

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

---

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

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫ**  
**ЖОБАЛАУ**  
**1-БӨЛІМ . ҒИМАРАТТАРДЫ БОЛАТ**  
**КОНСТРУКЦИЯЛАРДАН ЖОБАЛАУ**

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ**  
**ЧАСТЬ 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ ИЗ**  
**СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ҚР НТҚ 08-01.5-2013**  
**НТП РК 08-01.5-2013**

**Ресми басылым**  
**Издание официальное**

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

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

Астана 2015

## АЛҒЫ СӨЗ

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «Астана Строй-Консалтинг» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3. **БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
4. **ЕНГІЗІЛДІ:** Алғашқы рет

## ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «Астана Строй-Консалтинг»
2. **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. **ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
4. **ВВЕДЕН:** Введено впервые

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

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

## МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ.....	V
1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР.....	1
1.1 Қолдану саласы.....	1
1.2 Құралдың мақсаты.....	2
1.3 Қолдану бойынша нұсқаулар.....	2
1.4 Нормативтік сілтемелер.....	5
1.5 Терминдер және анықтамалар.....	6
1.6 Символдар.....	8
1.7 Элементтердің осьтерінің шартты белгілері.....	10
1.8 СИ бірліктерінің халықаралық жүйесі.....	11
2 БОЛАТ ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ.....	12
2.1 Жалпы мәліметтер.....	12
2.1.1 Жобалау тұжырымдамалары.....	12
2.1.2 Қауіпсіздіктерді тексеру.....	14
2.2 Материалдар.....	15
2.2.1 Конструкциялық болат.....	15
2.2.2 Сейсмикалық ықпалды есептеу кезінде конструкциялық болатқа қойылатын талаптар .....	18
2.2.3 Қосылыстар.....	19
2.3 Қаңқалардың конструктивтік тұрпаттары және тәртіп коэффициенттері.....	21
2.3.1 Конструктивтік тұрпаттар.....	21
2.3.2 Тәртіп коэффициенттері.....	24
2.4 Болат ғимараттардың жоспардағы мөлшерлеріне және биіктігі бойынша шектеулер.....	26
2.5 Конструкциялар есебі.....	28
2.5.1 Жалпы талаптар.....	28
2.5.2 Көлденең қималардың жіктелуі.....	28
2.5.3 Көлденең қималардың беріктік бойынша көтергіш қабілеті.....	34
2.5.4 Орнықтылық бойынша элементтердің көтергіш қабілеті.....	40
3 ДИССИПАТИВТІК КОНСТРУКТИВТІК ТӘРТІПKE АРНАЛҒАН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫҢ БАРЛЫҚ ТҰРПАТТАРЫНА ОРТАҚ ЖОБАЛАУ КРИТЕРИЙЛЕРІ МЕН КОНСТРУКЦИЯЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ.....	55
3.1 Жалпы мәліметтер.....	55
3.2 Диссипативтік құрылыстарға арналған жобалау критерийлері.....	55
3.3 Сығылуға немесе майысуға жұмыс істейтін диссипативтік элементтерге арналған жобалау ережелері.....	56
3.4 Созылуға жұмыс істейтін бөліктерге немесе элементтерге арналған жобалау ережелері.....	57
3.5 Диссипативтік аймақтардағы қосылыстарға арналған жобалау қағидалары....	58
4 МОМЕНТТІК ЖАҚТАУЛЫ ҚАҢҚАЛАРҒА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ.....	58

