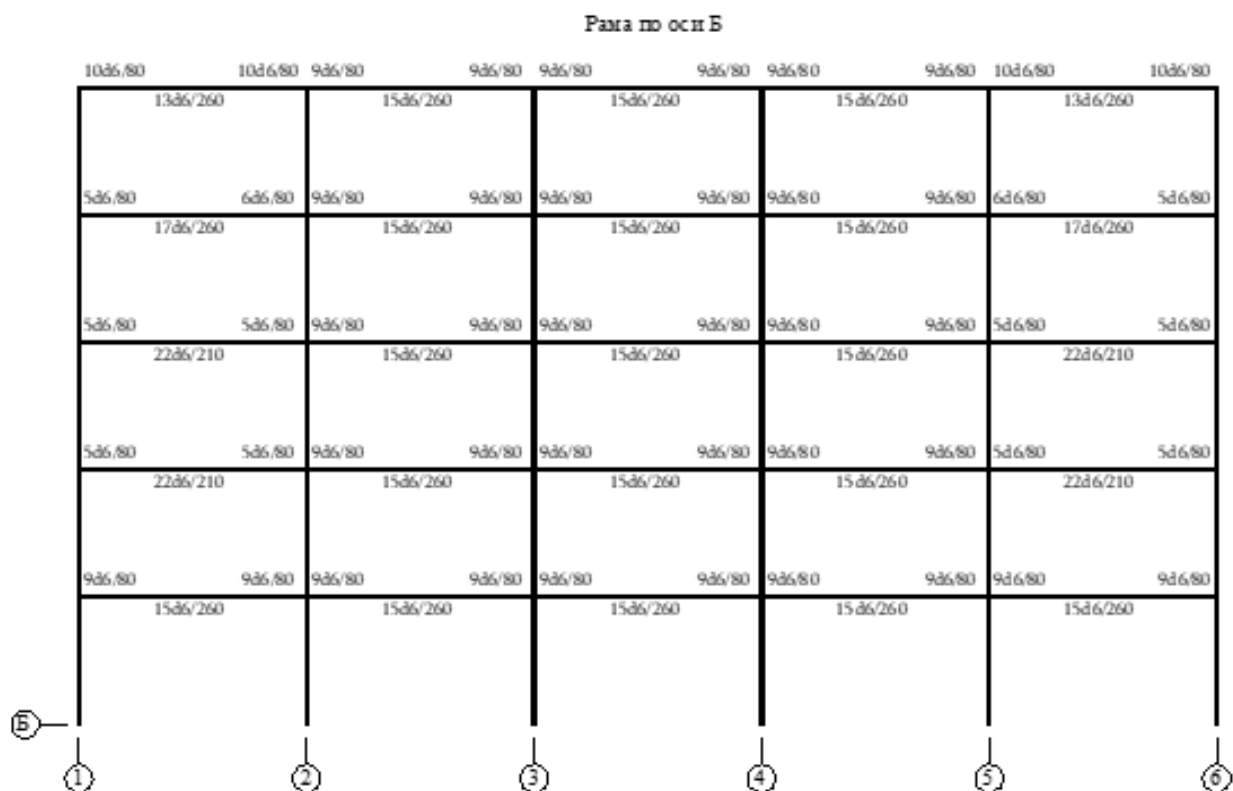
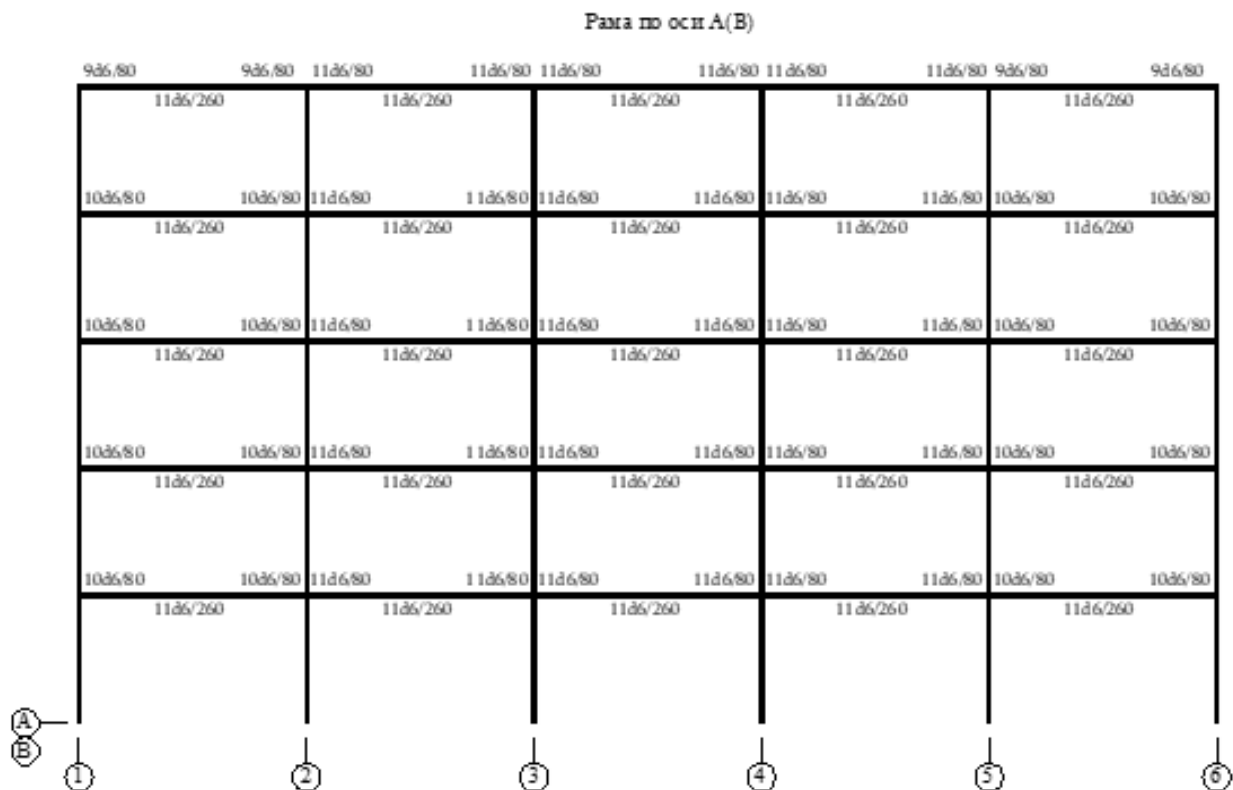
В.14-сурет – 2 және 5 осьтері бойынша орналасқан рамалардың арқалықтарын төмендегі құрастыру нәтижелеріне сәйкес бойлық арматуралау:

а) – арматура диаметрі; б) – арматураның көлденең қимасының ауданы (см²)

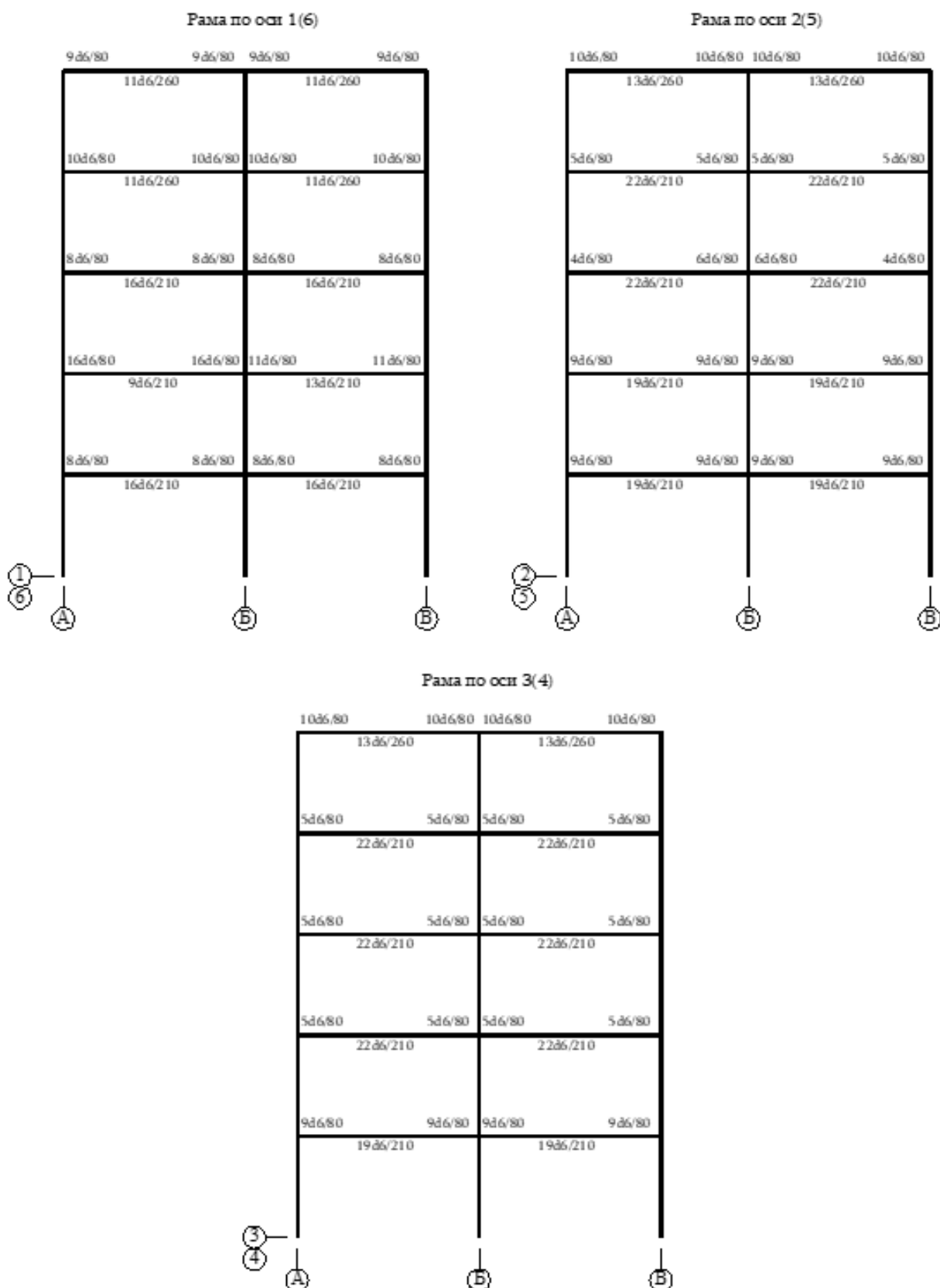


В.15-сурет – 3 және 4 осьтері бойынша орналасқан рамалардың арқалықтарын төмендегі құрастыру нәтижелеріне сәйкес бойлық арматуралау:

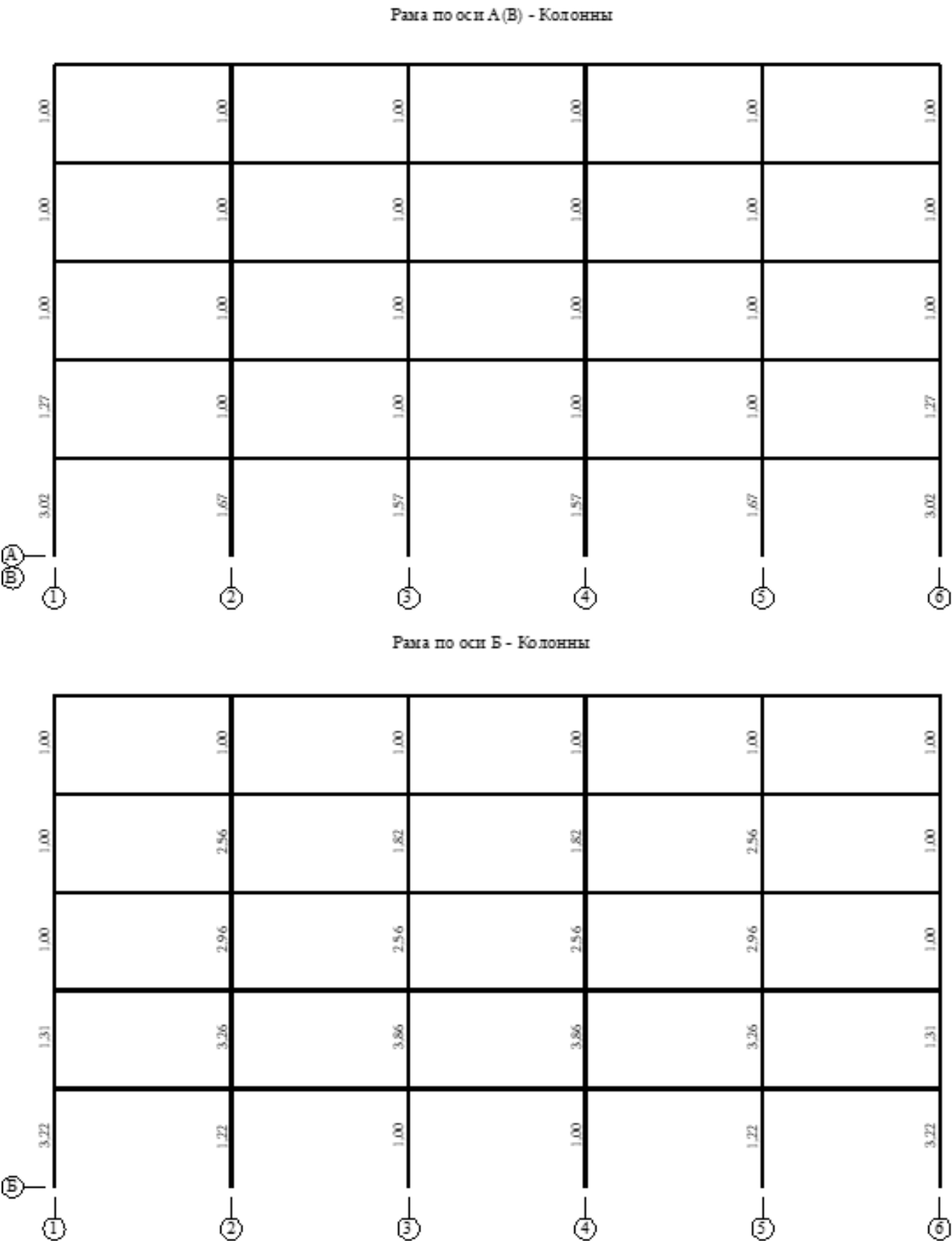
а) – арматура диаметрі; б) – арматураның көлденең қимасының ауданы (см²)



В.16-сурет – Есептеу нәтижелеріне сәйкес А, Б және В осьтері бойынша орналасқан рамалардың арқалықтарын көлденең арматуралау



В.17-сурет – Есептеу нәтижелеріне сәйкес 1 және 6, 2 және 5, 3 және 4 осьтері бойынша орналасқан рамалардың арқалықтарын көлденең арматуралау



В.18-сурет – Есептеу нәтижелеріне сәйкес бағаналарды бойлық арматуралау

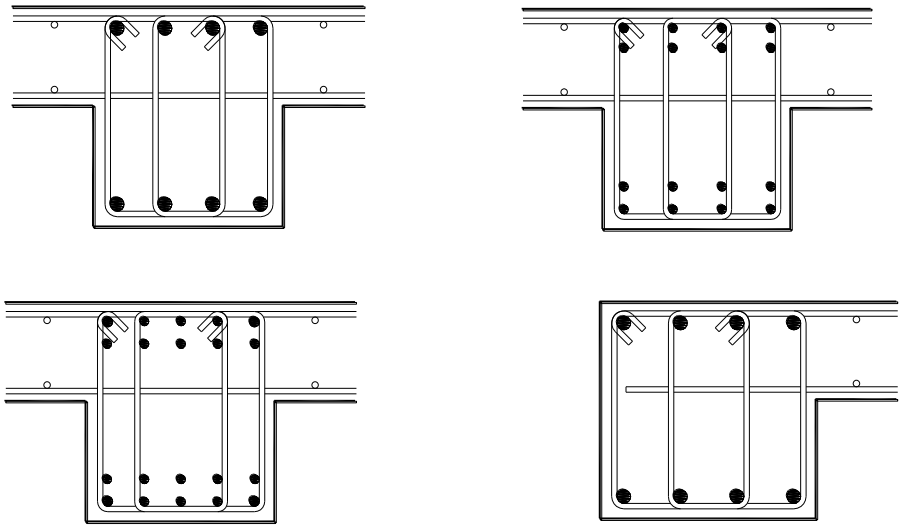
Рама по оси А(В)

19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	
19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	
19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	
19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	
19d10/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d8/150	19d10/150	
<div><div>A</div><div>B</div></div>	①	②	③	④	⑤	⑥

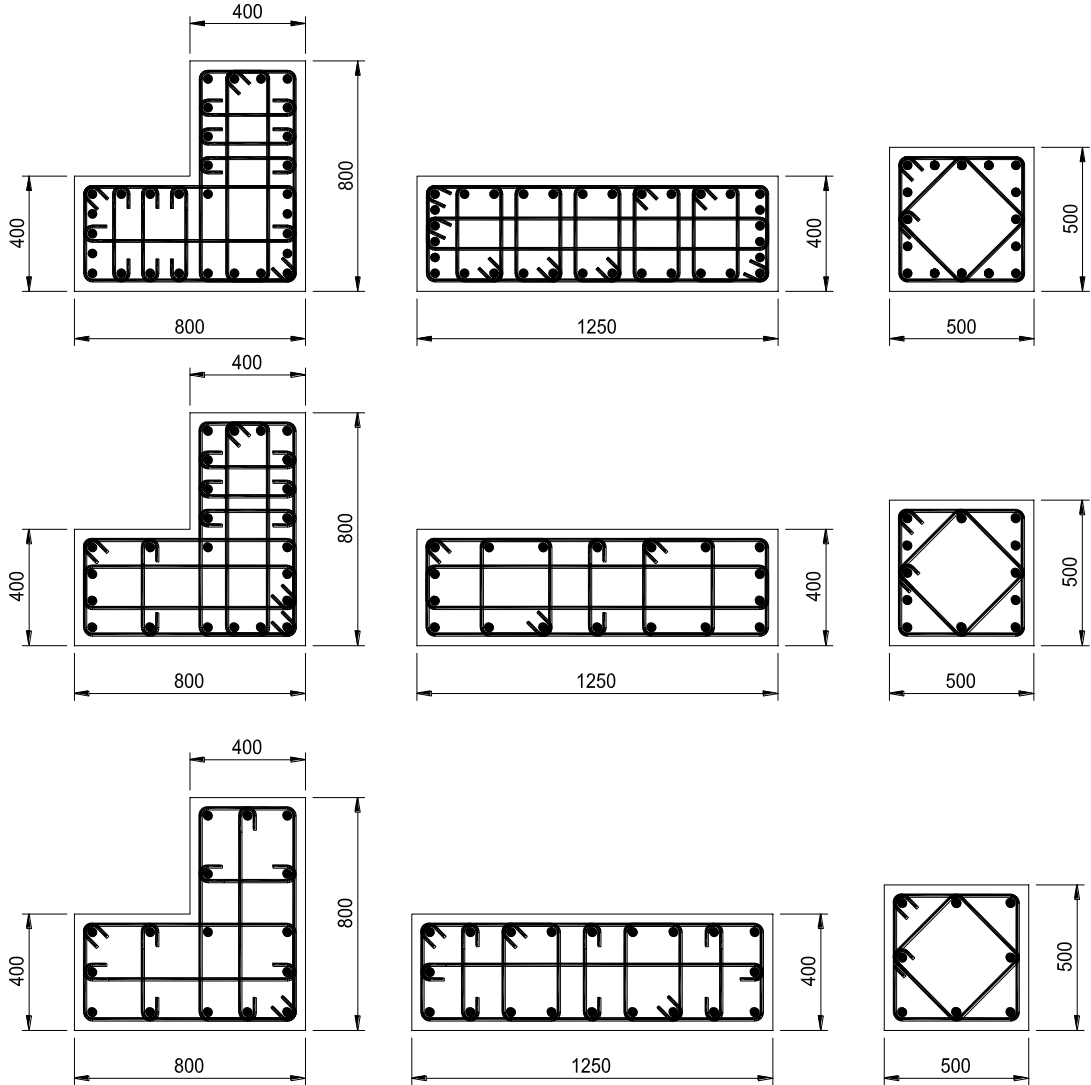
Рама по оси Б

19d8/150	5d6/150	5d6/150	5d6/150	5d6/150	19d8/150	
	5d6/300	5d6/300	5d6/300	5d6/300		
	5d6/150	5d6/150	5d6/150	5d6/150		
19d8/150	5d10/150	5d8/150	5d8/150	5d10/150	19d8/150	
	5d10/300	5d8/300	5d8/300	5d10/300		
	5d10/150	5d8/150	5d8/150	5d10/150		
19d8/150	5d10/150	5d10/150	5d10/150	5d10/150	19d8/150	
	5d10/300	5d10/300	5d10/300	5d10/300		
	5d10/150	5d10/150	5d10/150	5d10/150		
19d8/150	5d10/150	5d10/150	5d10/150	5d10/150	19d8/150	
	5d10/300	5d10/300	5d10/300	5d10/300		
	5d10/150	5d10/150	5d10/150	5d10/150		
19d10/150	6d10/125	6d10/125	6d10/125	6d10/125	19d10/150	
	5d10/300	5d10/300	5d10/300	5d10/300		
	6d10/125	6d10/125	6d10/125	6d10/125		
Б	①	②	③	④	⑤	⑥

В.19-сурет – Есептеу нәтижелеріне сәйкес бағандарды көлденең арматуралау



В.20-сурет – Арқалықтарды арматуралаудың принциптік схемалары



В.21-сурет – Бағандарды арматуралаудың принциптік схемалары

ӘОЖ 699.841:624.04:624.012

МСЖ 91.040

Түйінді сөздер: ҚР нормативтік-техникалық құралы, сейсмикаға төзімді ғимараттарды жобалау, монолитті темірбетоннан жасалған ғимараттар, сейсмикалық әсерлер, сейсмикаға төзімділік, темірбетон ғимараттарын жобалау, арматураны бекіту, бағандарды жобалау, арқалықтарды жобалау, іргетас элементтері, есептеу моделі, иілгіштік класы, сыни шектік күй, тұру қалпы коэффициенті, орын ауыстыруды шектеу бойынша шекті жай-күй, арнайы шаралар, сейсмикалық әсерлердің комбинациясы, ғимаратты есептеу

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	III
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	2
1.1 Область применения	2
1.2 Цель пособия	3
1.3 Указания по применению	4
1.4 Нормативные ссылки	6
1.5 Термины и определения	7
1.5.1 Конструктивные элементы зданий	7
1.5.2 Типы конструктивных систем	10
1.5.3 Прочие термины и определения	11
1.6 Символы, используемые в настоящем НТП	12
1.7 Международная система единиц СИ	15
2 КОНЦЕПЦИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С МОНОЛИТНЫМИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ КОНСТРУКТИВНЫМИ СИСТЕМАМИ	16
2.1 Способность к диссипации энергии и классы пластичности монолитных железобетонных конструктивных систем	16
2.2 Типы конструктивных систем	18
2.3 Коэффициенты поведения	22
2.4 Ограничения на размеры зданий в плане и по высоте	24
2.5 Критерии проектирования	25
2.5.1 Общие положения	25
2.5.2 Метод капаситивного проектирования	26
2.5.3 Условие локального сопротивления	26
2.5.4 Условие локальной пластичности	27
2.5.5 Статическая неопределимость конструктивной системы	28
2.5.6 Конструктивные элементы, не являющиеся частью конструктивной системы и их сопротивляемости	28
2.5.7 Дополнительные специальные мероприятия	29
2.6 Проверки безопасности	30
2.7 Учет жесткостей монолитных железобетонных конструкций в расчетных моделях зданий	31
3 МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ С КЛАССОМ НИЗКОЙ ПЛАСТИЧНОСТИ	32
3.1 Общие сведения	32
3.2 Материалы	32
4 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ РАМНЫХ И ДВОЙНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ, ЭКВИВАЛЕНТНЫХ РАМНЫМ СИСТЕМАМ	33
4.1 Общие положения	33
4.2. Требования к материалам	33
4.3 Общие положения по проектированию элементов рам	34
4.4 Балки	36
4.4.1 Геометрические ограничения	36
4.4.2 Специальные правила для балок, поддерживающих прерывающиеся вертикальные элементы	38
4.4.3 Эффекты расчетных воздействий	38

4.4.4 Проверки критического предельного состояния и конструирование	38
4.4.4.1 Сопротивление балок изгибу и сдвигу	38
4.4.4.2 Конструирование для обеспечения локальной пластичности.....	38
4.5 Колонны.....	43
4.5.1 Геометрические ограничения.....	43
4.5.2 Эффекты расчетных воздействий	44
4.5.3 Проверки критического предельного состояния и конструирование	45
4.5.3.1 Сопротивления при изгибе и сдвиге	45
4.5.3.2 Конструирование для обеспечения локальной пластичности.....	45
4.6 Соединения балка-колонна	50
5 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТЕНОВЫХ И ДВОЙНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ, ЭКВИВАЛЕНТНЫХ СТЕНОВЫМ СИСТЕМАМ	51
5.1 Общие положения	51
5.2 Требования к материалам	52
5.3 Геометрические ограничения и общие требования	52
5.4 Способность стен к пластическому деформированию	56
5.5 Эффекты расчетных воздействий	58
5.6 Сопротивление стен сжатию, изгибу и сдвигу.....	59
5.7 Конструирование изгибных стен	59
5.7.1 Общие положения.....	59
5.7.2 Конструктивные решения изгибных стен в критических зонах	61
5.7.3 Конструктивные решения изгибных стен в зонах В	67
5.8 Проверки критического предельного состояния и конструирование сдвиговых стен	67
5.8.1 Сопротивление изгибу и сдвигу.....	61
5.8.1 Специальные конструктивные требования для сдвиговых стен	61
5.9 Связующие балки	69
6 ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ АНКЕРОВ И СТЫКОВ	74
6.1 Общие сведения.....	74
6.2 Анкеровка арматуры	74
6.2.1 Колонны	74
6.2.2 Балки	75
6.3 Стыкование стержней арматуры.....	77
7 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ФУНДАМЕНТОВ	79
7.1 Область применения	79
7.2 Анкерные балки и фундаментные балки	80
7.3 Соединение вертикальных элементов с фундаментными балками или стенами	81
7.4 Монолитные бетонные сваи и свайные ростверки	81
8 ЛОКАЛЬНЫЕ ЭФФЕКТЫ, ОБУСЛОВЛЕННЫЕ КАМЕННОЙ КЛАДКОЙ ИЛИ БЕТОННЫМИ ЗАПОЛНЕНИЯМИ	82
9 ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДИАФРАГМ (ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЙ).....	83
Приложение А (информационное). Примеры классификации стен на связанные и.....	84
несвязанные.....	84

Приложение Б (справочное). Требования к конструктивным решениям железобетонных балок, колонн и стен.....	82
Приложение В (<i>информационное</i>)	95
Пример расчета пятиэтажного каркасного здания на сейсмические воздействия (определение требуемого армирования).....	95

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие составлено с учетом Закона Республики Казахстан от 16 июля 2001 года № 242-ІІ «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Казахстан» и устанавливает принципы и правила проектирования зданий из монолитного железобетона в сейсмических зонах Республики Казахстан.

Принципы и правила проектирования зданий, приведенные в настоящем нормативно-техническом пособии, соответствуют Техническому регламенту Республики Казахстан «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий» в части его требований к механической безопасности.

Настоящее нормативно-техническое пособие разработано АО «Казахский научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт строительства и архитектуры» с целью совершенствования нормативной базы сейсмостойкого строительства в Республике Казахстан и гармонизации ее с европейскими нормами.

Руководитель темы, редактор – Кульбаев Б.Б., научные руководители – канд. техн. наук Ицков И.Е., канд. техн. наук Шокбаров Е.М., ответственный исполнитель – канд. техн. наук Ицков И.Е., соисполнители – канд. техн. наук Омаров Ж.А., инж. Ли П.А., инж. Лопухов С.А., инж. Шаймерденов Т.А., инж. Абаканов М.М.

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

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ.
ЧАСТЬ: ЗДАНИЯ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
DESIGN OF BUILDING FOR EARTHQUAKE RESISTANCE.
PART. MONOLITHICALLY CONCRETE BUILDINGS

Дата введения – 2022.01.01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

1.1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие разработано в развитие раздела 5 «Специальные правила для железобетонных зданий» СП РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» и соответствует положениям Национального Приложения к СП РК EN 1998-1:2004/2012.

1.1.2 Положениями настоящего нормативно-технического пособия (далее НТП) надлежит руководствоваться при проектировании новых жилых и общественных зданий с конструктивными системами из монолитного железобетона, предназначенных для строительства в сейсмических зонах.

1.1.3 Положения настоящего НТП распространяются на проектирование зданий с конструктивными системами из монолитного железобетона, имеющими классы низкой (DCL) и средней (DCM) пластичности.

Примечание – Классификация конструктивных систем из монолитного железобетона по способности к пластическому деформированию дана в 2.1.

1.1.4 Настоящее НТП, наряду с принципами и правилами, приведенными в разделе 5 СП РК EN 1998-1:2004/2012, содержит:

а) национально установленные параметры, приведенные в Национальном Приложении к СП РК EN 1998-1:2004/2012;

б) правила, дополняющие, развивающие и конкретизирующие некоторые правила раздела 5 СП РК EN 1998-1:2004/2012;

в) альтернативные правила, принятые взамен некоторых правил раздела 5 СП РК EN 1998-1:2004/2012;

г) примечания, разъясняющие и/или обосновывающие некоторые правила настоящего НТП;

д) примеры, иллюстрирующие применение некоторых положений настоящего НТП на практике.

1.1.5 Альтернативные правила, приведенные в НТП:

- основываются на апробированных технических решениях и/или на результатах анализа последствий землетрясений и экспериментально-теоретических исследований;
- согласовываются с основными принципами СП РК EN 1998-1:2004/2012 и соответствуют современной практике обеспечения сейсмостойкости зданий.

Примечание – В соответствии с пунктами 1.4(5) СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и 1.4(1) СП РК EN 1998-1:2004/2012 правила проектирования, отличающиеся от правил СП РК EN 1998-1:2004/2012, допускается применять, если эти правила согласовываются с основными принципами СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СП РК EN 1998-1:2004/2012 и обеспечивают зданиям показатели конструктивной безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности, которые, как минимум, соответствуют показателям, предусмотренным в Еврокодах. Альтернативные правила, принятые в настоящем НТП взамен некоторых правил СП РК EN 1998-1:2004/2012, соответствуют этому условию.

1.1.6 В НТП не рассматриваются принципы и правила проектирования железобетонных зданий:

- а) расположенных в зонах возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности и в зонах возможного возникновения очагов землетрясений с магнитудами 7,5 и более;
- б) с размерами в плане и/или по высоте, превышающими размеры, указанные в таблицах 2.2 и 2.3 настоящего НТП;
- в) с конструктивно-компоновочными схемами, не удовлетворяющими критериям регулярности в плане и/или (например, чрезмерно нерегулярных в плане и/или по высоте);
- г) с конструктивными системами, имеющими класс высокой пластичности (DCH);
- д) с конструктивными системами, сопротивляемость которых сейсмическим воздействиям обеспечивается только безригельными каркасами с плоскими плитами перекрытий;
- е) с предварительно напряженными конструкциями.

1.1.7 Настоящее НТП предназначено для применения специалистами, осуществляющими:

- составление технических заданий на разработку проектной документации;
- проектирование зданий с конструктивными системами из монолитного железобетона;
- разработку нормативно-инструктивных документов, развивающих положения СП РК EN 1998-1:2004/2012;
- разработку технических условий, содержащих адресные требования к проектируемым зданиям с конструктивными системами из монолитного железобетона;
- контроль качества проектирования и строительства зданий с конструктивными системами из монолитного железобетона;
- мониторинг состояния зданий в процессе строительства и эксплуатации.

1.2 Цель пособия

1.2.1 Настоящее НТП составлено с целью совершенствования нормативной базы сейсмостойкого строительства Республики Казахстан, гармонизации ее с европейскими

нормами и оказания методической и практической помощи инженерно-техническим работникам строительной отрасли в освоении принципов и правил проектирования, способствующих:

- защите жизни людей при землетрясениях;
- ограничению ущерба от землетрясений;
- сохранению эксплуатационных качеств зданий, функционирование которых необходимо после сейсмических событий.

1.2.2 Для достижения цели, указанной в 1.2.1 в НТП приведены:

- примечания, содержащие комментарии к некоторым правилам;
- примеры расчетов с пояснениями и выводами.

1.3 Указания по применению

1.3.1 Настоящее НТП содержит минимальные требования по обеспечению требуемой сопротивляемости монолитных железобетонных конструктивных систем сейсмическим воздействиям. По усмотрению заказчика и/или проектировщика, для уменьшения повреждений зданий при землетрясениях и снижения возможного ущерба, уровень расчетных нагрузок и специальных конструктивных мероприятий, предусмотренный настоящим НТП, может быть повышен.

1.3.2 Настоящее НТП следует применять совместно:

- с НТП к разделам 1-4 и 6-9 СП РК EN 1998-1:2004/2012 или, при отсутствии соответствующих НТП к некоторым разделам, с надлежащими положениями СП РК EN 1998-1:2004/2012, не противоречащими положениям настоящего НТП;
- с надлежащими положениями других СП РК EN и НТП к ним, не противоречащими положениям настоящего НТП.

1.3.3 При проектировании, строительстве и эксплуатации зданий следует соблюдать общие условия, приведенные в 1.3(2) СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, и предпосылку, приведенную в 1.3(2)Р СП РК EN 1998-1:2004/2012 (см. также пункт 2.2.4.3.3 НТП РК 08-01.1-2017, содержащий эти условия).

1.3.4 Положения документов, составляемых в развитие раздела 5 СП РК EN 1998-1:2004/2012 и настоящего НТП (специальных технических условий, территориальных строительных норм, рекомендаций, стандартов и др.), не должны противоречить положениям настоящего НТП.

1.3.5 В тех случаях, когда в НТП предполагается возможность отступления от какого-либо положения, это положение сопровождается словами «как правило» или «рекомендуется».

Слова «как правило» означают, что данное положение является преобладающим, а отступление от него должно быть обоснованно. К «рекомендуемым» относятся те положения, которые могут изменяться в зависимости от конструктивных особенностей проектируемого объекта и/или способа его возведения.

1.3.6 Правила расчета и конструирования, отличающиеся от правил настоящего НТП, допускается применять только в следующих случаях:

- при наличии доказательств их полного соответствия пункту 1.1.4;
- по согласованию с заказчиком и организацией-составителем НТП.

1.3.7 Проектирование и строительство объектов, специальные требования к которым в настоящем НТП не приведены, следует осуществлять на основании специальных технических условий на проектирование.

Специальные технические условия (СТУ) на проектирование и строительство, заменяющие для проектируемого объекта отсутствующие нормативы, должны разрабатываться заказчиком, с привлечением научно-исследовательских и (при необходимости) специализированных отечественных или зарубежных организаций или экспертов.

Требования к содержанию, порядку согласования и утверждению специальных технических условий должны соответствовать положениям СН РК 1.02-03-2011.

1.3.8 Специальные технические условия на проектирование зданий, после их согласования и утверждения в установленном порядке, имеют ту же силу, в системе нормативных документов, регламентирующих правила проектирования и строительства гражданских зданий в сейсмических зонах, что и настоящее НТП.

1.3.9 Требование пункта 1.3.7, относящееся к составлению СТУ на проектирование зданий, не распространяется на:

- строения второстепенной важности для общественной безопасности (см. таблицу 5.1 НТП РК 08-01.2-2021);
- жилые малоэтажные здания (см. таблицу 5.2 НТП РК-08-01.2-2021) на одну или две семьи;
- отдельно расположенные паркинги и их отсеки (или подобные им сооружения) частично или полностью заглубленные в грунт, у которых стены расположенные по всему периметру или по части периметра, контактируют с грунтом, а верхнее перекрытие располагается выше планировочной отметки земли не более чем на 200 см.

1.3.10 При проектировании и строительстве зданий с конструктивными системами из монолитного железобетона следует учитывать, что их сейсмостойкость обеспечивается комплексом мероприятий:

- выбором площадок строительства с наиболее благоприятными в сейсмическом отношении условиями;
- применением надлежащих объемно-планировочных и конструктивных решений зданий;
- определением параметров сейсмических воздействий с учетом расчетной сейсмической ситуации, грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам, конструктивных решений и ответственности объекта;
- применением соответствующих материалов и технологий строительства;
- конструированием несущих и ненесущих элементов в соответствии с результатами расчетов;
- соблюдением при проектировании зданий специальных конструктивных требований, назначаемых вне зависимости от результатов расчета;
- надлежащим качеством выполнения проектов и строительных работ;
- системой контроля качества проектов и строительных работ.

1.3.11 При выборе площадки строительства, классификации ее грунтовых условий по сейсмическим свойствам и определении параметров расчетных сейсмических воздействий следует руководствоваться положениями НТП РК 08-01.1-2017.

1.3.12 При выборе конструктивно-планировочных решений зданий и их расчетных моделей, а также при определении расчетных эффектов сейсмических воздействий следует руководствоваться положениями НТП РК 08-01.2-2021 и настоящего НТП.

1.3.13 При выборе конструктивных решений зданий и проверках их соответствия требованиям по отсутствию разрушений и по ограничению ущерба следует руководствоваться положениями настоящего НТП.

1.3.14 При проектировании и строительстве зданий следует соблюдать требования НТП РК 08-01-2017, согласно которым новые конструктивные системы зданий, а также новые материалы, конструкции и изделия до их массового применения в строительстве должны пройти соответствующую экспериментальную проверку.

1.3.15 При контроле качества выполнения проектов и строительных работ следует руководствоваться положениями СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и/или специальных программ по обеспечению качества.

1.3.16 В настоящем НТП:

- номера пунктов СП РК EN 1998-1:2004/2012, текст которых полностью идентичен пунктам НТП, указаны в квадратных скобках рядом с номерами пунктов НТП;
- номера пунктов СП РК EN 1998-1:2004/2012, текст которых частично использован в НТП, указаны в квадратных скобках в конце соответствующего текста пунктов НТП.
- номера пунктов других СП РК EN, на которые даны ссылки в НТП, указаны в тексте соответствующих пунктов НТП там, где они используются.

1.4 Нормативные ссылки

1.4.1 Для применения настоящего нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы.

СН РК 1.02-03-2011 «Порядок разработки, согласования, утверждения и состав проектной документации на строительство».

СП РК EN 990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования.

СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1: Собственный вес, постоянные и приложенные нагрузки на здания».

СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий».

СП РК EN 1997-1:2004/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 1: Общие правила».

СП РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий».

СП РК EN 1998-5:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 5: Фундаменты, подпорные конструкции и геотехнические аспекты».

НТП РК 08-01.1-2017 НТП «Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Общие положения. Сейсмические воздействия».

НТП РК 08-01.2-2021 НТП «Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Проектирование гражданских зданий. Общие требования».

НТП РК 08-01.8-2021 НТП «Проектирование сейсмостойких зданий. Высотные здания».

Примечание – При пользовании настоящим НТП 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 НТП 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.

1.5 Термины и определения

В настоящем НТП применяются следующие термины и определения.

Примечание – Определения некоторых терминов, принятых в НТП, даны в тексте там, где эти термины используются.

1.5.1 Конструктивные элементы зданий

1.5.1.1 **Балка** – Элемент конструктивной системы, который главным образом воспринимает поперечные нагрузки, и в котором нормализованное осевое усилие $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ не должно превышать 0,1 (положительное сжатие). Балки являются в основном горизонтальными элементами.

Примечание – Балкой считается элемент, пролет которого составляет не менее трехкратной общей высоты поперечного сечения. При меньших отношениях пролета к высоте элемент рассматривается как балка-стенка.

1.5.1.2 **Балка анкерная** – Балка, служащая для закрепления фундаментных (анкерных) болтов.

1.5.1.3 **Балка связующая** – Балка (перемычка), предназначенная для объединения смежных стен с целью обеспечения их совместной работы при внешних воздействиях. Связующая балка, сконструированная таким образом, чтобы на ее концах могли образовываться пластические шарниры, классифицируется как пластичная связующая балка.

1.5.1.4 **Балка фундаментная (рандбалка)** – Балка, опирающаяся на столбчатый или ленточный фундамент либо на консоли колонн и воспринимающая нагрузку от стены.

1.5.1.5 **Диафрагма** – Горизонтальная или почти горизонтальная конструкция (например, междуэтажное перекрытие), обеспечивающая передачу горизонтальных нагрузок на вертикальные конструктивные элементы, сопротивляющиеся сейсмическим воздействиям.

1.5.1.6 Колонна – Элемент конструктивной системы, воспринимающий усилия осевого сжатия и подверженный действию нормализованного расчетного осевого усилия $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} > 0,1$. Колонны в основном являются вертикальными элементами.

1.5.1.7 Конструкция (конструктивный элемент): Физически различимая часть конструктивной системы, например, балка, колонна, стена.

1.5.1.8 Конструктивные элементы вторичные – Элементы конструктивной системы, воспринимающие вертикальные нагрузки от собственного веса и смежных элементов, но не влияющие на способность конструктивной системы противостоять сейсмическому воздействию.

1.5.1.9 Конструктивные элементы первичные (несущие конструктивные элементы) – Элементы, являющиеся частью конструктивной системы сопротивляющейся сейсмическому воздействию и запроектированные в соответствии с расчетной сейсмической ситуацией.

1.5.1.10 Конструктивные элементы, не являющиеся частью конструктивной системы (ненесущие конструктивные элементы) – Элементы, которые из-за своей недостаточной прочности или принятого способа их соединения с конструктивной системой здания не рассматриваются при проектировании здания в качестве элементов, воспринимающих вертикальные нагрузки, кроме нагрузок от их собственного веса, и сейсмические нагрузки, приходящиеся на конструктивную систему (к ненесущим конструктивным элементам относятся, например, перегородки, подвесные потолки, вентиляционные блоки, навесные фасады).

1.5.1.11 Пилястра – Прямоугольный выступ в стене, выполненный в виде встроенной в нее колонны.

1.5.1.12 Плита – Элемент, у которого минимальный размер в плане не менее его пятикратной толщины.

1.5.1.13 Сейсмическая расчетная ситуация – Расчетная ситуация, учитывающая чрезвычайные условия при сейсмических воздействиях.

1.5.1.14 Стена – Элемент конструктивной системы, поддерживающий другие элементы и имеющий удлиненное в плане поперечное сечение с соотношением длины к толщине l_w/b_w более 4. Плоскости стен в системе здания имеют в основном вертикальное положение.

Веб-стена – Участок стены сложного поперечного сечения (L-, T-, П-, I-образного или им подобного), расположенный параллельно или приблизительно параллельно к рассматриваемому направлению действия сейсмических сил (см. рисунок 1.1).

Фланц-стена – Участок стены сложного поперечного сечения, примыкающий к веб-стене и расположенный перпендикулярно или приблизительно перпендикулярно к рассматриваемому направлению действия сейсмических сил (см. рисунок 1.1).

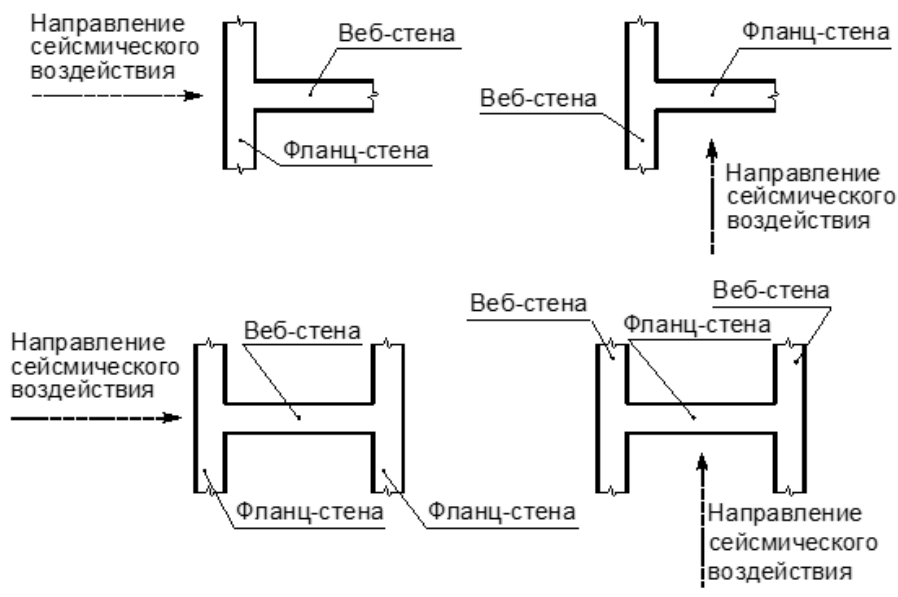


Рисунок 1.1 – Участки стен сложного поперечного сечения, относимые к веб-стенам или фланц-стенам, в зависимости от направления сейсмического воздействия

1.5.1.15 **Стена глухая** – Стена без оконных и дверных проемов.

1.5.1.16 **Стена изгибная** – Стена, имеющая отношение высоты к наибольшему размеру поперечного сечения более 2. При действии горизонтальных нагрузок изгибная стена имеет преимущественно изгибный характер деформирования в своей плоскости.

1.5.1.17 **Стена сдвиговая** – Стена, имеющая отношение высоты к наибольшему размеру поперечного сечения менее 2. При действии горизонтальных нагрузок сдвиговая стена имеет преимущественно сдвиговой характер деформирования в своей плоскости.

1.5.1.18 **Стена непрерывная** – Стена или система стен, связанных балками (перемычками), не имеющая разрывов и тянущаяся сплошной линией.

1.5.1.19 **Стена пластичная** – Стена, обладающая способностью к пластическому деформированию и диссипации энергии за счет образования изгибного пластического шарнира, расположенного несколько выше основания, и/или за счет проявления иных механизмов пластического деформирования, например, ограниченного раскрытия горизонтальных технологических швов бетонирования в уровнях междуэтажных перекрытий.

1.5.1.20 **Стены связанные** – Консольные стены (две или более), расположенные по одной горизонтальной оси и объединенные для совместной работы в своей плоскости регулярно расположенными по высоте связующими балками-перемычками, способными уменьшить изгибающие моменты от горизонтальной нагрузки, возникающие в основании каждой консольной стены при их отдельной работе, как минимум на 25 %.

1.5.1.21 **Стена сквозная** – Стена без изломов в плане или система связанных стен, расположенных по одной горизонтальной оси и проходящая насквозь через все здание в его продольном или поперечном направлении.

1.5.1.22 **Стены со сложными поперечными сечениями** – Стены, представляющие собой пространственные стеновые структуры, образованные из присоединенных или пересекающихся в плане прямоугольных сегментов (L-, T-, П-, I-образные или им подобные).

1.5.1.23 Стены фундаментные – Стены, опирающиеся на фундаменты и передающие на них вертикальные и горизонтальные нагрузки от вышерасположенной части здания и давления грунта. Фундаментные стены, расположенные на периметре здания, являются внешними стенами цокольных и подвальных этажей

1.5.2 Типы конструктивных систем

1.5.2.1 Конструктивная система – Сформированная комбинация элементов здания, объединенных определенным способом для совместной работы. Тип конструктивной системы определяется в зависимости от пространственного сочетания видов ее вертикальных несущих конструкций.

1.5.2.2 Конструктивная система диссипативная – Конструктивная система, способная рассеивать энергию посредством пластичного гистерезисного поведения и/или с помощью иных механизмов.