## ҚР НТҚ 08-01.5-2013

4.1	Жобалау критерийлері.....	58
4.2	Арқалықтар.....	59
4.3	Колонналар.....	60
4.4	Арқалықтардың колонналармен қосылыстары.....	62
5	ШОҒЫРЛАНҒАН БАЙЛАНЫСТАРЫ БАР ҚАҢҚАЛАРҒА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ.....	63
5.1	Жобалау критерийлері.....	63
5.2	Есептеу.....	64
5.3	Байланыстардың диагональдық элементтері.....	65
5.4	Арқалықтар және колонналар.....	65
6	ЭКСЦЕНТРИСТІК БАЙЛАНЫСТАРЫ БАР ҚАҢҚАЛАРҒА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ.....	66
6.1	Жобалау критерийлері.....	66
6.2	Сейсмикаға қарсы звенолар.....	67
6.3	Сейсмикаға қарсы звенолардан тұрмайтын элементтер.....	70
6.4	Сейсмикаға қарсы звенолардың қосылыстары.....	70
7	ҒИМАРАТТАРДЫҢ ӨЗГЕ ТҮРПАТТАРЫНА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ.....	71
7.1	Аударылған маятник тұрпатындағы құрылыстарды жобалау ережелері.....	71
7.2	Бетонды ұйшықтары немесе бетонды қабырғалары бар болат конструкцияларды, сондай-ақ шоғырланған байланыстармен немесе толтырулармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқаларды жобалау қағидалары.....	71
7.2.1	Бетонды ұйшықтары немесе бетонды қабырғалары бар құрылыстар...	71
7.2.2	Шоғырланған байланыстармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар.....	71
7.2.3	Толтырулармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар.....	72
8	ЖОБАЛАУДЫ ЖӘНЕ ҚҰРЫЛЫСТЫ БАҚЫЛАУ.....	72
А Қосымша	(ақпараттық) Қазақстандағы көп қабатты ғимараттардың сейсмикалық төзімді болат қаңқасын жобалау тәжірибесі.....	74
Б Қосымша	(ақпараттық) Сындарлы нысандар мен энергияны сіңіретін элементтерді есептеу.....	95
В Қосымша	(ақпараттық) Кезеңдік рамалық каркасы бар ғимараттың сейсмикалық әсерге төтеп беруін есептеу мысалы.....	111
Г Қосымша	(ақпараттық) Концентрлес байланыстарымен тіректі ғимаратты сейсмикалық әсерлерге есептеу мысалы.....	157
Д Қосымша	(ақпараттық) Бір бағыттағы моменттік жақтаулары мен өзге бағыттағы эксцентрлік байланыстары бар ғимарат қаңқасының сейсмикалық ықпалын есептеу үлгісі .....	196
Е Қосымша	(ақпараттық) Еврокодта белгіленген, бірақ толық түсіндірмеге ие болмаған, параметрлер туралы қосымша ақпарат.....	251
	БИБЛИОГРАФИЯ.....	256



## КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құралды Қазақстан Республикасындағы сейсмикалық төзімді құрылыстың нормативтік базасын жетілдіру және оны еуропалық нормалармен үйлестіру мақсатында «ҚазНИИСА» АҚ дайындаған.

Алғаш рет әзірленіп отырған осы нормативтік-техникалық құралда сейсмикалық аймақтарда құрылыс жүрізуге арналған болат ғимараттарды жобалауға қойылатын приведены требования ҚР ҚН EN 1998-1 талаптары, осы талаптарды зерделейтін және дамытатын ережелер, жобалаудың баламалы қағидалары, жобалау тәжірибесіндегі ҚР ҚН EN 1998-1 қолдану ұсыныстары мен үлгілері келтірілген.

Осы нормативтік-техникалық құралды әзірлеу кезінде, ҚР ҚН EN 1998-1 ережелері мен ҚР ҚН EN басқа да нормативтік құжаттарынан тысқары, Қазақстанда және сейсмикалық төзімді құрылыс саласында мамандандырылған шетелдік ұйымдар орындаған сейсмикалық төзімді ғимараттарды эксперименталдық және теориялық зерттеулердің сынамаланған нәтижелері есепке алынды.

Мәтіні осы нормативтік-техникалық құралдың тиісті бөлімдерінде толық келтірілген ҚР ҚН EN 1998-1 тармақтарының нөмірлері құрал тармақтарының нөмірлерімен қатар шаршылы жақшалардың ішінде көрсетілген.

Мәтіні нормативтік-техникалық құралдың бөлімдерінде ішінара келтірілген ҚР ҚН EN 1998-1 тармақтарының нөмірлері құралдың осы тармақтары мәтінінің соңында шаршылы жақшалардың ішінде көрсетілген.

Мәтіні толық сақталған ҚР ҚН EN басқа құжаттары тармақтарының нөмірлері құрал тармақтарының нөмірлерімен қатар шаршылы жақшалардың ішінде ҚР ҚН EN сол құжатына сілтеме жасалып көрсетілген.

Осы құралды қолдану кезінде құралдың барлық ережелері бірдей ҚР ҚН EN 1998-1 ережелеріне ұқсас емес екенін ескерген жөн. Бұл тұрғыда осы нормативтік-техникалық құралды ҚР ҚН EN 1998-1 қатар дамытын нормативтік-техникалық құжат ретінде қарастырған жөн.

Осы нормативтік-техникалық құрал Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде қолданысқа енгізіледі және жобалау ұйымдарының инженерлік-техникалық қызметкерлеріне, ғылыми қызметкерлерге, жобалау өнімінің тапсырыс берушілеріне және жоғары оқу орындарының оқытушылары мен студенттеріне арналған.

Осы құралда келтірілген есептеу үлгілерін осы конструкциялардың техникалық шешімдерінің үлгілері ретінде емес, ҚР ҚН EN нормаларының материалдарын пайдалану үлгілері ретінде қарастыру қажет.



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

---

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫ  
ЖОБАЛАУ. 1-БӨЛІМ. ҒИМАРАТТАРДЫ БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДАН  
ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ.  
ЧАСТЬ 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

---

Енгізілген күні 2015–07–01

**1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР**

**1.1 Қолдану саласы**

1.1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал (бұдан былай - НТҚ) «Болат ғимараттарға арналған арнайы қағидалар» ҚР ҚН EN 1998-1 6-тарауында келтірілген және сейсмикалық аймақтарға салынатын тұрғын үй және қоғамдық болат ғимараттарды жобалау кезінде қолдануға арналған қағидалар мен қаидаттардан тұрады және дамытады.

1.1.2 Осы нормативтік-техникалық құралдың ережелері ғимараттарға таралмайды:

а) топырақ ауытқуларының есептік жылдамдықтары  $0,6g$  асатын, топырақ жағдайларын есепке ала отырып анықталған алаңшалардағы немесе жер бетіндегі жарылулардың болы мүмкін аймақтарда орналасқан;

б) көлденең толқындардың таралу жылдамдығы кем дегенде  $100$  м/с құрайтын, қалыңдығы  $10$  м артық топырақ қабатынан тұратын немесе сиреуге бейім топырақ түзілімі бар алаңдарда орналасқан;

в) жоспарда және/немесе биіктігі бойынша шамадан тыс реттелмеген конструктивті жүйелері бар және тік-берілгіш болып табылатын конструктивті жүйелері бар («Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» НТҚ қар.);

г) жоспарда және биіктігі бойынша осы құралдың 2.6. және 2.7.-кестелерінде көрсетілген мөлшердерден асатын өлшемдері бар;

д) объектіден тыс шығатын төтенше жағдайлардың туындауына қабілетті зақымдалулар мен бұзылулар (мысалы, қоршаған ортаға түсуі салдарынан адамдардың денсаулығына зиян келтіруі және сейсмикалық кезеңнен кейін халықтың тіршілік етуін бұзатын химиялық және/немесе биологиялық материалдарды дайындауға және/немесе сақтауға арналған ғимараттар);

и) өндірістік мақсаттағы ғимараттарға қолданылмайды..

1.1.3 ҚР ҚН EN 1998-1 және осы құралда айтылмаған талаптар қойылатын болат конструкциялы ғимараттарды жобалауды тиісті нормативтер әзірленгенше, арнайы техникалық шарттар негізінде жүзеге асырған жөн.

## **1.2 Құралдың мақсаты**

Осы құрал болат ғимараттарды жобалау кезінде қолданылатын, сондай-ақ:

- жер сілкіну кезінде адамдардың өмірін қорғауға;
- сейсмикалық әрекеттердің залалдарын шектеуге;

– сейсмикалық оқиғалардан кейін халықты қорғауға қажетті деп табылатын ғимараттардың пайдалну қасиеттерінің сақталуын қамтамасыз етуге бағытталған (1.1.1(1)Р ҚР ҚН EN 1998-1 қар.) EN 1998-1:2004 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 1 бөлім: Жалпы қағидалар, сейсмикалық ықпалдар және ғимараттарға арналған қағидалар» еуропалық стандартының қағидаттары мен қағидаларын игеру және практикада қолдану үшін жобалау ұйымдарының инженерлік-техникалық қызметкерлеріне, ғылыми қызметкерлерге, жобалау өнімінің тапсырыс берушілеріне және жоғары оқу орындарының оқытушылары мен студенттеріне ықпал ету мақсатында әзірленген.