1.5.2.3 Конструктивная система недиссипативная – Конструктивная система, сопротивляемость которой расчетным сейсмическим воздействиям обеспечивается расчетом, выполненным в предположении только линейно упругого поведения конструкций

1.5.2.4 Конструктивная схема (конструктивно-компоновочная схема) – Вариант конструктивной системы здания по признакам состава и размещения ее элементов.

1.5.2.5 Конструктивно-планировочное решение здания – Планировочное решение здания, согласующееся с его конструктивной системой, компоновкой конструкций и объемно-пространственной конструктивной схемой.

1.5.2.6 Перекрестно-стеновая конструктивная система – пространственная конструктивная система с поперечными и продольными несущими стенами, на которые перекрытия опираются по контуру или по трем сторонам.

1.5.2.7 Пластичная конструктивная система – Конструктивная система, деформирование которой до коллапса происходит без существенной потери прочности, проявления хрупких форм разрушения и сопровождается значительным рассеиванием энергии.

1.5.2.8 Строительная система здания – Комплексная характеристика здания и/или его конструктивной системы, определяемая технологией их возведения и видом материала, применяемого для выполнения основных несущих конструкций (например, здания с конструктивными системами из монолитного железобетона).

1.5.2.9 Статически неопределимая конструктивная система – Система, характеризующаяся наличием связей, выключение которых из работы здания или сооружения, не приводит к нарушению геометрической неизменяемости системы. Наличие этих связей обеспечивает зданиям и сооружениям дополнительные резервы прочности и жесткости.

1.5.2.10 Статически определимая конструктивная система – Система, в которой число опорных реакций соответствует числу степеней свободы и величины опорных реакций можно определить из величин внешних нагрузок по принципу механического равновесия. В статически определимой конструктивной системе выход из строя какой-либо связи нарушает геометрическую неизменяемость системы.

1.5.3 Прочие термины и определения

1.5.3.1 **Альтернативные положения (аналитические модели, правила и т.п.)** – Взаимоисключающие положения, обеспечивающие возможность выбора одного варианта решения из нескольких возможных.

1.5.3.2 **Диссипативная конструкция** – Конструкция, способная к диссипации энергии в результате ее пластического гистерезисного поведения и/или с помощью других механизмов.

1.5.3.3 **Диссипативные зоны** – Предварительно определенные локальные участки диссипативной конструкции, в которых главным образом реализуется их способность к диссипации энергии.

1.5.3.4 **Избыточность** – Способность конструктивной системы, в случае выхода из строя некоторых ее элементов, перераспределять сейсмические нагрузки по резервным путям, дополняющим минимально необходимые пути.

1.5.3.5 **Коэффициент поведения** – Коэффициент, представляющий собой приближенное отношение величин сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на здание при его полностью упругой реакции и коэффициенте вязкого демпфирования 5 %, к сейсмическим нагрузкам, которые могут использоваться при проектировании здания на основе линейно-упругой расчетной модели, обеспечивая приемлемый результат.

1.5.3.6 **Критическая зона** – Зона первичного элемента с наибольшими результирующими значениями усилий (M , N , V , T) при расчетных комбинациях воздействий и зона возможного формирования пластических шарниров.

1.5.3.7 **Критическое предельное состояние** – Состояние, связанное с разрушением или другими формами отказа конструкции (конструктивной системы).

1.5.3.8 **Мультипликативный коэффициент** – Коэффициент, характеризующий совокупное влияние нескольких факторов на изменение состояния конструктивной системы в зависимости от изменения уровня внешних нагрузок. Значение мультипликативного коэффициента равно произведению значений нескольких коэффициентов, каждый из которых характеризует влияние одного из факторов.

1.5.3.9 **Нормированные осевые силы** – Осевое усилие, соответствующее сейсмической расчетной ситуации, нормированное по $A_c f_{cd}$, где A_c – площадь поперечного сечения бетонного элемента, а f_{cd} – расчетное значение прочности бетона на сжатие.

1.5.3.10 **Общий расчет** – Определение в конструкции согласованных между собой величин сил, моментов и усилий, находящихся в равновесии с воздействиями на несущую конструкцию и зависящих от геометрических размеров, конструктивных решений и свойств материалов.

1.5.3.11 **Основание стены** – Уровень фундамента или верх подвальных этажей с жесткими стенами по внутренним продольным и поперечным осям и/или по периметру.

1.5.3.12 **Предельное состояние** – Состояние, при превышении которого строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

1.5.3.13 **Пластические деформации** – Необратимые деформации тела, вызванные изменением напряжений и не исчезающие (полностью или частично) после окончания действия приложенных сил.

1.5.3.14 Пластический шарнир – Сечение или участок элемента, в пределах которого бетон и арматура деформируются в пластической стадии.

1.5.3.15 Сейсмическое воздействие – Воздействие, вызванное движениями грунта во время землетрясения.

1.5.3.16 Сейсмическая расчетная ситуация – Расчетная ситуация, учитывающая особые условия для здания при сейсмических воздействиях.

1.5.3.17 Сопротивляемость конструкции – Способность конструкции противостоять воздействиям без механического разрушения (отказа).

1.5.3.18 Условие равнопрочности – Принцип проектирования, согласно которому все элементы конструктивной системы, участвующие в восприятии приходящейся на нее сейсмических нагрузок, должны обладать примерно одинаковыми запасами прочности по отношению к возникающим в них усилиям.

1.5.3.19 Эффекты второго порядка (Р-Δ эффекты) – Дополнительные вторичные эффекты, возникающие в результате деформирования конструктивной системы при сейсмических нагрузках. Дополнительные эффекты от деформирования конструктивной системы определяются при выполнении расчетов по теории второго порядка.

1.6 Символы, используемые в настоящем НТП

В настоящем НТП применяются следующие символы.

Примечание – Некоторые символы, принятые в НТП, определены в тексте там, где они используются.

A_c – площадь поперечного сечения бетонного элемента;

A_{sh} – общая площадь горизонтальных хомутов в соединении балка-колонна;

A_{si} – общая площадь стержней арматуры в каждом диагональном направлении связующей балки;

A_{st} – площадь одной ветви поперечного армирования;

A_{sv} – общая площадь вертикальной арматуры в веб-стене;

$A_{sv,i}$ – общая площадь вертикальных стержней арматуры колонн между угловыми стержнями арматуры в одном направлении, проходящем через соединение;

A_w – общая площадь горизонтального поперечного сечения стены;

ΣA_{si} – сумма площадей всех наклонных стержней арматуры в обоих направлениях в стене, армированной наклонными стержнями арматуры против скользящего сдвига (sliding shear);

ΣA_{sj} – сумма площадей вертикальных стержней арматуры в веб-стене или дополнительных стержней арматуры, специально предусмотренных в периферийных элементах стены для сопротивляемости против скользящего сдвига;

ΣM_{Rb} – сумма расчетных значений моментов сопротивления балок рам в соединении в рассматриваемом направлении;

ΣM_{Rc} – сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн рам в соединении в рассматриваемом направлении;

D_o – диаметр ограниченного ядра (confined core) в круглой колонне;

$M_{i,d}$ – концевой момент балки или колонны для расчета ее предельной несущей способности на сдвиг;

$M_{Rb,i}$ – расчетное значение момента сопротивления балки на i -м конце;

$M_{Rc,i}$ – расчетное значение момента сопротивления колонны на i -м конце;

N_{Ed} – расчетная осевая сила, соответствующая сейсмической расчетной ситуации;

T_1 – период колебания здания по основному тону в рассматриваемом горизонтальном направлении;

T_C – конечное значение диапазона периодов, в пределах которого максимальные ординаты спектра упругих реакций в ускорениях постоянны;

V'_{Ed} – расчетная поперечная сила в стене, соответствующая сейсмической расчетной ситуации;

V_{dd} – нагельное сопротивление вертикальных стержней в стене;

V_{Ed} – расчетная поперечная сила в стене;

$V_{Ed,max}$ – максимальная поперечная сила в концевом поперечном сечении балки из расчета предельной несущей способности;

$V_{Ed,min}$ – минимальная поперечная сила в концевом поперечном сечении балки из расчета предельной несущей способности;

V_{fd} – вклад силы трения в сопротивляемость стены скользящему сдвигу;

V_{id} – вклад наклонных стержней арматуры в сопротивляемость стены скользящему сдвигу;

$V_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивляемости сдвигу элементов без армирования, работающих на сдвиг, в соответствии с EN 1992-1-1:2004;

$V_{Rd,s}$ – расчетное значение сопротивляемости сдвигу при скольжении;

b – ширина нижней полки балки;

b_c – размер поперечного сечения колонны;

b_{eff} – эффективная ширина растянутой полки балки по грани поддерживающей колонны;

b_i – расстояние между смежными вертикальными арматурными стержнями колонны, охваченными хомутами и шпильками;

b_o – ширина ограниченного ядра в колонне или в периферийном участке стены (по осевой линии хомутов);

b_w – толщина ограниченных частей поперечного сечения стены или толщина стенки балки;

b_{wo} – толщина веб-стены;

d – эффективная высота поперечного сечения;

d_{bL} – диаметр продольного стержня арматуры;

d_{bw} – диаметр хомута;

f_{cd} – расчетное значение прочности бетона на сжатие;

f_{ctm} – среднее значение прочности бетона на растяжение;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали;

$f_{yd,h}$ – расчетное значение предела текучести горизонтальной арматуры веб-стены;

$f_{yd,v}$ – расчетное значение предела текучести вертикальной арматуры веб-стены;

f_{yld} – расчетное значение предела текучести продольной арматуры;

f_{ywd} – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

h – высота поперечного сечения;
 h_c – высота поперечного сечения колонны в рассматриваемом направлении;
 h_f – высота полки;
 h_{jc} – расстояние между противоположными слоями армирования колонны в соединении балка-колонна;
 h_{jw} – расстояние между верхом балки и нижней арматурой;
 h_o – высота ограниченного ядра в колонне (по осевой линии хомутов);
 h_s – высота этажа в чистоте;
 h_w – высота стены или высота поперечного сечения балки;
 k_D – коэффициент, учитывающий класс пластичности при вычислении высоты поперечного сечения колонны, требуемой для анкеровки стержней арматуры балки в соединении;
 k_w – коэффициент, учитывающий вид повреждения, преобладающий в конструктивных системах со стенами;
 l_{cl} – длина балки или колонны в чистоте;
 l_{cr} – длина критической зоны;
 l_i – расстояние между осевыми линиями двух групп наклонных стержней арматуры, расположенных в основании стены и препятствующих скольжению при сдвиге;
 l_w – длина поперечного сечения стены;
 n – общее количество продольных стержней арматуры, расположенных по периметру поперечного сечения колонны и охваченных хомутами или шпильками;
 q_o – базовое значение коэффициента поведения;
 s – шаг поперечного армирования;
 x_u – расстояние до нейтральной оси;
 z – плечо внутренней пары сил;
 α – коэффициент эффективности ограничения ядра; угол между диагональными стержнями арматуры и осью связующей балки;
 γ_c – частный коэффициент для бетона;
 γ_{th} – коэффициент, учитывающий ответственность и высоту зданий при определении горизонтальных сейсмических нагрузок;
 γ_{Rd} – коэффициент неопределенности модели, применяемый к расчетному значению сопротивления эффектам воздействий при оценке предельной несущей способности, вычисляемой с учетом разных источников резервов прочности;
 γ_s – частный коэффициент для стали;
 ε_{cu2} – предельная деформация неограниченного бетона;
 $\varepsilon_{cu2,c}$ – предельная деформация ограниченного бетона;
 $\varepsilon_{su,k}$ – характеристическое значение предельного удлинения арматурной стали;
 $\varepsilon_{sy,d}$ – расчетное значение деформации стали при пределе текучести;
 η – понижающий коэффициент к прочности бетона на сжатие, обусловленный деформациями растяжения в поперечном направлении;
 ζ – соотношение, $V_{Ed,min} / V_{Ed,max}$, между минимальной и максимальной величиной поперечных сил в концевом сечении балки;
 μ_f – коэффициент трения бетона по бетону при циклических воздействиях;
 μ_ϕ – коэффициент пластичности по кривизне;

μ_δ – коэффициент пластичности по перемещениям;
 v – осевое усилие, соответствующее сейсмической расчетной ситуации, нормализованное по $A_c f_{cd}$;
 ξ – нормализованное расстояние до нейтральной оси;
 ρ – коэффициент армирования растянутой арматурой;
 ρ' – коэффициент армирования сжатой арматурой в балках;
 σ_{cm} – среднее значение нормального напряжения в бетоне;
 ρ_h – коэффициент поперечного армирования стены горизонтальными стержнями;
 ρ_l – коэффициент общего продольного армирования;
 ρ_{max} – максимально допустимый коэффициент для растянутой арматуры в критической области первичных балок;
 ρ_v – коэффициент поперечного армирования стены вертикальными стержнями;
 ρ_w – коэффициент поперечного армирования;
 ω_v – механический коэффициент вертикального поперечного армирования;
 ω_{wd} – механический объемный коэффициент ограничивающего армирования.
 f_{cd} – расчетное значение прочности бетона на сжатие;

1.7 Международная система единиц СИ

1.7.1 Должны использоваться единицы СИ согласно ISO 1000.

1.7.2 При вычислениях рекомендуется применять следующие единицы измерений:

– силы и нагрузки:	кН, кН/м, кН/м ²
– удельная масса (плотность):	кг/м ³ , т/м ³
– масса:	кг, т
– удельный вес:	кН/м ³
– напряжения и прочность:	Н/мм ² (= МН/м ² или МПа), кН/м ² (=кПа)
– моменты (изгибающие, и т.д.):	кНм– ускорение: м/с ² , g (=9,81 м/с ²)

2 КОНЦЕПЦИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С МОНОЛИТНЫМИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ КОНСТРУКТИВНЫМИ СИСТЕМАМИ

2.1 Способность к диссипации энергии и классы пластичности монолитных железобетонных конструктивных систем

2.1.1 Сопrotивляемость сейсмическим воздействиям монолитных железобетонных конструктивных систем, проектируемых в соответствии с положениями настоящего НТП, обеспечивается за счет сбалансированного сочетания их прочности со способностью к пластическому деформированию и к диссипации энергии сейсмических колебаний.

2.1.2 Проекты монолитных железобетонных конструктивных систем, возводимых в сейсмических зонах, могут быть разработаны в соответствии с концепциями:

- а) о низкодиссипативном поведении конструкций;
- б) о диссипативном поведении конструкций.

2.1.3 Здания с одинаковыми конструктивными системами и схемами, запроектированные на основании концепций о низкодиссипативном и диссипативном поведении, будут обладать разной прочностью, а также разными способностями к пластическому деформированию и к диссипации энергии.

2.1.4 По способности к пластическому деформированию и к гистерезисной диссипации энергии монолитные железобетонные конструктивные системы зданий подразделяются в СП РК EN 1998-1:2004/2012 на три класса:

- DCL (Ductility Classes Low) – класс низкой пластичности (класс пластичности L);
- DCM (Ductility Classes Medium) – класс средней пластичности (класс пластичности M);
- DCH (Ductility Classes High) – класс высокой пластичности (класс пластичности H).

Одинаковым конструктивным системам с разными классами пластичности будут соответствовать разные значения коэффициентов поведения q и разные расчетные и конструктивные требования.

2.1.5 Монолитные железобетонные конструктивные системы, запроектированные в соответствии с концепцией о низкодиссипативном поведении конструкций, классифицируются как конструктивные системы с классом пластичности L.

Способность конструктивных систем с классом пластичности L сопротивляться сейсмическим воздействиям обеспечивается в основном прочностью конструкций. Значимого влияния нелинейной работы конструкций на эффекты сейсмических воздействий не предполагается. Правила проектирования конструктивных систем с классом пластичности L приведены в разделе 3.

2.1.6 Конструктивные системы, проектируемые в соответствии с концепцией о диссипативном поведении конструкций, могут иметь классы пластичности M (класс средней пластичности) или H (класс высокой пластичности).

Примечание – В настоящем НТП не рассматриваются принципы и правила проектирования железобетонных конструктивных систем с классом пластичности H. Это обусловлено тем, что проектирование железобетонных конструктивных систем с классом пластичности H, регламентированное в СП РК EN 1998-1:2004/2012, требует соблюдения более строгих и сложных правил, чем проектирование железобетонных конструктивных систем с классом M, но не

обеспечивает системам с классом пластичности Н каких-либо очевидных преимуществ в отношении сейсмостойкости и материалоемкости по сравнению с системами, имеющими класс пластичности М.

2.1.7 Пластичные конструктивные системы следует проектировать таким образом, чтобы обеспечить их способность к общему пластическому поведению при высоких уровнях сейсмических воздействий [5.2.1(3)Р].

2.1.8 Общее пластическое поведение конструктивных систем обеспечивается, если оно достигается путем вовлечения в пластическую работу возможно большего количества различных элементов, расположенных на всех этажах здания [5.2.1(3)Р].

2.1.9 При проектировании пластичных конструктивных систем следует соблюдать специальные требования, обеспечивающие конструктивным системам и их элементам:

- адекватную способность к пластическому деформированию и диссипации энергии сейсмических колебаний без существенного снижения их сопротивляемости горизонтальным и вертикальным нагрузкам;
- резервы прочности и способность к перераспределению усилий;
- возможность развития устойчивых механизмов пластического деформирования с высокой гистерезисной диссипацией энергии при повторяющихся знакопеременных нагрузках и защиту от хрупких повреждений.

2.1.10 Специальные требования к пластичным железобетонным конструктивным системам направлены на создание условий, при которых:

- пластические формы отказа конструкций будут предшествовать хрупким формам разрушения (например, от действия поперечных сил);
- сопротивляемости сейсмическим эффектам колонн рамных каркасов и стен будут превышать сопротивляемости балок и перемычек;
- критические области конструктивных элементов смогут, если это будет соответствовать принятой концепции проектирования, вести себя как пластические шарниры;
- местная потеря устойчивости сжатой арматуры в зонах возможных пластических деформаций будет предотвращена;
- эффекты второго порядка (Р-Δ) будут сведены к приемлемому минимуму;
- напряжения сжатия в бетоне вертикальных конструкций будут ограничены.

2.1.11 Условия создания в конструктивных системах благоприятного механизма развития пластических деформаций можно считать выполненными, если при расчетных сейсмических воздействиях:

- в каркасных конструктивных системах пластические деформации будут проявляться на концах балок и в основаниях колонн первого этажа над сечением их заделки;
- в стеновых конструктивных системах пластические деформации будут развиваться преимущественно в результате ограниченного раскрытия в стенах горизонтальных технологических швов бетонирования, расположенных в уровнях междуэтажных перекрытий, и образования нормальных трещин в связующих балках-перемычках;
- соединения вертикальных конструкций с горизонтальными перекрытиями и собственно перекрытия будут сохранять способность к деформированию без существенных пластических деформаций и повреждений;

– негативное влияние больших осевых нагрузок на способность вертикальных конструкций к развитию пластических деформаций будет предотвращено.

Примечание – Согласно EN1998-1:2004 при проектировании стеновых конструктивных систем следует основываться на правилах, обеспечивающих локализацию зон пластического деформирования стен вблизи их оснований над фундаментными конструкциями или над жесткой подземной частью. Выше предполагаемой зоны локализации пластических деформаций предполагается линейно-упругий характер поведения стен.

В настоящем НТП применяется альтернативный подход к проектированию механизма развития пластических деформаций в стеновых системах. Этот подход соответствует пункту 2.1.10 и предусматривает возможность возникновения зон пластического деформирования не только вблизи оснований стен, но и по всей их высоте (преимущественно в горизонтальных технологических швах бетонирования, расположенных в уровнях междуэтажных перекрытий).

2.1.12 Для соблюдения условия, направленного на предотвращение негативных последствий влияния больших осевых нагрузок на способность вертикальных конструкций к развитию пластических деформаций, в СП РК EN 1988-1:2004/2012 и в настоящем НТП предусмотрены ограничения значений вертикальных осевых сил в колоннах и стенах. Следует учитывать, что при соблюдении этих ограничений, в некоторых случаях, может возникнуть необходимость назначения поперечных размеров вертикальных несущих конструктивных элементов несколько большими, чем это требуется только из условия обеспечения их прочности, жесткости или пластичности.

2.2 Типы конструктивных систем

2.2.1 Монолитные железобетонные конструктивные системы, в зависимости от состава их вертикальных конструкций и особенностей поведения при сейсмических воздействиях, подразделяются на следующие типы:

- а) рамные системы;
- б) стеновые системы;
- в) двойные системы (эквивалентные рамным или стеновым);
- г) системы типа перевернутого маятника;
- д) крутильно-податливые системы.

2.2.2 К рамным системам следует относить конструктивные системы, в которых рамы воспринимают большую часть вертикальных нагрузок и способны воспринимать более 65 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Рамная система может включать в себя стены, воспринимающие до 35 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

Условная схема, поясняющая особенности восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок рамной системой, показана на рисунке 2.1 а).

2.2.3 Двойные системы – это конструктивные системы, в которых вертикальные нагрузки воспринимают главным образом рамы, а горизонтальным нагрузкам сопротивляются частично рамы и частично стены.

Двойные системы подразделяются на системы, эквивалентные рамным системам, и системы, эквивалентные стеновым системам.

2.2.4 К двойным конструктивным системам, эквивалентным рамным системам, следует относить системы, в которых рамы воспринимают большую часть вертикальных нагрузок и более 50 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Двойная система, эквивалентная рамной системе, может включать в себя стены, воспринимающие до 50 % (но не менее 35 %) горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

Условная схема, поясняющая особенности восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок двойной конструктивной системой, эквивалентной рамной системе, показана на рисунке 2.1 б).

2.2.5 К двойным конструктивным системам, эквивалентным стеновым системам, следует относить системы, в которых рамы воспринимают большую часть вертикальных нагрузок, а стены более 50 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Двойная конструктивная система, эквивалентная стеновой системе, может включать в себя рамы, воспринимающие до 50 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

Условная схема, поясняющая особенности восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок двойной конструктивной системой, эквивалентной стеновой системе, показана на рисунке 2.1 в).

2.2.6 К стеновым системам следует относить конструктивные системы, в которых стены воспринимают большую часть вертикальных нагрузок и способны воспринимать более 65 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Стеновая система может включать в себя рамы, способные воспринимать до 35 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

Условная схема, поясняющая особенности восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок стеновой конструктивной системой, показана на рисунке 2.1 г).

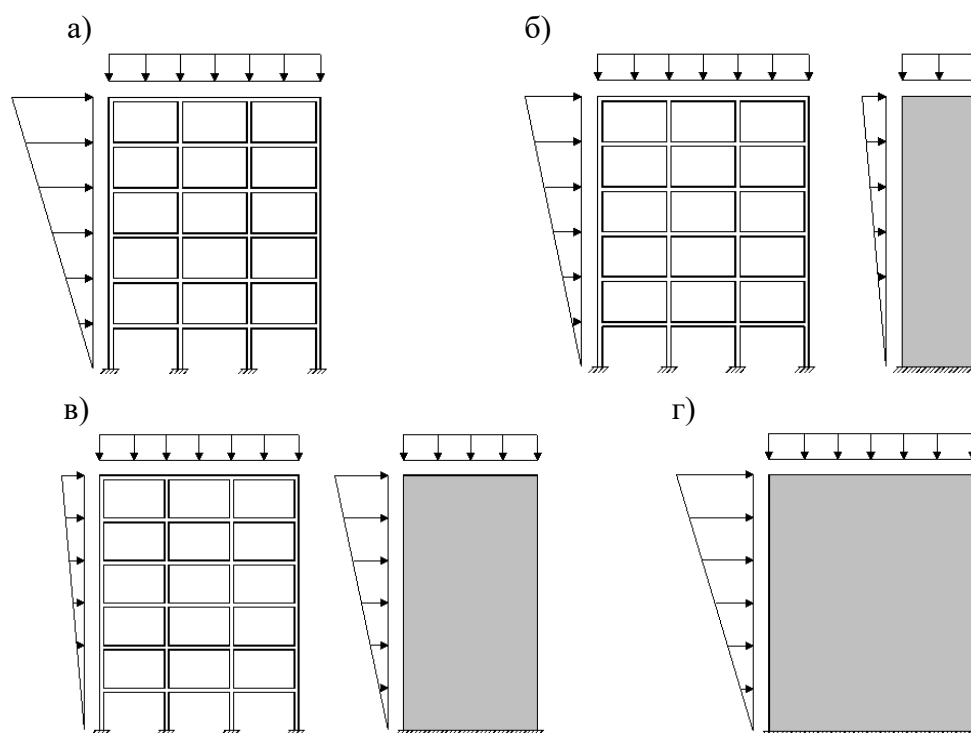


Рисунок – 2.1 Условные схемы конструктивных систем

Примечание – При классификации конструктивных систем необходимо учитывать, что наиболее принципиальные различия между стеновыми конструктивными системами и двойными конструктивными системами эквивалентными стеновым системам заключаются в следующем:

- в стеновых конструктивных системах большую часть вертикальных нагрузок воспринимают стены;
- в двойных конструктивных системах эквивалентных стеновым системам большую часть вертикальных нагрузок воспринимают рамы.

2.2.7 Стеновые, двойные и рамные системы могут быть запроектированы со стенами, имеющими:

- простые поперечные сечения;
- сложные поперечные сечения (L, T, I, H-образные или им подобные), образованные присоединенными или пересекающимися плоскими сегментами.

Если вертикальный элемент имеет сложное поперечное сечение, у одного из сегментов которого отношение длины к толщине более 4, то этот элемент классифицируется как стена. Примеры стен с простыми и со сложными поперечными сечениями в плане, рассматриваемых как единые конструктивные элементы, показаны на рисунке 2.2.

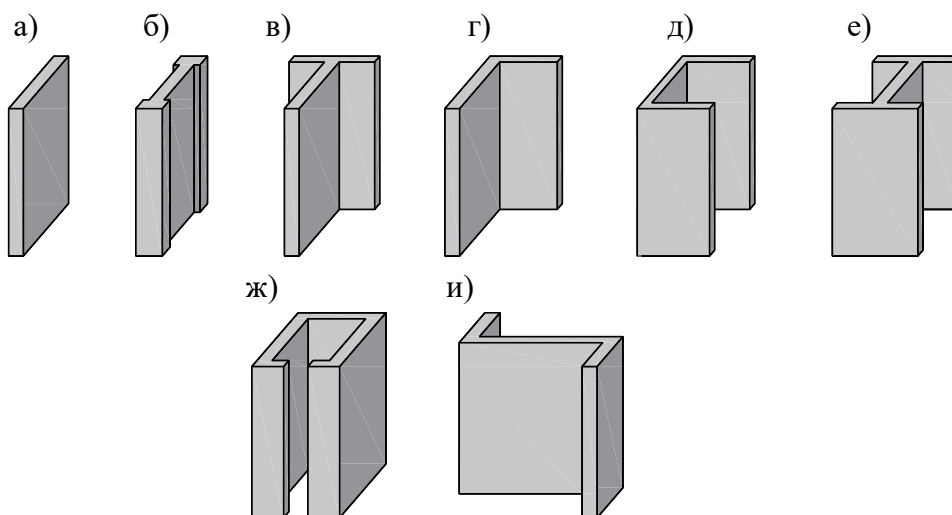


Рисунок – 2.2 Примеры стен с простыми и сложными поперечными сечениями:

- а) плоская прямоугольная стена; б) плоская стена с колоннами-пилястрами;**
в)-и) стены со сложными поперечными сечениями

2.2.8 В восприятии сейсмических нагрузок могут принимать участие связанные и/или несвязанные стены. В соответствии с определением, приведенным в пункте 1.5.1.13, стены можно считать связанными, если выполняется условие (2.1):

$$M_{wi,c} \leq 0,75 \cdot M_{wi,unc} \quad (2.1)$$

где

i – номер стены.

Другие условные обозначения, принятые в (2.1), показаны на рисунке 2.3.

2.2.9 Если в стеновой конструктивной системе со связанными и несвязанными стенами, большая часть общего сопротивления стен горизонтальным нагрузкам (более 50 %) приходится на связанные стены, то эту конструктивную систему следует

классифицировать как стеновую систему со связанными стенами. Если данное условие не соблюдается, то эту конструктивную систему следует классифицировать как стеновую систему с несвязанными стенами.

2.2.10 Если в двойной системе, эквивалентной стеновой системе, большая часть общего сопротивления стен горизонтальным нагрузкам (более 50 %) приходится на связанные стены, то эту конструктивную систему следует классифицировать как двойную систему, эквивалентную стеновой системе со связанными стенами. Если данное условие не соблюдается, то эту конструктивную систему следует классифицировать как двойную систему эквивалентную стеновой системе с несвязанными стенами.

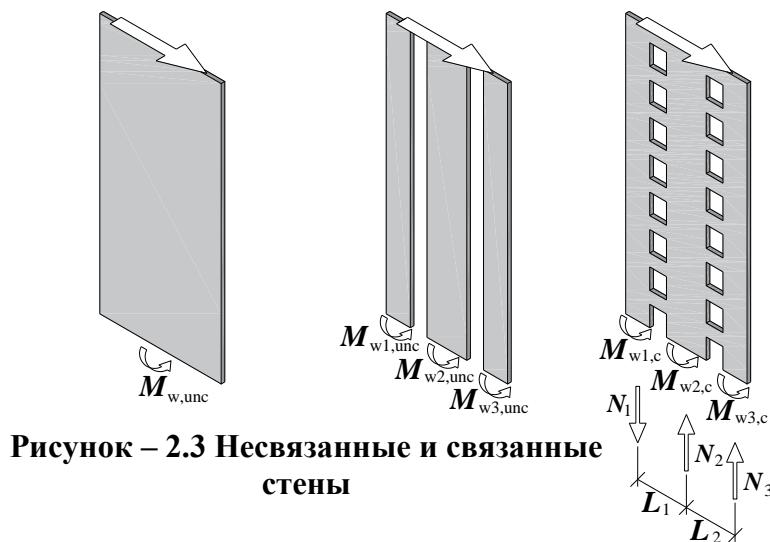


Рисунок – 2.3 Несвязанные и связанные стены

2.2.11 Конструктивная система здания может быть без значимой погрешности классифицирована по степени участия связанных и несвязанных стен в восприятии горизонтальных нагрузок (вне зависимости от количества связанных и несвязанных стен) на основании сопоставления результатов только двух расчетов этой системы.

Первый расчет рассматриваемой конструктивной системы должен быть выполнен с применением расчетной модели, включающей все связующие балки-перемычки между стенами, предусмотренные в этой системе. Второй расчет рассматриваемой конструктивной системы должен быть выполнен с применением расчетной модели, из которой все связующие балки между стенами удалены.

Оба расчета следует выполнять на действие идентичных горизонтальных нагрузок, приложенных в уровне покрытия рассматриваемой конструктивной системы.

Конструктивная система может быть классифицирована как система со связанными стенами при соблюдении условия (2.2):

$$\Sigma M_{wi,c} \leq 0,75 \cdot \Sigma M_{wi,unc} \quad (2.2)$$

где

$\Sigma M_{wi,c}$ – сумма значений изгибающих моментов в основаниях связанных стен, полученная в первом расчете;

$\Sigma M_{wi,unc}$ – сумма значений изгибающих моментов в основаниях несвязанных стен, полученная во втором расчете.

Если условие (2.2) не соблюдается, то конструктивную систему следует классифицировать как систему с несвязанными стенами.

2.2.12 Классификация по степени участия связанных и несвязанных стен в восприятии горизонтальных нагрузок не требуется для следующих монолитных железобетонных конструктивных систем:

- рамных конструктивных систем, включающих в себя стены, воспринимающие до 35 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание;
- двойных конструктивных систем, эквивалентных рамным и стеновым системам;
- перекрестно-стеновых систем, описание которых дано в пункте 2 таблицы 2.1.

2.2.13 Стеновые, рамные и двойные конструктивные системы должны иметь адекватные жесткости на кручение в плане. Конструктивные системы, не обладающие требуемой жесткостью на кручение, следует классифицировать как крутильно-податливые системы (см. 3.2.3.1 НТП РК-08-01.2-2021).

2.2.14 Конструктивная система, в которой 50 % массы или более находится в верхней трети высоты конструктивной системы, либо в которой диссипация энергии происходит главным образом в основании системы с одной степенью свободы, следует классифицировать как систему типа «перевернутый маятник».

Примечание – К категории конструктивных систем типа «перевернутый маятник» не относятся одноэтажные каркасы, у которых колонны поверху соединены вдоль обоих главных направлений здания, а значение нормированного осевого усилия ν_d нигде не превышает 0,3.

2.2.15 [5.2.2.1 (2)] Монолитные железобетонные конструктивные системы, кроме классифицированных как крутильно-податливые, допускается, если иное не указано в таблице 2.1, классифицировать по одному конструктивному типу в одном горизонтальном направлении и по другому типу в другом горизонтальном направлении.

2.3 Коэффициенты поведения

2.3.1 Для монолитных железобетонных конструктивных систем, проектируемых на основании концепции о диссипативном поведении, значение коэффициента поведения q , принимаемое при определении расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок, зависит от типа проектируемой конструктивной системы, ее конструктивно-компоновочной схемы и класса пластичности.

Примечание – Конструктивные системы одного типа с одинаковым классом пластичности могут существенно различаться между собой составом и расположением основных вертикальных несущих элементов. В результате этого они могут иметь разные конструктивно-компоновочные схемы (конструктивные схемы) и соответственно разные значения коэффициента поведения.

2.3.2 Значения мультипликативного коэффициента поведения q , соответствующие разным типам и схемам регулярных и умеренно нерегулярных в плане и по высоте монолитных железобетонных конструктивных систем с классом пластичности М, приведены в таблице 2.1.

Примечание – Значения мультипликативного коэффициента поведения q , приведенные в таблице 2.1, взаимосвязаны с наличием у конструктивных систем, проектируемых в соответствии с положениями настоящего НТП, резервов прочности по отношению к расчетным нагрузкам, избыточности, а также способности к пластическому деформированию и диссипации энергии.

Причинами наличия у железобетонных конструкций резервов прочности являются:

- различия между фактическими, характеристическими и расчетными показателями прочности бетона и арматурной стали;
- наличие в нормах специальных конструктивных требований, учитываемых при армировании железобетонных конструкций вне зависимости от результатов их расчетов;
- округление численных результатов определения требуемых диаметров арматуры, как правило, в большую сторону.

Избыточность конструктивной системы в первую очередь связана с ее способностью к обеспечению альтернативных путей передачи сейсмических нагрузок после выхода из строя любого из первичных конструктивных элементов. В этом отношении в сейсмических зонах предпочтительно применять конструктивные системы с высокой степенью статической неопределенности, у которых выключение из работы некоторых связей не приводит к нарушению геометрической неизменяемости всей системы и обеспечивает им дополнительные резервы прочности.

Принципы и правила, способствующие обеспечению пластической работы конструкций при сейсмических воздействиях, приведены в подразделе 2.5.3 и в разделах 4-9 настоящего НТП.

Таблица 2.1 – Значения коэффициента q для регулярных и умеренно нерегулярных в плане и по высоте конструктивных систем с классом пластичности М

Типы конструктивных систем	Класс пластичности М
1 Рамные и двойные системы, эквивалентные рамным системам.	3,9
2 Перекрестно-стеновые системы с наружными и внутренними сквозными и непрерывными на всю длину и ширину здания связанными или несвязанными несущими стенами, расположенными с шагом не более 6 метров, и с перекрытиями, опирающимися на стены по всему контуру.	5,0
3 Стеновые системы, кроме систем, указанных в пунктах 2, 4, 6: а) с несвязанными стенами; б) со связанными стенами.	4,2 4,5
4 Стеновые системы и двойные системы, эквивалентные стеновым системам: а) с одной глухой стеной в одном из главных направлений здания; б) с несколькими связанными или несвязанными стенами, расположенными только по одной оси в одном из направлений здания.	3,3* 3,6*
5 Двойные системы, эквивалентные стеновым системам, кроме систем, указанных в пунктах 4 и 6.	4,5
6 Двойные конструктивные системы, эквивалентные стеновым системам, в которых сопротивление стен сейсмическим воздействиям составляет не менее 90 % от расчетных сейсмических нагрузок на здание, а сопротивление каркаса – не менее 25 %.	5,0
7 Крутильно-податливые системы	2,0
8 Системы типа «перевернутый маятник»	1,5
* значение q для направления, в котором здание имеет одну внутреннюю несущую стену или несколько несущих стен, расположенных только по одной оси.	

2.3.3 Значения коэффициента поведения q , приведенные в таблице 2.1, приняты одинаковыми для регулярных и умеренно нерегулярных в плане и/или по высоте конструктивных систем.

Корректировку эффектов расчетных сейсмических воздействий за нерегулярность проектируемых конструктивных систем в плане и/или по высоте, а также за их этажность (высоту) и социально-экономическую значимость (функциональное назначение) следует выполнять в соответствии с положениями НТП РК 08-01.2-2017.

2.3.4 Если классификации конструктивной системы по разным горизонтальным направлениям различаются, то и значения коэффициента поведения q для разных горизонтальных направлений также могут различаться.

2.3.5 [3.2.2.5(3)P] Значение коэффициента поведения q может быть различным для разных горизонтальных направлений конструктивной системы здания, но класс пластичности должен быть одинаковым во всех горизонтальных направлениях.

2.3.6 Для всех типов монолитных железобетонных конструктивных систем, проектируемых на основании концепции о низкодиссипативном поведении (с классом пластичности L), значение коэффициента поведения q , принимаемое при определении расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок, следует принимать равным 1,5.

2.3.7 При определении расчетных сейсмических нагрузок на рассматриваемое здание от вертикальной компоненты сейсмического воздействия значение коэффициента поведения q_v следует принимать равным 1,5 для всех типов железобетонных конструктивных систем и классов их пластичности. Значения коэффициента q_v более 1,5 должны быть соответствующим образом обоснованы.

2.3.8 Следует учитывать, что значения коэффициентов поведения, приведенные в таблице 2.1 и в пунктах 2.3.6 и 2.3.7, приняты в предположении, что проектные решения зданий, качество выполнения монолитных железобетонных конструкций, а также контроль качества проектирования и выполнения конструкций соответствуют установленным нормативным требованиям.

2.4 Ограничения на размеры зданий в плане и по высоте

2.4.1 Геометрические пропорции в плане зданий или их отсеков, определяемые выражением $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ (где L_{\max} и L_{\min} соответственно больший и меньший размеры здания в плане в ортогональных направлениях), не должны превышать пропорции, установленные в 3.2.1.1 д) и 3.2.2.1 г) НТП РК 08-01.2-2017:

- а) для зданий, классифицированных как регулярные в плане – 4;
- б) для зданий, классифицированных как умеренно нерегулярные в плане – 6.

2.4.2 Абсолютные размеры в плане и по высоте зданий или их динамически независимых отсеков не должны превышать размеры, указанные в таблицах 2.2 и 2.3 соответственно.

2.4.3 При необходимости, для обеспечения однородности и регулярности конструктивной системы в плане и по высоте, а также для соблюдения предельных относительных размеров, установленных в пункте 2.4.1, и абсолютных размеров, установленных в таблице 2.2, здание следует разделять антисейсмическими швами на динамически независимые отсеки.

Требования к ширине антисейсмических швов и правила их устройства приведены в НТП РК 08-01.2-2017.

Таблица 2.2 – Абсолютные размеры в плане зданий или их отсеков

Сейсмичность строительной площадки, в баллах	Размеры здания по длине (ширине), в метрах		
	Тип грунтовых условий		
	IA и IB	II	III
<7*	по требованиям для несейсмических зон.		
7	150	150	96
8	96	96	72
9	96	72	60
10	60	60	45

* – случаи низкой сейсмичности строительных площадок.

Примечание – Предельные размеры отсеков одноэтажных рамных конструктивных систем, проектируемых для строительства на площадках сейсмичностью 8, 9 и 10 баллов допускается увеличивать на 30%.

Таблица 2.3 – Высота и количество этажей монолитных железобетонных зданий

Конструктивные системы здания	Класс пластичности конструктивной системы	Высота, в метрах (количество этажей)				
		Сейсмичность строительной площадки, в баллах				
		<7*	7	8	9	10
Рамная и двойная эквивалентная рамной	DCL	**	нд	нд	нд	нд
	DCM	**	32(9)	25(7)	19(5)	16(4)
Стеновая и двойная эквивалентная стеновой	DCL	**	нд	нд	нд	нд
	DCM	**	66(20)	54(16)	42(12)	16(4)

* – случаи низкой сейсмичности строительных площадок ($0,05 g \leq a_g \leq 0,08 g$);

** – по требованиям для несейсмических зон;

нд – не допускается.

Примечание 1 – Предельные высоты зданий школ, дошкольных учреждений (детских садов и яслей) и больниц следует принимать в соответствии с пунктами 5.5 и 5.6 НТП РК 08-01.2-2021.

Примечание 2 – За высоту здания следует принимать разность отметок среднего уровня спланированной поверхности земли, примыкающей к зданию, и верха наружных стен (без учета верхних технических и мансардных этажей, парапетов и крыши) или низа стропильных конструкций.

2.5 Критерии проектирования

2.5.1 Общие положения

2.5.1.1 При проектировании железобетонных конструктивных систем зданий в соответствии с концепцией об их диссипативном поведении при сейсмических воздействиях, следует соблюдать:

- правила метода капаситивного проектирования («capacity design method»), краткое описание которого дано в подразделе 2.5.2;
- условия и мероприятия, предусмотренные в подразделах 2.5.3-2.5.7.

2.5.2 Метод капаситивного проектирования

2.5.2.1 В соответствии с правилами метода капаситивного проектирования в конструктивной системе здания выбирают и соответствующим образом конструируют элементы, предназначенные для диссипации энергии при больших деформациях, в то время как другим конструктивным элементам обеспечивают прочность, достаточную для того, чтобы выбранные диссипирующие элементы могли оставаться в работоспособном состоянии.

Примечания – Положения настоящего НТП не требуют, чтобы разработчики проектов явным образом выбирали и/или планировали общий механизм развития пластических деформаций в железобетонных конструктивных системах. Предполагается, что для обеспечения благоприятного механизма пластического деформирования проектируемых конструктивных систем в большинстве случаев достаточно ограничиться соблюдением совокупности правил расчета и конструирования, приведенных в настоящем НТП.

2.5.2.2 Метод капаситивного проектирования предусматривает, что хрупкое разрушение или другие нежелательные механизмы разрушения конструктивной системы (например, концентрация пластических деформаций в колоннах первого этажа многоэтажного здания; разрушение конструкций от действия поперечных сил; разрушение соединений балка-колонна; неустойчивость фундаментных конструкций или любых других элементов, проектируемых в предположении их упругой работы) должны быть предотвращены путем выявления эффектов расчетного воздействия из условий равновесия и с учетом:

- а) развития пластических деформаций в зонах, соответствующих благоприятному механизму пластического деформирования конструктивной системы;
- б) наличия в зонах пластического деформирования резервов прочности.

При соблюдении условий, указанных в а) и б), участки конструкций, не предназначенные для непосредственного участия в диссипации сейсмических колебаний:

- приобретают дополнительные резервы прочности при изгибе по сравнению с критическими (диссипативными) зонами;
- защищены от хрупкого характера разрушений.

2.5.3 Условие локального сопротивления

2.5.3.1 Сопротивляемость монолитных железобетонных конструктивных систем сейсмическим воздействиям должна соответствовать сейсмическим расчетным ситуациям, а требования к нелинейным деформациям в критических зонах конструктивных элементов должны согласовываться с общей пластичностью конструктивных систем, учтенной в расчетах.

2.5.3.2 Все критические зоны монолитной железобетонной конструктивной системы здания должны удовлетворять требованию, приведенному в 2.5.3.3.

2.5.3.3 [4.4.2.2(1)P] Следующее неравенство должно выполняться для всех элементов конструктивной системы здания, включая соединения, а также для значимых конструктивных элементов (например, перегородок и заполнений), не являющихся элементами конструктивной системы:

$$E_d \leq R_d, \quad (2.3)$$

где:

E_d – расчетное значение эффекта воздействия, соответствующее сейсмической расчетной ситуации (см. 6.4.3.4 СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011), включая, при необходимости, эффекты второго порядка; допускается перераспределение изгибающих моментов согласно СП РК EN 1992-1-1:2004/2011;

R_d – расчетная сопротивляемость элемента, вычисленная в соответствии с правилами, характерными для использованного материала (на основании характеристических величин свойств материала f_k и частного коэффициента γ_m) и в соответствии с моделями, относящимися к конкретному типу конструктивной системы.

2.5.4 Условие локальной пластичности

2.5.4.1 [5.2.3.4(1)P] Для достижения требуемой общей пластичности конструктивной системы, зоны возможного формирования пластических шарниров, которые будут определены для каждого типа элементов в разделах 4 и 5 настоящего НТП, должны обладать высокой способностью к пластическому повороту.

2.5.4.2 [5.2.3.4(2)] Предполагается, что пункт 2.5.4.1 будет удовлетворен, если выполняются все нижеследующие условия:

а) обеспечивается достаточная пластичность по кривизне во всех критических зонах первичных элементов, включая концы колонн (в зависимости от возможности формирования пластических шарниров в колоннах);

б) не допускается местная потеря устойчивости сжатой арматуры в зонах возможных пластических шарниров первичных элементов;

в) соблюдаются соответствующие требования к бетону и арматуре:

– сталь, используемая в критических зонах первичных элементов, имеет высокое равномерное пластическое удлинение;

– соотношение сопротивления на растяжение к пределу текучести арматуры, используемой в критических зонах первичных элементов, значительно выше, чем единица;

– бетон, применяемый в первичных элементах, обладает достаточной прочностью на сжатие и имеет деформации разрушения, превышающие деформации, возникающие при достижении его максимальной прочности на сжатие, с достаточным резервом.

2.5.4.3 [5.2.3.4(3)] Условия 2.5.4.2 следует считать выполненными, если при отсутствии более точных данных и за исключением случая, указанного в 2.5.4.4, коэффициент пластичности по кривизне μ_ϕ в критических зонах (определяемый как отношение кривизны постпредельного сопротивления при 85 %-ом моменте сопротивляемости к кривизне при пластической деформации, при условии, что предельные

деформации бетона и стали ε_{cu} и $\varepsilon_{su,k}$ не превышены), как минимум, равен следующим значениям:

$$\mu_{\phi} = 2q - 1, \quad \text{если } T_1 \geq T_c \quad (2.4)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q - 1)T_c/T_1, \quad \text{если } T_1 < T_c \quad (2.5)$$

где:

T_c – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений (см. НТП РК-08-01);

q – является соответствующим базовым значением коэффициента поведения из таблицы 2.1, а T_1 периодом основного тона колебания здания, принятые для вертикальной плоскости, в которой происходит изгиб.

Примечание – Выражения (2.4) и (2.5) основаны на зависимости между коэффициентом пластичности по кривизне μ_{ϕ} и коэффициентом пластичности по смещениям μ_{δ} : $\mu_{\phi} = 2\mu_{\delta} - 1$, что обычно является консервативным приближением для железобетонных элементов, а также на следующих соотношениях между μ_{δ} и q : $\mu_{\delta} = q$, если $T_1 \geq T_c$ и $\mu_{\delta} = 1 + (q - 1)T_c/T_1$, если $T_1 < T_c$ (см. также В.5 в информационном Приложении В к СП РК EN 1998-1:2004/2012).

2.5.4.4 [5.2.3.4(4)] В критических зонах первичных элементов с продольной арматурой из стали класса В по СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 (таблица С.1), коэффициент пластичности по кривизне μ_{ϕ} должен превышать, по меньшей мере в 1,5 раза значение, определяемое из выражений (2.4) или (2.5), в зависимости от того, какое из них применяется.