## **1.3 Қолдану бойынша нұсқаулар**

1.3.1 Осы құрал, ҚР ҚН EN 1998-1 сияқты, сейсмикалық аймақтардағы ғимараттарды жобалау кезінде сақталуға тиіс ережелерден ғана тұрады. Осы тұрғыда олар ҚР ҚН EN 1993-1-1 [1.1.1(3)Р] мазмұндалатын ережелерді толықтырады.

1.3.2 ҚР ҚН EN 1998-1 ережелеріне және осы құралға сәйкес жобаланатын ғимараттар, сонымен қатар олардың жекелеген элементтері ҚР ҚН EN 1990, ҚР ҚН EN 1991, ҚР ҚН EN 1993 және оларға сәйкес келетін құралдарда айтылған барлық қағидаттар мен қағидаларды қанағаттандыруы тиіс, егер ҚР ҚН EN 1998-1, осы құралда және/немесе арнайы техникалық шарттарда өзге жай көзделмесе.

1.3.3 Осы құралда келтірілген қағидаларды «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралы мен «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының ережелерімен бірлестіре қолданған жөн.

1.3.4 Осы құрал, ҚР ҚН EN 1998-1 6-тарауының ережелерінен тысқары:

а) ҚР ҚН EN 1998-1 Ұлттық Ережесінде келтірілген және Қазақстан Республикасының сейсмикалық аймақтарында ғимараттар мен құрылыстарды жобалауға қажетті ұлттық негізде белгіленген параметрлерден;

б) ҚР ҚН EN 1998-1 ережелерін бірмағыналы түсіндіруге және құралды практикада ыңғайлы қолдануға мүмкіндік беретін басқа ҚР ҚН EN кейбір ережелерінен;

в) баламалы және қосымша тұжырымдардан, анықтамалардан, талдау модельдерінен, талаптар мен қағидалардан;

г) ҚР ҚН EN 1998-1 және осы құралдың кейбір ережелерін түсіндіретін немесе негіздеме беретін ескертулерден;

д) ғимараттар мен құрылыстарды жобалау кезінде ҚР ҚН EN 1998-1 қатар қолданылатын нормативтік құжаттарға берілетін сілтемелерден;

е) практикада осы құрал ережелерінің қолданылуын суреттейтін үлгілерден тұрады.

1.3.5 Осы құралда келтірілген баламалы және қосымша тұжырымдар, анықтамалар, талдау модельдері, талаптар мен қағидалар екі түрге бөлінеді:

а) ҚР ҚН EN 1998-1 қалыс қалғандар және мұндай мүмкіндік көзделген ҚР ҚН EN 1998-1 сол ережелердің дамуы және толықтырылуы үшін құралдың құрамына енгізілгендер;

б) ҚР ҚН EN 1998-1 кейбір ережелерінің орнына құралдың құрамына енгізілгендер.

1.3.6 ҚР ҚН EN 1990 1.4(5) ескертуіне сәйкес ғимараттар мен құрылыстарды жобалау кезінде ҚР ҚН EN ережелерінен айырмашылығы бар, бірақ ғимараттар мен құрылыстардың, кем дегенде, ҚР ҚН EN көзделген құжаттарына тең мәні бар сенімділікті, пайдалану жарамдылығын және ұзақ мерзімге төзімділігін қамтамасыз ететін қосымша және баламалы ережелерді пайдалануына рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ 1.3.5 а) көрсетілген қосымша және баламалы ережелер, ҚР ҚН EN 1998-1 сәйкес келеді, тиісті зерттеу нәтижелеріне негізделеді және, кем дегенде, ҚР ҚН EN 1998-1 ғимараттар мен құрылыстардың сейсмикалыққа қарсы сенімділігін қамтамасыз ету бөлігіндегі ережелермен тең мағыналас болып табылады.