2.5.5 Статическая неопределимость конструктивной системы

2.5.5.1 [5.2.3.5(1)P] Конструктивные системы зданий должны обладать высокой степенью статической неопределимости и сопровождающей ее способностью к перераспределению усилий, позволяющей расширить области диссипации энергии и увеличить общее количество диссипированной энергии.

2.5.5.2 Конструктивным системам с низкой степенью статической неопределимости следует назначать более низкие значения коэффициентов поведения (см. таблицу 2.1). Требуемую способность к перераспределению усилий можно достичь посредством соблюдения условий локальной пластичности.

2.5.6 Конструктивные элементы, не являющиеся частью конструктивной системы и их сопротивляемости

2.5.6.1 Эффекты сопротивляемости и стабилизирующие способности конструктивных элементов, не являющихся частью конструктивной системы (например, ненесущих конструкций в виде стеновых заполнений и перегородок из каменных кладок) и явно неучтенных в расчетах, могут увеличивать прочность конструктивных систем и их способность к диссипации энергии.

2.5.6.2 [5.2.3.6(4)] Ненесущие конструктивные элементы могут способствовать диссипации энергии, если они равномерно распределены в конструктивной системе.

Мероприятия предотвращающие возможные неблагоприятные локальные эффекты возникающих в результате взаимодействия между собой несущих и ненесущих конструктивных элементов, приведены в разделе 8 настоящего НТП.

2.5.6.3 [4.3.6.2(4)P] Необходимо учитывать возможные неблагоприятные локальные взаимодействия заполнения и рам (например, сдвиговые разрушения колонны при поперечных силах, обусловленных диагональным распорным действием заполнения).

2.5.6.4 [5.2.3.6(5)] Для каркасов с заполнением из каменной кладки (традиционно применяемой для выполнения ненесущих конструктивных элементов) специальные правила приведены в подразделе 5.9 СП РК EN 1998-1:2004/2012 и в разделе 8 НТП РК 08-01.2-2021.

2.5.7 Дополнительные специальные мероприятия

2.5.7.1 [5.2.3.7(1)P] Из-за случайного характера сейсмических воздействий и неопределенности поступругого циклического поведения железобетонных конструкций, общая неопределенность поведения железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях существенно выше, чем при несейсмических. Исходя из этого, при проектировании железобетонных конструкций необходимо принимать дополнительные специальные мероприятия, позволяющие уменьшить неопределенности, связанные с конфигурацией конструктивной системы, с ее расчетом, а также с сопротивляемостью и пластичностью элементов.

2.5.7.2 Наиболее значимыми причинами неопределенности и нестабильности поведения железобетонных конструктивных систем при сейсмических воздействиях являются:

- несбалансированное распределение их масс и жесткостей в плане, вызывающее значительные эксцентриситеты между центрами масс и жесткостей;
- неоднородность конструктивных систем по высоте, обусловленная наличием в вертикальных конструкциях ослабленных уязвимых зон, в которых концентрации напряжений или большие пластические деформации материала могут стать причиной преждевременного разрушения конструкций.

Выбор конструктивной системы с регулярной, однородной и сбалансированной конструктивной схемой в плане и по высоте существенно снижает неопределенности в отношении общего поведения конструкций и позволяет применять модели и методы расчета являющиеся наиболее простыми и в тоже время обеспечивающими достаточную степень безопасности проектируемых объектов.

2.5.7.3 [5.2.3.7(2)P] Значительные неопределенности в оценках сопротивляемости железобетонных элементов сейсмическим воздействиям могут быть вызваны также геометрическими погрешностями. Чтобы минимизировать этот тип неопределенностей следует соблюдать следующие правила:

- а) для уменьшения чувствительности к геометрическим погрешностям следует ограничивать минимальные размеры элементов конструктивной системы (см. 4.4.1, 4.5.1 и 5.3);

б) для минимизации риска возникновения поперечной неустойчивости линейных элементов соотношения минимальных и максимальных размеров линейных элементов должны быть ограничены (см. 4.4.1 и 5.3);

в) для ограничения эффектов второго порядка в колоннах горизонтальные перекосы этажей здания должны быть лимитированы (см. НТП РК 08-01.2-2021);

г) определенная доля от армирования верхней части балки в ее концевых поперечных сечениях должна сохраняться вдоль всей длины верхней части балки (см. 4.4.4.2.6.); это требование объясняется неопределенностью в расположении точки перегиба кривой деформирования балки;

д) необходимо учитывать обратные моменты, не прогнозируемые расчетом, и предусматривать минимальное армирование соответствующих сторон балок (см. 4.4.4.3.6).

2.5.7.4 [5.2.3.7(3)P] Для минимизации неопределенностей, связанных с пластичным поведением элементов, следует соблюдать следующие правила:

а) для всех первичных элементов принятой конструктивной системы должна быть обеспечена минимальная локальная пластичность;

б) для обеспечения минимальной способности первичных конструктивных элементов к пластическому деформированию за пределами критических областей следует предусматривать мероприятия по их поперечному армированию;

в) для исключения хрупкого разрушения элементов после появления трещин (см. пункт 4.4.4.1) в них должно быть предусмотрено необходимое количество растянутой арматуры;

г) для уменьшения последствий растрескивания и выкрашивания бетона, а также для исключения больших неопределенностей пластического поведения элементов при высоком уровне осевых сил, следует соблюдать соответствующий предел нормализованной расчетной осевой силы (см. 4.5.3.1.3 и 5.6.2);

д) должна быть обеспечена достаточная прочность анкеровки и соединений арматуры при знакопеременных циклических усилиях в конструкциях.

2.6 Проверки безопасности

2.6.1 Значения частных коэффициентов свойств материалов γ_c и γ_s , принимаемые во внимание при проверках критических предельных состояний, должны учитывать свойства материалов при сейсмическом нагружении.

2.6.2 При отсутствии конкретных данных значения коэффициента γ_c следует принимать 1,3, а значения коэффициента γ_s – 1,0.

2.6.3 При выполнении расчетов железобетонных конструктивных систем на сейсмические воздействия значение коэффициента α_{cc} , учитывающего влияние длительных процессов на прочность бетона при сжатии и неблагоприятных последствий принятого способа приложения нагрузки, следует принимать равным 1,0.

2.7 Учет жесткостей монолитных железобетонных конструкций в расчетных моделях зданий

2.7.1 В расчетных моделях, применяемых для определения расчетных сейсмических нагрузок на здания в предположении линейно-упругого деформирования их конструкций, а также при распределении этих нагрузок между несущими конструкциями и определении усилий в этих конструкциях:

а) жесткости несущих железобетонных стен, за исключением связующих балок в стенах (перемычек над оконными и дверными проемами), следует задавать, учитывая полные сечения элементов стеновых конструкций и начальные значения модулей упругости (E) и сдвига (G) бетона, указанные в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011;

б) жесткости связующих балок в железобетонных стенах следует задавать, учитывая их полные сечения и начальные значения модуля сдвига (G) бетона, указанные в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, а значения модулей упругости (E) с понижающим коэффициентом 0,5.

2.7.2 В расчетных моделях, применяемых для определения величин перемещений зданий в предположении линейно-упругого деформирования их конструкций, при определении размеров антисейсмических швов, а также при проверках соответствия горизонтальных перекосов этажей и эффектов второго порядка (Р-Δ эффектов) нормативным ограничениям, жесткости всех несущих железобетонных конструкций следует задавать, учитывая полные сечения элементов конструкций, но принимая начальные модули упругости и сдвига бетона с понижающим коэффициентом 0,5.

3 МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ С КЛАССОМ НИЗКОЙ ПЛАСТИЧНОСТИ

3.1 Общие сведения

3.1.1 Монолитные железобетонные конструктивные системы с классом низкой пластичности L допускается применять:

- на площадках с низкой сейсмичностью ($0,05 \text{ g} \leq a_g \leq 0,08 \text{ g}$) [5.2.1(2)P];
- в качестве суперструктур зданий, оснащенных системами сейсмоизоляции.

3.1.2 Если произведения значений a_g и γ_{lh} находятся в диапазоне 0,05-0,08 g, то расчеты на сейсмические воздействия монолитных железобетонных конструктивных систем допускается не выполнять, а для решения задач, указанных в 1.2.1 настоящего НТП ограничиться соблюдением:

а) правил СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, распространяющихся на обычные условия строительства;

б) конструктивных мероприятий, принимаемых вне зависимости от результатов расчетов зданий и направленных на защиту несущего стенового заполнения (например, перегородок из каменной кладки) от чрезмерных повреждений.

3.1.3 Если для площадок с низкой сейсмичностью ($0,05 \text{ g} \leq a_g \leq 0,08 \text{ g}$) произведение значений a_g и γ_{lh} превышает 0,08 g, то проектирование монолитных железобетонных конструктивных систем с классом пластичности L следует осуществлять:

а) на основании результатов расчетов на сейсмические нагрузки, определенные при значении коэффициента поведения q равном 1,5;

б) в соответствии с правилами СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, распространяющимися на обычные условия строительства, и с соблюдением правил, приведенных в подразделе 3.2.

Примечание – Если для площадок с низкой сейсмичностью ($0,05 \text{ g} \leq a_g \leq 0,08 \text{ g}$) произведение значений a_g и γ_{lh} превышает 0,08 g, то класс пластичности проектируемых монолитных железобетонных конструктивных систем может приниматься по усмотрению заказчика и/или проектировщика (L или M).

3.1.4 При проектировании железобетонных конструктивных систем всех типов с классом пластичности L нет необходимости соблюдать правила метода капаситивного проектирования и специальные требования, приведенные в последующих разделах настоящего НТП.

3.2 Материалы

3.2.1 [5.3.2(1)P] В первичных элементах монолитных железобетонных конструктивных систем всех типов с классом пластичности L следует использовать арматуру классов В или С в соответствии с СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, таблица С.1.

3.2.2 Для первичных элементов монолитных железобетонных конструктивных систем с классом пластичности L следует применять бетоны класса по прочности на сжатие не ниже С16/20.

4 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ РАМНЫХ И ДВОЙНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ, ЭКВИВАЛЕНТНЫХ РАМНЫМ СИСТЕМАМ

4.1 Общие положения

4.1.1 В настоящем разделе приведены принципы и правила проектирования монолитных железобетонных рамных систем и двойных конструктивных систем, эквивалентных рамным системам, с классом пластичности М.

Примечание – Далее вместо словосочетания «рамные системы и двойные конструктивные системы, эквивалентные рамным системам», как правило, будет употребляться словосочетание «рамные системы».

4.1.2 Рамные системы с классом пластичности М, если их абсолютные и относительные размеры в плане и по высоте соответствуют положениям 2.4.1 и 2.4.2, допускается применять для всех расчетных сейсмических ситуаций, на которые распространяются положения настоящего НТП.

4.1.3 Проектирование монолитных железобетонных рамных систем с классом пластичности М следует осуществлять в соответствии с требованиями, приведенными в подразделах 4.2 – 4.6.

4.1.4 При проектировании рамных конструктивных систем с классом пластичности М:

- следует соблюдать принцип «слабая балка–сильная колонна»;
- конструктивные решения элементов рам должны соответствовать результатам расчетов и конструктивным требованиям, принимаемым вне зависимости от результатов расчетов;
- конструктивные решения стен должны соответствовать требованиям, приведенным в разделе 5 настоящего НТП.

4.1.5 В рамных конструктивных системах не рекомендуется:

- изменять размеры поперечных сечений всех колонн в одном уровне по высоте здания;
- изменять классы бетона по прочности на сжатие в уровнях изменения поперечных сечений колонн.

Эти условия рекомендуется соблюдать и в тех случаях, когда регулярность зданий по высоте соответствует положениям НТП РК 08-01.2-2021.

4.2. Требования к материалам

4.2.1 Для выполнения первичных элементов монолитных железобетонных рамных конструктивных систем с классом пластичности М следует применять бетоны класса по прочности на сжатие:

- при высоте зданий до пяти этажей включительно – не ниже С16/20;
- при высоте зданий более пяти этажей – не ниже С20/25.

4.2.2 [5.4.1.1(2)Р] В критических зонах первичных элементов следует использовать в качестве арматурной стали стержни только периодического профиля. Исключение могут

составлять закрытые хомуты и поперечные шпильки, выполняемые из гладких арматурных стержней, устанавливаемые в качестве поперечного армирования по конструктивным требованиям, вне зависимости от результатов расчета.

4.2.3 [5.4.1.1(3)P] В критических зонах первичных элементов должна применяться арматура классов В и С согласно СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 (таблица С.1). В первичных элементах конструктивной системы арматурная сталь должна иметь деформацию при максимальном напряжении (равномерное удельное удлинение при разрушении) не менее 5 %.

Примечание – Для армирования первичных конструктивных элементов по результатам расчетов рекомендуется применять преимущественно арматуру класса С. При применении арматуры класса В следует учитывать требование пункта 2.5.4.4. На практике указанные требования к арматурной стали в критических зонах рекомендуется применять ко всем первичным конструктивным элементам, в том числе, расположенным выше критических зон, включая плиты перекрытий, с которыми первичные элементы должны работать совместно.

4.2.4 [5.4.1.1(4)P] Допускается использование сварных арматурных сеток, если они отвечают положениям 4.2.2 и 4.2.3 этого подраздела.

4.3 Общие положения по проектированию элементов рам

4.3.1 [5.2.3.3(1)P] Хрупкое разрушение или другие нежелательные механизмы разрушения элементов железобетонных рам (например, образование пластических шарниров в уровнях низа и верха колонн любого из этажей многоэтажного здания, хрупкие разрушения конструкций при сдвиге, разрушение соединений балка-колонна, неустойчивость фундаментов или любого элемента, предназначенного оставаться упругим) должны быть предотвращены.

Примечание – На рисунке 4.1 показаны два возможных механизма отказа рамной конструктивной системы при горизонтальных сейсмических воздействиях.

При механизме отказа 1 (рисунки 4.1 а) и б)) в конструктивной системе, из-за образования пластических шарниров в колоннах, возможно появление так называемых «гибких этажей», угрожающих устойчивости системы при гравитационных нагрузках. Механизм отказа 1 типичен для систем, у которых сопротивление изгибу балок превышает сопротивление изгибу колонн.

Механизм отказа 2 (рисунок 4.1 в)) связан с развитием пластических шарниров в балках рамных систем и в основаниях колонн нижнего этажа. Такой механизм отказа типичен для тех систем, у которых сопротивление колонн изгибу превышает сопротивление балок изгибу. Механизм отказа 2 является более благоприятным, чем механизм 1 в отношении обеспечения устойчивости конструктивной системы при вертикальных нагрузках и ее ремонтпригодности.

4.3.2 Для обеспечения благоприятного механизма пластического деформирования рам сопротивление колонн изгибу должна превышать сопротивление балок изгибу. Это требование можно считать выполненным, если сопротивление колонн изгибу соответствует пункту 4.3.4 настоящего подраздела.

4.3.3 [5.2.3.3 (2)] Положения пункта 4.3.2 распространяются на первичные колонны в рамных системах и двойных системах, эквивалентных рамным системам.

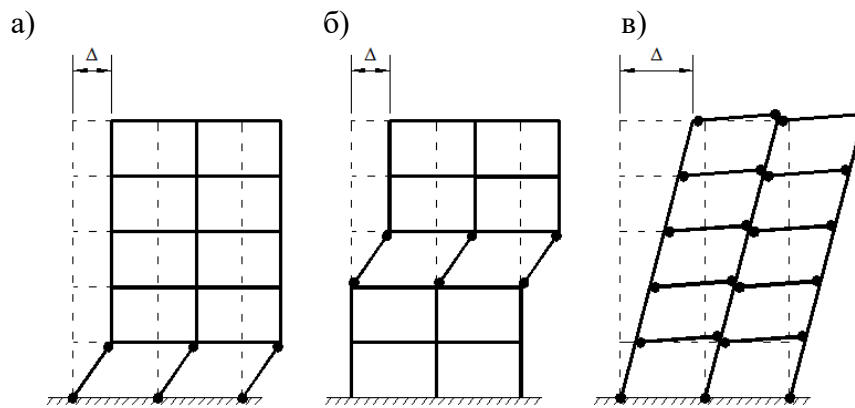


Рисунок 4.1 – Механизмы отказа рамных каркасов

4.3.4 Для выполнения требования 4.3.2 в рамных системах высотой два и более этажей, во всех соединениях балок с колоннами необходимо соблюдать следующее условие [4.4.2.3(4)]:

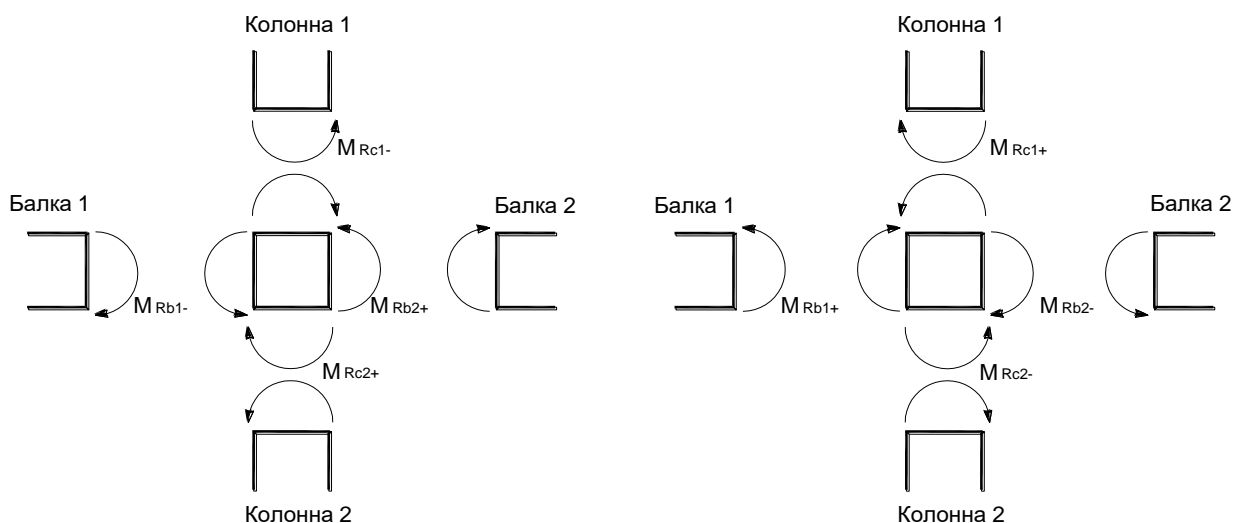
$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}, \quad (4.1)$$

где:

ΣM_{Rc} – сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн в узловых соединениях. В выражении (4.1) следует использовать минимальные значения моментов, которые в диапазоне осевых сил, соответствующих сейсмической расчетной ситуации, определяют сопротивления колонн;

ΣM_{Rb} – сумма расчетных значений моментов сопротивления балок в зонах узловых соединений. При использовании соединений с частичной прочностью моменты сопротивления этих соединений также учитываются при определении ΣM_{Rb} .

Примечание – В соответствии с 4.4.2.3(4) СП РК EN 1998-1:2004/2012 сумма расчетных значений сопротивлений колонн моментам в узловых соединениях колонна-балка должна не менее чем в 1,3 раза превышать сумму расчетных значений сопротивлений моментам балок (рисунок 4.2). Значение ΣM_{Rb} может распределяться между колоннами, расположенными выше и ниже узлового соединения, в соответствии с соотношением между величинами расчетных моментов в этих колоннах. Выполнение требования 4.4.2.3(4) СП РК EN 1998-1:2004/2012 и 4.3.4 настоящего НТП обеспечивает соблюдение принципа «слабая балка – прочная колонна».

Рисунок 4.2 – К определению значений ΣM_{Rc} и ΣM_{Rb}

4.3.5 [4.4.2.3 (5)] Условие (4.1) должно соблюдаться в двух ортогональных вертикальных плоскостях изгиба, которые в зданиях с рамами, расположенными в двух ортогональных направлениях, определяются этими двумя направлениями. Условие (4.1) должно соблюдаться для положительного и отрицательного направлений действия моментов балки вокруг узла соединения, причем моменты колонн всегда противодействуют моментам балок (рисунок 4.2).

Если конструктивная система представляет собой рамную систему или двойную систему, эквивалентную рамной, только в одном из двух главных горизонтальных направлений конструктивной системы, то условие (4.1) должно выполняться только в пределах вертикальной плоскости по этому направлению.

4.3.6 Возможны следующие отступления от положения 4.3.4:

- а) в нижнем этаже двухэтажного здания, если ни в одной колонне значение нормированного осевого усилия v_d не превышает 0,3 [5.2.3.3(2)];
- б) в плоских рамах, имеющих, по крайней мере, четыре колонны с одинаковыми размерами поперечного сечения, допускается удовлетворять условию (4.1) не во всех колоннах, а только в трех из каждых четырех колонн [5.2.3.3(2)];
- в) на верхнем этаже многоэтажной рамы, или в одноэтажной раме [4.4.2.3(6)];
- г) в рамах, которые принадлежат стеновым системам или двойным конструктивным системам, эквивалентным стеновым.

4.3.7 [5.2.3.3 (3)] Арматура плиты, параллельная балке, находящаяся в пределах полок, определенных в 4.4.4.1, и заанкеренная по верхней грани за пределами поперечного сечения балки на внешней стороне соединения балка-колонна, может повышать прочность балки при изгибе и должна приниматься во внимание при вычислении ΣM_{Rb} в выражении (4.1).

4.4 Балки

4.4.1 Геометрические ограничения

4.4.1.1 Балки в рамных железобетонных конструктивных системах могут выполняться узкими и высокими (см. рисунок 4.3 а)) или широкими (см. рисунок 4.3 б)).

Примечания: Под узкими понимаются балки, у которых ширина поперечного сечения не превышает размер поперечного сечения колонн в местах примыкания к ним балок. Под высокими понимаются балки, у которых высота поперечного сечения балок может превышать их ширину.

Под широкими понимаются балки, у которых ширина поперечного сечения превышает размеры поперечного сечения колонн в местах примыкания к ним балок.

4.4.1.2 При определении размеров поперечного сечения балок следует принимать во внимание, что широкие балки, позволяя с меньшими затратами перекрывать конструктивно-планировочные ячейки с большими пролетами и обеспечить требуемую свободную высоту помещений, обладают меньшими, по сравнению с узкими и высокими балками, прочностью, жесткостью и способностью к пластическому деформированию. По этой причине широкие балки рекомендуется применять преимущественно в зданиях стеновых и двойных конструктивных систем.

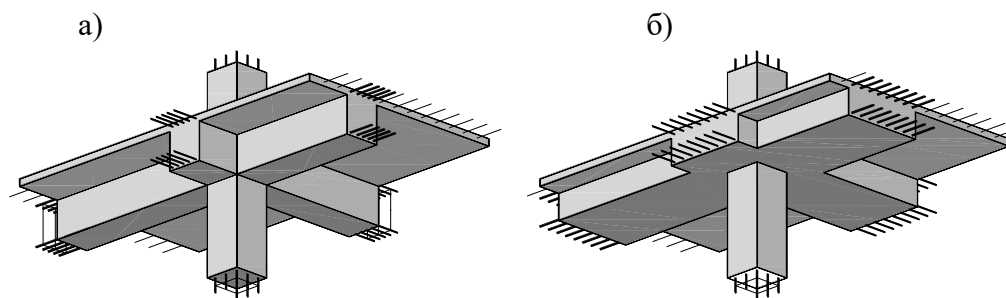


Рисунок 4.3 – Принципиальные схемы примыкания к колоннам:

а) узких и высоких балок; б) широких балок

4.4.1.3 Ширина высоких балок должна быть не менее 200 мм. Отношение ширины высокой балки b_w к ее высоте h_w рекомендуется принимать не менее 1/4.

4.4.1.4 [5.4.1.2.1(1)P] Чтобы добиться эффективной передачи циклических моментов от первичной балки к колонне эксцентриситет оси балки относительно оси колонны каркаса должен быть ограничен.

4.4.1.5 [5.4.1.2.1(2)P] Для соблюдения требования 4.4.1.4 расстояние между центральными осями двух элементов не должно превышать $b_c/4$, где b_c является наибольшим поперечным размером колонны перпендикулярным к продольной оси балки.

Схемы, характеризующие допускаемые эксцентриситеты (e) между осями колонн и балок, показаны на рисунке 4.4.

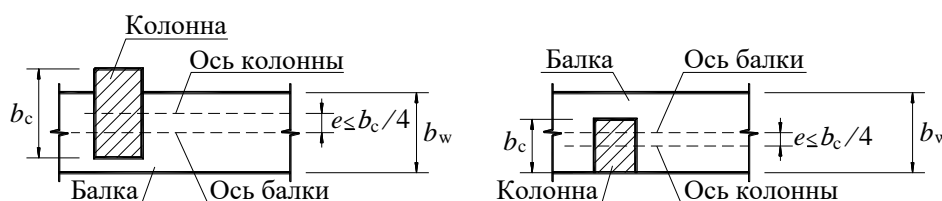


Рисунок 4.4 – Схемы, характеризующие допускаемые эксцентриситеты между осями колонн и балок

4.4.1.6 [5.4.1.2.1 (3)P] Для использования благоприятного влияния сжимающих усилий в колонне на сцепление с бетоном горизонтальных стержней арматуры, проходящих через узел соединения балок с колоннами (рисунок 4.5), ширина b_w первичной балки, помимо условий 4.4.1.3 и 4.4.1.5, должна удовлетворять следующему условию:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}, \quad (4.2)$$

где:

h_w – высота балки;

b_c – наибольший поперечный размер колонны перпендикулярный к продольной оси балки.

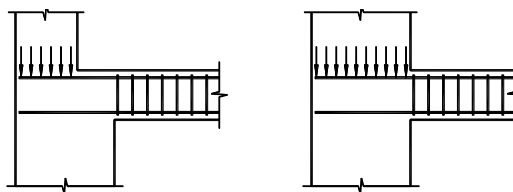


Рисунок 4.5 – Влияние сжатия колонны на сцепление с бетоном горизонтальных стержней арматуры, проходящих через узел соединения балок с колоннами

Схемы расположений широких балок относительно колонн, соответствующие условию (4.2), схематично показаны на рисунке 4.6.

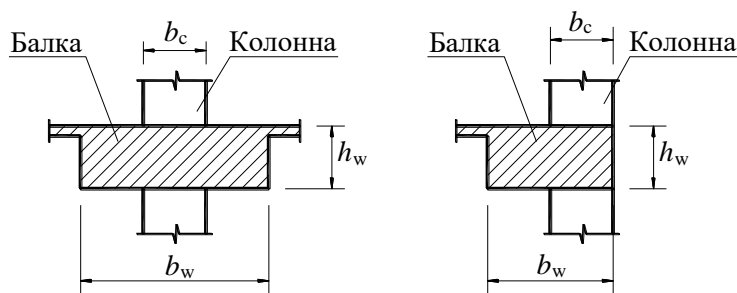


Рисунок 4.6 – Схемы расположений балок относительно колонн согласно условию (4.2)

4.4.2 Специальные правила для балок, поддерживающих прерывающиеся вертикальные элементы

4.4.2.1 [5.4.1.2.5(1)P] Первичные стены и колонны конструктивной системы не допускается опирать на балки или плиты перекрытий.

4.4.2.2 При проектировании конструктивной системы, в которой предусматриваются первичные балки, поддерживающие вторичные колонны, прерывающиеся ниже балок и не участвующие в восприятии сейсмических нагрузок на конструктивную систему, следует соблюдать правила 4.4.2.3 и 4.4.4.3.2.

4.4.2.3 [5.4.1.2.5(2)P] Для первичных балок, поддерживающих вторичные колонны, прерывающиеся ниже балок, применяются следующие правила:

- а) ось прерывающейся колонны не должна иметь эксцентриситет относительно оси балки;
- б) балка должна опираться, по меньшей мере, на две опоры, такие как стены или колонны.

4.4.3 Эффекты расчетных воздействий

4.4.3.1 [5.4.2.2(1)P] В первичных балках расчетные поперечные силы следует определять в соответствии с правилами метода капаситивного проектирования из условия равновесия балки при:

- а) поперечной нагрузке, приходящейся на нее в сейсмической расчетной ситуации;
- б) концевых моментах $M_{i,d}$ (при $i = 1, 2$, обозначающем концевые сечения балки), соответствующих формированию пластического шарнира при положительных и отрицательных направлениях сейсмической нагрузки.

Пластические шарниры должны приниматься как формирующиеся на концах балки или (если сначала они образуются там первыми) в вертикальных элементах, с которыми связаны концы балки (см. рисунок 4.7).

4.4.3.2 [5.4.2.2(2)] Пункт 4.4.3.1 должен быть реализован следующим образом.

- а) В концевом сечении i необходимо вычислить два значения действующей поперечной силы, то есть максимум $V_{Ed,max,i}$ и минимум $V_{Ed,min,i}$, которые соответствуют

максимальному положительному и максимальному отрицательному моментам $M_{i,d}$, которые могут образовываться на концах 1 и 2 балки.

б) Концевые моменты $M_{i,d}$ в 4.4.3.1 можно определить, как указано ниже:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right), \quad (4.3)$$

где:

γ_{Rd} — это коэффициент, учитывающий возможный резерв прочности вследствие деформационного упрочнения арматурной стали, значение которого следует принимать равным 1,0;

$M_{Rb,i}$ — это расчетное значение сопротивления балки изгибающему моменту на конце i в направлении изгибающего момента при рассматриваемом направлении сейсмического воздействия;

$\sum M_{Rc}$ и $\sum M_{Rb}$ — представляют, соответственно, сумму расчетных значений сопротивлений колонн моментам и сумму расчетных значений сопротивлений балок моментам в рамном соединении.

Значение $\sum M_{Rc}$ должно соответствовать осевой силе в колонне для рассматриваемого направления сейсмического воздействия в сейсмической расчетной ситуации.

Примечание – При проектировании балок необходимо учитывать следующее:

- продольную арматуру балок следует определять в соответствии с величинами усилий, определенными в результате общего расчета конструктивной системы и с учетом соответствующих специальных конструктивных требований, приведенных в настоящем НТП и в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011;
- расчетные значения сопротивления балок изгибающим моментам следует определять исходя из фактического количества арматуры в балках.

в) На конце балки, где она поддерживается другой балкой, вместо рамного закрепления в вертикальном элементе (стене или колонне), момент $M_{i,d}$ на конце балки может быть принят равным моменту, действующему в концевом сечении балки при сейсмической расчетной ситуации.

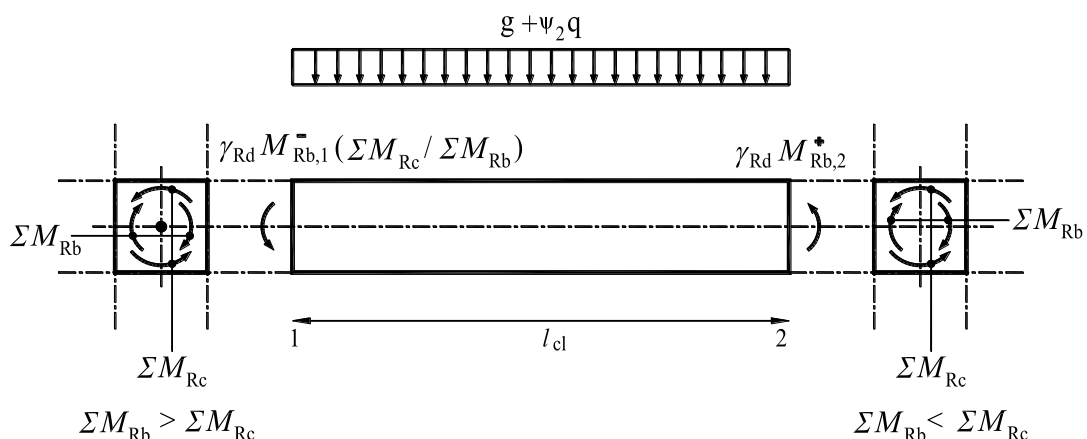


Рисунок 4.7 – Оценка предельной несущей способности балок при действии поперечных сил

4.4.4 Проверки критического предельного состояния и конструирование

4.4.4.1 Сопротивление балок изгибу и сдвигу

4.4.4.1.1 [5.4.3.1.1(1)] Проверки сопротивляемости балок изгибу и сдвигу следует выполнять в соответствии с указаниями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

4.4.4.1.2 [5.4.3.1.1(2)] Армирование верхних зон в концевых поперечных сечениях первичных балок Т- или L-образного сечения должно располагаться, главным образом, в пределах ширины ребра. Часть этого армирования допускается размещать вне ширины ребра, но в пределах эффективной ширины полки b_{eff} .

В пределах эффективной ширины полки балки (вне ее ребра) рекомендуется располагать приблизительно до 25 % от требуемого общего армирования балки.

4.4.4.1.3 [5.4.3.1.1(3)] Эффективную ширину полки b_{eff} допускается принимать с учетом следующих правил:

- а) для первичных балок, жестко закрепленных во внешних колоннах:
 - при наличии поперечной балки с подобной высотой сечения – ширину колонны b_c , увеличенную на $2h_f$ с каждой стороны балки (рисунок 4.8 а));
 - при отсутствии поперечной балки – ширину b_c колонны (рисунок 4.8 б));
- б) для первичных балок, жестко закрепленных во внутренних колоннах, вышеуказанные значения ширины могут быть увеличены на $2h_f$ с каждой стороны балки (рисунки 4.8 в) и г)).

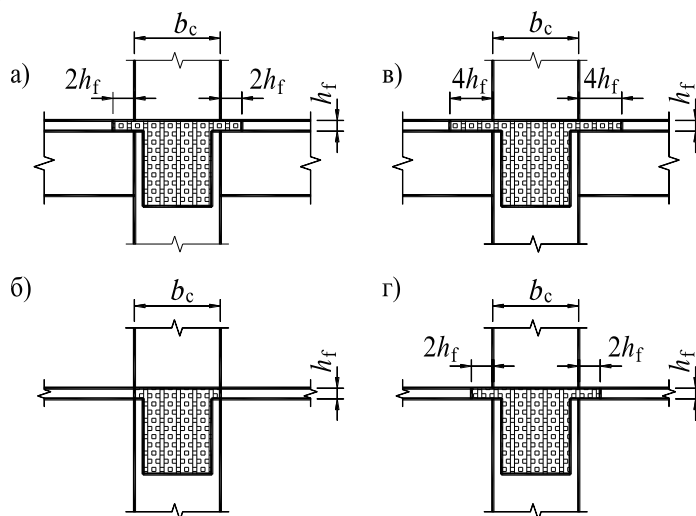


Рисунок 4.8 – Эффективная ширина полок (b_{eff}) балок, жестко закрепленных в колоннах

4.4.4.2 Конструирование для обеспечения локальной пластичности

4.4.4.2.1 [5.4.3.1.2(1P)] Зоны первичной балки на расстоянии до $l_{cr} = h_w$ (где h_w обозначает высоту балки) от концевого поперечного сечения балки в соединении балка-колонна, а также зоны с обеих сторон любого другого поперечного сечения, ответственного за пластическую деформацию в сейсмической расчетной ситуации, следует рассматривать как критические зоны (рисунок 4.9).

4.4.4.2.2 [5.4.3.1.2(2)] В первичных балках, поддерживающих прерванные вертикальные элементы, зоны с каждой стороны поддерживаемого вертикального элемента на расстоянии до $2h_w$, следует рассматривать как критические зоны (рисунок 4.10).

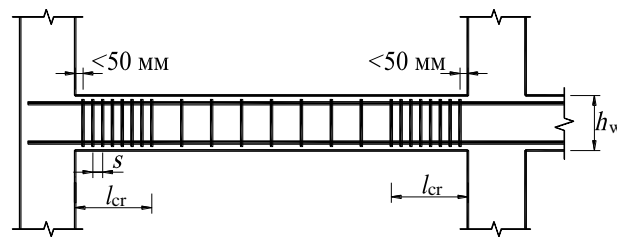


Рисунок 4.9 – Поперечное армирование в критических зонах балок

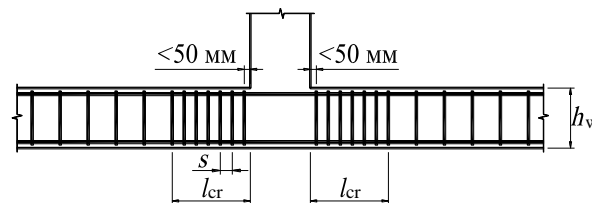


Рисунок 4.10 – Поперечное армирование в критических зонах балок, поддерживающих прерванные вертикальные колонны

4.4.4.2.3 [5.4.3.1.2(3)P] Для обеспечения требования локальной пластичности в критических зонах первичных балок коэффициент пластичности по кривизне μ_ϕ должен иметь значение, равное, по меньшей мере, значению, указанному в 2.5.4.3.

4.4.4.2.4 [5.4.3.1.2(4)] Требование, приведенное в 4.4.4.2.3, считается выполненным, если в критических зонах балки на ее полках удовлетворяются следующие условия:

а) в сжатой зоне, в дополнение к любой арматуре, работающей на сжатие, необходимой в соответствии с результатами проверки критического предельного состояния балки в сейсмической расчетной ситуации, дополнительно располагается не менее половины площади арматуры, принятой в растянутой зоне;

б) коэффициент армирования ρ в растянутой зоне не превышает значение ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (4.4)$$

с коэффициентами армирования растянутой зоны и сжатой зоны, ρ и ρ' , нормализованными по bd , где b – ширина сжатой полки балки, а d – эффективная высота до центра тяжести внешнего слоя арматуры.

Если растянутая зона включает плиту, то количество армирования, расположенного в плите параллельно балке в пределах эффективной ширины полки (см. в 4.4.4.1.2), должно быть включено в ρ .

В выражении 4.4:

f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали;

f_{cd} – расчетное значение предела прочности бетона на сжатие;

$\varepsilon_{sy,d}$ – расчетное значение деформации стали при текучести.

4.4.4.2.5 Графики, характеризующие максимально допустимые значения « $\rho_{\max}-\rho'$ » в критических зонах балок при разных значениях μ_ϕ , разных классах бетона и классе продольной арматуры С, показаны на рисунке 4.11.

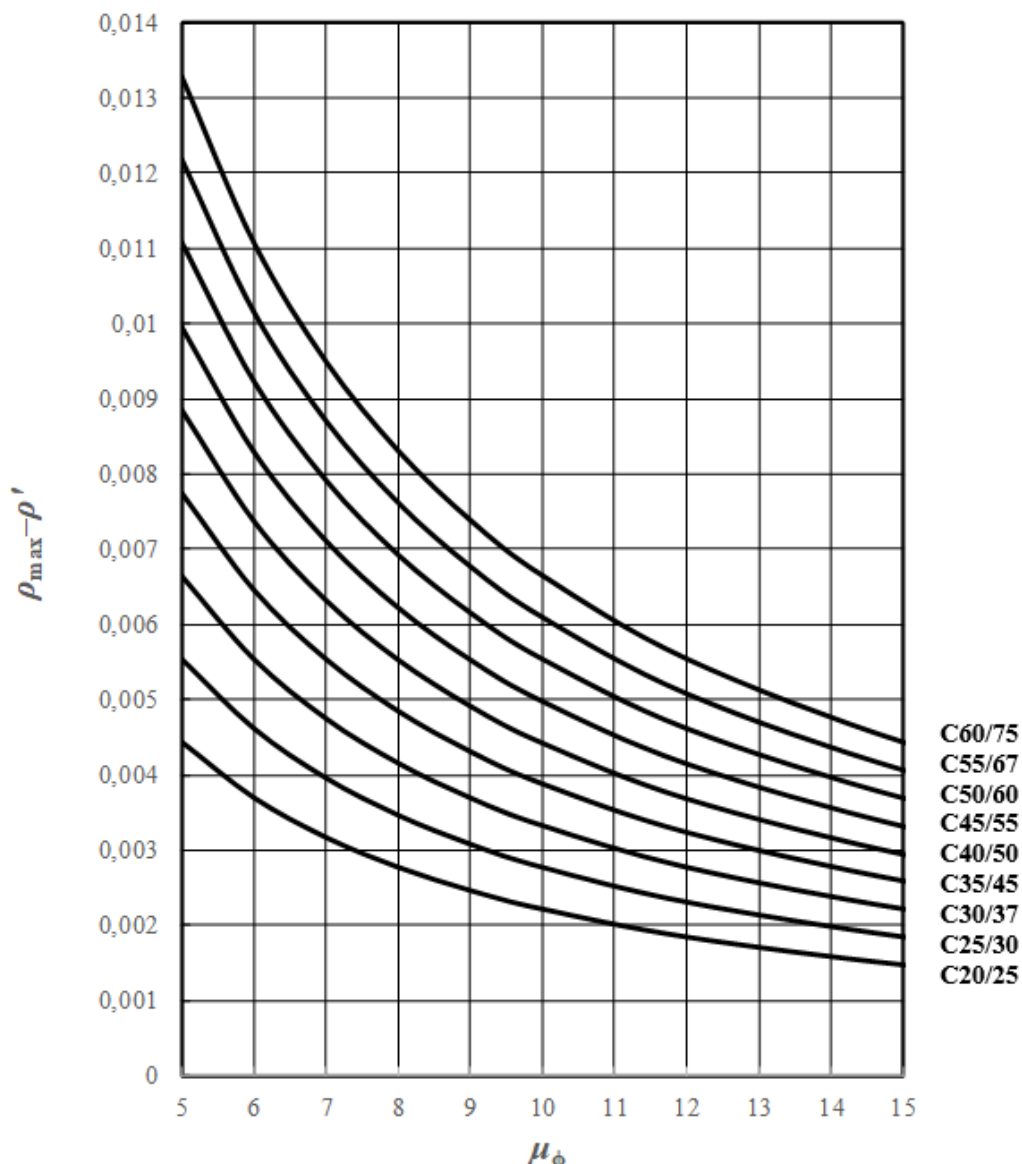


Рисунок 4.11 – Максимально допустимые значения « $\rho_{\max}-\rho'$ » в критических зонах балок, обеспечивающие соблюдение условия (4.4) при продольной арматуре из стали класса С ($f_{yk}=500$ МПа; $E_s=200$ ГПа)

4.4.4.2.6 [5.4.3.1.2(5)P] Вдоль всей длины первичной балки коэффициент армирования ρ должен иметь значение не менее ρ_{\min} :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right), \quad (4.5)$$

где:

f_{ctm} – среднее значение прочности бетона на растяжение;

f_{yk} – характеристическое значение предела текучести арматуры.

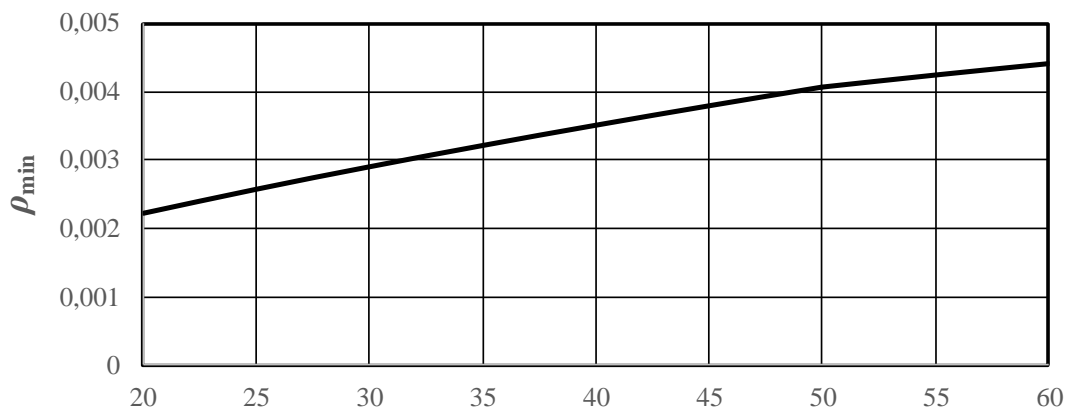
Минимальные значения коэффициента ρ_{\min} следует соблюдать при определении продольного армирования, расположенного у каждой горизонтальной грани балки.

Минимальные значения коэффициента армирования вдоль всей длины балок, обеспечивающие выполнение условия (4.5) при разных классах бетонов и продольной арматуре класса С, показаны на рисунке 4.12.

Примечание – Соблюдение условия (4.5) гарантирует, что изгибающие моменты в зонах пластического деформирования будут превышать моменты, вызывающие хрупкое разрушение сжатого бетона. При определении минимально необходимой площади растянутой арматуры балки $A_{s,min}$ ($A_{s,min} = \rho_{min} b_t d$) в качестве значения b_t следует принимать:

- а) для тавровых балок со сжатой полкой – ширину ребра.
- б) в остальных случаях – среднюю ширину зоны растяжения;

Для тавровых балок с растянутыми полками значение b_t допускается определять с помощью альтернативного правила: наименьшим из двух значений: b_{eff} или $2b_w$, где b_{eff} – эффективная ширина полки балки, а b_w – ширина ребра балки.



Классы цилиндрической прочности бетона на сжатие

Рисунок 4.12 – Минимально допустимые значения ρ вдоль всей длины балок, обеспечивающие выполнение условия (4.5) при продольной арматуре из стали класса С ($f_{yk}=500$ МПа)

4.4.4.2.1 [5.4.3.1.2(6)P] В пределах критических зон первичных балок должны быть предусмотрены хомуты, удовлетворяющие следующим условиям:

- а) диаметр, d_{bw} , хомутов следует принимать не менее чем 6 мм;
- б) шаг, s , хомутов (в миллиметрах) не должен превышать:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}, \quad (4.6)$$

где

d_{bL} – минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

h_w – высота балки (в миллиметрах);

в) первый хомут следует располагать не дальше, чем 50 мм от концевого сечения балки (см. рисунки 4.9 и 4.10).

4.5 Колонны

4.5.1 Геометрические ограничения

4.5.1.1 Минимальный размер поперечного сечения первичных колонн следует принимать, учитывая одновременно следующие условия:

а) при соблюдении условия $\theta \leq 0,1$ (см. НТП РК-08-02) не менее одной десятой большего расстояния между точкой обратного изгиба колонны в плоскости параллельной рассматриваемому размеру колонны и концами колонны [5.4.1.2.2(1)];

Примечание – Для рамных каркасов за расстояние между точкой обратного изгиба колонны и концами колонн, обычно, принимается расстояние, равное половине высоты колонны в чистоте.

б) не менее 250 мм (в том числе при соблюдении условия а)).

4.5.2 Эффекты расчетных воздействий

4.5.2.1 [5.4.2.3(1)P] В первичных колоннах расчетные значения поперечных сил следует определять в соответствии с правилами метода капаситивного проектирования на основании равновесия колонны при концевых изгибающих моментах $M_{i,d}$ (где $i = 1, 2$ обозначает концевые сечения колонны), соответствующих формированию пластического шарнира для положительных и отрицательных направлений сейсмической нагрузки.

Следует учитывать формирование пластических шарниров на концах балок, которые связаны с колоннами рамными соединениями или (если они формируются там первыми) на концах колонн (см. рисунок 4.13).