1.3.7 Осы құралды қолдану кезінде, егер ғимараттар мен құрылыстардың жобалары ҚР ҚН EN 1998-1 қағидаларынан ерекшеленетін ережелердің қолданылуы арқылы орындалатын болса, онда бұл жобалар, тіпті олар ҚР ҚН EN 1998-1 қағидаларына сәйкес болған жағдайдың өзінде, еуропалық нормалардың тиісті талаптарына толық сәйкес келетін жоба ретінде қарастырыла алмайтынын ескеру қажет (ҚР ҚН EN 1990 1.4(5) ескертуді қар.).

1.3.8 Болат конструкциялы ғимараттарды жобалау кезінде есептеу мен жобалаудың осы құралдың ережелерінен ерекшеленетін қосымша және баламалы ережелерін қолдануға, бұл ережелердің ҚР ҚН EN 1998-1 қағидаттарына толық сәйкестігі дәлелденген жағдайда ғана жол беріледі.

Дәлелдер мойындалған ғылыми ережелерге, сынамаланған ғылыми-техникалық шешімдерге негізделуі және ғимараттар мен құрылыстардың ҚР ҚН EN 1998-1 және осы құралда көзделген, кем дегенде, тең мағыналас сенімділігін қамтамасыз етуі тиіс.

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN 1998-1 және/немесе осы құралдың ережелерінен ерекшеленетін қосымша және баламалы ережелер тапсырыс берушінің және Қазақстан Республикасының сәулет, қала салу және құрылыс істері жөніндегі органымен аккредиттелген ұйымның келісімі бойынша ғана қолданылуы мүмкін.

1.3.9 ҚР ҚН EN 1998-1 және осы құралды дамытуға жасалатын құжаттардың ережелері (аумақтық құрылыс нормалары, оқу құралдары, ұсынымдар, стандарттар, арнайы техникалық шарттар және басқалар):

– ҚР ҚН EN 1998-1 және осы құралдың қағидаттары мен қағидаларына қайшылық келтірмеуі тиіс;

– ғимараттардың ҚР ҚН EN 1998-1 және осы құралда көзделген, кем дегенде, тең мағыналас сенімділігін қамтамасыз етуі тиіс.

1.3.10 ҚР ҚН EN 1998-1 және тиісті нормативтік-техникалық құралдарда сипаттамалары, қасиеттері, габариттері мен конструктивтік шешімдері бойынша талаптары қарастырылмаған ғимараттарды жобалауға арналған арнайы техникалық шарттардың атаулы сипаты болуы тиіс және арнайы ғылыми-зерттеу және/немесе

жобалау ұйымдарын тарту арқылы әзірленуі тиіс.

Арнайы техникалық шарттарды жасау үшін тартылған ұйымдар Қазақстан Республикасының сәулет, қала салу және құрылыс істері жөніндегі органымен аккредиттелуі тиіс.

ЕСКЕРТУ Арнайы техникалық шарттардың мазмұнына, келісу тәртібіне және бекітуге қойылатын талаптар ҚБҚ 1.02-00-2012 ережелеріне сәйкес келуі тиіс.

1.3.11 Болат конструкциялы ғимараттарды жобалау және салу кезінде олардың сейсмикалық төзімділігінің мынадай іс-шаралар кешенімен қамтамасыз етілуі қажеттігін ескерген жөн:

- сейсмикалық тұрғыда неғұрлым қолайлы жағдайдағы құрылыс алаңын таңдау;
- сейсмикалық есептеу жағдайларын, құрылыс алаңының топырақ жағдайларын конструктивтік шешімдер мен объектінің жауапкершілігін есепке ала отырып, сейсмикалық ықпалдардың параметрлерін анықтау;
- тиісті көлемдік-жоспарлау және конструктивтік шешімдерді қолдану;
- тиісті құрылыс материалдары мен технологияларын қолдану;
- есептеулер нәтижесіне сәйкес салмақ түсетін және салмақ түспейтін элементтерді құрастыру;
- есептеу нәтижелеріне тәуелсіз тағайындалған арнайы конструктивтік талаптарды қадағалау;
- жобалар мен құрылыс жұмыстарын тиісті сапада орындау;
- жобалар мен құрылыс жұмыстарының сапасын жүйелі бақылау.