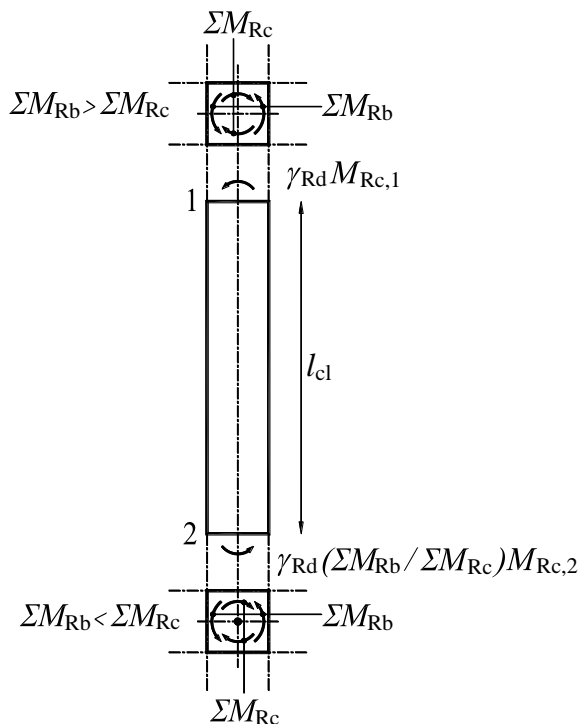


Рисунок 4.13 – Оценка предельной несущей способности колонн при действии поперечных сил

4.5.2.2 [5.4.2.3(2)] Концевые изгибающие моменты $M_{i,d}$, указанные в 4.5.2.1, могут быть определены с помощью следующего выражения:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right), \quad (4.7)$$

где

$M_{Rc,i}$ – расчетное значение сопротивления колонны моменту на конце i в направлении изгибающего момента при рассматриваемом направлении воздействия;

γ_{Rd} – коэффициент, учитывающий резервы прочности, вследствие деформационного упрочнения арматурной стали и в результате поперечного армирования бетона в сжатой зоне, принимаемый равным 1,1;

ΣM_{Rc} и ΣM_{Rb} – представляют, соответственно, сумму расчетных значений сопротивлений колонн моментам и сумму расчетных значений сопротивлений балок моментам в рамном соединении.

4.5.2.3 [5.4.2.3(3)] Значения $\Sigma M_{Rc,i}$ и ΣM_{Rc} должны соответствовать осевой силе (силам) в колонне для рассматриваемого направления сейсмического воздействия при сейсмической расчетной ситуации.

4.5.3 Проверки критического предельного состояния и конструирование

4.5.3.1 Сопротивления при изгибе и сдвиге

4.5.3.1.1 [5.4.3.2.1(1)P] Сопротивление колонны изгибу и сдвигу следует определять согласно СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, используя значение осевой силы, соответствующей сейсмической расчетной ситуации.

4.5.3.1.2 [5.4.3.2.1(2)] Двухосный изгиб может быть учтен по упрощенной схеме посредством выполнения проверки отдельно в каждом направлении при одноосном сопротивлении моменту, уменьшенном на 30 %.

4.5.3.1.3 В первичных колоннах значение нормализованной осевой силы ν_{dc} не должно превышать величину, определяемую с помощью выражения (4.8):

$$0,65 \leq \nu_{dc} = (N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,65 \cdot \gamma_c \quad (4.8)$$

где

γ_c – коэффициент, значение которого следует определять с помощью следующего выражения:

$$1,0 \leq \gamma_c = [1 + 0,015(n-5)] \leq 1,2 \quad (4.9)$$

N_{Ed} – расчетная осевая сила, соответствующая сейсмической расчетной ситуации;

A_c – площадь поперечного сечения бетонного элемента;

f_{cd} – расчетное значение прочности бетона на сжатие;

n – количество этажей в здании, кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки земли, а также цокольных, верхних технических и мансардных этажей.

4.5.3.2 Конструирование для обеспечения локальной пластичности

4.5.3.2.1 Коэффициент общего продольного армирования ρ_1 должен быть не менее 0,01 и не более 0,04. В симметричных поперечных сечениях должно быть предусмотрено симметричное армирование ($\rho = \rho'$) [5.4.3.2.2(1)P].

Продольные стержни в колонне должны иметь диаметр не менее 12 мм.

4.5.3.2.2 [5.4.3.2.2(2)P] По крайней мере один промежуточный стержень должен быть предусмотрен между угловыми стержнями вдоль каждой стороны колонны для обеспечения целостности соединений балка-колонна.

4.5.3.2.3 [5.4.3.2.2(3)P] Зоны, на расстояниях до l_{cr} от обоих концевых сечений первичной колонны, следует рассматривать как критические зоны.

4.5.3.2.4 [5.4.3.2.2(4)] Длину критической зоны l_{cr} (в метрах) следует определять с помощью следующего выражения:

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,45\}, \quad (4.10)$$

где:

h_c – наибольший размер поперечного сечения колонны (в метрах);

l_{cl} – длина колонны в чистоте (в метрах).

4.5.3.2.5 Вся длина колонны между перекрытиями (ригелями) рассматривается как критическая зона в следующих случаях:

а) если $l_0/h_c < 3$ [5.4.3.2.2(5)P];

б) если это колонна первого этажа конструктивной системы с каменным заполнением (см. [5.9(1)] и 8.1 настоящего НТП);

в) если каменное заполнение примыкает к колонне в рассматриваемом направлении только с одной стороны (например, в случае угловых колонн) (см. 8.3 настоящего НТП).

4.5.3.2.6 Если высота каменного заполнения, примыкающего к колонне, меньше высоты колонн в свету, то конструирование этих колонн должно осуществляться в соответствии с положениями 5.9(2) СП РК EN 1998-1:2004/2012 и 8.2 настоящего НТП.

4.5.3.2.7 [5.4.3.2.2(6)P] В критической зоне у основания первичных колонн значение коэффициента пластичности по кривизне μ_ϕ должно предусматриваться, по меньшей мере, равным значению, приведенному в 2.5.4.3.

4.5.3.2.8 [5.4.3.2.2(7)P] Если при указанном значении μ_ϕ деформации бетона в любом поперечном сечении больше чем $\varepsilon_{cu2}=0,0035$ (где ε_{cu2} – предельная деформация неограниченного бетона), то необходима компенсация потерь сопротивления, обусловленных возникновением трещин в бетоне. Компенсация должна достигаться усилением бетонного ядра в соответствии с 3.1.9 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

4.5.3.2.9 [5.4.3.2.2(8)] Требования, указанные в 4.5.3.2.7 и 4.5.3.2.8, следует считать выполненными, если:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (4.11)$$

где:

ω_{wd} – объемный коэффициент ограничивающего (поперечного) армирования хомутами 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 по кривизне;

v_d – нормализованная расчетная осевая сила ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ – расчетное значение деформации растянутой арматуры при текучести;

h_c – высота поперечного сечения (параллельная горизонтальному направлению, в котором применяется значение μ_ϕ из 2.5.4.3);

h_o – высота ограниченного ядра (к осевой линии ветвей хомутов);

b_c – общая ширина поперечного сечения;

b_o – ширина ограниченного ядра (по осевой линии ветвей хомутов);

α – коэффициент эффективности ограничивающего (поперечного армирования), равный $\alpha = \alpha_n \alpha_s$;

а) для прямоугольных поперечных сечений:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o, \quad (4.12)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o), \quad (4.13)$$

где:

n – это общее количество продольных стержней, закрепленных хомутами или поперечными связями (шпильками);

b_i – это расстояние между закрепленными стержнями (b_i , b_o , h_o , s – см. рисунок 4.14).

б) Для круглого поперечного сечения с кольцевыми хомутами и диаметром ограниченного ядра D_o (до осевой линии ветвей хомутов):

$$\alpha_n = 1 \quad (4.14)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2 \quad (4.15)$$

с) Для круглого поперечного сечения со спиральными хомутами:

$$\alpha_n = 1 \quad (4.16)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o). \quad (4.17)$$

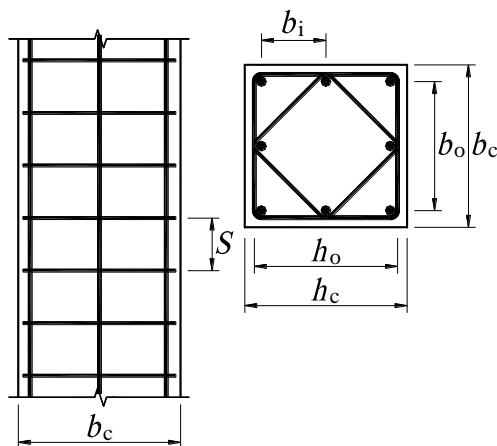


Рисунок 4.14 – Ограничивающее (поперечное армирование) ядра колонны

4.5.3.2.10 [5.4.3.2.2 (9)] В пределах критической зоны в основании первичных колонн минимальное значение ω_{wd} должно составлять 0,08.

4.5.3.2.11 В пределах критических зон первичных колонн хомуты и шпильки должны располагаться на таком расстоянии, чтобы обеспечивалась пластичность критических зон и была исключена локальная потеря устойчивости продольных арматурных стержней.

Схема расположения хомутов должна обеспечивать благоприятное влияние хомутов на объемное напряженное состояние поперечного сечения [5.4.3.2.2(10)P].

4.5.3.2.12 В пределах критических зон первичных колонн диаметры хомутов и шпилек должны быть не менее 6 мм [5.4.3.2.2(10)P] и соответствовать следующему условию:

$$d_{bw} \geq 0,33 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}, \quad (4.18)$$

где:

$d_{bL,max}$ – максимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

f_{ydL} – расчетное значение предела текучести для продольной арматуры;

f_{ydw} – расчетное значение предела текучести для поперечной арматуры.

4.5.3.2.13 Условия 4.5.3.2.11 считаются выполненными, если соблюдены следующие условия:

а) s , расстояние между хомутами (в миллиметрах) не превышает:

$$s = \min \{ b_o/2; 150; 8d_{bL} \}, \quad (4.19)$$

где:

b_o – минимальный размер (в миллиметрах) бетонного ядра (по осевой линии ветвей хомутов);

d_{bL} – минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

б) расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками, не превышает 200 мм и соответствует требованиям пункта 9.5.3(6) СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 [5.4.3.2.2(11)];

в) первый хомут следует располагать не дальше, чем 50 мм от концевого сечения колонны.

4.5.3.2.14 Принципиальные схемы армирования колонн показаны на рисунках 4.15 и 4.16. Основные конструктивные требования к колоннам рамных каркасов кратко изложены также в таблице В.2 информационного Приложения В к настоящему НТП.

4.5.3.2.15 Количество продольного армирования, предусмотренного в основании колонны нижнего этажа (то есть там, где колонна соединена с фундаментом или с верхом жесткой подземной части здания) должно быть не менее предусмотренного в верхней части колонны этого же этажа [5.5.3.2.2(14)].

Примечание – Предполагается, что при соблюдении условия 4.5.3.2.15 изгибающий момент вверху колонны, в случае образования пластического шарнира в основании колонны, существенно не увеличится и значительно не превысит момент в основании колонны.

4.5.3.2.16 [5.4.3.2.2(12)P] Поперечное армирование критических зон в основании первичных колонн, при условии, что значение нормализованной осевой нагрузки в сейсмической расчетной ситуации составляет менее 0,2, а значение коэффициента поведения η , используемого при проектировании, не превышает 2,0, допускается определять в соответствии с положениями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

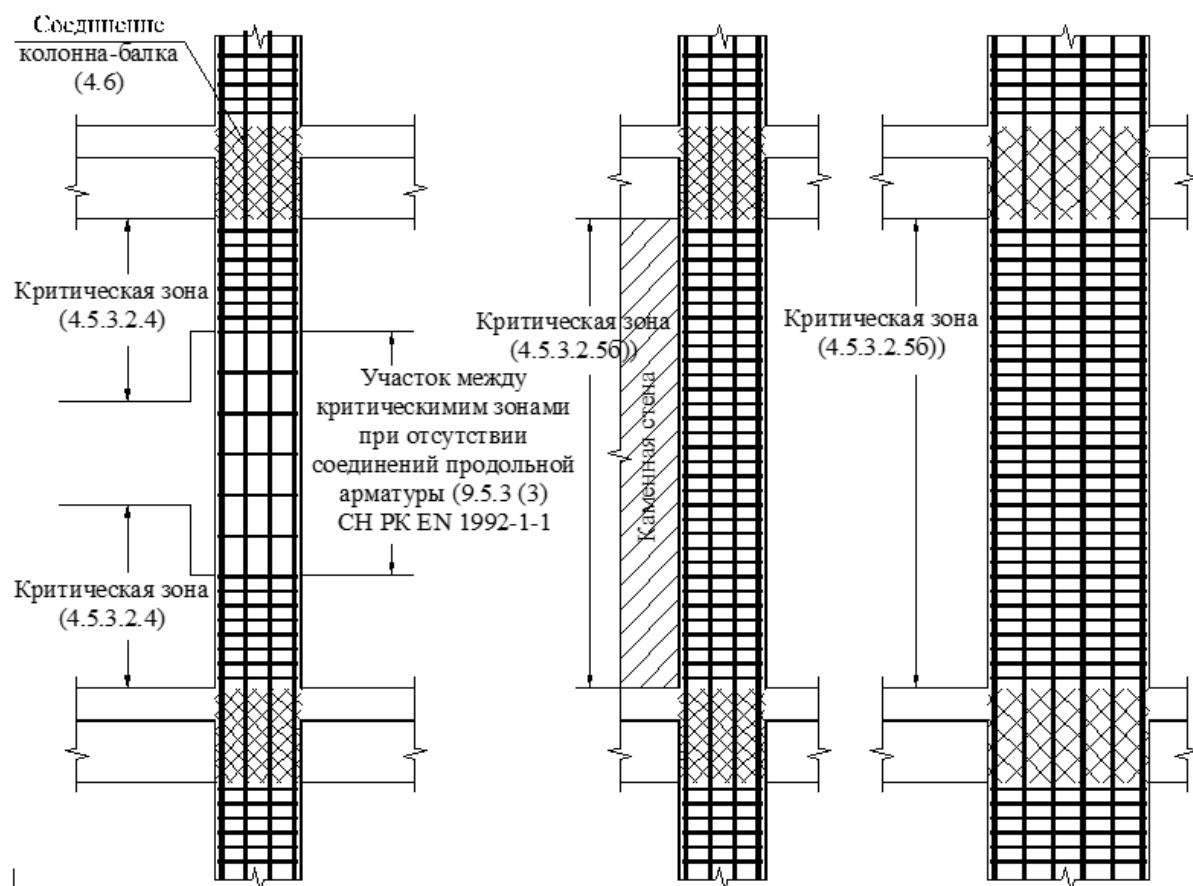


Рисунок 4.15 – Критические зоны в колоннах рамных каркасов класса DCM

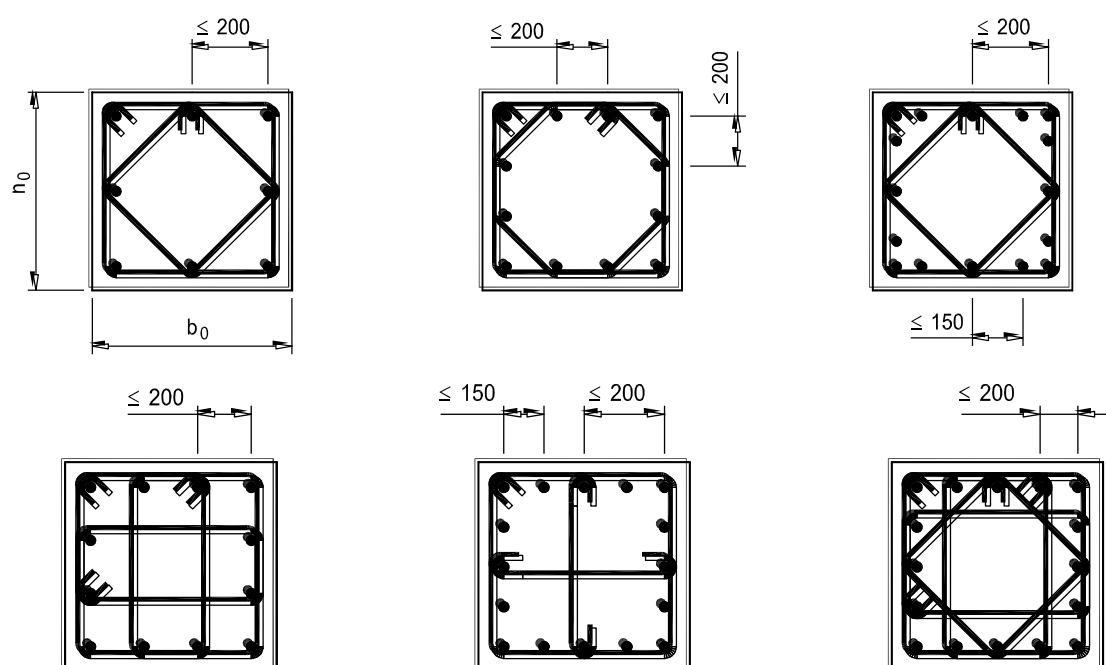


Рисунок 4.16 – Принципиальные схемы поперечного армирования колонн конструктивных систем класса DCM

4.6 Соединения балка-колонна

4.6.1 [5.4.3.3(1)] Горизонтальное ограничивающее армирование в соединениях балок с колоннами должно быть не меньше, чем указано в 4.5.3.2.8-4.5.3.2.10 для критических зон колонн, за исключением случая, описанного в 4.6.2.

4.6.2 [5.4.3.3(2)] Если балки каркаса присоединяются к колонне со всех четырех сторон и ширина балок составляет не менее $3/4$ от параллельного размера поперечного сечения колонны, то расстояние между хомутами горизонтального ограничивающего армирования в соединении балок с колоннами допускается увеличить в два раза, по сравнению с указанным в 4.6.1, но оно не должно превышать 150 мм|.

4.6.3 [5.4.3.3(3)P] По крайней мере, один промежуточный вертикальный стержень арматуры, расположенный между угловыми арматурными стержнями колонны, должен быть предусмотрен с каждой стороны соединения первичных балок и колонн. Примеры армирования соединений балка-колонна показаны на рисунках 4.17 и 4.18.

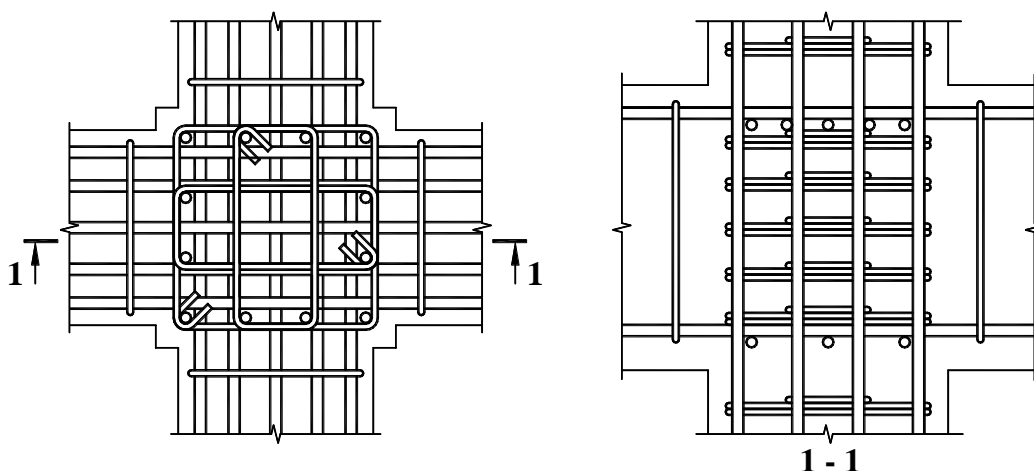


Рисунок 4.17 - Принципиальная схема армирования соединения балка-колонна при примыкании балок к колонне с четырех сторон

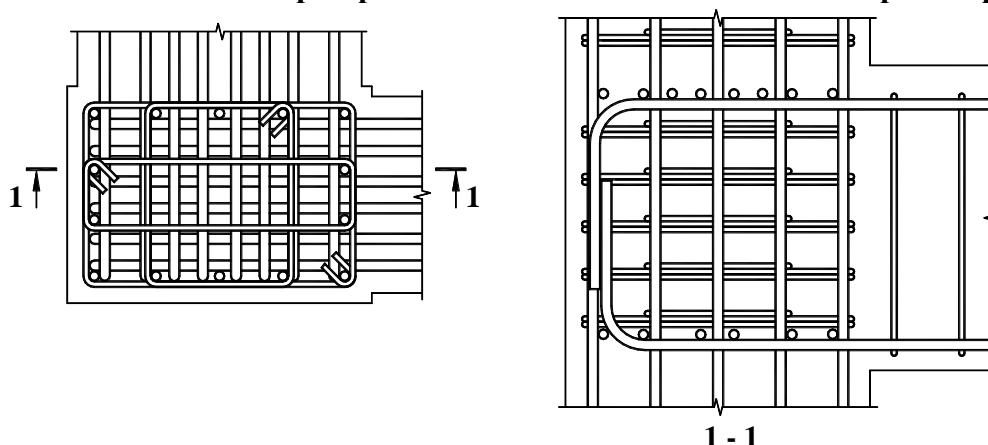


Рисунок 4.18 – Принципиальная схема армирования соединения балка-колонна при примыкании балок к колонне с двух сторон

5 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТЕНОВЫХ И ДВОЙНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ, ЭКВИВАЛЕНТНЫХ СТЕНОВЫМ СИСТЕМАМ

5.1 Общие положения

5.1.1 В настоящем разделе НТП приведены принципы и правила проектирования монолитных железобетонных стеновых и двойных конструктивных систем, эквивалентных стеновым системам, с классом пластичности М.

Примечание – Далее вместо словосочетания «стеновые системы и двойные конструктивные системы, эквивалентные стеновым системам», как правило, будет употребляться словосочетание «стеновые системы».

5.1.2 Монолитные железобетонные стеновые конструктивные системы с классом пластичности М, если их абсолютные и относительные размеры в плане и по высоте соответствуют положениям подразделов 2.4.1 и 2.4.2, допускается применять для всех расчетных сейсмических ситуаций, на которые распространяются положения НТП.

5.1.3 Монолитные железобетонные конструктивные стеновые системы, проектируемые с классом пластичности М, должны соответствовать требованиям, приведенным в 5.1.4-5.1.8, и требованиям подразделов 5.2 – 5.9.

5.1.4 В стеновых конструктивных системах с классом пластичности М:

- конструктивные решения стен (связанных и несвязанных) должны соответствовать расчетным и конструктивным требованиям, установленным для пластичных стен;
- связующие балки (перемычки над проемами в стенах), если таковые имеются, должны быть запроектированы как пластичные конструктивные элементы;
- при проектировании элементов рам, находящихся в составе стеновых конструктивных систем, допускается не соблюдать принцип «слабая балка–сильная колонна», но конструктивные требования к элементам рам, принимаемые вне зависимости от результатов расчетов, должны соответствовать требованиям для класса пластичности М.

5.1.5 В стеновых конструктивных системах не рекомендуется:

- изменять размеры поперечных сечений всех стен одного направления (если их больше двух) в одном уровне по высоте здания;
- изменять классы бетона по прочности на сжатие в уровнях изменения поперечных сечений стен.

Эти условия следует соблюдать и в тех случаях, когда регулярность зданий по высоте соответствует положениям НТП РК 08-01.2-2021.

5.1.6 В зданиях стеновых конструктивных систем рекомендуется предусматривать не менее двух стен в каждом горизонтальном направлении. Стены каждого из направлений рекомендуется располагать, как правило, симметрично или квазисимметрично в плане здания относительно его главных осей.

5.1.7 Здания, классифицируемые в обоих горизонтальных направлениях как здания со стеновыми конструктивными системами, могут иметь только одну стену в одном из двух горизонтальных направлений, если в ортогональном горизонтальном направлении конструктивная система имеет, по меньшей мере, две стены.

5.1.8 Толщины плоских монолитных железобетонных плит перекрытий безригельных каркасов, находящихся в составе стеновых конструктивных систем, рекомендуется принимать не менее 200 мм.

5.2 Требования к материалам

5.2.1 Для выполнения несущих стен железобетонных стеновых конструктивных систем с классом пластичности М следует применять бетоны класса по прочности на сжатие:

- при высоте зданий до пяти этажей включительно – не ниже С16/20;
- при высоте зданий более пяти этажей – не ниже С20/25.

5.2.2 [5.4.1.1 (2)Р] В критических, а также в периферийных зонах стен в качестве арматурной стали следует использовать стержни только периодического профиля. Исключение могут составлять закрытые хомуты и поперечные шпильки, выполняемые из гладких арматурных стержней (без ребер), устанавливаемые в качестве поперечного армирования по конструктивным требованиям, вне зависимости от результатов расчета.

5.2.3 [5.4.1.1 (3)Р] В критических, а также в периферийных зонах стен должна применяться арматура классов В и С (см. таблицу С.1 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011).

В стенах конструктивной системы с классом пластичности М арматурная сталь должна иметь деформацию при максимальном напряжении (равномерное удельное удлинение при разрушении) не менее 5 %.

Примечание – Применяется примечание к пункту 4.2.3.

5.2.4 [5.4.1.1 (4)Р] Допускается применение сварных проволочных сеток, если они отвечают требованиям 5.2.2 и 5.2.3 этого подраздела.

5.3 Геометрические ограничения и общие требования

5.3.1 В конструктивных системах с классом пластичности М стены должны соответствовать следующим условиям:

а) толщины (b_{wo}) стен без перемычек и с перемычками, имеющими в своей плоскости только горизонтальное и вертикальное армирование, следует принимать не менее:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15 \text{ м}, h_s/20\}, \quad (5.1)$$

где h_s – это высота этажа в свету, в метрах;

б) толщины стен с перемычками, имеющими в своей плоскости диагональное армирование (наряду с горизонтальным и вертикальным) рекомендуется принимать не менее:

$$b_{wo} \geq \max \{0,25 \text{ м}, h_s/20\}, \quad (5.2)$$

5.3.2 При назначении толщин стен, помимо правил, приведенных в 5.3.1, следует также учитывать следующее:

а) значения нормализованных осевых сил в стенах не должны превышать предельные значения, установленные в 5.6.2;

б) толщины стен должны соответствовать требованиям огнестойкости;

в) если стена воспринимает сейсмические нагрузки из плоскости, передающихся на нее от перпендикулярно расположенной балки или перемычки, то толщина этой стены в месте крепления к ней балки должна быть не менее $20d_b$, где d_b – максимальный диаметр продольного арматурного стержня балки, проходящего через стену.

Надежная анкеровка продольной арматуры балок и перемычек, ортогонально (или примерно ортогонально) примыкающих к первичным стенам с недостаточной толщиной, может быть обеспечена за счет устройства в этих стенах локальных утолщений в виде пилястр или простенков (см. рисунок 5.1).

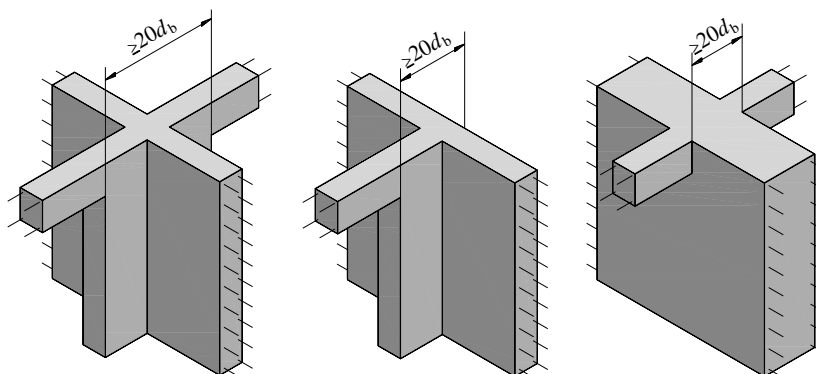


Рисунок 5.1 – Схемы ортогонального примыкания балок к стенам, соответствующие условию 5.3.2 в)

5.3.3 Специальные дополнительные требования к толщинам периферийных участков стен следует принимать в соответствии с 5.7.2.11.

5.3.4 Вертикальные элементы с отношением наибольшего размера поперечного сечения (длины) к наименьшему размеру (толщине) менее 4 следует проектировать как колонны (см. подраздел 4.5).

5.3.5 Перемычки в стенах с дверными проемами, как правило, имеют такую же толщину, как и стены. Если, согласно результатам расчета, толщина перемычек недостаточна, то она может быть увеличена в результате общего увеличения толщины стен или увеличения толщин стен только на локальных участках.

Необходимым условием увеличения толщин перемычек без общего увеличения толщин стен является устройство по граням проемов колонн-пилястр (см. рисунок 5.2). Размеры поперечного сечения пилястр в плане должны быть достаточными для обеспечения надежной анкерovки продольной и/или диагональной арматуры перемычек.

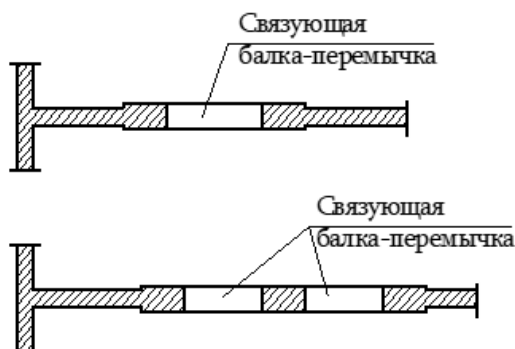


Рисунок 5.2 – Примеры увеличения толщин перемычек без общего увеличения толщины стен

5.3.6 Участки стен, в которых располагаются зоны предполагаемого пластического деформирования, должны быть свободны от проемов или больших отверстий

5.3.7 В стенах следует избегать беспорядочного расположения проемов и отверстий, за исключением случаев их незначительного влияния на напряженно-деформированное состояние стен или учета при конструировании, основанном на результатах соответствующих расчетов [5.5.1.2.3(4)].

Примечание – Беспорядочное расположение проемов и отверстий в стенах может способствовать возникновению негативных эффектов и будет препятствовать работе связующих балок (перемычек) как предохранительных элементов, рассеивающих энергию сейсмических колебаний. Нерегулярность и асимметрию в расположении проемов в стенах, если она не оправдана безальтернативной функциональной необходимостью, следует избегать вне зависимости от результатов расчетов.

5.3.8 Расположение и размеры смежных по высоте оконных, дверных и технологических проемов, как правило, должны обеспечивать возможность размещения вдоль их вертикальных граней непрерывного вертикального армирования.

Схемы расположения в стенах проемов, затрудняющие выполнение данного условия и не рекомендуемые к применению, показаны на рисунке 5.3. Пунктирными линиями на рисунке 5.3 выделены наиболее уязвимые зоны, в которых концентрации напряжений или большие пластические деформации материала могут стать причиной преждевременного разрушения стеновых конструкций.

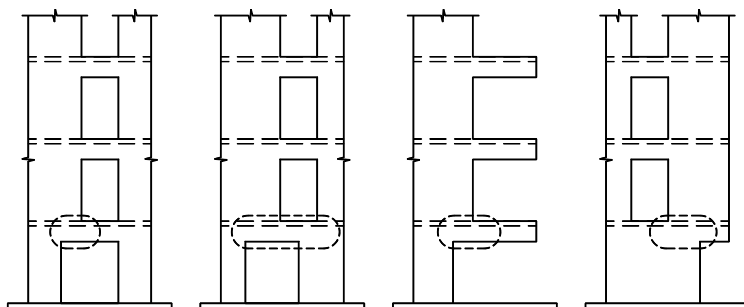


Рисунок 5.3 – Расположения проемов, затрудняющие выполнение условия 5.3.9 и не рекомендуемые к применению

5.3.9 Для стен с проемами, расположенными в смежных по высоте этажах с взаимным смещением по горизонтали (рисунок 5.4), расстояние между их вертикальными гранями рекомендуется предусматривать не менее 500 мм.

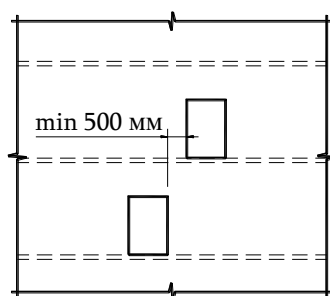


Рисунок 5.4 – Минимальные расстояния между вертикальными гранями оконных или дверных проемов, расположенных с взаимным смещением по горизонтали

5.3.10 Следует избегать размещения оконных и дверных проемов, а также больших технологических отверстий вблизи внешних свободных торцов стен.

5.3.11 Расстояния от внешних свободных торцов стен до краев дверных или оконных проемов (рисунок 5.5а)) рекомендуется принимать не менее $4b_{wo}$ (где b_{wo} – толщина стены).

5.3.12 В тех случаях, когда рекомендации 5.3.2.10 и 5.3.2.11 не могут быть выполнены, на внешнем торце участка стены, примыкающего к проему, следует предусматривать фланцевые элементы в виде колонн-пиластр или полок (см. рисунки 5.5 б)-5.5 г)).

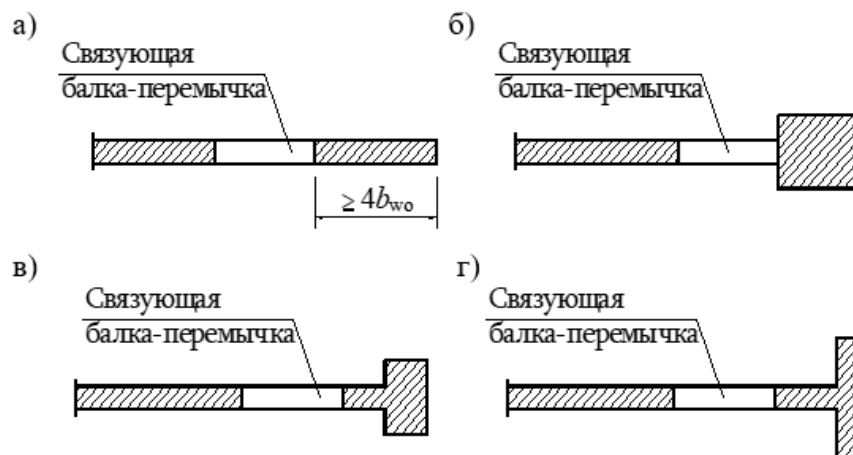


Рисунок 5.5 – К определению расстояний от торцов стен до краев проемов

5.3.13 Требуемые размеры поперечного сечения участков стен, примыкающих к проемам, следует определять по результатам расчетов.

Вне зависимости от результатов расчетов размеры поперечного сечения участков стен, примыкающих к проемам, должны быть достаточными для обеспечения:

- а) надежной анкеровки продольной арматуры перемычек;
- б) значения нормализованной осевой расчетной силы v_d при расчетной сейсмической ситуации не более, предусмотренного в 5.6.2.

5.3.14 При проверках веб-стен с фланцевыми элементами на соответствие пункту 5.3.13 б) расчетную длину фланцев допускается принимать в соответствии с пунктом 5.6.5, но при этом, помимо максимальной осевой силы в веб-стене, следует учитывать максимальные расчетные величины осевых расчетных сил во фланцах.

5.3.15 Если в стенах и плитах перекрытий выполняются отверстия для пропуска инженерно-технических коммуникаций, то по контуру этих отверстий следует устанавливать вертикальные и горизонтальные пространственные арматурные каркасы, компенсирующие вырезанную арматуру. Арматурные стержни должны заводиться за грань отверстий на длину анкеровки.

5.3.16 Отверстия в стенах, предназначенные для пропуска трубопроводов внутренних инженерных коммуникаций, должны иметь по возможности минимальные размеры. Размеры зазоров вокруг трубопроводов, как правило, должны находиться в пределах до 50 мм.

5.3.17 Отверстия в наружных стенах зданий, предназначенные для пропуска трубопроводов внешних инженерных коммуникаций, могут иметь зазоры вокруг труб до 200 мм.

5.3.18 Отверстия в стенах с размерами более 150x150 мм, предназначенные для пропуска инженерных коммуникаций, не допускается располагать в перемычках и на периферийных участках стен.

5.3.19 При расположении кабелей электропроводок в монолитных железобетонных стенах и/или перекрытиях следует соблюдать следующие условия:

- кабели должны иметь диаметр не более $1/8$ толщины стены или перекрытия;
- в стенах кабели должны располагаться между арматурными сетками, расположенными у боковых поверхностей стен;
- в перекрытиях кабели должны располагаться между верхней и нижней арматурными сетками;
- кабели не должны пересекаться;
- расстояние между смежными кабелями должно быть не менее 200 мм.

5.4 Способность стен к пластическому деформированию

5.4.1 По способности к пластическому деформированию несущие железобетонные стены подразделяются на стены с низкой способностью к пластическому деформированию и на пластичные стены.

Стены с низкой способностью к пластическому деформированию могут применяться в стеновых конструктивных системах с классом пластичности L, проектируемых в соответствии с концепцией о низкодиссипативном поведении.

Пластичные стены применяются в стеновых конструктивных системах с классом пластичности M, проектируемых в соответствии с концепцией о диссипативном поведении.

5.4.2 Способность несущих железобетонных стен к пластическому деформированию зависит от:

- степени защищенности стен от хрупких разрушений при восприятии горизонтальных и вертикальных нагрузок;
- соотношений размеров стен по высоте и длине;
- особенностей конфигурации стен в плане и по высоте;
- наличия или отсутствия между отдельными стенами пластичных связующих балок-перемычек.

5.4.3 Стены, в зависимости от соотношений их размеров по высоте и длине, подразделяются в настоящем НТП на три типа.

К первому типу относятся стены, имеющие отношение высоты к длине (наибольшему размеру поперечного сечения в плане) h_w/l_w более 2,0 (рисунок 5.6 а)) и преимущественно изгибный характер деформирования под действием горизонтальных нагрузок (см. 5.4.2.4(4)Р СП РК EN 1998-1:2004/2012).

Ко второму типу относятся стены, имеющие отношение высоты к длине h_w/l_w в плоскости стены не более 2,0 (рисунок 5.6 б)) и преимущественно сдвиговой характер деформирования под действием горизонтальных нагрузок (см. 5.5.2.4.2(1)Р СП РК EN 1998-1:2004/2012).

К третьему типу следует относить «комбинированные стены». У комбинированных стен некоторые горизонтальные сегменты, расположенные, как правило, в нижних уровнях

по высоте, имеют отношения h_w/l_w не более 2,0, а вышерасположенные сегменты имеют отношения h_w/l_w более 2,0 (см. рисунок 5.6 в)).

5.4.4 Стены первого типа, имеющие отношение высоты к длине h_w/l_w более 2,0, классифицируются в настоящем НТП как «изгибные стены» и подразделяются на «узкие изгибные стены» и «широкие изгибные стены».

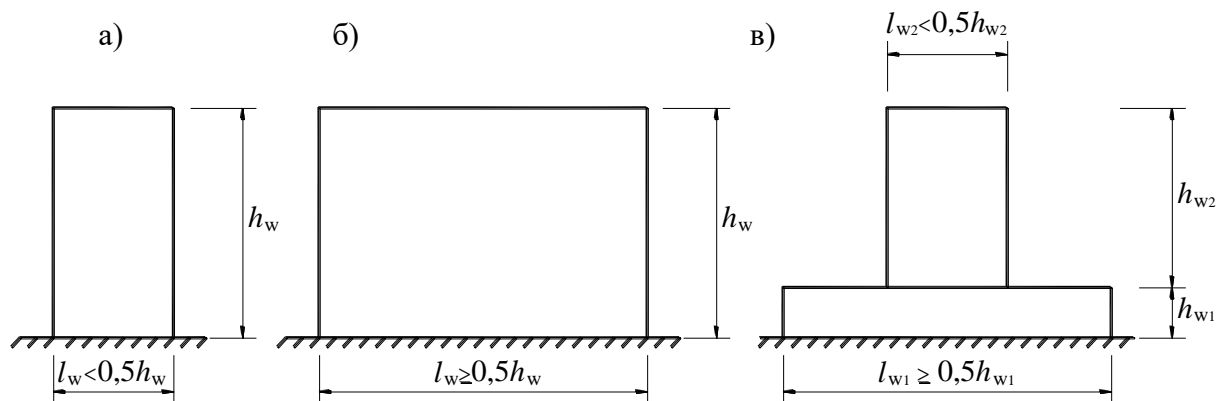


Рисунок 5.6 – Стены: а) изгибные – $h_w/l_w > 2$; б) сдвиговые – $h_w/l_w \leq 2$; в) комбинированные

5.4.5 К узким изгибным стенам относятся стены, имеющие длины поперечных сечений в рассматриваемом горизонтальном направлении не более 4,0 метров или $2h_w/3$ (что меньше).

К широким изгибным стенам относятся стены, имеющие длины поперечных сечений в рассматриваемом горизонтальном направлении не менее 4,0 метров или $2h_w/3$ (что меньше).

Примечание – Разделение изгибных стен на узкие изгибные стены и широкие изгибные стены обусловлено тем, что механизмы диссипации энергии сейсмических колебаний в стенах этих типов могут существенно различаться между собой.

Концепция EN 1998-1, предусматривающая диссипацию энергии сейсмических колебаний преимущественно через пластические шарниры в основаниях стен, на практике реализуется только в конструктивных системах с узкими изгибными стенами простой конфигурации.

В стеновых конструктивных системах с широкими изгибными стенами, либо со стенами недостаточно защемленными в основании, либо со стенами, соединенными с большими поперечными стенами, препятствующими формированию пластических шарниров в основаниях, либо со стенами с существенно разными горизонтальными жесткостями в разных уровнях по высоте эта концепция не реализуется.

В частности, конструктивные системы с широкими изгибными стенами и со стенами, недостаточно защемленными в основании будут рассеивать энергию сейсмических колебаний не за счет (или не только за счет) гистерезиса в пластических шарнирах в основании, а преимущественно в результате раскачивания на грунте как жестких тел и/или раскрытия горизонтальных технологических швов в уровнях их междуэтажных перекрытий.

Принимая во внимание вышесказанное, для узких и широких изгибных стен были приняты правила расчета и конструирования (см. 5.7), имеющие некоторые различия и учитывающие возможность возникновения в них разных механизмов развития пластических деформаций.

5.4.6 Стены второго типа, имеющие отношение h_w/l_w не более 2, классифицируются в настоящем НТП как «сдвиговые» стены.

5.5 Эффекты расчетных воздействий

5.5.1 Расчетные значения изгибающих моментов и осевых сил в изгибных и сдвиговых стенах должны быть получены в результате общего расчета здания при сейсмической расчетной ситуации, соответствующей пункту 6.4.3.4 СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, и с учетом (при необходимости) эффектов второго порядка.

5.5.2 Для того чтобы изгибные пластические деформации изгибных и сдвиговых стен предшествовали достижению критического предельного состояния от сдвига, поперечные силы V'_{Ed} , определенные из результатов общего расчета здания, следует увеличивать.

Это требование считается выполненным, если увеличенное значение расчетной поперечной силы V_{Ed} в стенах каждого этажа будет принято равным значению расчетной поперечной силы V'_{Ed} (определенному из общего расчета здания), умноженному на повышающий коэффициент ε , значение которого следует принимать:

- а) для изгибных стен 1,5;
- б) для сдвиговых стен соответствующим выражению (5.3):

$$1,5 \leq \varepsilon = \gamma_{Rd} \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \leq q. \quad (5.3)$$

q – коэффициент поведения, принятый для проектируемой конструктивной системы;

M_{Ed} – расчетный изгибающий момент в основании стены;

M_{Rd} – расчетное сопротивление изгибу в основании стены;

γ_{Rd} – коэффициент резерва прочности вследствие деформационного упрочнения стали; при отсутствии более точных данных γ_{Rd} допускается принимать равным 1,2.

5.5.3 Допускается до 30 % эффектов сейсмических воздействий перераспределять между разными (связанными или несвязанными) первичными стенами одного направления, расположенными по одной оси.

Перераспределение эффектов сейсмических воздействий допускается при условии, что требования к общей прочности конструктивной системы не снижаются. Поперечные силы должны быть перераспределены вместе с изгибающими моментами таким образом, чтобы в отдельных стенах отношение изгибающих моментов к поперечным силам существенно не изменилось.

В стенах, подверженных разным вертикальным осевым усилиям, изгибающие моменты и поперечные силы следует перераспределять от стен, которые находятся под действием невысокого сжатия или под действием чистого растяжения, к тем стенам, которые подвержены большому осевому сжатию.

В связанных стенах до 20 % эффектов сейсмических воздействий допускается перераспределять между связующими балками различных этажей. При перераспределении эффектов сейсмических воздействий следует соблюдать условие, что сейсмическая осевая сила в основании каждой отдельной стены (или, что тоже самое, суммарная величина поперечных сил в связующих балках-перекрышках) остается неизменной.

5.6 Сопротивление стен сжатию, изгибу и сдвигу

5.6.1 Сопротивления стен сжатию, изгибу и сдвигу, если иное не указано в следующих пунктах, следует определять в соответствии с положениями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 с использованием значения осевой силы, соответствующей сейсмической расчетной ситуации [5.4.3.4.1(1)P].

5.6.2 В первичных стенах значение нормализованной осевой силы v_{dw} не должно превышать величину, определяемую с помощью следующего выражения (см. 5.6.2 НТП РК 08-01.3-2021):

$$0,4 \leq v_{dw} = (N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,4 \cdot \gamma_w \quad (5.4)$$

где

γ_w – коэффициент, значение которого следует определять с помощью выражения

$$1,0 \leq \gamma_w = [1 + 0,04(n-5)] \leq 1,5 \quad (5.5)$$

N_{Ed} – расчетная осевая сила в рассматриваемом конструктивном элементе, соответствующая сейсмической расчетной ситуации;

A_c – площадь поперечного сечения стены (см. 5.3.14);

f_{cd} – расчетное значение прочности бетона на сжатие;

n – количество этажей в здании, кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки земли, а также цокольных, верхних технических и мансардных этажей.

5.6.3 5.4.3.4.1(3)P] При определении сопротивления поперечных сечений стен изгибу следует учитывать вертикальное армирование стен.

5.6.4 [5.4.3.4.1(4)] Стены со сложными поперечными сечениями (L-, T-, U-, I-образные или им подобные), состоящими из присоединенных или пересекающихся прямоугольных сегментов, следует рассматривать как составные единые элементы, состоящие из веб-стены или веб-стен, параллельных или приблизительно параллельных направлению действия сейсмических поперечных сил, а также фланц-стены или фланц-стен, расположенных перпендикулярно или приблизительно перпендикулярно к веб-стенам.

5.6.5 При вычислении сопротивления стен изгибу значения эффективной ширины фланц-стен, расположенных с каждой стороны веб-стены, следует принимать, если отсутствуют более обоснованные данные, как минимальные из следующих значений:

- а) фактической ширины фланц-стены;
- б) половины расстояния между веб-стенами;
- в) 25 % от общей высоты стены выше рассматриваемого сечения.

5.6.6 В несущих стенах с проемами наибольшие касательные напряжения возникают в вертикальных сегментах, прилегающих к проемам. Поэтому прочность стен с проемами на сдвиг следует проверять в горизонтальных сечениях, проходящих через проемы.

5.7 Конструирование изгибных стен

5.7.1 Общие положения

5.7.1.1 Расположение зон пластического деформирования по высоте изгибных стен зависит от особенностей:

- сейсмических воздействий на здания (в частности влияния высокочастотных составляющих на эффекты сейсмических воздействий);
- взаимодействия стен со смежными конструкциями в системе здания;
- конструктивных решений стен (например, принятых схем армирования и изменения размеров их поперечных сечений по высоте);
- различного рода конструктивных и геометрических несовершенств (в том числе, обусловленных качеством конструкционных материалов и/или производства работ).

В зависимости от вышеперечисленных и некоторых других факторов пластические деформации в изгибной стене могут быть:

- сконцентрированы только в основании стены (см. рисунок 5.7 а);
- сконцентрированы в основании стены и в одном из его вышерасположенных уровней (см. рисунок 5.7 б);
- распределены по высоте стены с постепенным убыванием (рисунок 5.7 в).

Примечание – Из рисунка 5.7 наглядно видно, что при одинаковых горизонтальных перемещениях в уровнях верха максимальные вертикальные деформации продольной периферийной арматуры в стене, у которой пластические деформации будут распределены по высоте с постепенным убыванием, будут значительно меньше чем в стене, у которой пластические деформации будут сконцентрированы в одном уровне.

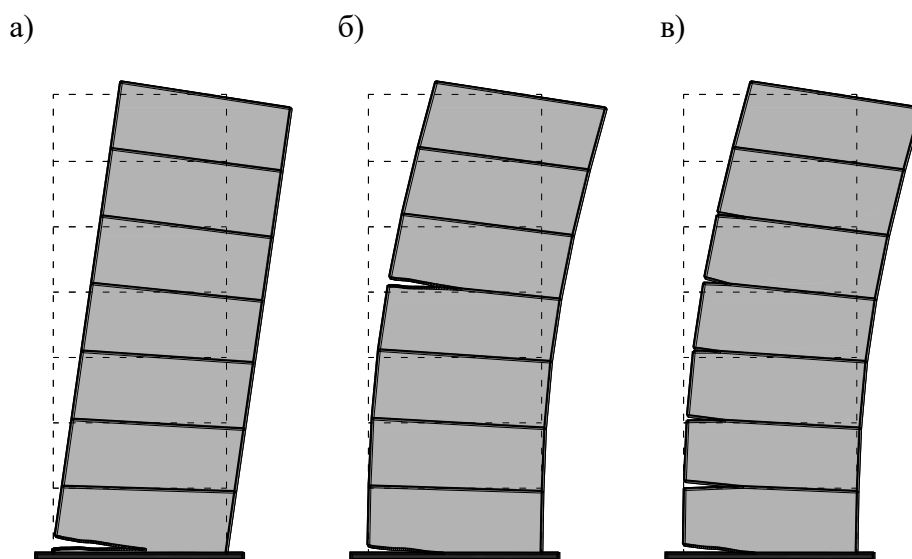


Рисунок 5.7 – Схемы расположения зон пластического деформирования в стенах

5.7.1.2 Для обеспечения благоприятной схемы развития пластических деформаций в изгибных стенах следует выполнять соответствующие расчетные проверки и соблюдать специальные конструктивные требования к их конструктивным решениям, дифференцированные для разных по высоте участков стен.

5.7.1.3 Участки изгибных несущих стен, расположенные у их оснований, именуется далее, как критические зоны или как зоны А. В этих зонах при расчетных комбинациях расчетных сейсмических воздействий обычно имеют место наибольшие результирующие значения усилий (M , N , V , T), обусловленные преимущественно колебаниями зданий по основному тону, и наиболее вероятно образование пластических шарниров.

Правила определения высоты зон А (критических зон) и специальные требования к армированию этих зон приведены в 5.7.2.

5.7.1.4 Участки стен, расположенные выше зон А, именуются как зоны В. К армированию участков стен, расположенных в зонах В, применяются менее жесткие требования чем к армированию зон А, хотя и на участках зон В возможно образование пластических шарниров (например, из-за усилий, возникающих при высших формах колебаний зданий или из-за различного рода конструктивных и технологических несовершенств).

Специальные требования к армированию участков изгибных стен, расположенных выше критических зон, приведены в 5.7.3.

5.7.2 Конструктивные решения изгибных стен в критических зонах

5.7.2.1 [5.4.3.4.2(1)] Высоту критической зоны, h_{cr} , выше основания изгибной стены допускается определять, как:

$$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6], \quad (5.5)$$

но

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ 2 \cdot h_s & \text{для } n \geq 7 \text{ этажей} \end{cases} \quad (5.6)$$

где:

h_s – высота этажа в чистоте;

l_w – длина стены в плане;

h_w – высота стены от верха фундамента или подвальных этажей с жесткими диафрагмами и стенами по периметру.

5.7.2.2 [5.4.3.4.2(2)] В критических зонах стен значение коэффициента пластичности по кривизне μ_ϕ должно быть, как минимум, равно значению, вычисленному с помощью выражений (2.4) и (2.5) в 2.5.4.3 с заменой в этих выражениях значения коэффициента поведения q , на результат произведения q и максимального значения отношения M_{Ed}/M_{Rd} в основании стены в сейсмической расчетной ситуации, где M_{Ed} – это расчетный изгибающий момент из расчета, а M_{Rd} – это расчетное сопротивление изгибу.

5.7.2.3 [5.4.3.4.2(3)] Условие 5.7.2.2 может быть соблюдено посредством применения в пределах краевых участков поперечных сечений стен, называемых периферийными участками, ограничивающего армирования.

Количество ограничивающего армирования следует определять в соответствии с 5.7.2.4 и 5.5.2.5 этого подраздела. Размер периферийных участков принимается согласно 5.7.2.6 этого подраздела.

5.7.2.4 Для стен с прямоугольным поперечным сечением коэффициент ограничивающего объемного армирования ω_{wd} в периферийных участках зон А должен удовлетворять следующему выражению со значением μ_ϕ , определенным в соответствии с 5.7.2.2 этого подраздела:

$$\alpha\omega_{\text{wd}} \geq 30\mu_{\phi}(v_{\text{d}} + \omega_v)\varepsilon_{\text{sy,d}} \frac{b_{\text{c}}}{b_{\text{o}}} - 0,035 \quad (5.5)$$

Параметры выражения (5.4), кроме ω_v , определены в 4.5.3.2.9.

ω_v — механический коэффициент вертикального поперечного армирования ($\omega_v = \rho_v f_{\text{yd,v}} / f_{\text{cd}}$, где ρ_v — коэффициент поперечного армирования стены вертикальными стержнями) [5.4.3.4.2(4)].

5.7.2.5 [5.4.3.4.2(5)] Для стен с колоннами-пилястрами или с полками и для стен с поперечными сечениями, образованными несколькими прямоугольными сегментами (с Т-, L-, I-, U- образными формами сечения, и т.д.), коэффициенты объемного ограничивающего армирования в периферийных элементах критических зон можно определить следующим образом.

а) Осевая сила N_{Ed} и общая площадь вертикального армирования A_{sv} в веб-стене стены должны быть нормализованы по $h_{\text{c}} b_{\text{c}} f_{\text{cd}}$, где ширина пилястры или полки (фланца) на сжатие принимается как ширина поперечного сечения b_{c} ($v_{\text{d}} = N_{\text{Ed}} / h_{\text{c}} b_{\text{c}} f_{\text{cd}}$, $\omega_v = (A_{\text{sv}} / h_{\text{c}} b_{\text{c}}) f_{\text{yd}} / f_{\text{cd}}$). Глубина расположения нейтральной оси x_{u} при предельной кривизне после отслоения бетона с внешней стороны ограниченного ядра периферийных элементов, может быть определена как:

$$x_{\text{u}} = (v_{\text{d}} + \omega_v) \frac{l_{\text{w}} b_{\text{c}}}{b_{\text{o}}}, \quad (5.6)$$

где b_{o} — это ширина ограниченного ядра в пилястрах или полках.

Если значение x_{u} из выражения (5.6) не превышает толщину пилястры или полки, после того как образовались трещины в защитном слое бетона ядра, то объемное отношение ограничивающего армирования уширения или полки определяется из выражения (5.5) 5.7.2.4, с учетом v_{d} , ω_v , b_{c} , b_{o} , относящихся к ширине уширения или полки.

б) Если значение x_{u} превышает толщину уширения или полки, после того как образовались трещины в защитном слое бетона ядра, то можно использовать общий метод, который основан на:

- i) определении коэффициента пластичности кривизны как $\mu_{\phi} = \phi_{\text{u}} / \phi_{\text{y}}$;
- ii) вычислении ϕ_{u} как $\varepsilon_{\text{cu2,c}} / x_{\text{u}}$ и ϕ_{y} как $\varepsilon_{\text{sy}} / (d - x_{\text{y}})$;
- iii) равновесии сечения для определения глубины нейтральной оси x_{u} и x_{y} ;
- iv) значениях прочности и предельной деформации ограниченного бетона $f_{\text{ck,c}}$ и $\varepsilon_{\text{cu2,c}}$, приведенных в 3.1.9 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, как функции эффективного поперечного ограничивающего напряжения. Требуемое ограничивающее армирование, в случае необходимости, и длины ограниченных участков стены, должны быть рассчитаны соответствующим образом.

5.7.2.6 [5.4.3.4.2(6)] Положения 5.7.2.3–5.7.2.5 этого подраздела, следует соблюдать:

- в вертикальном направлении — на высоту критической зоны h_{cr} (см. 5.7.2.1);
- в горизонтальном направлении — вдоль длины l_{c} , измеренной от наиболее сжатого волокна стены по направлению к точке, где неограниченный бетон может выкрашиваться при значительных сжимающих напряжениях.

Если отсутствуют более точные данные, то деформацию бетона при сжатии, при котором возможно скалывание бетона, допускается принять равной $\varepsilon_{\text{cu2}} = 0,0035$.

Ограниченные периферийные элементы могут быть лимитированы расстоянием $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ от осевой линии хомута около крайнего сжатого волокна и предельной деформацией для ограниченного бетона $\varepsilon_{cu2,c}$.

Высота ограниченной сжатой зоны x_u при предельной кривизне определяется из условия равновесия (см. выражение (5.5) для постоянной ширины b_o ограниченной сжатой зоны).

Предельная деформация ограниченного бетона $\varepsilon_{cu2,c}$ определяется в соответствии с 3.1.9 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 в виде $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ (рисунок 5.8).

5.7.2.7 Длины l_c ограниченных периферийных участков на концах стен следует определять по результатам соответствующих расчетов, но принимать не менее чем $0,15l_w$ или $1,5b_w$ (что больше).

5.7.2.8 В стенах длиной более 4 метров длины периферийных элементов, расположенных на краевых участках стен, допускается ограничивать, если это не противоречит результатам расчетов, следующими размерами: b_w или $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$ в зависимости от того, какое значение больше, где σ_{cm} – это среднее значение напряжения в бетоне сжатой зоны от изгиба с осевой силой.

5.7.2.9 В местах внутренних пересечений стен длины ограниченных участков должны составлять не менее $3b_{wo}$.

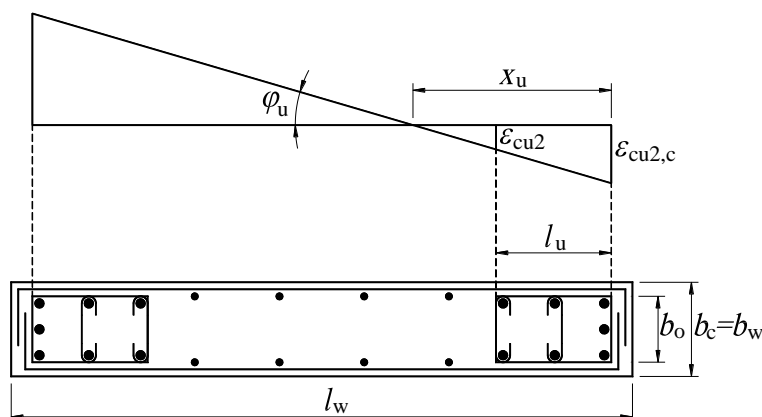


Рисунок 5.8 – Ограниченные периферийные участки со свободными гранями в торце стены (вверху: деформации при предельной кривизне; внизу: поперечное сечение стены)

5.7.2.10 Ограничивающее периферийное армирование следует предусматривать также в стенах с фланц-стенами (в том числе, с большими фланц-стенами толщиной $b \geq h_s/15$ и шириной $l \geq h_s/5$, где h_s обозначает высоту этажа в чистоте).

На торцах больших фланц-стен ($l \geq h_s/5$), вследствие их возможного изгиба из плоскости, следует дополнительно предусматривать ограниченные периферийные участки.

Примечание – Принципиальные схемы расположения ограниченных участков стен показаны на рисунке 5.9.

5.7.2.11[5.4.3.4.2(10)] Толщины b_w ограниченных периферийных участков стен, при отсутствии на этих участках фланц-стен, должны составлять не менее 200 мм.

Кроме того, если длина ограниченной части не превышает $2b_w$ и $0,2l_w$, то b_w не должно быть меньше, чем $h_s/15$, где h_s , обозначает высоту этажа в чистоте.

Если длина ограниченной части превышает $2b_w$ и $0,2l_w$, то b_w не должно быть меньше, чем $h_s/10$ (см. рисунок 5.10).

5.7.2.12 В периферийных элементах стен, расположенных в критических зонах, коэффициент продольного армирования должен быть не менее 0,005, а минимальный диаметр продольной арматуры – не менее 12 мм.

Примечание – Коэффициент продольного армирования стен (в том числе периферийных элементов) не должен превышать 0,04 (см. 9.17.2.1 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011).

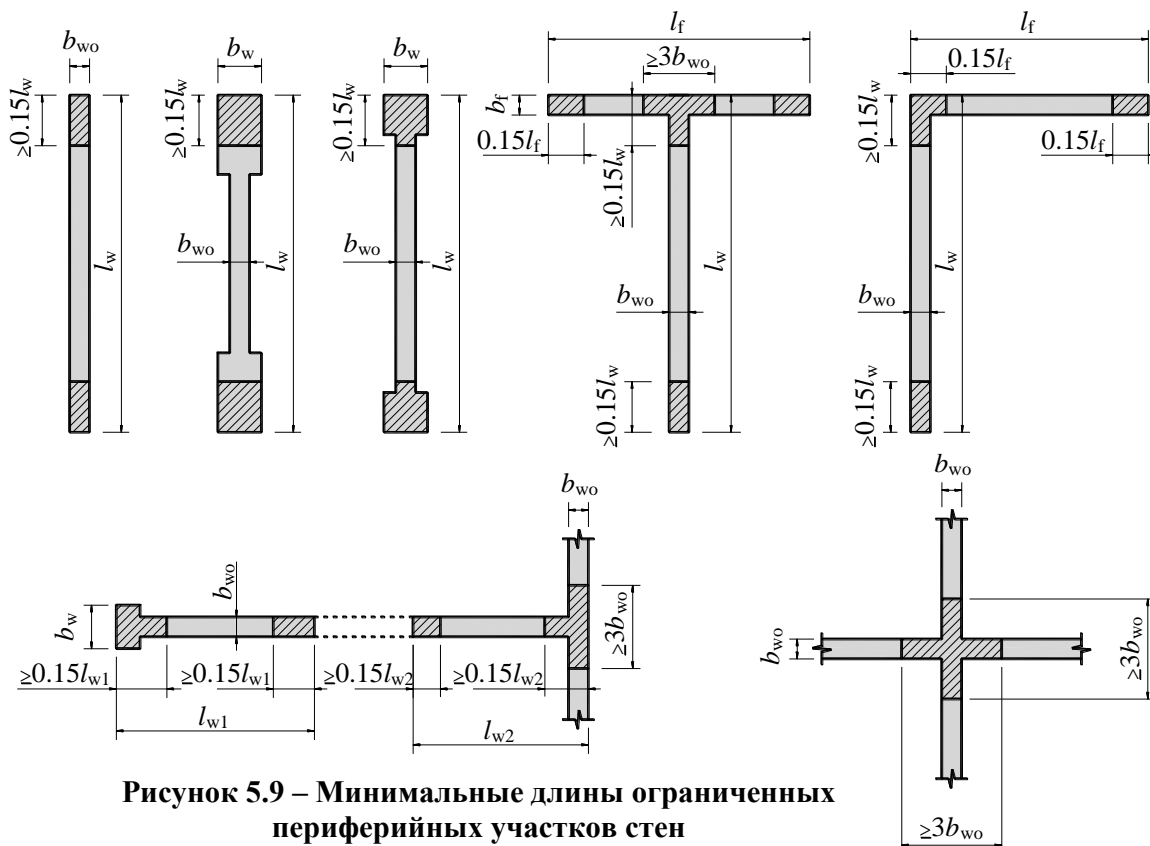


Рисунок 5.9 – Минимальные длины ограниченных периферийных участков стен

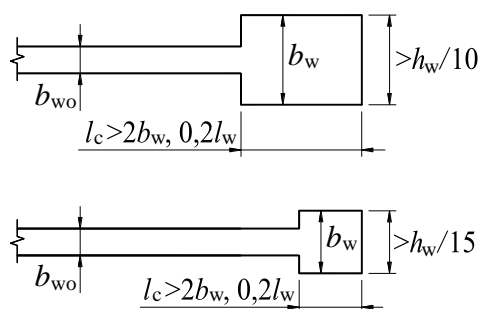


Рисунок 5.10 – Минимальные толщины ограниченных периферийных элементов

5.7.2.13 Армирование периферийных участков стен в пределах критических зон, помимо положений 5.7.2.6, 5.7.2.7 и 5.7.2.12, должно соответствовать следующим условиям:

а) коэффициент ограничивающего объемного армирования ω_{wd} в периферийных участках критических зон должен иметь значение не менее 0,08 [5.4.3.4.2(9)];

б) диаметры хомутов и шпилек должны быть не менее 6 мм [5.4.3.2.2(10)Р] и соответствовать выражению (4.18);

в) расстояние между хомутами должно соответствовать выражению (4.19);

г) расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками, не превышает 200 мм и соответствует требованиям пункта 9.5.3(6) СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 [5.4.3.2.2(11)].

Рекомендуемые схемы армирования периферийных участков стен показаны на рисунке 5.11.

5.7.2.14 Преждевременное образование сдвиговых трещин в полевых участках веб-стен должно быть предотвращено путем обеспечения минимального количества их армирования: $\rho_{h,min}=0,001$ или 25% от площади вертикальной арматуры (какое значение больше); $\rho_{v,min}=0,002$.

5.7.2.15 Армирование полевых участков стен должно выполняться стержнями диаметром не менее 8 мм и не более $1/8$ толщины b_{wo} веб-стены [5.5.3.4.5(15)]. Шаг арматурных стержней на полевых участках стен должен соответствовать положениям СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.7.2.16 Непрерывное горизонтальное и вертикальное армирование стен следует предусматривать:

- а) вдоль всех пересечений стен или их соединений с полками;
- б) в уровнях всех перекрытий;
- в) вокруг отверстий в стене.

Как минимум, это армирование должно удовлетворять требованиям пункта 9.10 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.7.2.17 [5.5.3.4.5(14)] Армирование стен должно быть двойным – в виде двух сеток из арматурных стержней с одинаковыми характеристиками на сцепление – по одной у каждой наружной поверхности стены.

Арматурные сетки следует соединять шпильками, устанавливаемыми с шагом не более 500 мм.

5.7.2.18 Изменение интенсивности вертикального армирования по высоте стен рекомендуется выполнять путем изменения диаметров стержней.

Число арматурных стержней и расстояния между ними, по возможности, рекомендуется оставлять неизменными.

5.7.2.19 [5.4.3.5.3(3)] Чтобы исключить возможное изменение формы поведения изгибных стен при сейсмических воздействиях (предотвратить переход от изгибного к сдвиговому состоянию) количество вертикального армирования в сечениях стен, для обеспечения целостности бетона, не должно излишне превышать количество вертикального армирования, требуемого по результатам проверки критического предельного состояния при изгибе с осевым усилием.

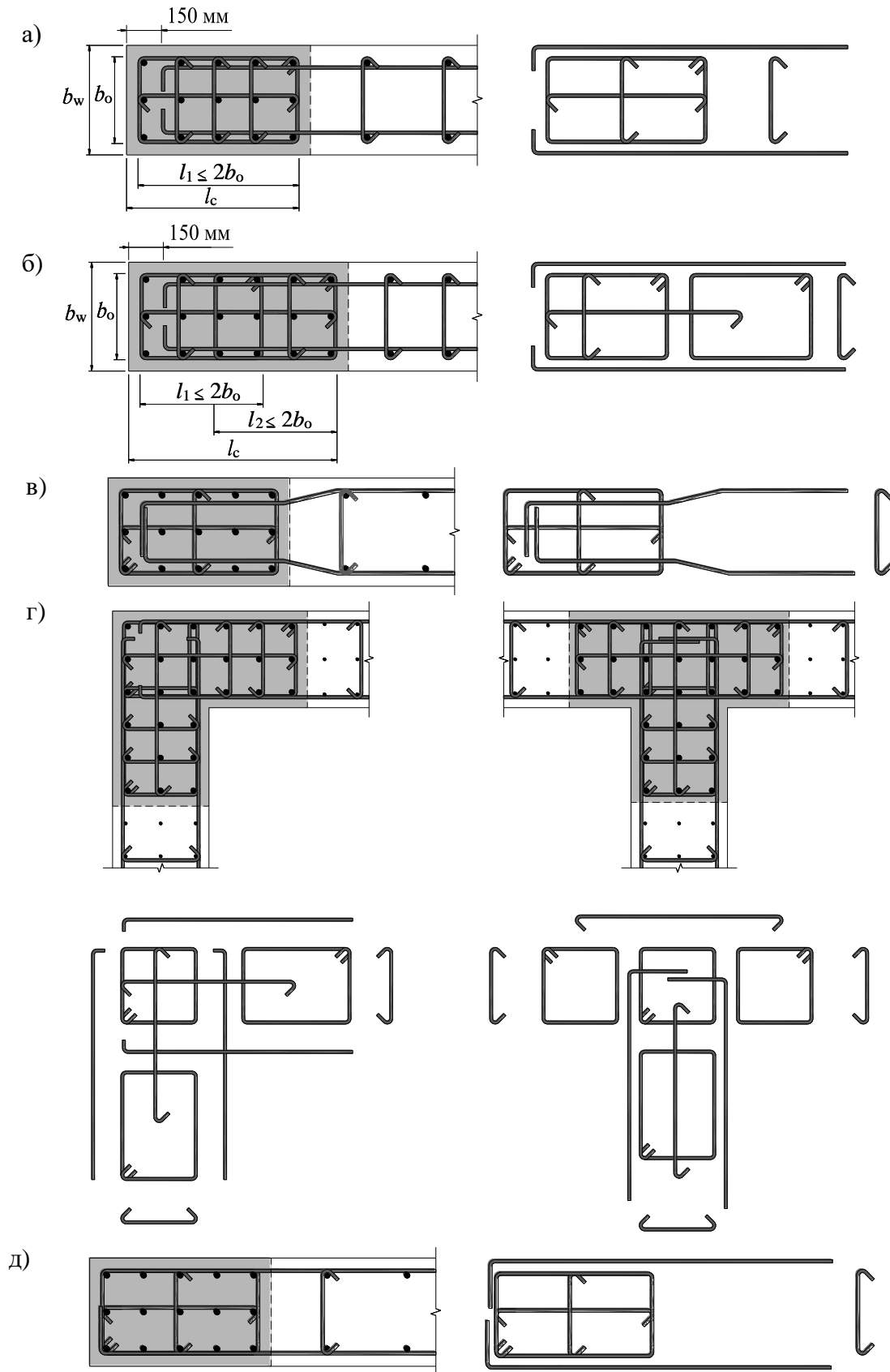


Рисунок 5.11 – Принципиальные схемы армирования периферийных участков стен
а)-г) рекомендуемые к применению; д) допускаемые к применению в зданиях малой
и средней этажности

5.7.3 Конструктивные решения изгибных стен в зонах В

5.7.3.1 Участки изгибных стен, расположенные выше критических зон А (в зонах В), следует проверять с соблюдением правил, приведенных в 5.7.2 для критических зон А.

5.7.3.2 Конструктивные решения изгибных стен, расположенных выше критической зоны А, должны соответствовать правилам, приведенным в пунктах 5.7.2.6-5.7.2.11, 5.7.2.14-5.7.2.19 и в настоящем подразделе.

5.7.3.3 [5.5.3.4.5(11)] Выше критической зоны А необходимо предусмотреть еще один этаж с ограничивающим армированием в количестве не менее половины от ограничивающего армирования, принятого в критической зоне, но не менее предусмотренного в 5.7.3.4.

5.7.3.4 Периферийные элементы стен, расположенные выше критической зоны, на всю высоту стен, должны иметь:

- диаметры продольной арматуры не менее 10 мм;
- коэффициент продольного армирования не менее 0,005 и не более 0,04;
- коэффициент ограничивающего объемного армирования ω_{wd} не менее 0,08;
- хомуты и шпильки, диаметры которых не менее 6 мм и соответствуют (4.18).
- расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками, не более 200 мм и соответствующее требованиям пункта 9.5.3(6) СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 [5.4.3.2.2(11)];
- расстояние между хомутами (в миллиметрах) не превышающее:

$$s = \min \{b_o; 250; 16d_{bL}\} \quad (5.7)$$

5.7.3.5 Хомуты поперечного армирования периферийных элементов стен всех этажей, расположенных выше критической зоны, на высоту равную толщине стены или 300 мм (что больше) выше и ниже плит перекрытий, должны устанавливаться с шагом не более 150 мм.

5.7.3.6 Если коэффициент продольного армирования периферийных элементов, расположенных выше критической зоны, превышает 0,03, то хомуты следует устанавливать с шагом по всей высоте не более $8d_{bL,min}$ (где $d_{bL,min}$ – минимальный диаметр сжатых продольных стержней) и не более 150 мм (что меньше).

5.7.3.7 Поперечное армирование периферийных элементов может быть определено только в соответствии с СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, если в расчетной сейсмической ситуации значение нормализованной расчетной осевой силы v_d не превышает 0,15.

5.7.3.8 Основные специальные конструктивные требования к изгибным железобетонным стенам кратко изложены также в таблице В.3 информационного Приложения В к настоящему НТП.

5.8 Проверки критического предельного состояния и конструирование сдвиговых стен

5.8.1 Сопротивление изгибу и сдвигу

5.8.1.1 Для определения требуемой сопротивляемости сдвиговых стен изгибу и сдвигу допускается применять метод конечных элементов, принимая во внимание все

соответствующие положения СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, а также подраздела 5.5 и пункта 5.6.2 б) настоящего НТП.

5.8.2 Специальные конструктивные требования для сдвиговых стен

5.8.2.1 Конструктивные решения сдвиговых стен должны с изменениями и дополнениями, приведенными в пунктах 5.7.3.2-5.7.3, соответствовать требованиям, приведенным в пунктах 5.7.2 и 5.7.3, с изменениями и дополнениями к ним, приведенными в пунктах 5.7.3.2-5.7.3.6.

5.8.2.2 Сопротивление изгибающему моменту в основании стены должно быть обеспечено сосредоточенной и распределенной вертикальной арматурой, требуемой по расчету.

5.8.2.3 Сопротивление сдвиговым усилиям, вызывающим образование в стенах наклонных трещин, обеспечивается распределенной вертикальной и горизонтальной арматурой.

5.8.2.4 Коэффициент вертикального и горизонтального армирования сдвиговых стен $\rho_{w,min}$, исходя из общей площади поперечного сечения стены в каждом направлении, должен быть не менее 0,003.

5.8.2.5 Коэффициент армирования в любой области сдвиговой стены, включая области, содержащие стыки арматурных стержней внахлестку, должен быть не более 0,06.

5.8.2.6 На каждом конце сдвиговой стены должны быть предусмотрены ограниченные периферийные элементы, длина которых должна соответствовать требованиям пункта 5.7.2.8.

Коэффициент продольного армирования периферийных элементов сдвиговых стен должен быть не менее 0,005.

5.8.2.7 Длина ограниченных участков в местах внутренних пересечений стен должна соответствовать требованиям пункта 5.7.2.9.

5.8.2.8 Диаметры арматурных стержней, применяемых для армирования сдвиговых стен, не должны превышать одной десятой толщины стены в месте расположения стержней.

5.8.2.9 Минимальный диаметр продольной арматуры в периферийных элементах сдвиговых стен должен быть не менее 10 мм. Армирование полевых участков стен должно выполняться стержнями диаметром не менее 8 мм.

5.8.2.10 Шаг арматурных стержней в вертикальном и горизонтальном направлениях полевых зон не должен превышать 300 мм.

5.8.2.11 Вся вертикальная арматура, требуемая по результатам расчетов у основания сдвиговой стены, должна быть продлена на всю высоту этой стены.

5.8.2.12 Все соединения горизонтальных арматурных стержней внахлестку должны иметь минимальную длину, увеличенную на 50 % по сравнению с требуемой СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.8.2.13 [5.4.3.5.2(4)] Проверку критического предельного состояния, связанного со скользящим сдвигом в горизонтальных технологических швах между стенами (в том числе между стеной и фундаментной конструкцией), следует выполнять в соответствии с 6.2.5 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 с учетом того, что длина анкеровки стержней арматуры,

пересекающих поверхности взаимодействия, должна быть увеличена на 50 % по сравнению с требуемой СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.9 Связующие балки

5.9.1 Связующие балки между стенами допускается проектировать в соответствии с правилами 4.4.4, если выполняется любое из следующих условий.

а) Образование трещин в обоих диагональных направлениях маловероятно. Соблюдается правило:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.8)$$

где:

b_w – толщина стенки балки;

d – эффективная высота поперечного сечения;

f_{ctd} – расчетное значение прочности бетона на растяжение по СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

б) Обеспечивается преобладание изгибной формы повреждения. Соблюдается правило: $l_s/h_s \geq 3$, где l_s – длина перемычки в свету, а h_s – высота перемычки в свету.

5.9.2 При армировании связующих балок в соответствии с правилами 4.4.4 (рисунок 5.12) следует учитывать следующие дополнительные требования:

– диаметр продольных арматурных стержней, расположенных у верхних и нижних горизонтальных граней балок, следует определять по результатам расчетов, но принимать не менее 12 мм;

– диаметр промежуточных горизонтальных стержней, расположенных у боковых поверхностей балок по конструктивным соображениям, следует принимать не менее 12 мм, а расстояние между ними – не более 300 мм; промежуточные стержни должны соединяться шпильками диаметром не менее 6 мм, установленными с шагом не более 500 мм по длине балок;

– вертикальные хомуты следует выполнять из арматурных стержней диаметром не менее 6 мм и устанавливать по длине балок с шагом не более 150 мм или $8 d_{bL}$, где d_{bL} – минимальный диаметр продольных стержней арматуры в миллиметрах, расположенных у верхних и нижних горизонтальных граней балок; минимальный процент поперечного армирования связующих балок – 0,2 %.

5.9.3 Если оба условия пункта 5.9.1, не соблюдаются, то сопротивление балки сейсмическим воздействиям следует обеспечить армированием, расположенным вдоль обеих диагоналей балки в соответствии со следующими правилами (см. рисунок 5.13):

Необходимо выполнить следующее условие:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.9)$$

где:

V_{Ed} – расчетная поперечная сила в связующем элементе ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$);

A_{si} – суммарная площадь арматурных стержней в каждом диагональном направлении;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали.

α – угол между диагональными стержнями арматуры и осью балки.

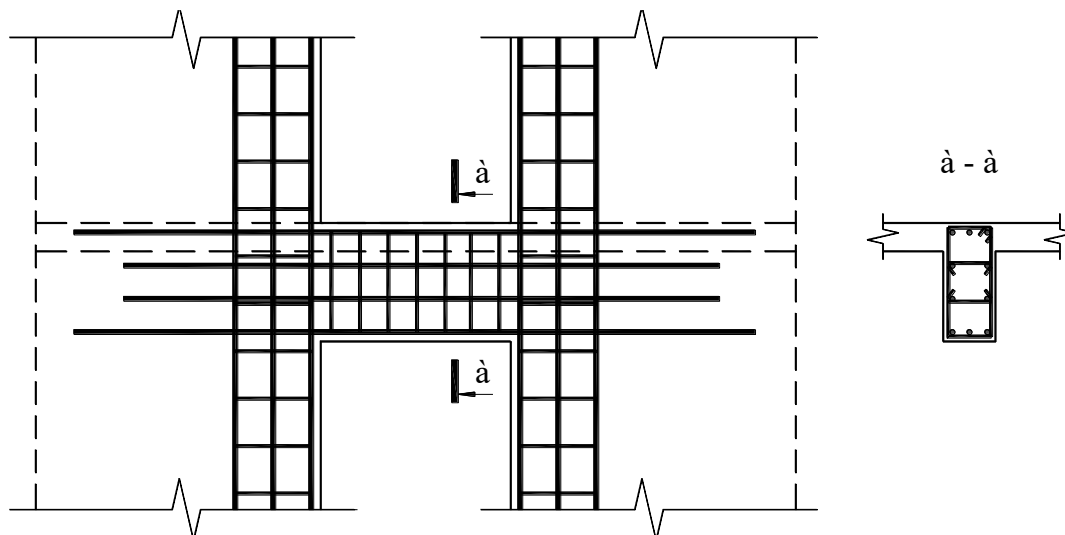


Рисунок 5.12 – Армирование связующей балки продольными арматурными стержнями и вертикальными хомутами

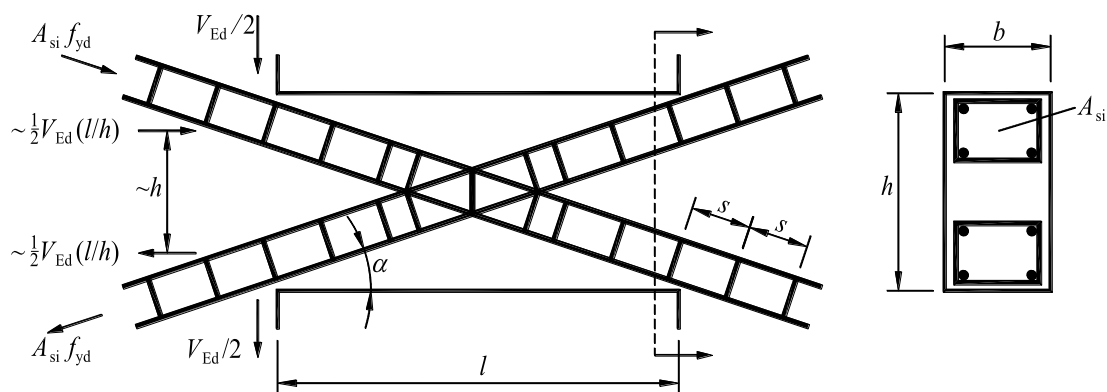


Рисунок 5.13 – Связующие балки с диагональным армированием

5.9.4 Для определения требуемой суммарной площади арматурных стержней A_{si} может применяться выражение (5.10):

$$A_{\text{si}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{2f_{\text{vd}}} \cdot \frac{\sqrt{l^2 + (0,8h)^2}}{0,8h}. \quad (5.10)$$

а) Диагональное армирование должно быть выполнено в виде пространственных каркасов с длиной стороны не менее $0,5b_w$; длина анкеровки должна быть на 50 % больше требуемой по СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

б) Пространственные каркасы должны иметь хомуты, предотвращающие потерю устойчивости продольных стержней. Хомуты должны соответствовать следующим требованиям:

- диаметр, d_{bw} , хомутов должен соответствовать следующему выражению:

$$d_{\text{bw}} \geq 0,4 \cdot d_{\text{bL,max}} \cdot \sqrt{f_{\text{ydl}} / f_{\text{ydw}}} , \quad (5.11)$$

- шаг, s , хомутов (в миллиметрах) не должен превышать:

$$s = \min \{b_o/3; 125; 6d_{\text{bL}}\}, \quad (5.12)$$

где

b_o – минимальный размер (в миллиметрах) бетонного ядра (от внутренней поверхности хомутов);

d_{bL} – минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах).

в) На обеих боковых гранях балки должна быть установлена продольная и поперечная арматура, отвечающая требованиям, указанным ниже:

- стержни вертикальной и горизонтальной арматуры должны формировать у каждой боковой поверхности перемычки арматурные сетки, которые должны быть связаны между собой поперечными шпильками, устанавливаемыми в шахматном или регулярном порядке не реже, чем через одно пересечение;

- диаметры продольных арматурных стержней, расположенных у верхних и нижних горизонтальных граней балок, следует определять без учета эффектов от сейсмических и ветровых воздействий, руководствуясь указаниями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и правилами, приведенными в 4.4.4.1.2-4.4.4.1.3 [5.4.3.1.1(1)], но принимать не менее 16 мм;

- минимальная площадь вертикальной и горизонтальной арматуры сеток, располагаемых на боковых поверхностях (без учета продольных стержней, расположенных в уровнях верха и низа балки), должна составлять не менее чем по 0,1 % от площади поперечного сечения бетона (и не менее чем 150 мм²/м) для каждой плоскости и в каждом направлении;

- минимальный диаметр стержней вертикальной арматуры, выполняющей функции поперечной, следует назначать не менее 8 мм; расстояние между смежными стержнями вертикальной арматуры должно составлять не более 200 мм;

- у горизонтальных торцевых граней проема концы стержней вертикальной арматуры должны иметь надежную анкеровку;

- минимальный диаметр промежуточных стержней горизонтальной арматуры следует назначать не менее 10 мм; расстояние между смежными стержнями горизонтальной арматуры должно составлять не более 200 мм;

- горизонтальная промежуточная арматура перемычек не должна анкериться в смежных участках стен, а концы стержней должны быть заведены в них на 150 мм за нормальное сечение, соответствующее плоскости вертикальной торцевой грани проема.

Примечание. Продольная и поперечная арматура, устанавливаемая на боковых гранях балок, как минимум, должна соответствовать основному сочетанию нагрузок. Пример армирования перемычки в соответствии с 5.9.4 показан на рисунке 5.14.

5.9.5 В качестве альтернативы, для упрощения схем армирования перемычек с диагональным расположением арматурных стержней, вместо установки хомутов вокруг диагональных арматурных стержней допускается осуществлять поперечное армирование, всего поперечного сечения перемычки (рисунок 5.15).

Поперечное армирование перемычки следует осуществлять плоскими вязанными арматурными сетками, образованными из гнутых хомутов и соединенных с ними вертикальных и горизонтальных стержней (шпилек). Сетки поперечного армирования следует устанавливать с заданным шагом s по длине перемычки и объединять в пространственный арматурный каркас с помощью продольных арматурных стержней.

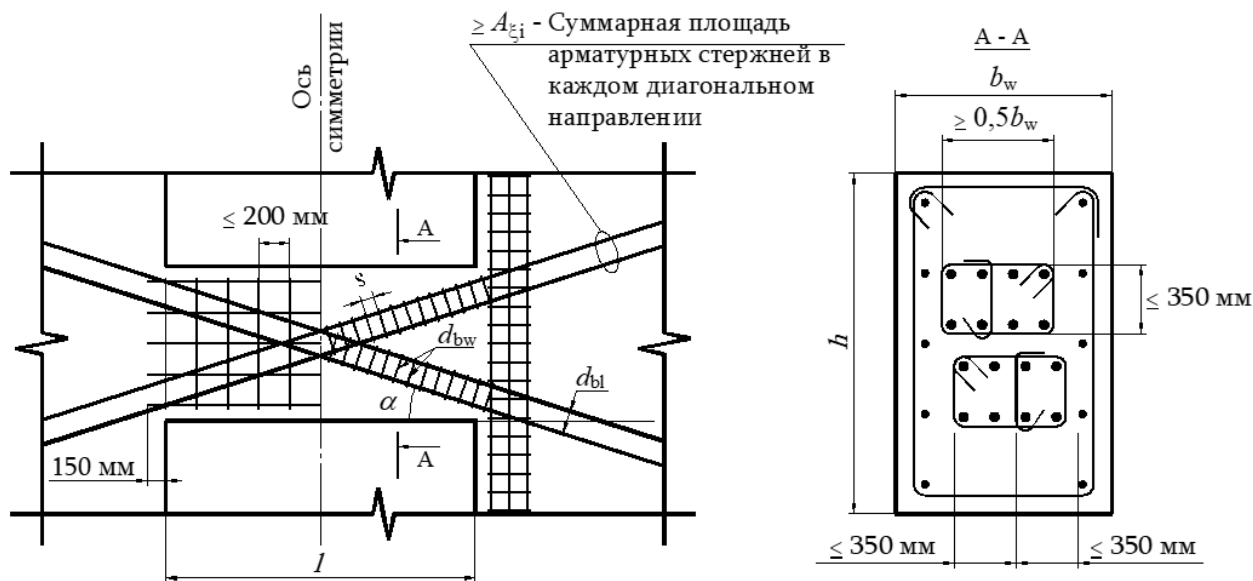


Рисунок 5.14 – Связующие балки с диагональным армированием по пункту 5.9.4

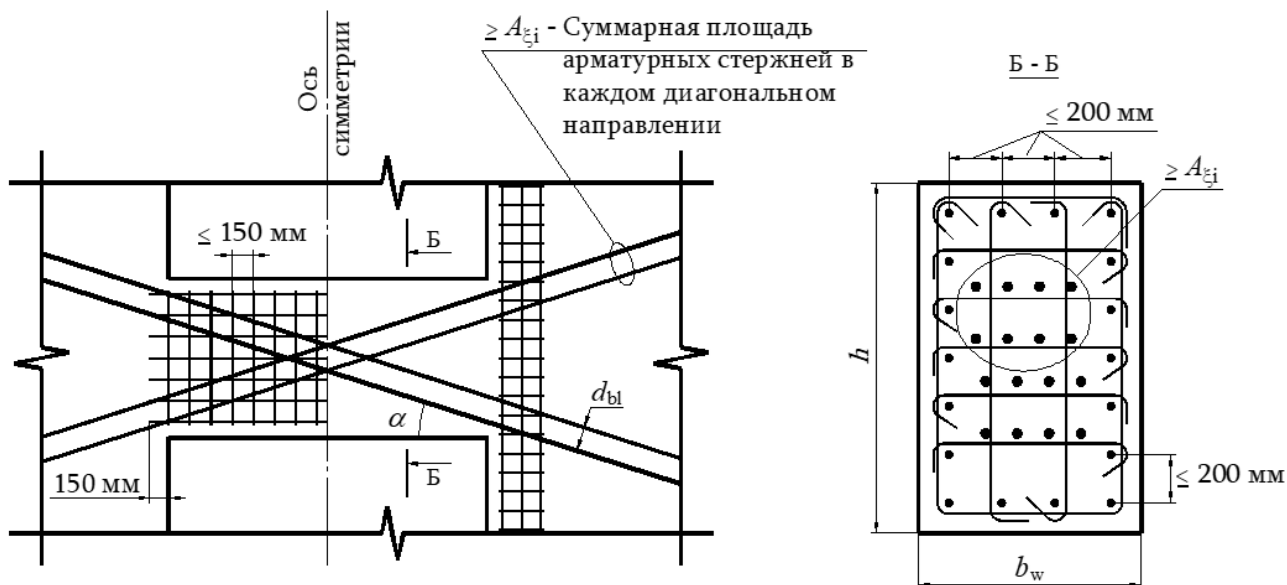


Рисунок 5.15 – Связующие балки с диагональным армированием по пункту 5.9.5

Значение общей площади поперечного сечения A_{sh} арматурных стержней каждой сетки (хомутов и шпилек) в рассматриваемом направлении, перпендикулярном размеру b_c , должно быть не менее большего из значений, полученных с помощью выражений:

$$0,09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5.13)$$

или

$$0,3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5.14)$$

В представленных выше выражениях:

A_g – общая площадь бетонного поперечного сечения элемента (перемычки);

A_{ch} – площадь бетонного поперечного сечения элемента до внешних краев поперечной арматуры;

b_c – высота поперечного сечения сердечника элемента в пределах внешних краев области, ограниченной поперечной арматурой;

s – расстояние между осями сеток поперечного армирования в продольном направлении перемычки;

f_{yt} – предел текучести поперечной арматуры;

f_c – расчетная прочность бетона на сжатие.

Шаг расположения арматурных сеток поперечного армирования по длине перемычки не должен превышать 150 мм и 6 диаметров наименьших диагональных стержней.

Расстояния по вертикали и горизонтали между арматурными стержнями сеток поперечного армирования не должны превышать 200 мм.

Каждый горизонтальный арматурный стержень сетки поперечного армирования должен быть соединен с продольной арматурой перемычки. Продольные стержни перемычки должны иметь диаметры не менее диаметров арматурных стержней сеток поперечного армирования.

Диаметры продольных арматурных стержней, расположенных у верхних и нижних горизонтальных граней балок, следует определять без учета эффектов сейсмических и ветровых воздействий, руководствуясь указаниями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и правилами, приведенными в 4.4.4.1.2-4.4.4.1.3 [5.4.3.1.1(1)], но принимать не менее 16 мм.

5.9.6 В связующих монолитных железобетонных балках, рассматриваемых в расчетных моделях стен как единые конструктивные элементы, но бетонируемых по высоте в два этапа (имеющих горизонтальные технологические швы бетонирования), вертикальные хомуты, применяемые в качестве поперечного армирования, следует предусматривать на всю высоту балок.

6 ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ АНКЕРОВ И СТЫКОВ

6.1 Общие сведения

6.1.1 [5.6.1 (1)P] Для конструирования армирования следует применять положения раздела 8 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и дополнительные правила нижеследующих пунктов настоящего раздела.

6.1.2 [5.6.1 (2)P] Хомуты и шпильки, применяемые в качестве поперечного армирования в балках, колоннах или стенах, должны быть закрытыми. Концы хомутов и шпилек должны быть загнуты вокруг продольной арматуры под углом 135° и заведены вглубь сечения на длину не менее $10d_{bw}$ (рисунок 6.1).

6.1.3 [5.6.1 (3)P] Длина анкерки арматурных стержней (балок и колонн), заанкеренных в пределах соединений балка-колонна, принимая во внимание глубину проникновения пластических деформаций, обусловленных циклическими поступругими деформациями, измеряется от точки, расположенной на расстоянии $5d_{bL}$ от наружной поверхности соединения.

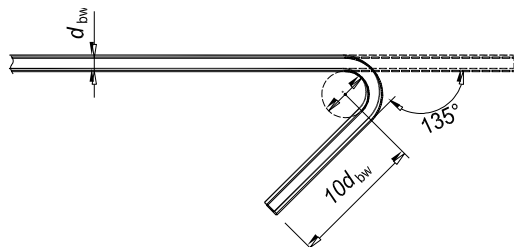


Рисунок 6.1 – Загибы концов хомутов и шпилек

6.1.4 Стыковые соединения арматурных стержней (сварные, механические, внахлестку и др.) следует предусматривать за пределами зон возможного развития пластических деформаций и вне участков с максимальными величинами расчетных эффектов сейсмических воздействий.

6.1.5 Относительное количество рабочей арматуры периодического профиля, стыкуемой в одном расчетном сечении железобетонного конструктивного элемента, должно быть не более 50 %.

При определении относительного количества арматуры, стыкуемой внахлестку в одном расчетном сечении конструктивного элемента, рассматривают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1,3l_0$, где l_0 – расчетная длина нахлеста арматуры. Стыки арматуры считаются расположенными в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

6.2 Анкеровка арматуры

6.2.1 Колонны

6.2.1.1 [5.6.2.1 (1)P] При вычислении длины анкерки или нахлеста стержней, влияющих на прочность элементов в критических зонах при изгибе, отношение требуемой площади арматуры к общей фактической площади арматуры $A_{s,req}/A_{s,prov}$, принимается 1.

6.2.1.2 [5.6.2.1 (2)P] Если в сейсмической расчетной ситуации осевая сила в колонне является растягивающей, то длина анкеровки должна быть увеличена на 50%, по сравнению с указанной в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

6.2.2 Балки

6.2.2.1 [5.6.2.2 (1)P] Часть продольных арматурных стержней балки, загнутых в соединениях для анкеровки, всегда должна располагаться внутри хомутов соответствующей колонны.

6.2.2.2 [5.6.2.2 (2)P] Во избежание потери сцепления арматуры с бетоном, диаметр продольных стержней балки, проходящих через соединения балка-колонна, d_{bL} , должен быть ограничен в соответствии со следующими выражениями:

а) для внутренних соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}; \quad (6.1)$$

б) для внешних соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d), \quad (6.2)$$

где:

h_c — ширина колонны в направлении, параллельном расположению стержней арматуры;

f_{ctm} — среднее значение прочности бетона на растяжение;

f_{yd} — расчетное значение предела текучести стали;

ν_d — нормализованная расчетная осевая сила в колонне, принятая с минимальным значением для сейсмической расчетной ситуации ($\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

k_D — коэффициент, значение которого для класса пластичности М равно 2/3;

ρ' — это коэффициент армирования балки сжатыми стержнями, проходящими через соединение;

ρ_{max} — это максимально допустимый коэффициент армирования (см. 4.3.2.4.2(4) и 5.3.2.4.3(4));

γ_{Rd} — это коэффициент неопределенности модели по расчетному значению сопротивления, принимаемый для класса пластичности М равным 1,0.