1.3.12 Құрылыс алаңын оның сейсмикалық қасиеттері, топырақ жағдайларының жіктелуі бойынша таңдау және сейсмикалық есептеу жағдайларына сәйкес сейсмикалық ықпалдар параметрлерін анықтау және ғимараттардың бұзылуларының болмауын, сондай-ақ зақымдалуларын шектеу бойынша талаптардың назарға алынуын тексеру кезінде «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының ережелерін басшылыққа алу қажет.

1.3.13 Ғимараттардың конструктивтік-жобалау шешімдерін таңдау, олардың жауапкершілік сыныптарын анықтау, сонымен қатар ғимараттардың есептеу модельдерін таңдау, сейсмикалық ықпалдардың әсерлерін есептеу және ғимараттардың конструктивтік шешімдерінің «бұзылулардың болмауы» және «зақымдануларды шектеу» бойынша қойылатын талаптарға сәйкестігін тексеру кезінде «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралы мен осы құралдың ережелерін басшылыққа алу қажет.

1.3.14 Осы құралдың 1.2 айтылған жобалау мақсатына 1.3(2) ҚР ҚН EN 1990 баяндалған жалпы жағдайларды және 1.3(2)Р ҚР ҚН EN 1998-1 («Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 1.4 қар.) келтірілген алғышарттарды сақтау арқылы қол жеткізіледі.

1.3.15 Ғимараттардың жаңа конструктивтік жүйелерін әзірлеу және жаңа материалдарды, конструкциялар мен бұйымдарды әзірлеу кезінде «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 1.2.11 талабын ескеру қажет.

1.3.16 [6.1.1(2)Р] Болаттемірбетонды конструкциялардан жасалған ғимараттар үшін

ҚР ҚН EN 1998-1 7-тарауында және оның құралында келтірілген қағидаларды қолданған жөн.

#### 1.4 Нормативтік сілтемелер

1.4.1 Осы нормативтік-техникалық құралды қолдану үшін мынадай сілтемелік нормативтік құжаттар қажет:

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері».

ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 «Салмақ түсетін конструкцияларға ықпалдар. 1-1 бөлім. Ғимараттың жеке салмағы, тұрақты және қоса берілген жүктемелер».

ҚР ҚН EN 1991-1-3:2003/2011 «Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-3 бөлімі. Жалпы әсер ету. Қар жүктемелері».

ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 «Болат конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлім. Жалпы қағидалар және ғимараттарға арналған қағидалар».

ҚР ҚН EN 1993-1-3:2006/2011 «Болат конструкцияларды жобалау. 1-3 бөлімі. Жалпы ережелер. Суықтай калыпталған элементтер мен кескінделген табақтарға арналған қосымша ережелер».

ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 «Болат конструкцияларды жобалау. 1-5 бөлім. Табақ болаттан жасалған конструкциялардың элементтері».

ҚР ҚН EN 1993-1-8:2005/2011 «Болат конструкцияларды жобалау. 1-8 бөлім. Қосылыстар есебі».

ҚР ҚН EN 1993-1-9:2005/2011 «Болат конструкцияларды жобалау. 1-9 бөлімі. Қажу беріктігі».

ҚР ҚН EN 1993-1-10:2005/2011 «Болат конструкцияларды жобалау. 1-10 бөлім. Материалдың екпінді тұтқырлығы және илемнің қалыңдық бағытындағы беріктілік қасиеттері».

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 1 бөлім. Жалпы қағидалар, сейсмикалық ықпалдар және ғимараттарға арналған қағидалар».

НТП РК 08-01.1-2012 Пособие «Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Общие положения. Сейсмические воздействия».

НТП РК 08-01.2-2012 Пособие «Проектирование сейсмостойких зданий. Проектирование гражданских зданий. Общие требования».

НТП РК 01-01.3-2012 Пособие «Нагрузки и воздействия на здания. Снеговые нагрузки. Ветровые воздействия».

СТ РК EN 10025-2012 (части 2 - 6) «Изделия горячекатаные из конструкционных сталей».

СН РК EN 1992-1-1 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

СТ РК EN 1090-2-2011 «Болат және алюминий конструкцияларды дайындау. 2 бөлім. Болат конструкцияларға қойылатын техникалық талаптар».

ҚР ҚБҚ 1.02-00-2012 «Құрылыстың жобалау құжаттамасын әзірлеу, келісу, бекіту тәртібі және құрамы».