Вышеуказанные ограничения (выражения (6.1 и 6.2)) не применяются к диагональным стержням арматуры, пересекающим соединения.

6.2.2.3 [5.6.2.2 (3)] Если требование, установленное в 6.2.2.2 этого раздела, нельзя удовлетворить для внешних соединений балка-колонна, поскольку высота поперечного сечения колонны h_c параллельно расположению стержней арматуры слишком мала, то допускается принять нижеследующие дополнительные меры, чтобы обеспечить анкеровку продольного армирования балок (рисунок 6.2).

а) Балка или плита могут быть продлены в горизонтальном направлении в форме наружных выступов (см. рисунок 6.2 а)).

б) Могут быть применены стержни арматуры с оголовками или стержни арматуры с анкерными пластинами, приваренными к концам (см. рисунок 6.2 б)).

в) Можно применить загиб стержней с минимальной длиной $10d_{bl}$ и установку поперечного армирования, располагая ее плотно внутри загиба стержней (см. рисунок 6.2 в)).

6.2.2.4 [5.6.2.2 (4)P] Верхние или нижние арматурные стержни, проходящие через внутренние соединения элементов рам, должны оканчиваться в соединяемых элементах на расстоянии не менее l_{cr} (длина критической зоны элемента, см. 4.3.2.4.2(1) и 5.3.2.4.3(1) от наружной поверхности соединения.

6.2.2.5 На рисунках 6.3 и 6.4 приведены зависимости, позволяющие определять максимальные диаметры продольных стержней из стали класса С ($f_{yk}=500$ МПа), проходящих через соединения балка-колонна в каркасах классов пластичности DCM и DCH. При применении этих зависимостей значения коэффициента K_c следует принимать: для бетона класса 20/25 – 1,0; C25/30 – 1,18; C30/37 – 1,32; C35/45 – 1,45; C40/50 – 1,59; C45/55 – 1,73; C50/60 – 1,86.

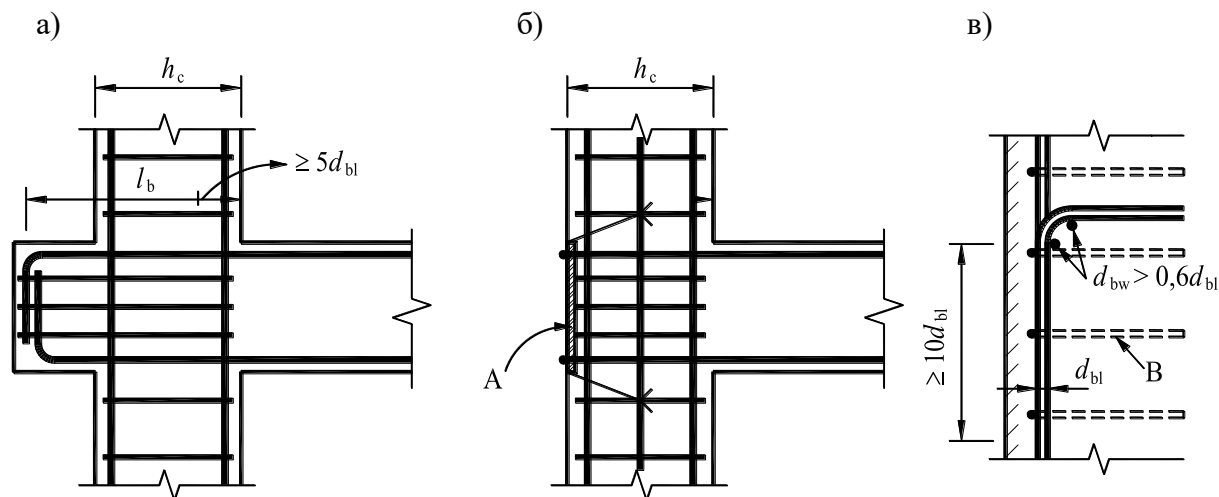


Рисунок 6.2 – Дополнительные мероприятия для анкеровки продольной арматуры во внешних соединениях балка-колонна

А – анкерная плита; В – хомуты вокруг стержней арматуры колонны

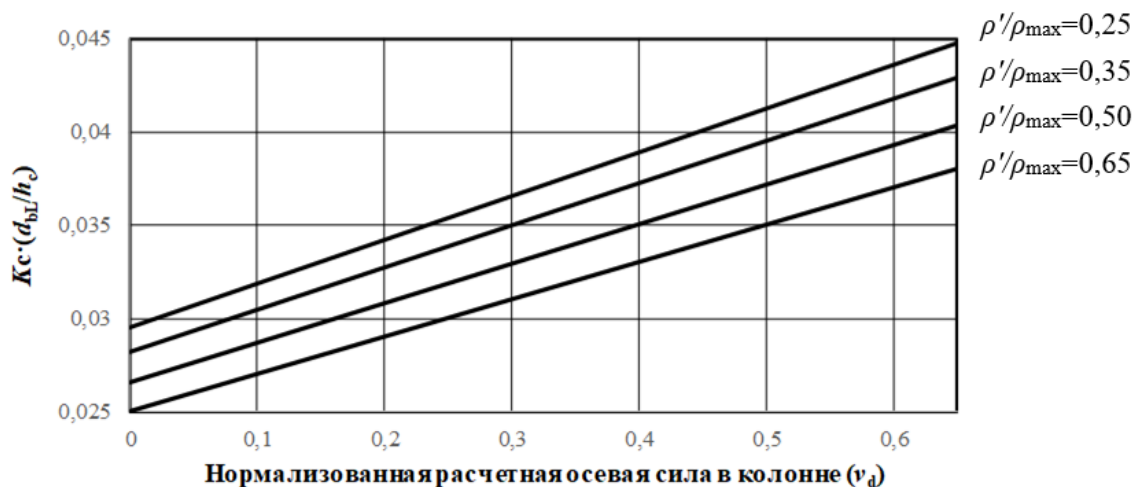


Рисунок 6.3 – Зависимости « $K_c(d_{bl}/h_c) - v_d$ », построенные для внутренних соединений балка-колонна в каркасах с классом пластичности М (бетон класса С20/25, $K_c=1,0$)

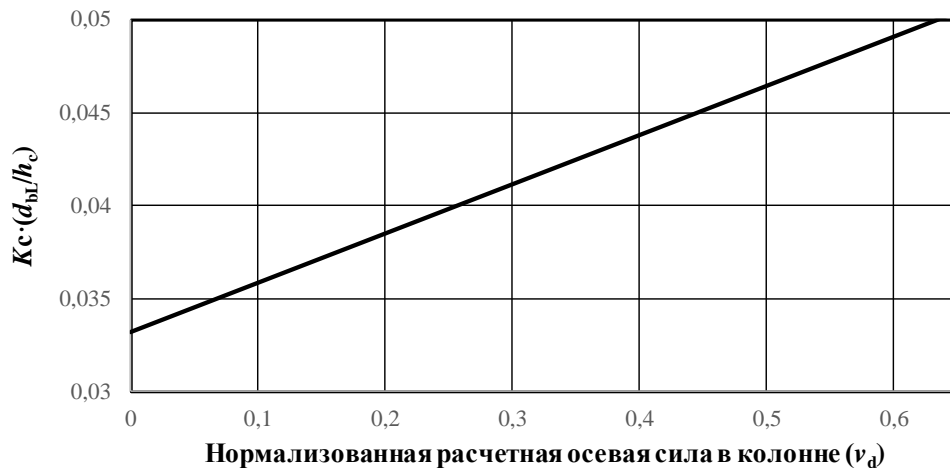


Рисунок 6.4 – Зависимости « $K_c(d_{bl}/h_c) - v_d$ », построенные для внешних соединений балка-колонна в каркасах с классом пластичности М (бетон класса С20/25, $K_c=1,0$)

6.3 Стыкование стержней арматуры

6.3.1 [5.6.3 (1)P] В пределах критической зоны элементов конструктивной системы не должно быть стыков арматуры на сварке внахлестку.

6.3.2 Ограничения 6.3.1 на применение сварных стыков распространяется на все арматурные изделия, включая поперечную арматуру.

Примечание – Сварка поперечных арматурных стержней может привести к локальному охрупчиванию стали.

6.3.3 Если сварка поперечных стержней необходима для облегчения изготовления или установки арматурных изделий, то ее следует выполнять только на стержнях, добавленных для таких целей. Запрет на сварку поперечных арматурных стержней не распространяется на стержни, свариваемые с помощью специального оборудования под постоянным и компетентным контролем.

6.3.4 [5.6.3 (2)P] В колоннах и стенах допускается применение механических соединений (соединений на муфтах), если эти соединения были проверены соответствующими испытаниями в условиях совместимых с выбранным классом пластичности.

6.3.5 [5.6.3 (3)P] Поперечное армирование, должно выполняться в пределах длины нахлестки, определенной в соответствии с СП РК EN 1992-1-1:2004/2011. Кроме того, должны удовлетворяться нижеследующие требования.

а) Если заанкеренные и непрерывные стержни располагаются в плоскости, параллельной поперечной арматуре, то при расчете поперечной арматуры должна использоваться сумма площадей всех стыкуемых стержней, ΣA_{sL} .

б) Если заанкеренные и непрерывные стержни располагаются в плоскости, нормальной поперечной арматуре, площадь поперечной арматуры вычисляется на основании площади наибольшего соединяемого внахлест продольного стержня, A_{sL} ;

в) Шаг, s , поперечной арматуры в зоне нахлеста (мм) не должен превышать

$$s = \min\{h/4; 100\}, \quad (6.3)$$

где h – это минимальный размер поперечного сечения (в миллиметрах).

Пример соединения продольных стержней внахлестку показан на рисунке 6.5.

6.3.6 [5.6.3 (4)] Требуемая площадь поперечного армирования A_{st} в пределах зоны нахлеста продольной арматуры колонн, состыкованной в каком-либо месте (как определено в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011) или нахлеста продольного армирования периферийных элементов в стенах, может быть рассчитана по следующей формуле:

$$A_{st} = s (d_{bL} / 50) (f_{yld} / f_{ywd}), \quad (6.4)$$

где:

A_{st} – площадь одной ветви поперечного армирования;

d_{bL} – диаметр соединяемого стержня;

s – шаг поперечного армирования;

f_{yld} – расчетное значение предела текучести продольной арматуры;

f_{ywd} – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры.

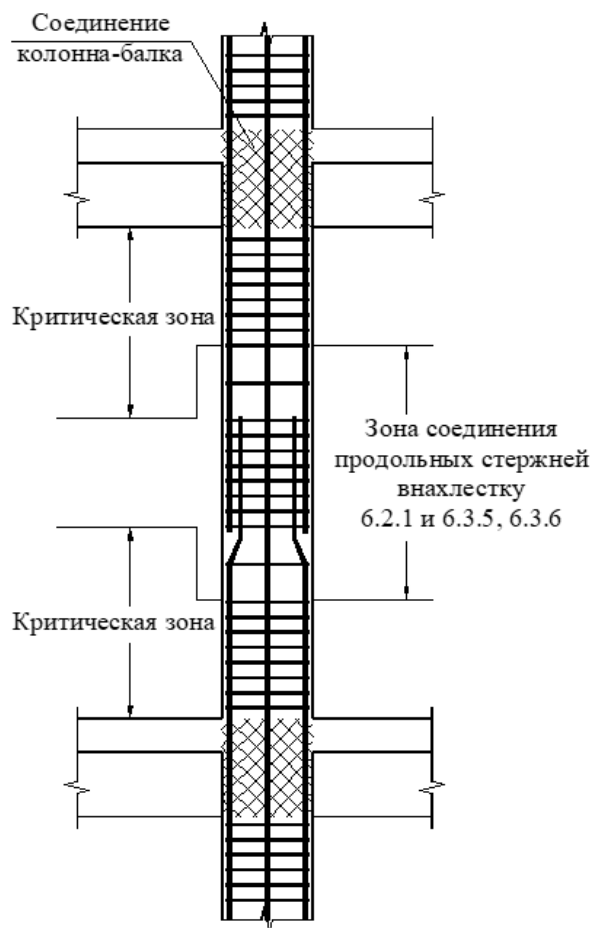


Рисунок 6.5 – Пример армирования зоны стыковки стержней внахлестку в колонне

7 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ФУНДАМЕНТОВ

7.1 Область применения

7.1.1 Нижеприведенные правила следует применять при проектировании монолитных железобетонных конструкций фундаментов, таких как фундаментные плиты, балки, ленты, стены, свайные ростверки и сваи, а также соединений между этими элементами или между ними и вертикальными несущими железобетонными элементами конструктивных систем.

Проектные решения фундаментных конструкций должны соответствовать СП РК EN 1998-5:2004/2012 [5.8.1 (1)P].

7.1.2 Конструкции монолитных железобетонных фундаментов допускается проектировать:

а) в предположении линейно-упругого поведения фундаментных элементов зданий в расчетной сейсмической ситуации и их низкой способности к диссипации энергии сейсмических колебаний;

б) с учетом наличия у фундаментных конструкций способности к пластическому деформированию и к диссипации энергии сейсмических колебаний.

7.1.3 Проектирование конструкций фундаментов по пункту 7.1.2 а) допускается выполнять с соблюдением правил подраздела 3.2, относящихся к конструкциям DCL. При этом расчетные эффекты сейсмических воздействий для элементов фундамента следует определять:

а) для низкодиссипативных конструктивных систем – с использованием значения коэффициента поведения q , равного верхнему пределу значений q , принимаемых для низкодиссипативных конструктивных систем (например, 1,5 для железобетонных систем), и правила, приведенного в 7.2.6.3 НТП РК-08-01.2-2021 [5.8.1(4)];

б) для конструктивных систем с диссипативным поведением – с использованием значения коэффициента поведения q , соответствующего конструктивному типу и классу пластичности проектируемой конструктивной системы, правил метода капаситивного проектирования и правил, приведенных в 7.2.6.2 и 7.2.6.4-7.2.6.8 НТП РК-08-01.2-2021 [5.8.1(2)P].

7.1.4 В соответствии с пунктом 5.8.1(3) СП РК EN 1998-1:2004/2012 бетонные элементы фундаментов допускается также проектировать с учетом диссипации ими энергии сейсмических колебаний.

В этом случае элементы фундаментов должны:

– воспринимать расчетные эффекты сейсмического воздействия, определенные по результатам расчета, выполненного с использованием коэффициента q , принятого для части здания, расположенной выше верха фундамента;

– соответствовать всем специальным правилам определения размеров и конструирования, относящимся к классу пластичности М и применяемым к конструкциям надземной части.

Это положение относится, в частности, к анкерным и фундаментным балкам, для которых расчетные поперечные силы следует определять с учетом правил метода капаситивного проектирования в соответствии с 4.4 настоящего НТП.

7.1.5 [5.8.1(5)] Подземные части коробчатого типа диссипативных зданий, включающие в себя (а) бетонную плиту, выступающую в качестве жесткой диафрагмы в уровне перекрытия над подвалом, (б) фундаментную плиту или ростверк связевых балок (балок-распорок) или фундаментные балки в уровне фундамента, (в) периферийные и/или внутренние фундаментные стены, запроектированные в соответствии с 7.1.4 этого подраздела, а также колонны и балки (включая находящиеся в составе перекрытия подвала), которые как ожидается, останутся упругими в сейсмической расчетной ситуации, могут быть запроектированы в соответствии с 3.2 настоящего НТП.

Стены подземных частей здания следует проектировать с учетом возможности развития пластического шарнира на уровне плиты перекрытия над подвалом (цокольным этажом).

С этой целью в стенах с теми же поперечными сечениями, которые продолжаются выше перекрытия над подвалом, критические зоны должны продлеваться ниже уровня перекрытия над подвалом на глубину h_{cr} (см. 5.8.2.1).

Кроме того, стены подвала на всю их свободную высоту должны быть рассчитаны на сдвигающие силы, соответствующие условию, что стены на уровне перекрытия над подвалом имеют запас прочности на изгиб $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ (где $\gamma_{Rd}=1,1$ для DCM), а в уровне фундамента моменты имеют нулевые значения.

7.2 Анкерные балки и фундаментные балки

7.2.1 [5.8.2 (1)P] Следует избегать применения коротких колонн между верхом фундамента и нижней поверхностью анкерных балок или между верхом свайного ростверка и низом фундаментных плит.

7.2.2 [5.8.2 (2)] При проверках следует учитывать, что в соответствии с 5.4.1.2(6) и 5.4.1.2(7) СП РК EN 1998-5:2004/2013, осевые силы в анкерных балках или в зонах соединений фундаментных плит действуют совместно с эффектами воздействия, полученными в соответствии с 7.2.6.2 или 7.2.6.3 НТП РК 08-01.2-2021 для сейсмической расчетной ситуации с учетом эффектов второго рода.

7.2.3 [5.8.2 (3)] Анкерные и фундаментные балки должны иметь ширину поперечного сечения не менее $b_{w,min}$ и высоту поперечного сечения не менее $h_{w,min}$.

Значения, предписываемые $b_{w,min}$ и $h_{w,min}$ следует принимать: для зданий высотой до трех этажей включительно (без учета подвальных этажей) $b_{w,min} \geq 0,25$ м и $h_{w,min} \geq 0,4$ м; для зданий высотой более трех этажей (без учета подвальных этажей) $h_{w,min} \geq 0,5$ м.

7.2.4 Фундаментные плиты, предназначенные в соответствии с 5.4.1.2(2) СП РК EN 1998-5:2004/2013 для горизонтального объединения отдельных опор или в качестве свайных ростверков, должны иметь толщину не менее t_{min} и коэффициент армирования в верхнем и нижнем слоях не менее $\rho_{s,min}$ [5.8.2(4)].

Значения t_{min} и $\rho_{s,min}$ следует принимать: $t_{min} \geq 0,2$ м и $\rho_{s,min} = 0,2$ %.

7.2.5 [5.8.2 (5)] Анкерные и фундаментные балки должны иметь вдоль всей длины коэффициент продольного армирования не менее $\rho_{b,min}$, как в верхнем, так и в нижнем слоях.

Значение $\rho_{b,min}$ следует принимать: $\rho_{b,min} = 0,4$ %.

7.3 Соединение вертикальных элементов с фундаментными балками или стенами

7.3.1 [5.8.3(1)P] Общая (стыковая) область фундаментной балки или фундаментной стены с вертикальным несущим элементом должна соответствовать 4.6 как область соединения балка-колонна.

7.3.2 [5.8.3(4)] В зданиях класса пластичности М соединения фундаментных балок или фундаментных стен с вертикальными элементами могут соответствовать правилам 4.6.

7.3.3 [5.8.3(5)] Отгибы или крюки внизу продольных стержней вертикальных элементов должны быть ориентированы так, чтобы они вызывали сжатие в области соединения.

7.4 Монолитные бетонные сваи и свайные ростверки

7.4.1 [5.8.4(1)P] Верх сваи на расстоянии удвоенного размера поперечного сечения сваи до нижней поверхности свайного ростверка, d , а также область на расстоянии до $2d$ с каждой стороны поверхности раздела между двумя слоями грунта с заметно различной жесткостью на сдвиг (соотношение значений модулей сдвига больше, чем 6), должны быть запроектированы как потенциальные зоны пластического шарнира. С этой целью сваи, следуя правилам для критических зон колонн класса пластичности М, должны быть снабжены поперечным и косвенным армированием.

7.4.2 [5.8.4(2)P] Если требование, указанное в 7.1.4, применяется для проектирования свай диссипативных конструктивных систем, то сваи должны быть рассчитаны и запроектированы с учетом возможного образования пластических шарниров в оголовке сваи. С этой целью длина зоны, выше которой добавлены поперечное и косвенное армирование, требуемое в оголовке сваи в соответствии с 7.4.1 этого подраздела, увеличивается на 50 %. Кроме того, при проверке критического предельного состояния сваи на сдвиг, должна использоваться расчетная поперечная сила, по меньшей мере, равная силе, определенной в соответствии с 7.2.6.4 – 7.2.6.8 НТП РК-08-01.2-2021.

7.4.3 [5.8.4(3)] Сваи, противодействующие растягивающим силам или являющиеся закрепленными против поворота у оголовка, с тем, чтобы противостоять развитию расчетного подъема сваи в грунте или расчетному пределу прочности при растяжении, в зависимости от того, какое значение меньше, должны иметь анкеровку в свайном ростверке. Если часть таких свай, заделанных в свайный ростверк, бетонируются на месте перед выполнением свайного ростверка, то должны быть обеспечены шпонки на поверхности их взаимодействия, по которой происходит их соединение.

8 ЛОКАЛЬНЫЕ ЭФФЕКТЫ, ОБУСЛОВЛЕННЫЕ КАМЕННОЙ КЛАДКОЙ ИЛИ БЕТОННЫМИ ЗАПОЛНЕНИЯМИ

8.1 [5.9(1)] Так как стеновые заполнения в нижних этажах рамных каркасов специфически уязвимы и их повреждениями при сейсмических воздействиях могут явиться причинами нерегулярностей зданий в плане и по высоте, то для колонн этих этажей, взаимодействующих с заполнениями, следует предусматривать соответствующие конструктивные мероприятия.

Если не используется более точный метод, то длину критических зон в колоннах нижнего этажа, взаимодействующих с заполнением, следует принимать равной полной длине колонн и соответствующим образом ограничивать (армировать хомутами).

8.2 [5.9(2)] Если высота стенового заполнения в каком-либо из этажей меньше, чем высота смежных колонн в чистоте, то должны быть приняты следующие меры.

а) Полная длина колонн (равная высоте этажа в чистоте) должна считаться критической зоной и должна быть армирована хомутами в количестве и по схеме, требуемой для критических зон.

б) Колонны должны быть соответствующим образом защищены от последствий уменьшения их свободной длины. Значения действующих поперечных сил следует определять в соответствии с 4.5.2. При этом чистую длину колонны, l_{cl} , следует принять равной длине участка колонны, не контактирующим с заполнениями, а момент $M_{i,d}$ в сечении колонны в уровне верха стенового заполнения следует принять равным $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, где $\gamma_{Rd} = 1,1$ для DCM, а $M_{Rc,i}$ – расчетное значение момента сопротивления колонны.

в) Поперечное армирование, противодействующее этим силам, должно быть размещено по всей длине колонны, не находящейся в контакте с заполнениями и продлено вдоль ее длины на расстояние h_c (размер поперечного сечения колонны в плоскости заполнения) в часть колонны, находящуюся в контакте с заполнениями.

г) Если длина колонны вне контакта с заполнением менее $1,5h_c$, то поперечным силам должно противодействовать диагональное армирование.

8.3 [5.9(3)] Если заполнения из каменной кладки распространяются на всю высоту смежных с ними колонн, но только с одной стороны колонн, то полную длину колонн следует рассматривать как критическую зону и армировать хомутами в количестве и по схеме, требуемой для критических зон.

8.4 [5.9(4)] Колонны длиной l_c , к которым приложены диагональные распорные силы от заполнения, должны быть проверены на сдвиг при действии меньшей из двух следующих поперечных сил:

а) горизонтальной составляющей диагональной распорной силы от заполнения, которая считается равной горизонтальной прочности на сдвиг панели заполнения, определенной на основании прочности на сдвиг растворных швов кладки;

б) поперечной силы, определенной в соответствии с 4.3.2, предполагая, что резерв несущей способности при изгибе колонны, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, возникает на двух концах длины контакта l_c ; длину контакта следует принять равной полной вертикальной ширине диагональной распорки заполнения. Если выполняется более точное вычисление этой ширины (с учетом упругих свойств и геометрии заполнения и колонны), то ширину распорки можно принять равной фиксированной доле длины диагонали панели.

9 ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДИАФРАГМ (ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЙ)

9.1 Способность междуэтажных перекрытий и покрытий выполнять функции горизонтальных диафрагм, передающих горизонтальные инерционные силы на вертикальные несущие конструкции и обеспечивающих совместное сопротивление вертикальных несущих конструкций горизонтальным сейсмическим воздействиям следует проверять в соответствии с положениями НТП РК 08-01.2-2021.

9.2 На стадии концептуального проектирования каркасных конструктивных систем в качестве диафрагм жесткости могут рассматриваться:

а) сплошные бетонные плиты толщиной не менее 70 мм, имеющие в обоих горизонтальных направлениях армирование, не менее предусмотренного правилами СП РК EN 1992-1-1:2004/2011;

б) монолитные плиты, выполненные по верху сборного настила перекрытия или покрытия, если они:

- соответствуют условиям в а);
- рассчитаны с учетом соответствующей жесткости;
- выполнены на чистой шероховатой поверхности или соединены с ней связями сдвига.

9.3 Проектирование монолитных железобетонных диафрагм должно включать проверки их жесткости в своей плоскости и критического предельного состояния с учетом нижеследующих факторов:

- нерегулярной геометрии и/или входящих уступов или выступов;
- нерегулярно и/или регулярно расположенных проемов и больших отверстий;
- нерегулярности распределения масс и/или жесткостей (как например, в случае выступов или смещений).

9.4 [5.10(5)] Расчетные значения эффектов воздействий должны быть определены с учетом 7.2.5.4 НТП РК 08-02-2012.

9.5 [5.10(6)] Расчетные сопротивления монолитных железобетонных диафрагм должны быть определены в соответствии с СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Приложение А
(информационное)
Примеры классификации стен на связанные и несвязанные

Дано: монолитные железобетонные стены толщиной 30 см, конструктивные особенности и геометрические размеры которых показаны на Рисунке А.1.

Требуется: классифицировать стены на связанные и несвязанные в соответствии с определениями, приведенными в подразделе 1.5 настоящего Пособия.

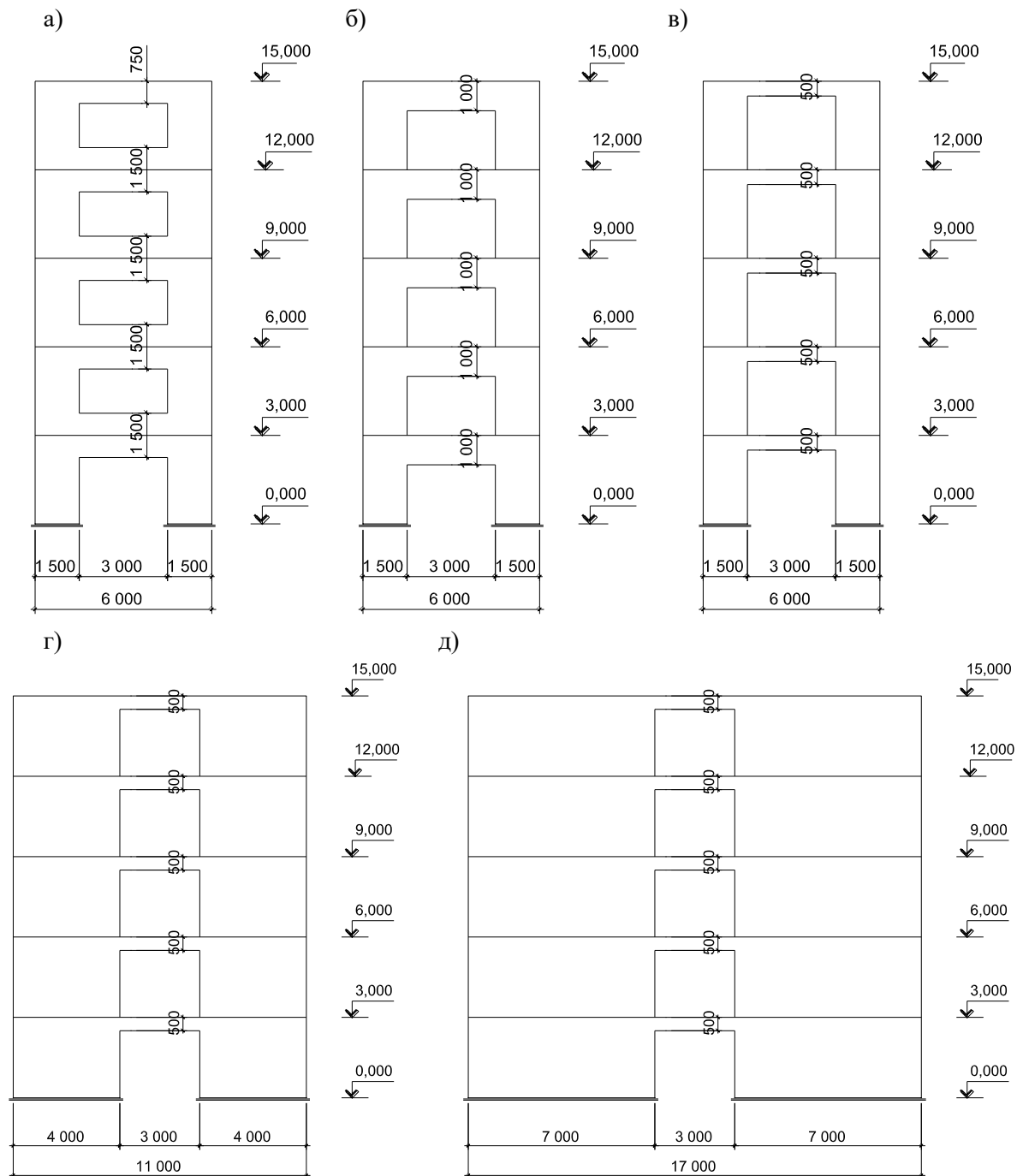


Рисунок А.1 – Типы монолитных железобетонных стен

Для решения поставленной задачи:

– сопоставлялись суммы базовых моментов в основаниях совместно работающих стен ΣM_{cw} (объединенных связующими балками-перемычками) и суммы базовых моментов в основаниях раздельно работающих стен ΣM_{ucw} (полученные в предположении отсутствия связующих балок);

ПРИМЕЧАНИЕ Подробнее в Примечании к определению понятия «связанные стены».

– расчеты стен выполнялись с помощью программы «STARK EC», реализующей метод конечных элементов;

– ко всем стенам в уровне их верха были приложены условные горизонтальные нагрузки величиной 1000 кН;

– величины моментов определялись в соответствии с вычисленными реакциями в основаниях стен.

Полученные результаты расчетов приведены в Таблице А.1

Таблица А.1 – Классификация стен в зависимости от их геометрических размеров и конструктивных особенностей

Тип стены (Номер Рисунка)	ΣM_{ucw} (кНм)	ΣM_{cw} (кНм)	$\frac{\Sigma M_{ucw} - \Sigma M_{cw}}{\Sigma M_{ucw}} \cdot 100\%$	Тип стены
А.1 а)	15000	2120	85,9% (>25%)	связанная стена
А.1 б)	15000	2250	85,0% (>25%)	связанная стена
А.1 в)	15000	4620	69,2% (>25%)	связанная стена
А.1 г)	15000	9230	38,5% (>25%)	связанная стена
А.1 д)	15000	11690	22,0% (<25%)	несвязанные стены
ПРИМЕЧАНИЕ ΣM_{cw} – сумма базовых моментов в основании совместно работающих стен (объединенных связующими балками); ΣM_{ucw} – сумма базовых моментов в основании раздельно работающих стен.				

Приложение Б

(справочное)

Требования к конструктивным решениям железобетонных балок, колонн и стен

Таблица Б.1 – Требования к конструктивным решениям балок

Показатели		Класс пластичности М (DCM)	Номер пункта НТП
Требования к материалам			
Класс бетона		При высоте зданий до пяти этажей включительно: $\geq C 16/20$;	4.2.1
		При высоте зданий более пяти этажей: $\geq C 20/25$	
Арматура продольная		Периодическая	4.2.2
		Классы В и С	4.2.3
Арматура поперечная (хомуты и шпильки)		Периодическая и гладкая	4.2.2
		Классы В и С	4.2.3
Требования к геометрическим размерам и длине критических зон			
Эксцентриситет оси балки относительно оси колонны		Не более $b_c/4$	4.4.1.5
Ширина балки b_w		$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$	4.4.1.6
Длина критической зоны l_{cr} в соединении балка-колонна		$l_{cr} = h_w$, но не более 1/4 пролета балки	4.4.4.2.1
Требования к продольной арматуре и ее расположению			
В пределах критической зоны	Площадь продольной арматуры в сжатой зоне на полках балки	В сжатой зоне балки на ее полках, в дополнение к любой арматуре, работающей на сжатие, необходимой по результатам проверки критического предельного состояния балки, должно дополнительно располагаться не менее половины площади арматуры, принятой в растянутой зоне	4.4.4.2.4 а)
	Коэффициент армирования ρ в растянутой зоне на полках балки должен быть не более значения ρ_{max}	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	4.4.4.2.4 б)

Вдоль всей длины верхней зоны балки коэффициент армирования ρ должен быть не менее значения ρ_{\min}		$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \right)$	4.4.4.2.6
Для обеспечения анкеровки арматуры во внутренних соединениях балка-колонна		$\frac{d_{\text{bL}}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yd}}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}$	6.2.2.2 а)
Для обеспечения анкеровки арматуры во внешних соединениях балка-колонна		$\frac{d_{\text{bL}}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{\text{ctm}}}{\gamma_{\text{Rd}} \cdot f_{\text{yd}}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d)$	6.2.2.2 б)
Требования к поперечной арматуре и ее расположению			
Вне критической зоны	Поперечное расстояние между ветвями хомутов в одном ряду хомутов не должно превышать значения $s_{\text{t,max}}$.	$s_{\text{t,max}} = 0,75d \leq 600 \text{ мм},$ где d – эффективная высота балки	9.2.2(8) СП РК EN 1992-1-1
В критической зоне	Коэффициент поперечного армирования ρ_w должен быть не менее $\rho_{w,\min}$	$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{\text{ck}}}}{f_{\text{yk}}}$	9.2.2(5) СП РК EN 1992-1-1
	Диаметр хомутов d_{bw}	$d_{\text{bw}} \geq 6 \text{ мм}$	4.4.4.2.7 а)
	Шаг хомутов s	$s = \min\{h_w/4; 24d_{\text{bw}}; 225; 8d_{\text{bL}}\}$	4.4.4.2.7 б)
	Расположение первого хомута	50 мм от концевого сечения балки	4.4.4.2.7 в)

Таблица Б.2 – Требования к конструктивным решениям колонн

Показатели	Класс пластичности М (DCM)	Номер пункта НТП
Требования к материалам		
Класс бетона	при высоте зданий до пяти этажей включительно – $\geq C 16/20$;	4.2.1
	при высоте зданий более пяти этажей – $\geq C 20/25$	
Арматура продольная	Периодическая	4.2.2
	Классы В и С	4.2.3
Арматура поперечная (хомуты и шпильки)	Периодическая и гладкая	4.2.2
	Классы В и С	4.2.3
Требования к размерам поперечных сечений колонн и длине критических зон		
Размеры поперечного сечения колонн должны быть не менее	$h_v/10$, если $\theta > 0,1$	4.5.1.1 а)
	250 мм	4.5.1.1 б)
Длина критических зон колонны	$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,45 \text{ м}\}$	4.5.3.2.4
	$l_{cr} = l_{cl}$, если $l/h_c < 3$	4.5.3.2.5 а)
Требования к продольной арматуре и ее расположению		
Минимальный диаметр продольной арматуры	12 мм	4.5.3.2.1
Количество продольных стержней в критических зонах с каждой стороны колонны	≥ 3	4.5.3.2.2
Расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками	≤ 200 мм	4.5.3.2.13 б)
Коэффициент общего продольного армирования	$\rho_{min} \geq 0,01$ (1%)	4.5.3.2.1
	$\rho_{max} \leq 0,04$ (4%)	
Количество продольного армирования в соединении колонны с фундаментом	По результатам расчета, но не менее предусмотренного в уровне верха этого же этажа	4.5.3.2.15

Требования к поперечной арматуре и ее расположению			
В пределах критической зоны	Минимальный диаметр	$d_{bw} \geq 0,33 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}} \geq 6 \text{ мм}$	4.5.3.2.12
	Максимальное расстояние между поперечной арматурой по высоте колонны	$s = \min \{b_o/2; 150; 8d_{bL}\},$	4.5.3.2.13 а)
	$\alpha \omega_{wd}$	$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$	4.5.3.2.9
	Минимальное значение ω_{wd} в основаниях первичных колонн	0,08	4.5.3.2.10
Вне критических зон	Минимальный диаметр поперечной арматуры	Вне зон соединений продольной арматуры: $\geq 6 \text{ мм}; \geq d_{bL}/4$	9.5.3(1) СП РК EN 1992-1-1
		В пределах длины соединений продольной арматуры внахлестку: $d_{bw} = 1,13 \sqrt{s(d_{bL}/50)(f_{yld}/f_{ywd})}$	6.3.6
	Максимальное расстояние между поперечной арматурой по высоте колонны	Вне зон соединений продольной арматуры: $20d_{bL}; \min(h_c, b_c); 400 \text{ мм}$	9.5.3(3) СП РК EN 1992-1-1
		В пределах длины соединений продольной арматуры внахлестку: $s = \min \{h/4; 100 \text{ мм}\}$	6.3.5 в)

Таблица Б.3 – Требования к конструктивным решениям узких изгибных стен

Показатели		Класс пластичности М (DCM)	Номер пункта НТП
Требования к материалам			
Класс бетона	при высоте зданий до пяти этажей включительно – $\geq C 16/20$;		5.2.1
	при высоте зданий более пяти этажей – $\geq C 20/25$		
Арматура продольная	Периодическая		5.2.2
	Классы В и С		5.2.3
Арматура поперечная (хомуты и шпильки)	Периодическая и гладкая		5.2.2
	Классы В и С		5.2.3
Требования к минимальным толщинам стен и высоте критической зоны А			
Минимальные толщины стен	Без перемычек и с перемычками, имеющими в своей плоскости только горизонтальное и вертикальное армирование: $b_{wo} \geq \max \{ 150 \text{ мм}; h_s/20 \}$		5.3.1 а)
	С перемычками, имеющими в своей плоскости диагональное армирование (в том числе наряду с горизонтальным и вертикальным): $b_{wo} \geq \max \{ 250 \text{ мм}; h_s/20 \}$		5.3.1 б)
Высота критической зоны А выше основания стены	$h_{cr} = \max [l_w; h_w/6],$ но $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ h_s & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ 2 \cdot h_s & \text{для } n \geq 7 \text{ этажей} \end{cases}$		5.7.2.1
Требования к периферийным участкам стен			
В пределах критической зоны А и зоны В	Минимальная длина ограниченного периферийного элемента	длина, на которой $\varepsilon_{cu2} \geq 0,0035$, но не менее $0,15l_w$ или $1,5b_w$	5.7.2.6; 5.6.2.7
	Толщина ограниченного периферийного элемента при отсутствии фланц-стен	$b_w \geq 200$ мм; кроме того, если $l_c \leq \max(2b_w; l_w/5)$, то $b_w \geq h_s/15$	5.7.2.11
		$b_w \geq 200$ мм; кроме того, если $l_c > \max(2b_w; l_w/5)$, то $b_w \geq h_s/10$	

В пределах критической зоны А и зоны В	Коэффициент продольного армирования периферийных элементов	$\rho_{\min} \geq 0,005 \text{ (0,5\%)}$	5.7.2.12
		$\rho_{\max} \leq 0,04 \text{ (4\%)}$	5.7.3.4
	Расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками	$\leq 200 \text{ мм}$	5.7.2.13 г)
	Минимальный диаметр продольной арматуры	В зоне А – 12 мм	5.7.2.12
		В зоне В – 10 мм	5.7.3.4
	Коэффициент объемного поперечного армирования ω_{wd}	$\omega_{wd} \geq 0,08$	5.7.2.13 а) 5.7.3.4
	Минимальный диаметр поперечной арматуры	$\geq 6 \text{ мм}$	5.7.2.13 б)
		$d_{bw} \geq 0,33 \cdot d_{bL, \max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$	
	Максимальное расстояние между поперечной арматурой по высоте в пределах критической зоны А	$s = \min \{b_o/2; 150; 8d_{bL}\},$	5.7.2.13 в)
	Максимальное расстояние между поперечной арматурой по высоте в пределах зоны В	$s = \min \{b_o; 250; 16d_{bL}\},$	5.7.3.4
		при коэффициенте продольного армирования периферийных элементов более 0,03 – не более 125 мм и не более $8d_{bL, \min}$ (где $d_{bL, \min}$ – минимальный диаметр сжатых продольных стержней)	5.7.3.6
	Значение $\alpha\omega_{wd}$ для стен с прямоугольным поперечным сечением	$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} (v_d + \omega_m) \cdot \varepsilon_{sy, d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$	5.7.2.4
	Расстояние между соседними закрепленными продольными стержнями арматуры	$\leq 200 \text{ мм}$	4.4.4.2(14)

НТП РК 08-01.3-2021

В зоне В	Ограничивающее армирование периферийных элементов стен одного этажа, расположенного выше критической зоны А	По результатам расчетов, но не менее половины от принятого в критической зоне	5.7.3.3
	Максимальное расстояние между поперечной арматурой по высоте периферийных элементов стен, расположенных выше критической зоны	на высоту равную толщине стены или 300 мм (что больше) выше и ниже плит перекрытий – не более 150 мм	5.7.3.5
		при коэффициенте продольного армирования периферийных элементов более 0,03 – не более 150 мм или $8d_{bL,min}$ (что меньше)	5.7.3.6
Требования к полевым участкам стен			
Минимальное армирование полевых участков стен		не менее $\rho_{h,min}=0,001$ и не менее 25 % от площади вертикальной арматуры; $\rho_{v,min}=0,002$	5.7.2.14
Диаметр вертикальных и горизонтальных стержней		≥ 8 мм и $\leq b_{wo}/8$	5.7.2.15
Расстояние между вертикальными стержнями		$s_v \leq \min(3b_{wo}; 400 \text{ мм})$	[9.6.2(3) СП РК EN 1992-1-1]
Расстояние между горизонтальными стержнями		$s_h \leq \min(3b_{wo}; 400 \text{ мм})$	[9.6.2(3) СП РК EN 1992-1-1]

Приложение В (информационное)

Пример расчета пятиэтажного каркасного здания на сейсмические воздействия (определение требуемого армирования)

Исходные данные

По своему назначению рассматриваемое здание относится к категории общественных зданий. Схематические план, разрез и общий вид каркаса здания представлены на рисунке В.1.

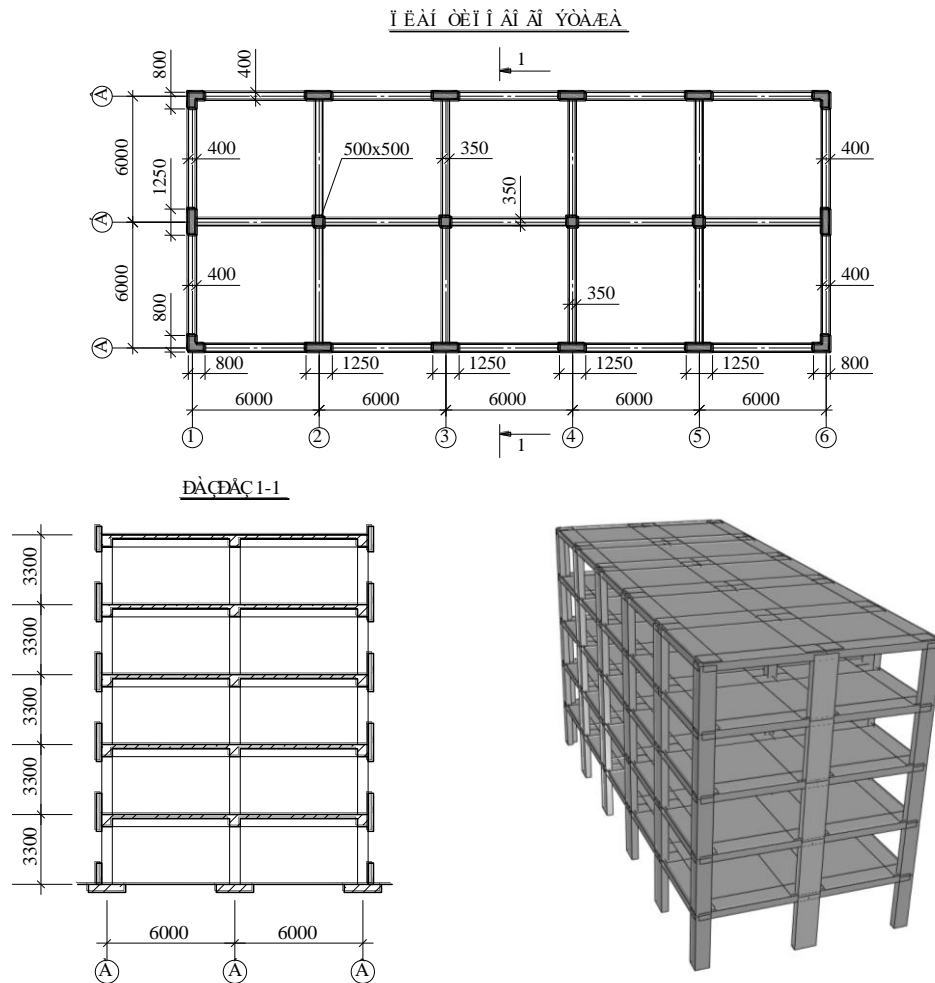


Рисунок В.1 – Схематический план, разрез и общий вид каркаса здания

Класс ответственности здания – II (см. таблицу 5.1 НТП РК 08-01.2-2021).

Рассматриваемое здание имеет прямоугольную форму в плане. Габаритные размеры в крайних осях 30 м × 12 м (шаг колонн 6 м). Высоты всех этажей 3,3 м.

Конструктивная система здания – рамный каркас.

Колонны – монолитные железобетонные:

- по внутренней продольной оси Б – прямоугольного поперечного сечения с размером 500х500 мм;
- по периметру здания (кроме угловых колонн) – прямоугольного поперечного сечения размером 1250х400 мм;
- угловые – L-образного поперечного сечения со сторонами длиной по 800 мм и толщиной по 400 мм.

НТП РК 08-01.3-2021

Ригели – монолитные железобетонные:

– по внутренним осям – прямоугольного поперечного сечения с размером 350х400(h) мм;

– по периметру здания – прямоугольного поперечного сечения с размером 400х400(h) мм;

Перекрытие и покрытие – монолитные железобетонные толщиной 180 мм.

Перегородки – каркасной конструкции из легких эффективных материалов.

Наружные стеновые ограждения – витражные переплеты из алюминиевых профилей с заполнением стеклопакетами.

Крыша здания – совмещенная, из рулонных материалов.

Конструктивная система проектируемого здания должна обладать способностью к пластическому деформированию и гистерезисному рассеиванию энергии, соответствующей классу DCM.

Материал несущих конструкций:

– тяжелый бетон класса C25/30;

– арматура периодического профиля из стали класса С (S500, $f_{tk}=500$ МПа).

Значения постоянных и приложенных нагрузок приведены в таблице В.1.

Таблица В.1 – Ведомость нагрузок

Элементы здания	Удельный вес γ , кН/м ³	Толщина материала t , м	G , кН/м ²	Ссылки на нормативные документы
Постоянные нагрузки				
На покрытии:				
– цементно-песчаный раствор	19,0	0,05	0,95	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 прил. А, табл. А1
– теплоизоляция	1,0	0,05	0,05	
– рулонные кровельные материалы	6,0	0,006	0,036	
– ограждающие конструкции (витражи)	–	–	0,693 кН/м.п.	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 прил. А, табл. А4-А.5
– плита покрытия железобетонная	25	–	–	
ИТОГО (без учета плиты и ограждающих конструкций)			1,036	
На перекрытия				
– внутренние перегородки	–	–	1,2	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 п.6.3.1.2(8) при собственном весе перегородок $\leq 3,0$ кН/м
– цементно-песчаный раствор (стяжка)	19,0	0,05	0,95	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 прил. А, табл. А1
– подвесные потолки	0,25	0,05	0,0125	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 п. 6.3.4.2 (8-b)
– полы (ламинат)	4,5	0,01	0,045	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 прил. А, табл. А3
– ограждающие конструкции (витражи)	–	–	1,386 кН/м.п.	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 прил. А, табл. А4
– плита перекрытия железобетонная	25	–	–	

ИТОГО (без учета плиты и ограждающих конструкций)			2,208	
--	--	--	--------------	--

Таблица В.1 – Ведомость нагрузок (продолжение)

Элементы здания	Удельный вес γ , кН/м ³	Толщина материала t , м	G, кН/м ²	Ссылки на нормативные документы
Приложенные переменные нагрузки Q				
– на междуэтажные перекрытия эксплуатируемых помещений	–	–	2,0	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 п.6.3.1.2 табл. 6.2
– эксплуатационные на покрытие	–	–	1,0	СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 п.6.3.4.1(1) табл. 6.9 и п.6.3.4.2 примечание 1.
– снеговая на покрытие	–	–	1,7	СП РК EN 1991-1-3:2003/2011

Сейсмическая опасность и грунтовые условия площадки строительства

Грунтовые условия площадки строительства по сейсмическим свойствам, установленные на основании результатов инженерно-геологических изысканий, соответствуют типу II (см. таблицу 3.1 НТП РК 08-01.1-2017).

Топографические эффекты на площадке строительства отсутствуют.

Для зоны, в которой расположена площадка строительства здания, принято:

- значение горизонтального расчетного ускорения $a_g=0,495g$;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2₄₇₅ – 9 баллов;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2₂₄₇₅ – 9 баллов;
- расчетная сейсмичность площадки строительства – 9 баллов.

Расчетная модель здания

Расчетная модель здания была принята в виде пространственной системы (3D) стержневых конечных элементов (рисунок В.2), описывающих колонны и балки. Податливость грунтового основания в расчете не учитывалась.

Размеры и конфигурация горизонтальных конструктивных элементов (балок) были приняты в соответствии с положениями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 (см. подразделы 5.3.2.1 и 5.3.2.2) с учетом эффективной ширины примыкающих к ним плит (рисунок В.3).

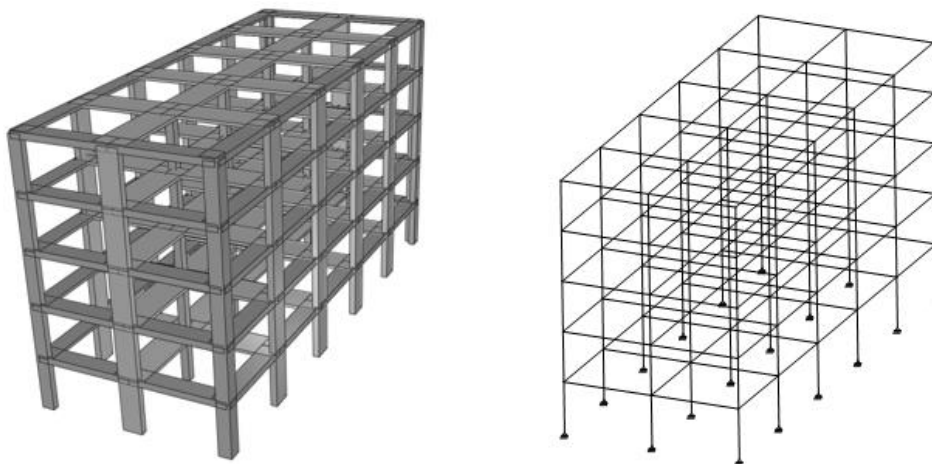


Рисунок В.2 – Расчетная схема здания

Эффективные пролеты балок l_{eff} определялись с помощью выражения (В.1) (см. 5.3.2.2 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (В.1)$$

где:

l_n – расстояние в свету между краями опор;

a_1 и a_2 для обоих концов пролета – $\frac{1}{2}$ толщины плиты.

Эффективная ширина полок b_{eff} для Г- и Т-образных балок определялась с помощью выражений (5.7), (5.7a), (5.7b) СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и допущения, приведенного в 5.3.2.1(4) указанного документа.

Значение эффективных пролетов всех Г-образных балок, расположенных по периметру каркаса, было принято одинаковым:

$$l_{eff} = (6 - 1,25 + 0,18) = 4,9 \text{ м}$$

Эффективная ширина полок b_{eff} для Г-образных балок была принята:

$$b_{eff} = l_{eff} \cdot 0,7 \cdot 0,2 + b_w = 4,9 \cdot 0,7 \cdot 0,2 + 0,4 = 1,086 \approx 1,10 \text{ м}$$

Значение эффективных пролетов всех Т-образных балок, расположенных по внутренним осям каркаса, было принято одинаковым:

$$l_{eff} = (6 - 0,5 + 0,18) = 5,68 \text{ м}$$

Эффективная ширина полки b_{eff} для Т-образных балок была принята:

$$b_{eff} = l_{eff} \cdot 0,7 \cdot 0,2 \cdot 2 + b_w = 5,68 \cdot 0,7 \cdot 0,2 \cdot 2 + 0,35 = 1,94 \approx 1,95 \text{ м}$$

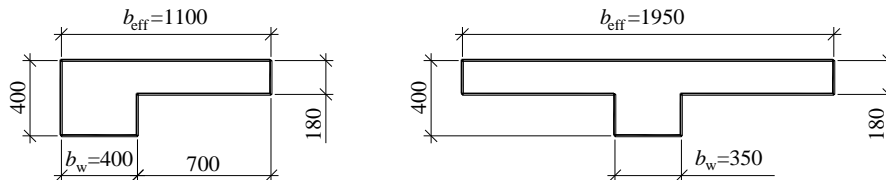


Рисунок В.3 – Поперечные сечения и габаритные размеры балок (с учетом эффективной ширины плит перекрытий) в расчетной схеме здания:

а) балки расположенные по периметру здания; б) балки, расположенные по внутренним осям здания

Размеры вертикальных конструктивных элементов здания (колонн) были приняты соответствующими их проектным размерам.

Влияние навесных стен и перегородок на работу каркаса в расчете не учитывалось.

Плиты перекрытий, за исключением эффективных участков, примыкающих к балкам, в расчетной модели не учитывались. Диски междуэтажных перекрытий и покрытия, с помощью специальной опции, предусмотренной в использованном программном расчетном комплексе («STRAP»), были заданы недеформируемыми в своей плоскости.

Веса конструктивных и неконструктивных элементов, неучтенных в расчетной схеме, а также приложенные к ним нагрузки, передавались на горизонтальные балки.

Принципиальная схема, в соответствии с которой веса неучтенных участков плит перекрытий и приложенных к ним нагрузок передавались на балки, показана на рисунке В.4.

Массы здания, учитываемые при определении сейсмических нагрузок и вычислении эффектов сейсмических воздействий, были приняты сосредоточенными в узлах расчетной схемы и определялись с учетом постоянных и переменных нагрузок.

При определении масс здания постоянные и переменные нагрузки комбинировались в соответствии с выражением (В.2) (см. выражение (4.1) НТП РК 08-01.2-2021):

$$\sum_k \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[\psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right], \quad (\text{В.2})$$

где:

$G_{k,j}$ – характеристическое значение j -й постоянной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение i -й переменной нагрузки;

g – ускорение силы тяжести ($9,81 \text{ м/с}^2$);

$\psi_{E,i}$ – коэффициент комбинаций для переменного воздействия i , используемый при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия (вычисления масс здания).

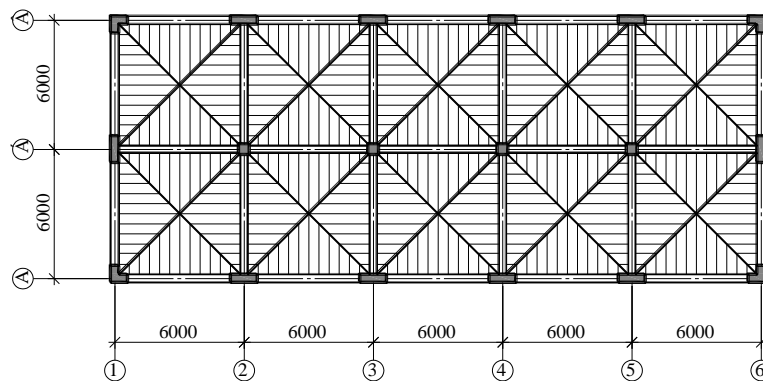


Рисунок В.4 – Принципиальная схема, в соответствии с которой веса неучтенных участков перекрытий и приложенных к ним нагрузок передавались на балки

Коэффициенты комбинаций $\psi_{E,i}$, принятые в выражении (В.4) для вычисления эффектов сейсмических воздействий, рассчитывались с использованием следующего выражения:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2i}, \quad (\text{В.3})$$

где φ – коэффициент, учитывающий отсутствие жесткой связи между конструкцией и действующей на нее переменной нагрузкой.

Величины коэффициента φ были приняты равными (см. таблицу 4.1 НТП РК 08-01.2-2021):

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,8;
- для переменных нагрузок на покрытие – 1,0.

Величины коэффициента ψ_{2i} были приняты (см. таблицу 4.2 НТП РК 08-01.2-2021):

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,3;
- для переменных нагрузок на покрытие (в том числе снеговых) – 0.

В соответствии с выражением (Д.5) коэффициенты $\psi_{E,i}$ имеют следующие значения:

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,24;
- для переменных нагрузок на покрытие (в том числе снеговых) – 0.

Расчетные характеристики материалов

При определении расчетных характеристик материалов конструкций были приняты:

- значения частных коэффициентов свойств материалов γ_c и γ_s :
 - для постоянных и переходных расчетных ситуаций – 1,5 и 1,15 соответственно;
 - для сейсмической расчетной ситуации – 1,3 и 1,0 соответственно;
- коэффициент α_{ss} , учитывающий влияние длительных процессов на прочность бетона при сжатии и неблагоприятных последствий в результате способа приложения нагрузки, был принят:
 - для постоянных и переходных расчетных ситуаций – 0,85;

для сейсмической расчетной ситуации – 1,0.

Определение параметров расчетного сейсмического воздействия

Сейсмические нагрузки на здание определялись «модально-спектральным методом» (см. 6.3.2 НТП РК 08-01.2-2021).

Горизонтальное сейсмическое воздействие на рассматриваемое здание принято двухкомпонентным. Обе компоненты характеризовались одинаковыми спектрами реакции.

В соответствии с пунктом 4.2.5.5 НТП РК 08-01.1-2017 расчетный спектр реакций $S_d(T)$, характеризующий горизонтальные компоненты сейсмического воздействия определяется следующими выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_g \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (\text{B.4})$$

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

$$T_C \leq T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

где

$S_d(T)$ – расчетный спектр для горизонтальной составляющей сейсмического воздействия;

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы, с;

a_g – расчетное ускорение основания грунтовых условиях типа II;

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;

q – коэффициент поведения;

β – показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных составляющих, принимаемый равным $0,2 \cdot S$.

В соответствии с таблицей 4.1 НТП РК 08-01.1-2017 $T_B = 0,25$ с, а $T_C = 0,64$ с.

Для многоэтажных многопролетных рамных каркасов класса DCM, регулярных в плане и по высоте и обладающих достаточной жесткостью на кручение, коэффициент поведения q может быть принят равным 3,9 (см. таблицу 2.1 настоящего НТП).

Расчетный спектр реакций, характеризующий сейсмические воздействия на рассматриваемое здание при $q = 3,9$, показан на рисунке В.5.

При расчете здания, помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, определяемых в соответствии с 6.3.2 НТП РК 08-01.2-2021, учитывались эффекты кручения здания в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственной вариацией сейсмического движения.

Для того чтобы учесть неопределенности в расположении масс и пространственной вариации сейсмического движения, расчетные центры массы на каждом этаже i смещались относительно номинального положения в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета (см. пункт 6.5.2 НТП РК 08-01.2-2021):

$$e_{ai} \pm 0,05 L_i, \quad (\text{B.7})$$

где

e_{ai} – случайный эксцентриситет массы этажа i от номинального положения, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах;

L_i – размер перекрытия, перпендикулярный к направлению сейсмического воздействия.

В соответствии с этим положением при расчете здания было учтено пять вариантов возможного смещения масс относительно номинального положения:

- 1) $e_x = 0$ м, $e_y = 0$ м; 2) $e_x = 1,5$ м, $e_y = 0,6$ м; 3) $e_x = -1,5$ м, $e_y = 0,6$ м; 4) $e_x = -1,5$ м, $e_y = -0,6$ м; 5) $e_x = 1,5$ м, $e_y = -0,6$ м.

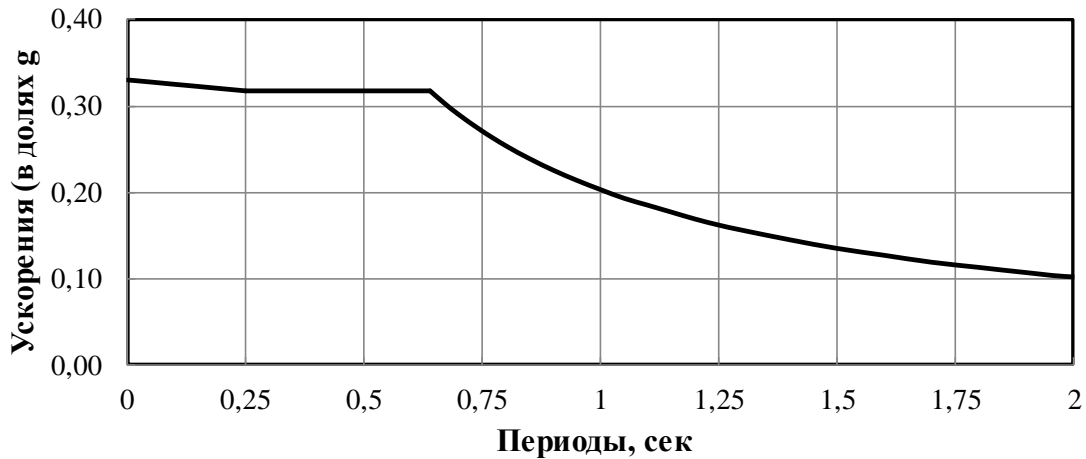


Рисунок В.5 – Расчетный спектр реакций при коэффициенте поведения $q=3,9$

Результаты модального анализа здания

Расчеты здания выполнялись с помощью программы «STRAP 2021».

Общее количество форм собственных колебаний здания, учтенных в расчете для каждого случая смещения масс относительно номинального положения – 10. На рисунках В.6 – В.8 показаны первые три формы колебаний и периоды колебаний здания, определенные при следующих эксцентриситетах между центрами масс и жесткостей: рисунок В.6: $e_x = 0$ м, $e_y = 0$ м; рисунок В.7: $e_x = 1,5$ м, $e_y = 0,6$ м; Рисунок В.8: $e_x = -1,5$ м, $e_y = -0,6$ м.

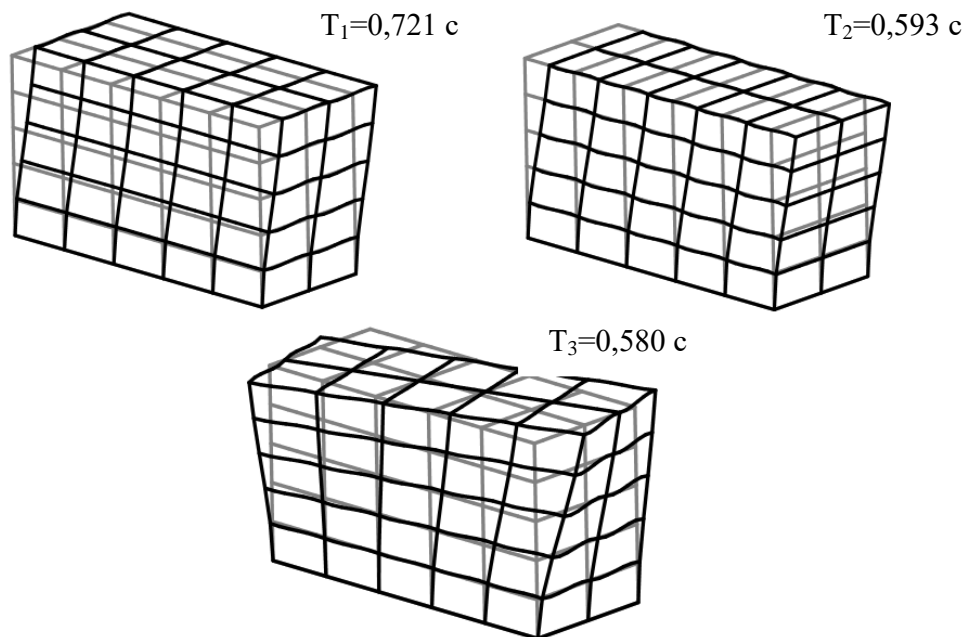


Рисунок В.6 – Формы и периоды собственных колебаний каркаса здания при значении эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей $e_x = 0$ м и $e_y = 0$ м

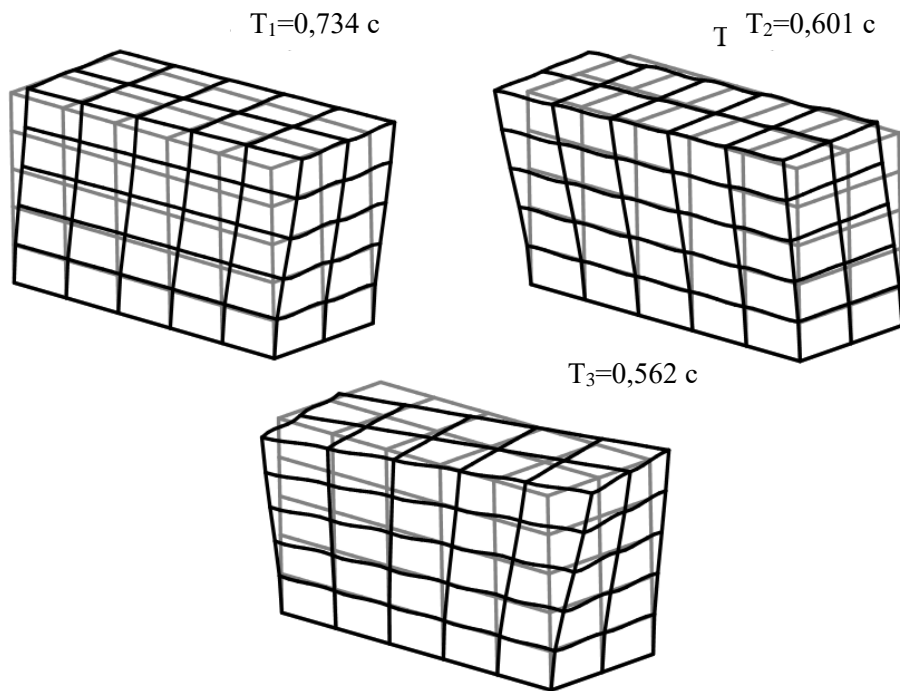


Рисунок В.7 – Формы и периоды собственных колебаний каркаса здания при значении эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей $e_x = 1,5 \text{ м}$ и $e_y = 0,6 \text{ м}$

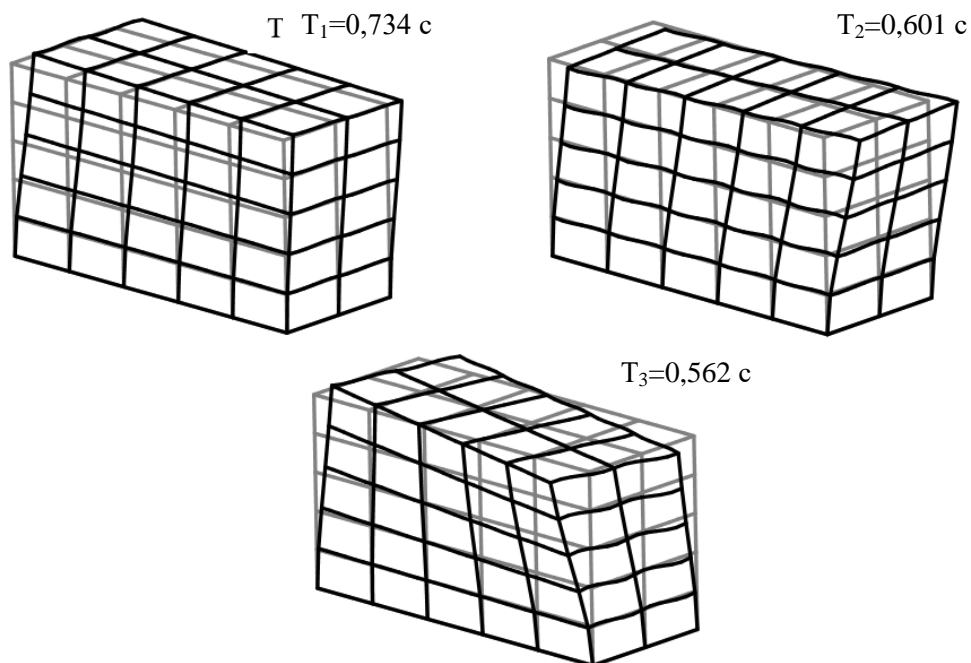


Рисунок В.8 – Формы и периоды собственных колебаний каркаса здания при значении эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей $e_x = -1,5 \text{ м}$ и $e_y = -0,6 \text{ м}$

Определение расчетных сейсмических нагрузок

Для определения расчетной сейсмической нагрузки F_{ik} в выбранном направлении модально-спектральным методом применялось выражение (В.8) (см. выражение (6.1) в НТП РК 08-01.2-2021):

$$F_{ik} = \gamma_{lh} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik}, \quad (\text{В.8})$$

где

F_{ik} – сейсмическая нагрузка на здание в рассматриваемом горизонтальном направлении для i -й формы его собственных колебаний, приложенная к точке k ;

γ_{lh} – коэффициент, учитывающий при определении расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок сочетание классов ответственности здания по функциональному назначению и по этажности ($\gamma_{lh}=1$, см. раздел 5, НТП РК 08-01.2-2021);

$S_d(T_i)$ – значение спектра расчетных реакций в ускорениях на периоде T_i ;

T_i – период колебаний здания по i -й форме в рассматриваемом горизонтальном направлении;

m_{ik} – эффективная модальная масса, отнесенная к точке k , соответствующая i -й форме колебаний.

При определении сейсмического эффекта модально-спектральным методом учитывались все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию здания (см. 6.3.2.4 НТП РК 08-01.2-2021).

Сумма эффективных модальных масс при учете 10 форм колебаний здания при всех значениях e_x и e_y составляла:

- в продольном направлении здания 98,7 % от общей массы здания;
- в поперечном направлении здания 95,4 % от общей массы здания

Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок, соответствующие каждой из 10 форм собственных колебаний конструктивной системы, приведены в таблицах В.2 и В.3.

Таблица В.2 – Величины расчетных горизонтальных нагрузок при сейсмическом воздействии в продольном направлении здания и значении коэффициента поведения $q=3,9$

№ формы колебаний	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) по направлению воздействия при величинах эксцентриситетов (м) между центрами масс и жесткостей									
	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
	0	0	1,5	0,6	-1,5	0,6	-1,5	-0,6	1,5	-0,6
1	0		6		6		6		6	
2	4279		3426		3426		3426		3426	
3	0		846		846		846		846	
4	0		0		0		0		0	
5	823		606		606		606		606	
6	0		217		217		217		217	
7	0		0		0		0		0	
8	356		239		239		239		239	
9	0		117		117		117		117	
10	0		0		0		0		0	
ПРИМЕЧАНИЕ Приведенные значения округлены до ближайшего целого числа										

Таблица В.3 – Величины расчетных горизонтальных нагрузок при сейсмическом воздействии в поперечном направлении здания и значения коэффициента поведения $q=3,9$

№ формы колебаний	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) по направлению воздействия при величинах эксцентриситетов (м) между центрами масс и жесткостей									
	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
	0	0	1,5	0,6	-1,5	0,6	-1,5	-0,6	1,5	-0,6
1	3904		3608		3608		3608		3608	
2	0		88		88		88		88	
3	0		172		172		172		172	
4	737		709		709		709		709	
5	0		11		11		11		11	
6	0		17		17		17		17	
7	328		319		319		319		319	
8	0		4		4		4		4	
9	0		5		5		5		5	
10	160		157		157		157		157	
ПРИМЕЧАНИЕ Приведенные значения округлены до ближайшего целого числа										

Расчетные нагрузки на здание

Ниже представлен перечень принятых нагружений расчетной модели здания.

Нагружение 1 – постоянная нагрузка;

Нагружение 2 – приложенная нагрузка на междуэтажные перекрытия;

Нагружение 3 – приложенная нагрузка на покрытие (кроме снеговой);

Нагружение 4 – приложенная снеговая нагрузка;

Нагружение 5 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении x при расчете здания без учета случайных эксцентриситетов;

Нагружение 6 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении y при расчете здания без случайных эксцентриситетов;

Нагружение 7 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении x при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = 1,5$ и $e_y = 0,6$;

Нагружение 8 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении y при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = 1,5$ и $e_y = 0,6$;

Нагружение 9 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении x при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = -1,5$ и $e_y = 0,6$;

Нагружение 10 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении y при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = -1,5$ и $e_y = 0,6$;

Нагружение 11 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении x при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = -1,5$ и $e_y = -0,6$;

Нагружение 12 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении y при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = -1,5$ и $e_y = -0,6$;

Нагружение 13 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении x при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = 1,5$ и $e_y = -0,6$;

Нагружение 14 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении y при расчете здания со случайными эксцентриситетами $e_x = 1,5$ и $e_y = -0,6$.

Ветровые нагрузки на здание, учитывая высокий уровень сейсмических воздействий, в расчете не учитывались.

Комбинации сейсмических эффектов, учтенные в расчете

Комбинации модальных реакций от одной компоненты горизонтального сейсмического воздействия рассматривались как независимые друг от друга. Максимальная величина E_E эффекта сейсмического воздействия определялась как «корень квадратный из суммы квадратов»:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ek}^2}, \quad (\text{B.9})$$

где:

E_E – эффект рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т.д.);

E_{Ek} – значение эффекта сейсмического воздействия по k-й форме колебаний.

Эффекты воздействия, обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия, вычислялись с использованием следующих выражений см. НТП РК 08-01.2-2021):

$$E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{E_{dy}}, \quad (\text{B.10})$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} \text{ “+” } E_{E_{dy}}, \quad (\text{B.11})$$

где:

“+” – подразумевает «комбинацию с...»;

E_{Edx} – представляет собой эффекты воздействия от приложения сейсмического воздействия вдоль выбранной горизонтальной оси x сооружения;

$E_{E_{dy}}$ – представляет собой эффекты воздействия от приложения того же самого сейсмического воздействия вдоль ортогональной оси y сооружения.

Знак каждой компоненты в вышеуказанной комбинации должен приниматься как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

Комбинации нагрузжений, принятые в расчете, показаны в таблице В.4.

Таблица В.4 – Таблица комбинаций нагрузжений

№ комбинации	Комбинации нагрузжений
1	«1» x 1,35 “+” («2» + «3») x 1,5 “+” «4» x 1,05
2	«1» x 1,35 “+” («2» + «3») x 1,05 “+” «4» x 1,5
3	«1» x 1,35 “+” («2» + «3») x 1,5 “+” «4» x 1,5
4	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)1,0 “+” «6» x (+)0,3
5	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (-)1,0 “+” «6» x (-)0,3
6	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (-)1,0 “+” «6» x (+)0,3
7	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (-)1,0 “+” «6» x (-)0,3
8	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)0,3 “+” «6» x (+)1,0
9	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (-)0,3 “+” «6» x (+)1,0
10	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (+)0,3 “+” «6» x (-)1,0
11	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «5» x (-)0,3 “+” «6» x (-)1,0
12	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)1,0 “+” «8» x (+)0,3
13	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)1,0 “+” «8» x (-)0,3

Таблица В.4 – Таблица комбинаций нагрузжений (продолжение)

№ комбинации	Комбинации нагрузжений
14	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (-)1,0 “+” «8» x (+)0,3
15	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (-)1,0 “+” «8» x (-)0,3
16	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)0,3 “+” «8» x (+)1,0
17	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (-)0,3 “+” «8» x (+)1,0
18	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (+)0,3 “+” «8» x (-)1,0
19	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «7» x (-)0,3 “+” «8» x (-)1,0
20	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)1,0 “+” «10» x (+)0,3
21	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)1,0 “+” «10» x (-)0,3
22	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (-)1,0 “+” «10» x (+)0,3
23	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (-)1,0 “+” «10» x (-)0,3
24	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)0,3 “+” «10» x (+)1,0
25	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (-)0,3 “+” «10» x (+)1,0
26	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (+)0,3 “+” «10» x (-)1,0
27	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «9» x (-)0,3 “+” «10» x (-)1,0
28	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)1,0 “+” «12» x (+)0,3
29	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)1,0 “+” «12» x (-)0,3
30	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)1,0 “+” «12» x (+)0,3
31	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)1,0 “+” «12» x (-)0,3
32	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)0,3 “+” «12» x (+)1,0
33	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)0,3 “+” «12» x (+)1,0
34	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (+)0,3 “+” «12» x (-)1,0
35	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «11» x (-)0,3 “+” «12» x (-)1,0
36	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)1,0 “+” «14» x (+)0,3
37	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)1,0 “+” «11» x (-)0,3
38	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)1,0 “+” «14» x (+)0,3
39	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)1,0 “+” «14» x (-)0,3
40	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)0,3 “+” «14» x (+)1,0
41	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)0,3 “+” «14» x (+)1,0
42	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (+)0,3 “+” «14» x (-)1,0
43	«1» x 1,0 “+” «2» x 0,24 “+” «13» x (-)0,3 “+” «14» x (-)1,0

Результаты расчета каркаса

Требуемое армирование элементов рамного каркаса определялось в соответствии с положениями СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и настоящего НТП.

Расстояние d_1 от центра продольных арматур до ближайшей поверхности бетона принимались: для балок – 50 мм; для колонн – 45 мм.

Продольное армирование балок рамного каркаса класса пластичности DCM, полученное в результате выполненных расчетов, показано на рисунках В.9 и В.10.

10,3	7,2	10,5	10,5	7,2	10,5	10,5	7,2	10,5	10,5	7,2	10,5	10,5	7,2	10,3
8,2	3,6	8,9	8,9	3,6	8,9	8,9	3,6	8,9	8,9	3,6	8,9	8,9	3,6	8,2
15,0	7,2	13,6	13,6	7,2	13,6	13,6	7,2	13,6	13,6	7,2	13,6	13,6	7,2	15,0
10,9	3,6	10,7	10,7	3,6	10,7	10,7	3,6	10,7	10,7	3,6	10,7	10,7	3,6	10,9
18,4	7,2	16,7	16,7	7,2	16,7	16,7	7,2	16,7	16,7	7,2	16,7	16,7	7,2	18,4
13,4	3,6	13,1	13,1	3,6	13,1	13,1	3,6	13,1	13,1	3,6	13,1	13,1	3,6	13,4
19,0	7,2	17,2	17,2	7,2	17,2	17,2	7,2	17,2	17,2	7,2	17,2	17,2	7,2	19,0
13,9	3,6	13,4	13,4	3,6	13,4	13,4	3,6	13,4	13,4	3,6	13,4	13,4	3,6	13,9
13,7	7,2	12,3	12,3	7,2	12,3	12,3	7,2	12,3	12,3	7,2	12,3	12,3	7,2	13,7
10,1	3,6	9,7	9,7	3,6	9,7	9,7	3,6	9,7	9,7	3,6	9,7	9,7	3,6	10,1
А														
В														
1		2		3		4		5		6				

Рисунок В.9 – Продольное армирование балок продольных рам, расположенных по осям А и В, требуемое по расчету (в см²)

9,8	6,3	8,6	8,6	6,3	9,0	9,0	6,3	9,0	9,0	6,3	8,6	8,6	6,3	9,8
5,8	4,3	6,4	6,4	4,0	5,1	5,1	4,0	5,1	5,1	4,0	6,4	6,4	4,3	5,8
18,5	6,3	15,4	15,4	6,3	15,6	15,6	6,3	15,6	15,6	6,3	15,4	15,4	6,3	18,5
8,9	4,3	9,7	9,7	4,2	8,3	8,3	4,1	8,3	8,3	4,2	9,7	9,7	4,3	8,9
20,9	6,3	17,7	17,7	6,3	17,9	17,9	6,3	17,9	17,9	6,3	17,7	17,7	6,3	20,9
11,4	4,3	11,5	11,5	4,1	10,1	10,1	4,1	10,1	10,1	4,1	11,5	11,5	4,3	11,4
21,1	6,3	18,4	18,4	6,3	18,2	18,2	6,3	18,2	18,2	6,3	18,4	18,4	6,3	21,1
12,0	4,3	11,7	11,7	4,1	10,4	10,4	4,1	10,4	10,4	4,1	11,7	11,7	4,3	12,0
16,2	6,3	14,2	14,2	6,3	13,7	13,7	6,3	13,7	13,7	6,3	14,2	14,2	6,3	16,2
8,6	4,3	7,8	7,8	4,1	7,0	7,0	4,1	7,0	7,0	4,1	7,8	7,8	4,3	8,6
В														
1		2		3		4		5		6				

Рисунок В.9 – Продольное армирование балок продольной рамы, расположенной по оси В, требуемое по расчету (в см²) (продолжение)

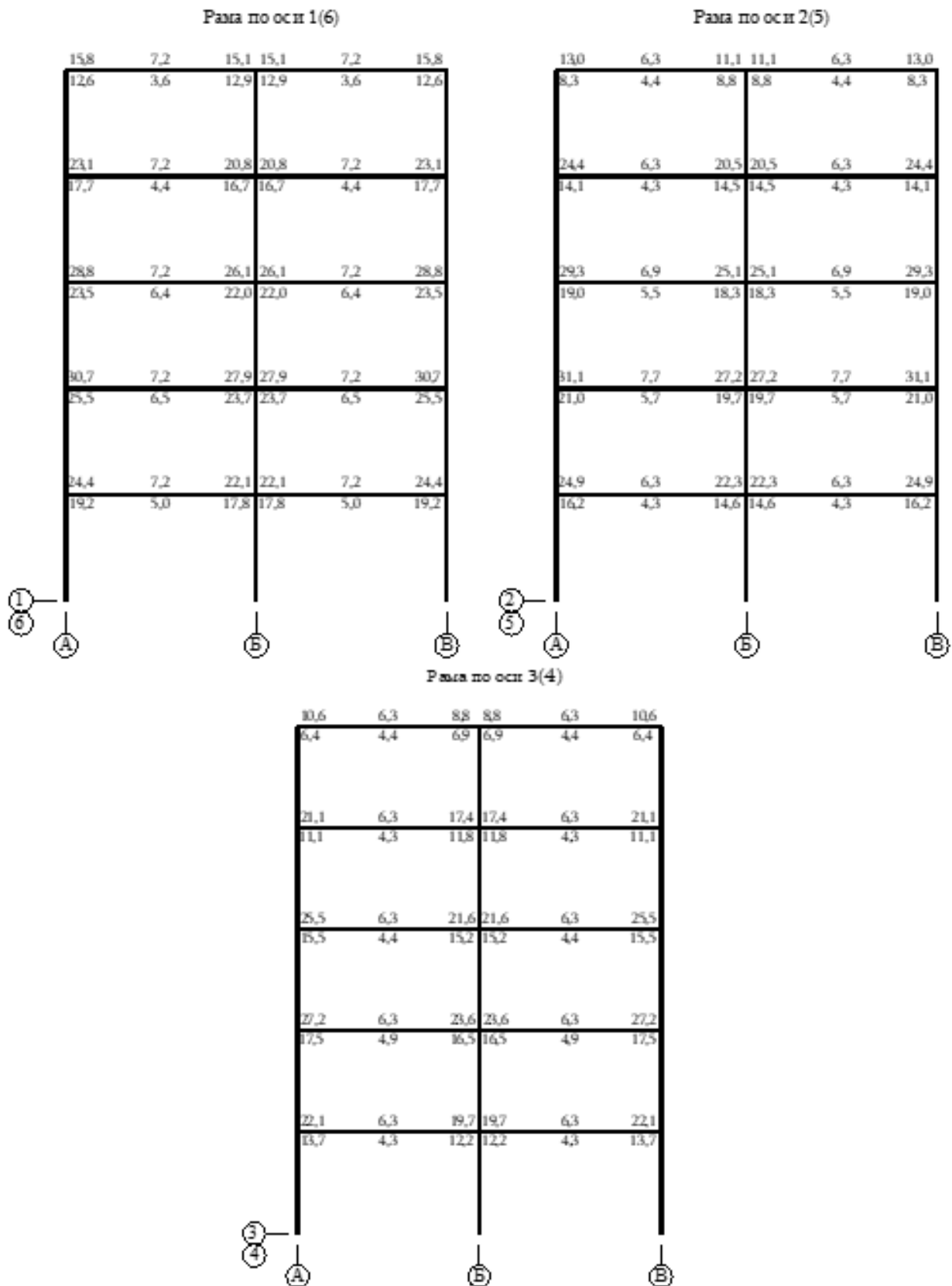


Рисунок В.10 – Продольное армирование балок поперечных рам, требуемое по расчету (см²)
Рисунки поменяй в казахском варианте

Для обеспечения благоприятного механизма пластического деформирования рам изгибная прочность колонн должна превышать изгибную прочность балок. Это требование можно считать выполненным, если изгибная прочность колонн соответствует условию (В.12) (см. пункт 4.3.4 в настоящем НТП):

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}, \quad (\text{В.12})$$

где:

ΣM_{Rc} – сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн изгибу в узловых соединениях;

ΣM_{Rb} – сумма расчетных значений моментов сопротивления балок изгибу в зонах узловых соединений.

Согласно положениям пункта 4.4.4.2.4 настоящего НТП значения M_{Rb} следует определять на основании данных о фактических площадях продольного армирования, определенных по результатам детального конструирования балок.

На этапе конструирования балок следует соблюдать следующие требования.

1. В соответствии с 4.4.4.2.4 а) в сжатой критической зоне балки, помимо сжатой арматуры, необходимой по результатам проверки критического предельного состояния балки в сейсмической расчетной ситуации, должно дополнительно располагаться не менее половины площади арматуры, принятой в растянутой зоне.

2. В соответствии с условием 4.4.4.2.4 б) на участках формирования пластических шарниров значение коэффициента армирования балок в растянутой зоне (ρ) не должно превышать значение ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{В.13})$$

В выражении (В.13) оба коэффициента армирования – растянутой зоны и сжатой зоны, ρ и ρ' , нормализованы по bd , где b – ширина сжатой полки балки, а d – рабочая высота сечения балки.

Значение μ_{ϕ} в выражении (В.17) можно определить с помощью выражений (В.14) (см. выражения (2.4) и (2.5) в пункте 2.5.4.3 настоящего НТП):

$$\mu_{\phi} = 2q - 1, \text{ если } T_1 \geq T_c, \quad (\text{В.14.а})$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q-1)T_c/T_1, \text{ если } T_1 < T_c \quad (\text{В.14.б})$$

где:

q – значение коэффициента поведения;

T_1 – период основного тона колебания здания (T_1 в поперечном направлении каркаса здания равен 0,721 с, а в продольном – 0,593 с);

T_c – максимальное значение периода (0,64 с) на постоянном участке графика спектральных ускорений (см. пункт 3.3.2.2 НТП РК 08-01-2012).

Определяем значением μ_{ϕ} для поперечного направления каркаса:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8$$

Определяем значением μ_{ϕ} для продольного направления каркаса:

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(3,9 - 1)0,64/0,583 = 4,18$$

Определяем максимальную допустимую разницу между коэффициентами армирования ρ_{\max} и ρ' в критических зонах балок, расположенных в поперечном направлении каркаса:

$$\rho_{\max} - \rho' = \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0018 \cdot 19,2}{6,8 \cdot 0,0025 \cdot 500} = 0,0041$$

Определяем максимальную допустимую разницу между коэффициентами армирования ρ_{\max} и ρ' в критических зонах балок, расположенных в продольном направлении каркаса:

$$\rho_{\max} - \rho' = \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0018 \cdot 19,2}{4,18 \cdot 0,0025 \cdot 500} = 0,0066$$

Из вычисленных значений « $\rho_{\max} - \rho'$ » следует, что площадь верхнего армирования критических зон балок, расположенных в поперечном направлении каркаса, может превышать площадь ее нижнего армирования:

– для балок с шириной поперечного сечения ребра 40 см – не более чем на 5,8 см² (0,0041·40·35 = 5,8 см²);

– для балок с шириной поперечного сечения ребра 35 см – не более чем на 5,0 см² (0,0041·35·35 = 5,0 см²).

Из вычисленных значений « $\rho_{\max} - \rho'$ » следует, что площадь верхнего армирования критических зон балок, расположенных в продольном направлении каркаса, может превышать площадь ее нижнего армирования:

– для балок с шириной поперечного сечения ребра 40 см – не более чем на 9,2 см² (0,0066·40·35 = 9,2 см²);

– для балок с шириной поперечного сечения ребра 35 см – не более чем на 8,1 см² (0,0066·35·35 = 8,1 см²).

Из данных на рисунках В.9 и В.10 следует, что продольное армирование многих балок в критических зонах не соответствует данным условиям.

3. Минимальный процент продольного армирования балок должен соответствовать выражению (В.15):

$$\rho_{\min} = 0,5(f_{ctm} / f_{yk}). \quad (\text{В.15})$$

Из выражения (В.19) следует, что минимальный процент продольного армирования балок рассматриваемого каркаса должен быть равен:

$$\rho_{\min} = 0,5(2,6 / 500) = 0,0026 = 0,26\%$$

Для соответствия выражению (В.15) минимальная площадь продольной арматуры в нижних зонах балок должна быть не менее:

– для балок с шириной ребра 40 см не менее 3,6 см² (0,0026·40·35 = 3,6 см²);

– для балок с шириной ребра 35 см не менее 3,2 см² (0,0026·35·35 = 3,1 см²).

Для соответствия выражению (В.19) минимальная площадь продольной арматуры в верхних зонах балок должна быть не менее:

– для балок с шириной ребра 40 см не менее 7,2 см² (0,0026·2·40·35 = 7,2 см²);

– для балок с шириной ребра 35 см не менее 6,3 см² (0,0026·2·35·35 = 6,3 см²).

Из данных, приведенных на рисунках В.9 и В.10, следует, что минимальная площадь продольной арматуры в верхних и нижних зонах балок соответствует выражению (В.19).

4. Максимально допустимые диаметры продольной арматуры балок, проходящей через соединения балка-колонна, должны соответствовать выражениям (В.16) и (В.20) (см. выражения (6.1) и (6.2) настоящего НТП):

а) для внутренних соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}; \quad (\text{В.16})$$

б) для внешних соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad \text{B.17)}$$

где:

h_c – ширина колонны в направлении, параллельном расположению стержней арматуры;

v_d – нормализованная расчетная осевая сила в колонне, принятая с минимальным значением для сейсмической расчетной ситуации ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

γ_{Rd} – это коэффициент неопределенности модели по расчетному значению сопротивлений, принятый равным 1,0 для класса пластичности DCM;

k_D – коэффициент, характеризующий класс пластичности; для класса пластичности DCM $k_D=2/3$;

ρ' – коэффициент армирования балки сжатыми стержнями, проходящими через соединение;

ρ_{max} – максимально допустимый коэффициент армирования (см. Выражение (B.17)).

Значения v_d в соединениях балок с внутренними колоннами каркаса, имеющими размеры поперечного сечения 500х500 мм, приведены в Таблице B.5.

Таблица B.5 – Значения v_d в соединениях балок с внутренними колоннами каркаса

Значения v_d в соединениях балка-колонна в уровнях этажей				
5	4	3	2	1
0,05	0,11	0,18	0,24	0,31

Из значений v_d , приведенных в таблице B.5 и выражений (B.16) и (B.17) следует, что максимально допустимые диаметры продольной арматуры (d_{bL}) балок, проходящей через соединения этих балок с внутренними колоннами каркаса, имеющими размеры поперечного сечения 500х500 мм, составляют примерно:

при значениях v_d менее 0,1 – не более 16 мм;

при значениях v_d от 0,11 до 0,18 – не более 18 мм;

при значениях v_d от 0,24 до 0,31 – не более 20 мм.

Для наглядности ниже приведены примеры определения максимально допустимых диаметров продольной арматуры (d_{bL}) балок, проходящей через соединения этих балок с внутренними колоннами каркаса.

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,05}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,029$$

$$d_{bL} = 0,029 \cdot 500 = 14,5 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,11}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0312$$

$$d_{bL} = 0,0312 \cdot 500 = 15,6 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,18}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,0301$$

$$d_{bL} = 0,0301 \cdot 500 = 15,0 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,24}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0324$$

$$d_{bL} = 0,0324 \cdot 500 = 16,0 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,2}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,0323$$

$$d_{bL} = 0,0323 \cdot 500 = 16,0 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,2}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0348$$

$$d_{bL} = 0,0348 \cdot 500 = 17,4 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,3}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,8} = 0,0345$$

$$d_{bL} = 0,0345 \cdot 500 = 17,3 \text{ мм}$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 500} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,3}{1 + 0,75 \cdot 0,666 \cdot 0,6} = 0,0372$$

$$d_{bL} = 0,0372 \cdot 500 = 18,6 \text{ мм}$$

Для колонн с размерами поперечного сечения $h_c = 125$ см максимально допустимые диаметры продольной арматуры (d_{bL}), проходящей через внутренние соединения балка-колонна, могут составлять до 32 мм. Во внешних соединениях балка-колонна, если анкерровка продольного армирования балок обеспечивается специальными мероприятиями (см. 6.2.2.3 настоящего НТП), условие (В.17) может не соблюдаться.

Продольное армирование верхних и нижних зон балок на участках соединений балка-колонна, удовлетворяющее перечисленным выше требованиям, показано на рисунках В.11-В.15.

Поперечное армирование балок осуществлялось четырехветвевыми хомутами. Общие сведения о поперечном армировании балок, соответствующем положениям настоящего НТП, приведены на рисунках В.16 и В.17. В надписях на рисунках В.16 и В.17:

- первая цифра – это общее количество сечений с поперечным армированием на длине соответствующего участка балки;
- вторая цифра – это диаметр ветвей хомута;
- третья цифра – это расстояние (в миллиметрах) между поперечной арматурой вдоль соответствующего участка балки.

Площади продольного армирования балок, показанные на рисунке В.11-В.15, были учтены при определении требуемого продольного армирования колонн.

Общие сведения о продольном армировании колонн, соответствующем условию (В.12), показано на рисунке В.18.

Из данных на рисунке В.18 следует, что требуемое по результатам расчетов продольное армирование колонн каркаса меньше предельно допустимого (4 %).

Общие сведения о поперечном армировании колонн, соответствующем положениям настоящего НТП, приведены на рисунке В.19. В надписях на рисунке В.19:

- первая цифра – это общее количество уровней расположения поперечной арматуры в колонне или на соответствующем участке колонны;
- вторая цифра – это диаметр ветвей хомута или шпильки;
- третья цифра – это расстояние (в миллиметрах) между поперечной арматурой по высоте колонны или по высоте соответствующего участка колонны

Принципиальные схемы расположения продольной и поперечной арматуры в балках показаны на рисунке В.20.