EN 10210-1 «Профили конструкционные полые горячеформованные из нелегированных и мелкозернистых сталей. Часть 1. Технические условия поставки».

EN 10219-1 «Профили конструкционные полые сварные холодноформованные из нелегированных и мелкозернистых сталей. Часть 1. Технические условия поставки».

EN 10164 «Изделия из стали с улучшенной деформируемостью перпендикулярно поверхности изделия. Технические условия поставки».

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

EN 14399-8 «Высокопрочный сболченный конструктивный узел для предварительной нагрузки. Часть 8. Система HV. Шестигранный подогнанный болт и гаечные узлы».

ISO 5817 «Сварка. Сварные швы при сварке плавлением стали, никеля, титана и других сплавов (лучевая сварка исключена). Уровни качества в зависимости от дефектов шва».

### **1.5 Терминдер және анықтамалар**

1.5.1 Осы құралда «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 1.5 және «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 1.3 келтірілген терминдер мен анықтамалар қолданылады.

Төменде бұл құралдардың осы оқу құралында мейлінше көп қолданылған терминдері мен анықтамалары келтірілген.

**1.5.2 Конструктивті жүйе (structural system):** Бірлесіп жұмыс істеу үшін белгіленген тәсіл арқылы біріктірілген ғимараттың немесе инженерлік құрылыстың салмақ түсетін элементтері.

**1.5.3 Конструктивтік элемент (structural member):** Конструкцияның физикалық тұрғыдағы ажырамас бөлігі, мысалы, колонна, арқалық, плита, байланыс.

**1.5.4 Конструктивтік емес салмақ түспейтін элемент (non-structural element):** Өзінің жеткіліксіз беріктігі немесе құрылыстағы қосылыс үшін қабылданға тәсілі жобалау кезінде конструктивтік жүйеге келетін сейсмикалық жүктемені қабылдайтын элемент ретінде қарастырылмайтын сәулеттік, механикалық немесе электрлік элемент, жүйе немесе компонент.

**1.5.5 Бастапқы конструктивтік элемент (primary seismic structural member):** Сейсмикалық ықпалдарға қарсы тұру үшін ғимараттың конструктивтік жүйесіне қабілеттілігі тәуелді конструктивтік элемент; бастапқы конструктивтік элементтердің беріктігі мен қаттылығын сейсмикалық ықпалдарды есептеу кезінде есепке алу қажет.

**1.5.6 Қайталама конструктивтік элемент (secondary seismic structural member):** Сейсмикалық ықпалдарға қарсы тұру үшін ғимараттың конструктивтік жүйесіне әсер етпейтін конструктивтік элемент; қайталама конструктивтік элементтердің беріктігі мен қаттылығын сейсмикалық ықпалдарды есептеу кезінде есепке алмауға болады.

ЕСКЕРТУ Осы құралда қайталама конструктивтік элементтерді жобалаудың қағидаттары мен қағидалары қарастырылмайды. Бұл элементтер үшін ҚР ҚН EN 1998 барлық қағидаларына сәйкестік талап етілмейді, бірақ олар тиісті сейсмикалық есептеу жағдайларында гравитациялық жүктемені ұстауға мүмкіндігі жететіндей жобаланады және құрасырылады.

**1.5.7 Сейсмикалық ықпал ( $A_E$ ) (seismic action ( $A_E$ )):** Жер сілкінісі кезінде топырақтың қозғалысынан туындаған ықпал.

**1.5.8 Сейсмикалық жүктер (seismic loads):** Әсерлі имаратқа сейсмикалық әсер еткенде пайда болатын инерциялық күштер.

**1.5.9 Сейсмикалық есептік жағдай (seismic design situation):** Сейсмикалық



ықпалдар кезіндегі құрылыстарға арналған ерекше жағдайларды ескеретін есептік жағдай.

**1.5.10 Тұрақты есептік жағдай** (persistent design situation): Құрылысты пайдаланудың барлық кезеңінде анықтаушы болып табылатын жағдай.

**1.5.11 Қатерлі шекті жағдай** (ultimate limit state): Конструкцияның (ғимараттың) бұзылуымен немесе істен шығуының өзге де нысандарымен байланысты жағдай.

**1.5.12 Шекті жағдай** (limit state): Құрылыс конструкцияларының жобалау