Принципиальные схемы расположения продольной и поперечной арматуры в колоннах показаны на рисунке В.21.

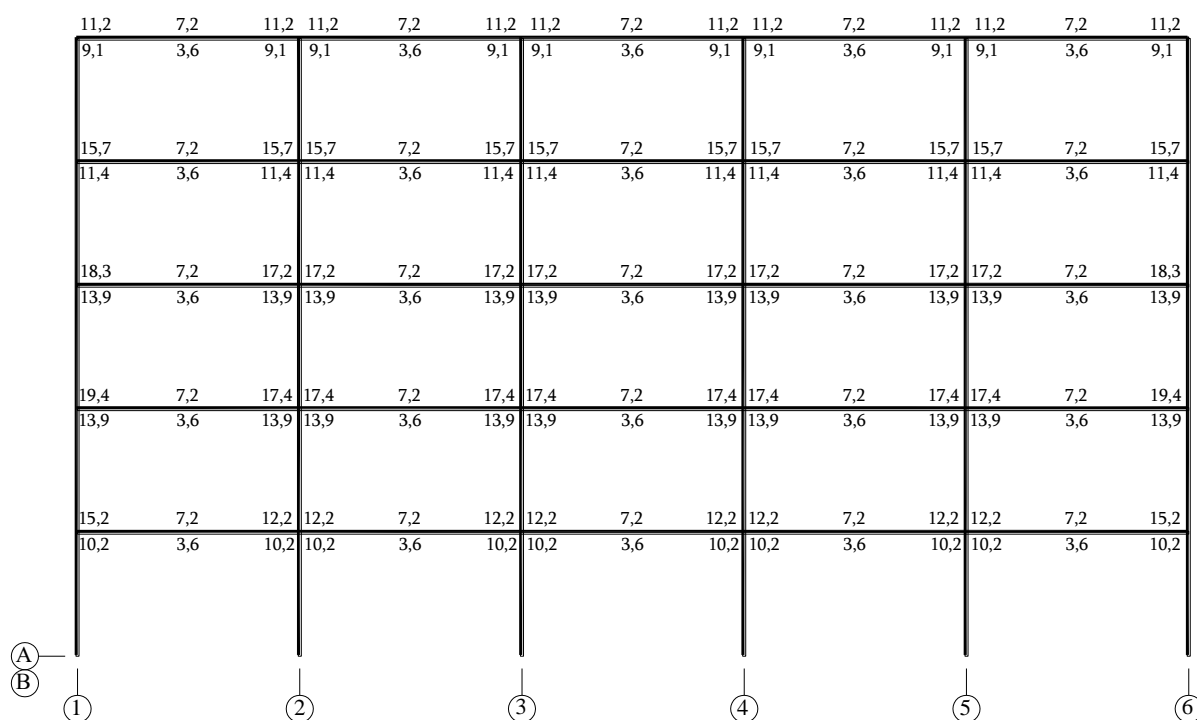
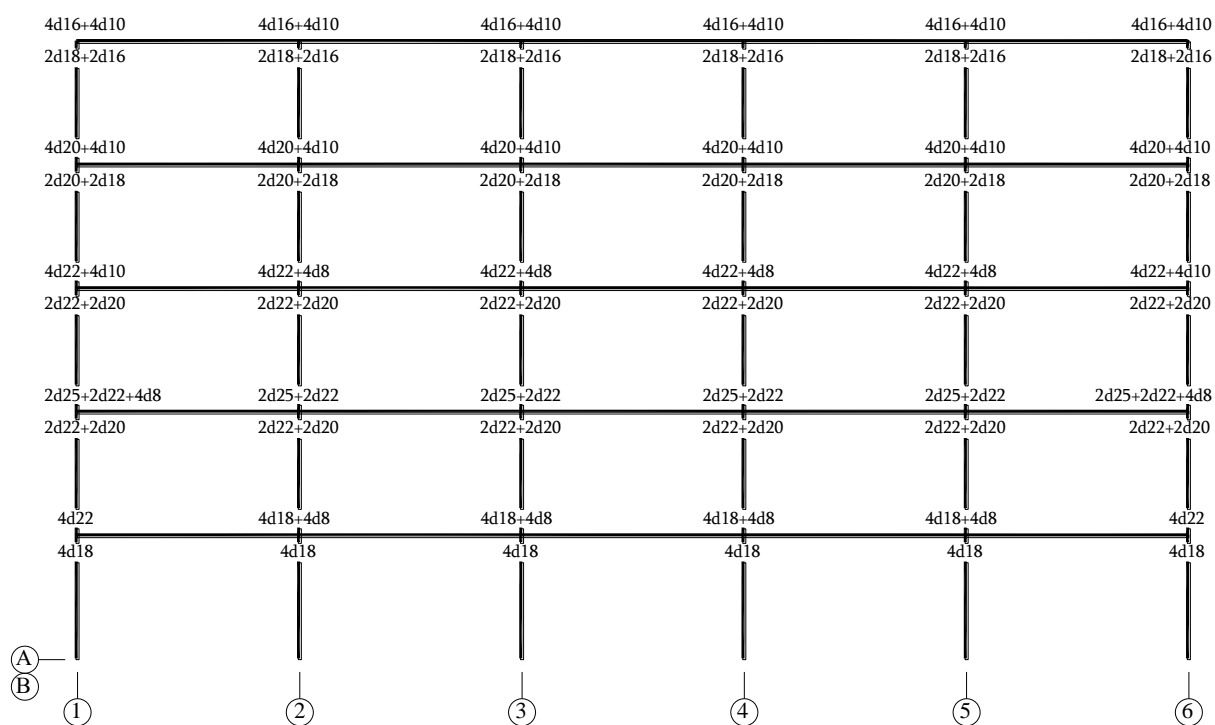


Рисунок В.11 – Продольное армирование балок рам, расположенных по осям А и В, в соответствии с результатами конструирования:
а) – диаметры арматуры; б) – площади поперечного сечения арматуры (см²)

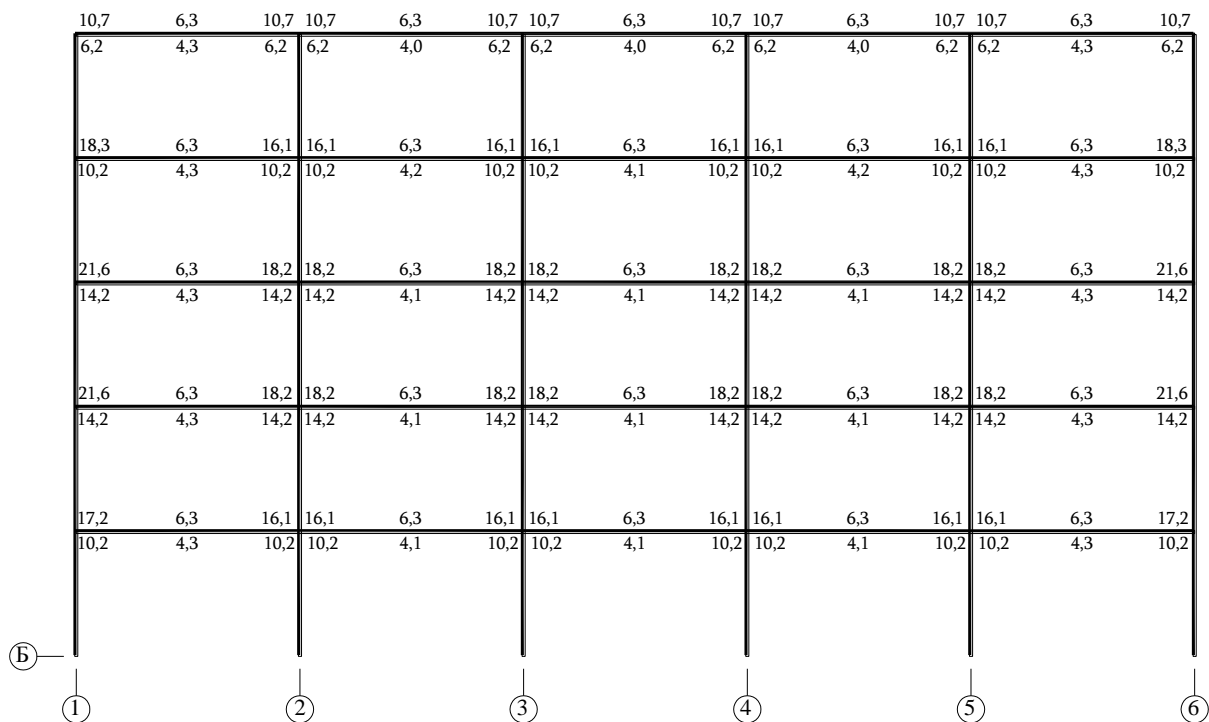
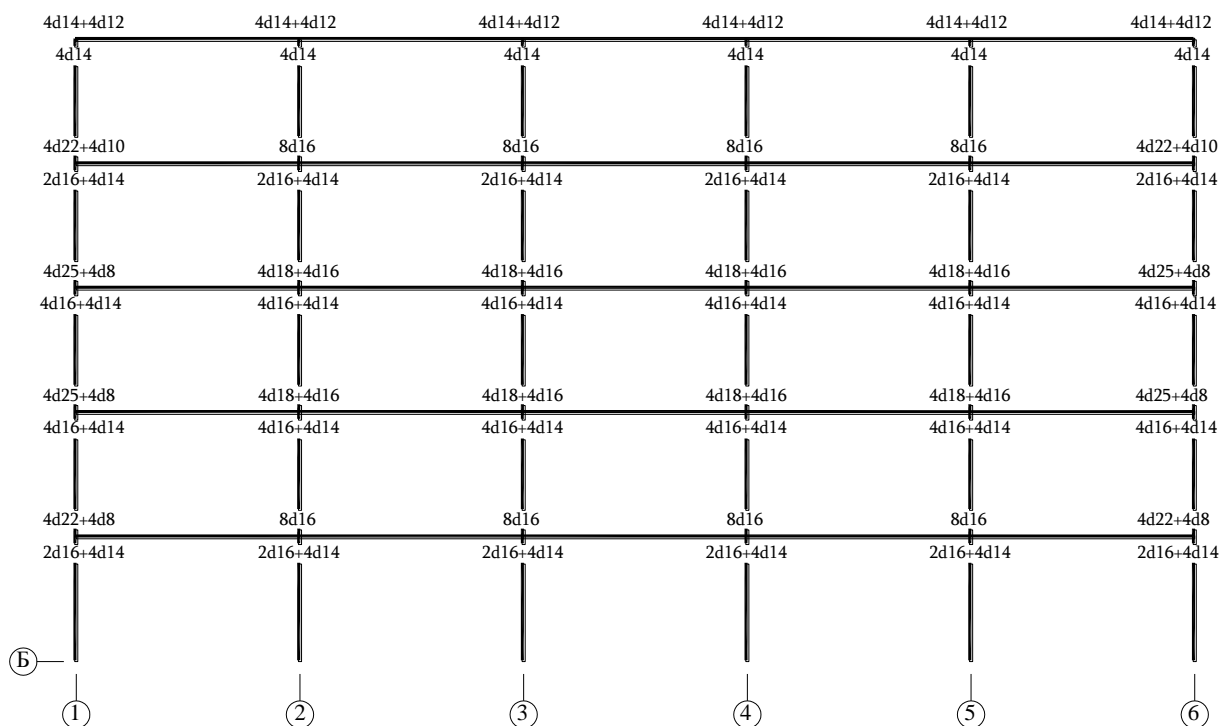


Рисунок В.12 – Продольное армирование балок рамы, расположенной по оси Б, в соответствии с результатами конструирования:
а) – диаметры арматуры; б) – площади поперечного сечения арматуры (см²)

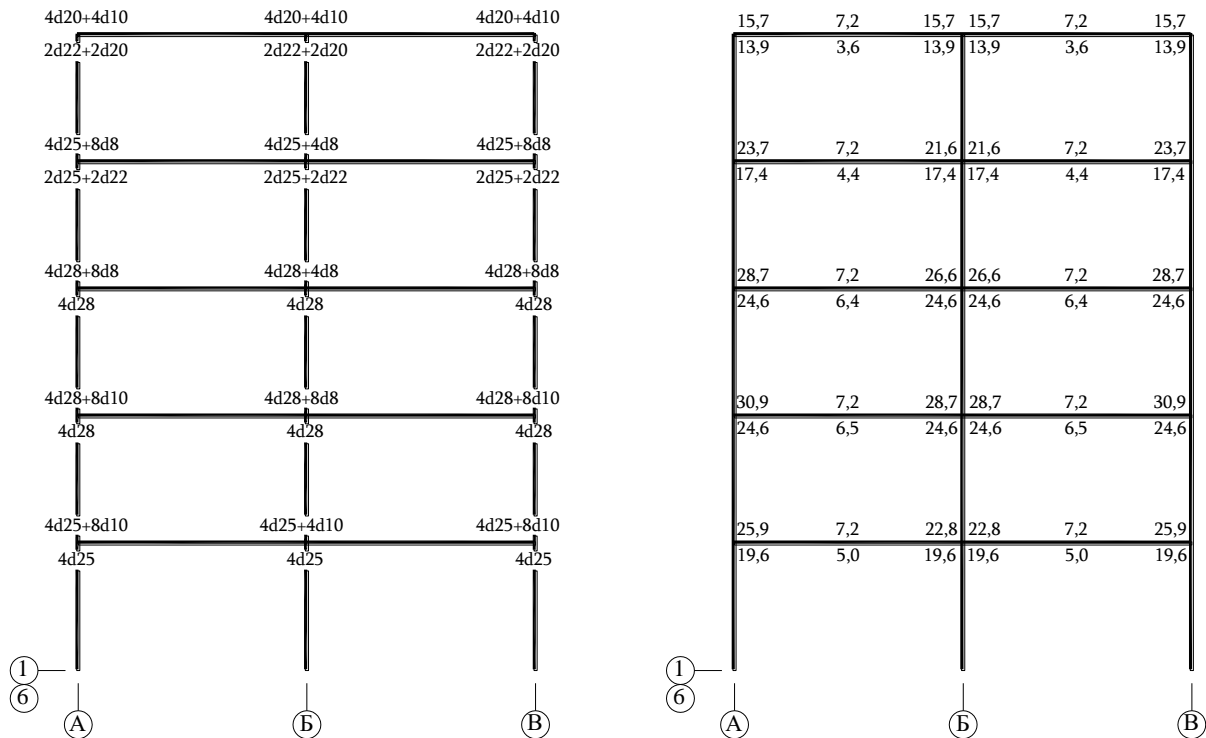


Рисунок В.13 – Продольное армирование балок рам, расположенных по осям 1 и 6, в соответствии с результатами конструирования:

а) – диаметры арматуры; б) – площади поперечного сечения арматуры (см²)

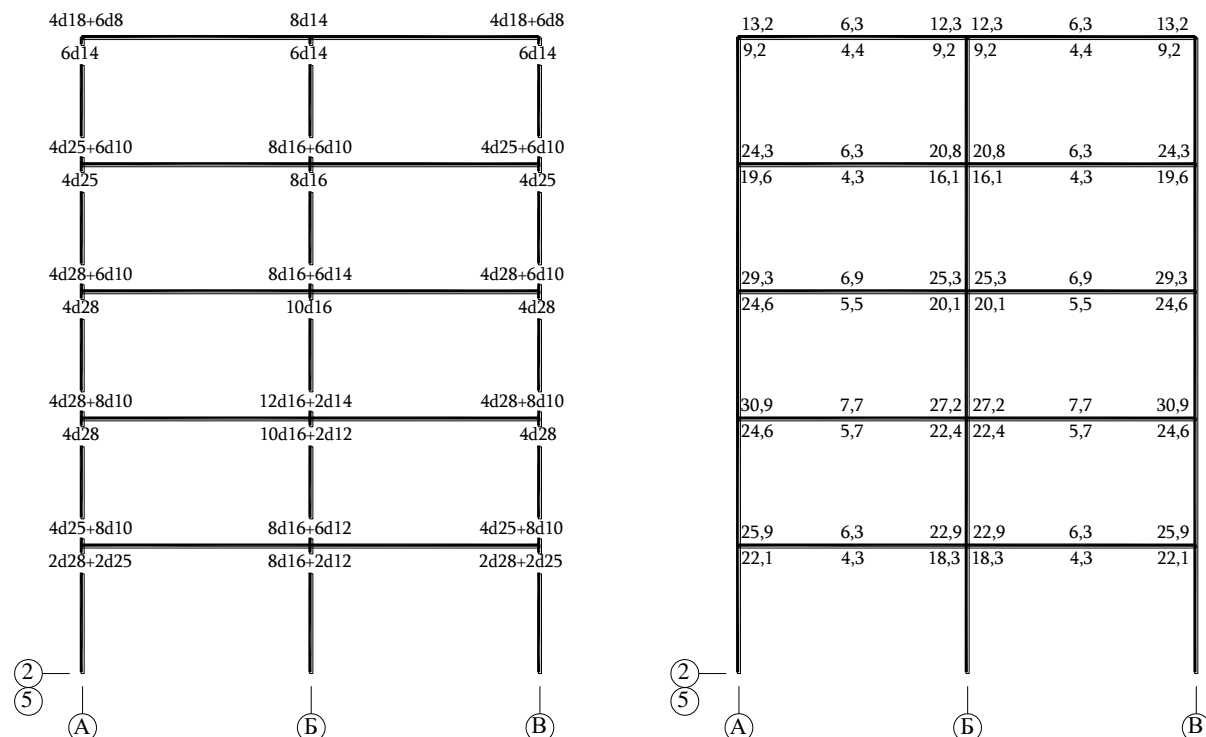


Рисунок В.14 – Продольное армирование балок рам, расположенных по осям 2 и 5, в соответствии с результатами конструирования:

а) – диаметры арматуры; б) – площади поперечного сечения арматуры (см²)

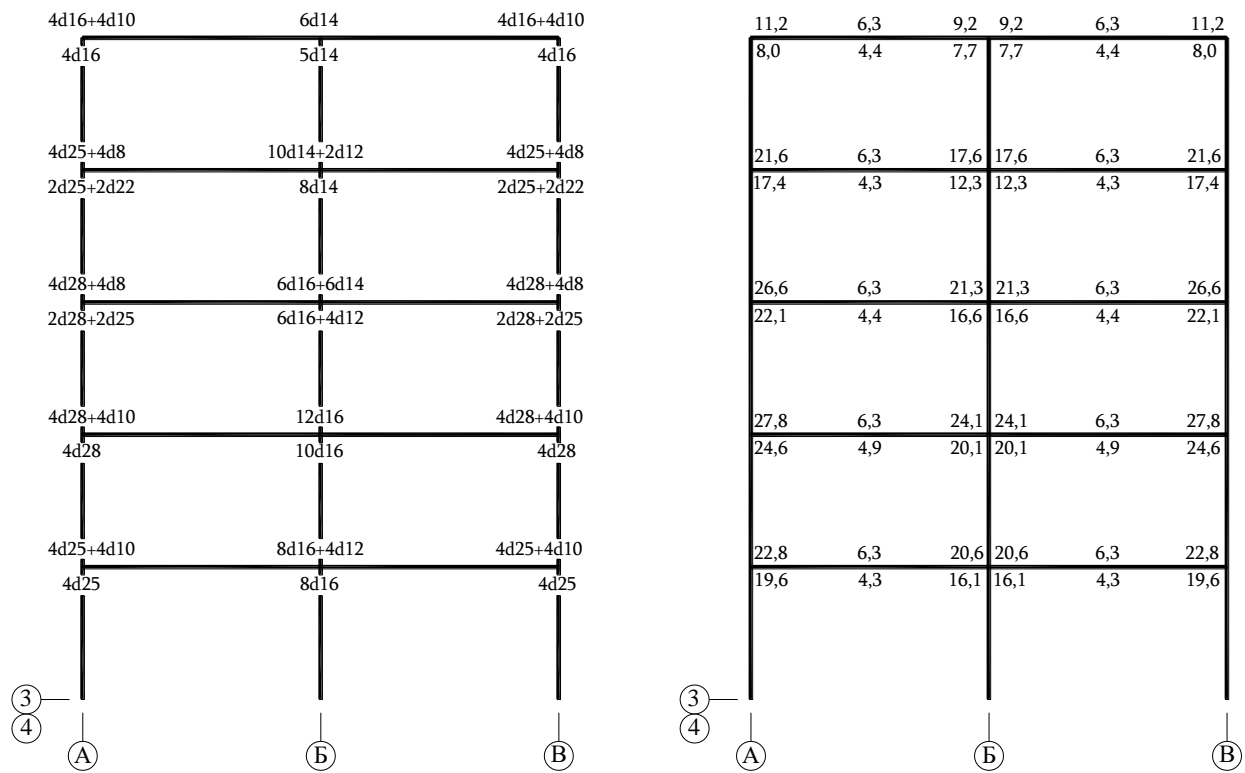


Рисунок В.15 – Продольное армирование балок рам, расположенных по осям 3 и 4, в соответствии с результатами конструирования:
а) – диаметры арматуры; б) – площади поперечного сечения арматуры (см²)

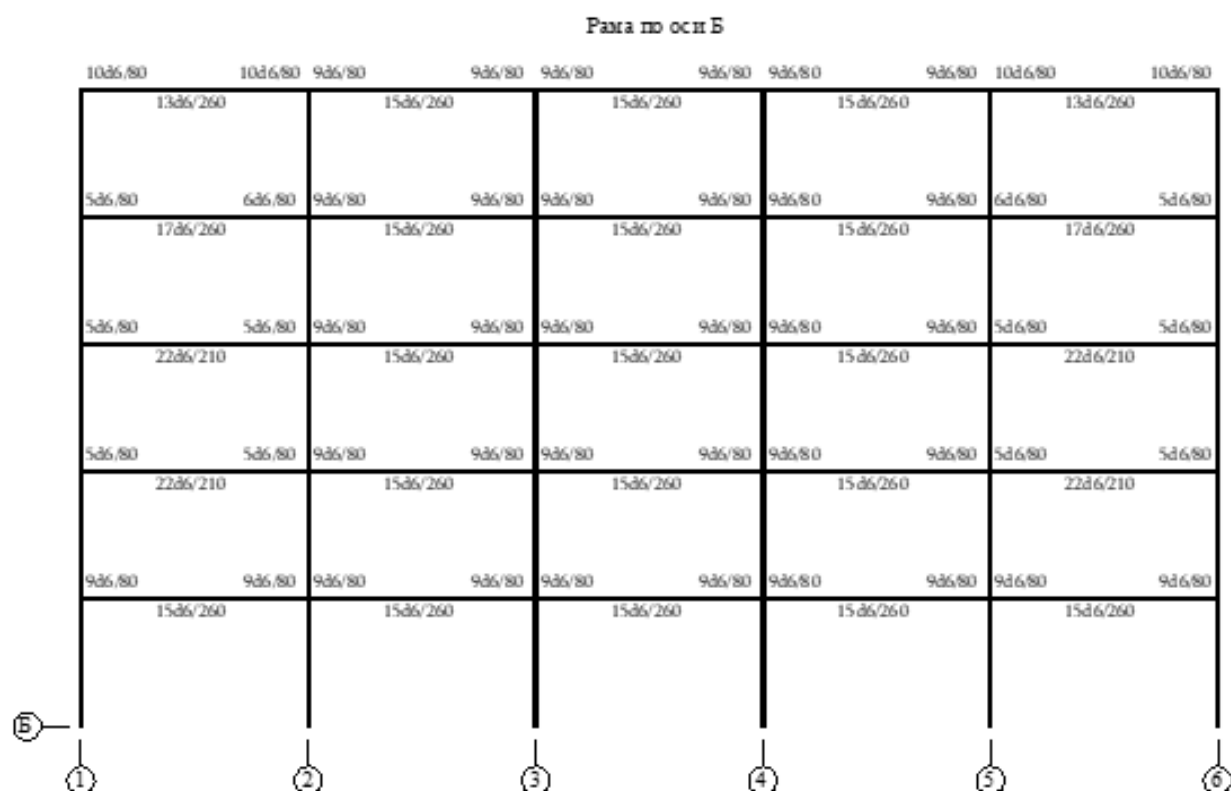
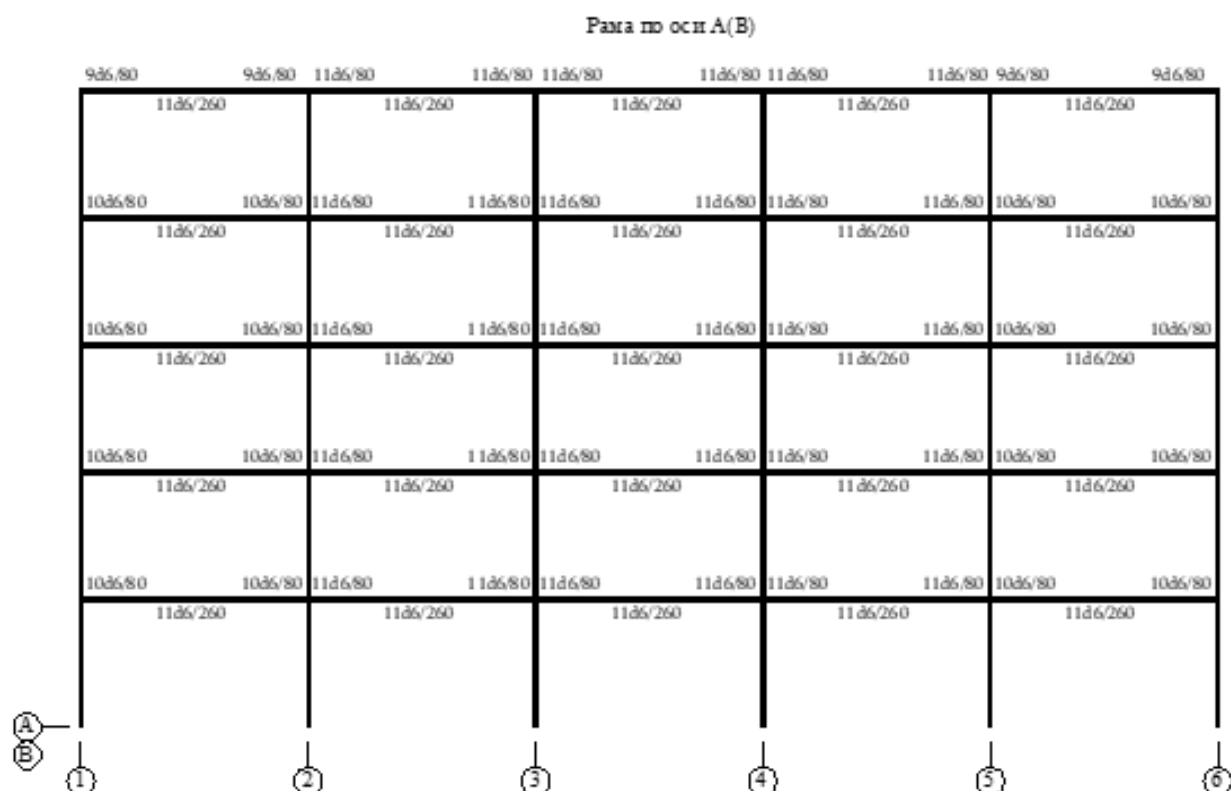


Рисунок В.16 – Поперечное армирование балок рам, расположенных по осям А, Б и В, в соответствии с результатами расчета

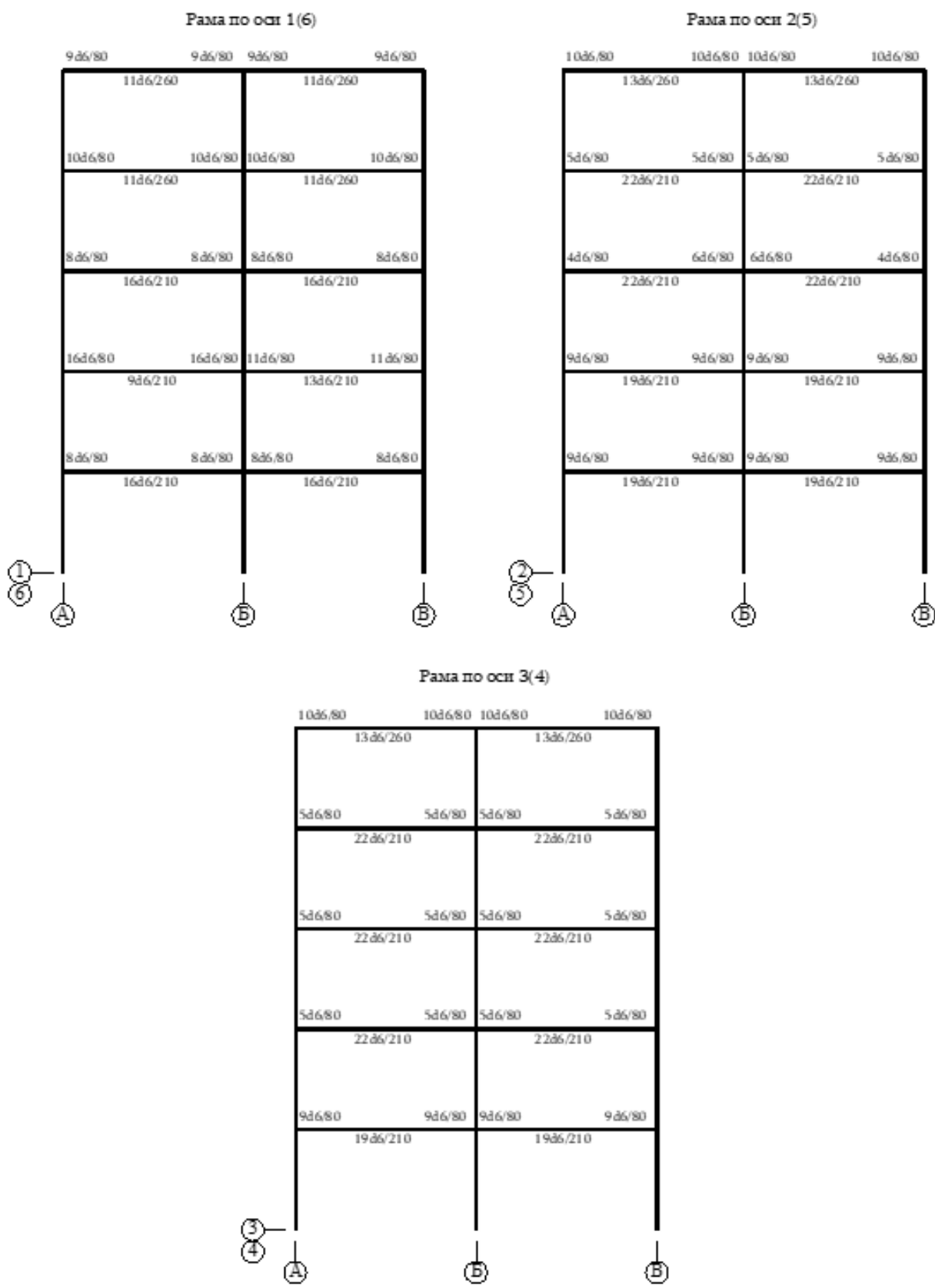
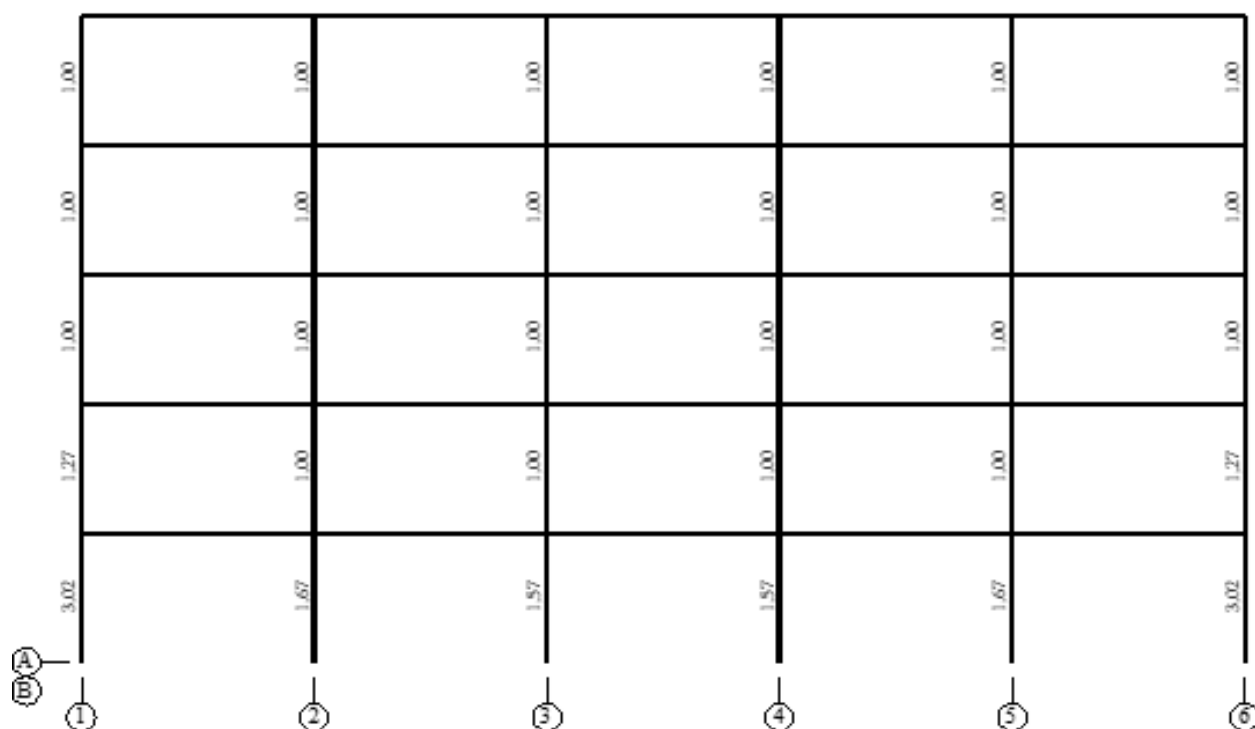


Рисунок В.17 – Поперечное армирование балок рам, расположенных по осям 1 и 6, 2 и 5, 3и4, в соответствии с результатами расчета

Рама по оси А(В) - Колонны



Рама по оси Б - Колонны

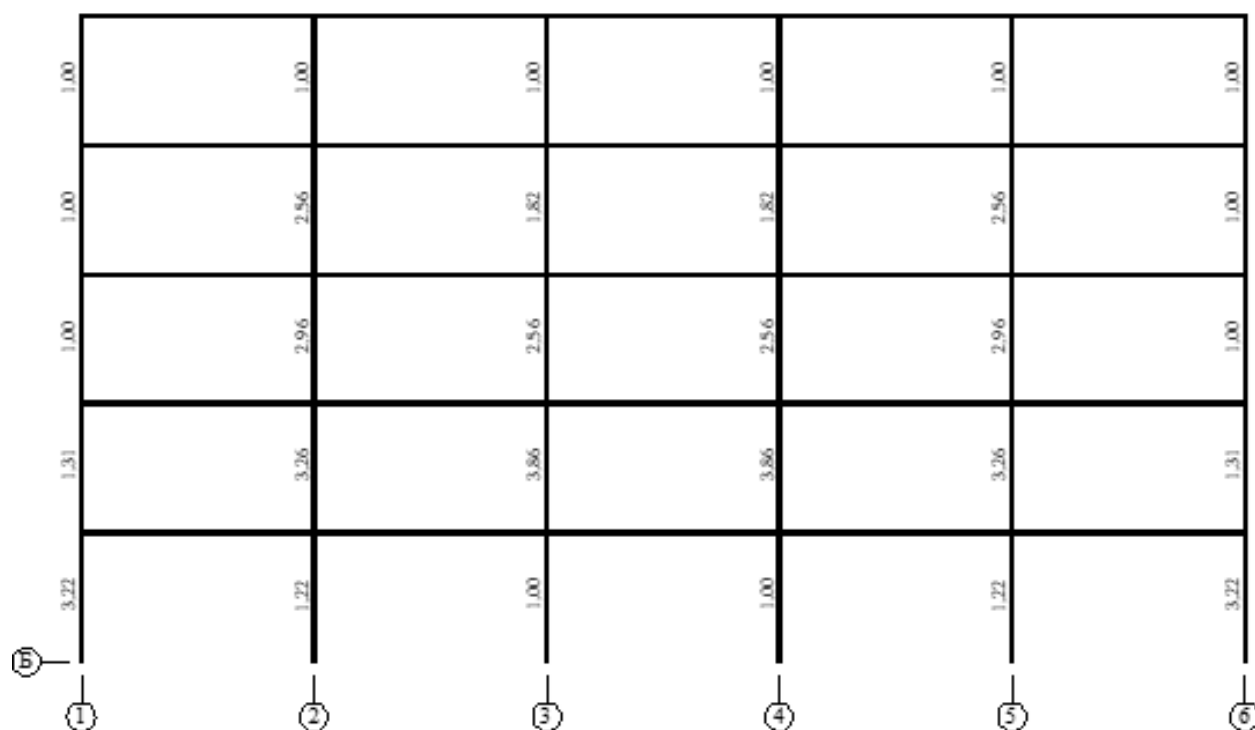


Рисунок В.18 – Продольное армирование колонн в соответствии с результатами расчета

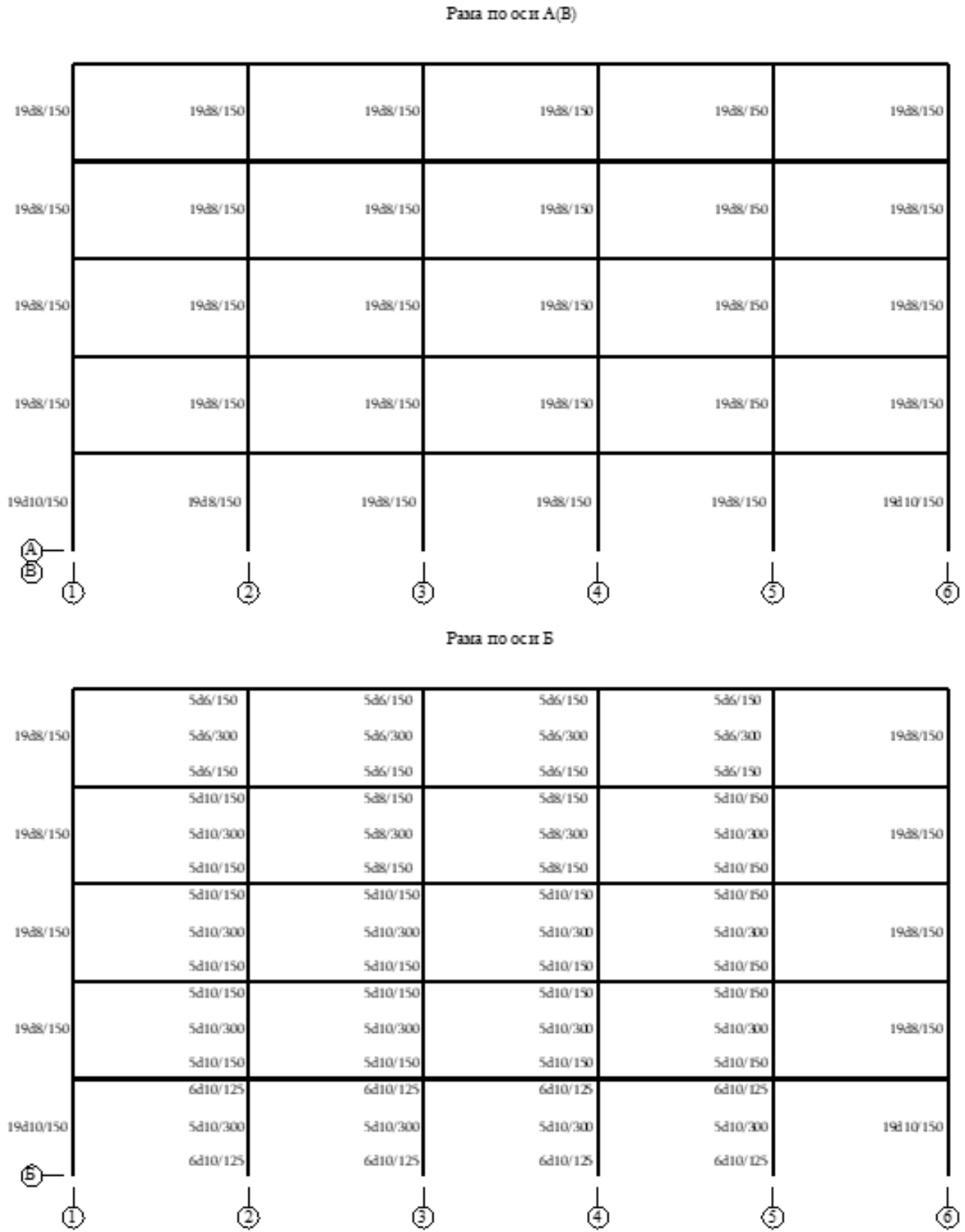


Рисунок В.19 – Поперечное армирование колонн в соответствии с результатами расчета

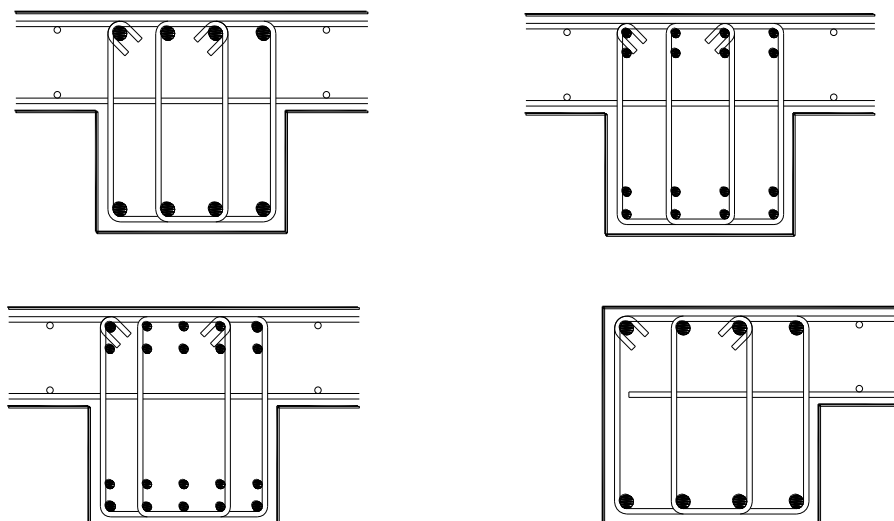


Рисунок В.20 – Принципиальные схемы армирования балок

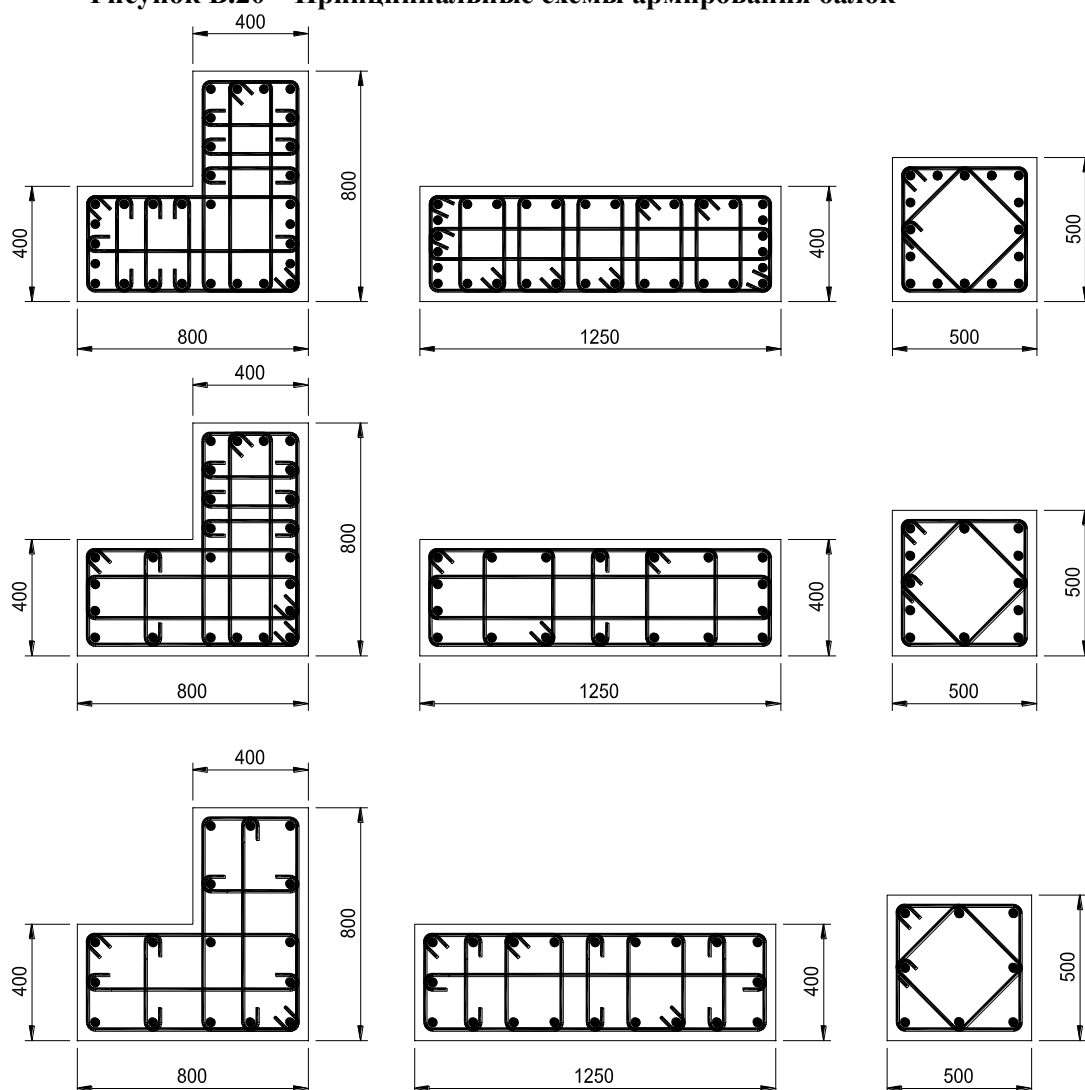


Рисунок В.21 – Принципиальные схемы армирования колонн

УДК 699.841:624.04:624.012

МКС 91.040

Ключевые слова: Нормативно-техническое Пособие РК, проектирование сейсмостойких зданий, здания из монолитного железобетона, сейсмические воздействия, сейсмостойкость, проектирование железобетонных зданий, анкеровка арматуры, проектирование колонн, проектирование балок, элементы фундамента, расчетная модель, класс пластичности, критическое предельное состояние, коэффициент поведения, предельное состояние по ограничению перемещений, специальные мероприятия, комбинация сейсмических воздействий, расчет здания

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ИНДУСТРИЯ ЖӘНЕ ИНФРАҚҰРЫЛЫМДЫҚ
ДАМУ МИНИСТРЛІГІНІҢ ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ
ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

НТҚ ҚР 08-01.3-2021

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ.
БӨЛІМ: МОНОЛИТТІК ТЕМІРБЕТОННАН ЖАСАЛҒАН ҒИМАРАТТАР**

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 И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА МИНИСТЕРСТВА ИНДУСТРИИ И ИНФРАСТРУКТУРНОГО
РАЗВИТИЯ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 08-01.3-2021

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ.
ЧАСТЬ. МОНОЛИТНЫЕ ЗДАНИЯ.**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная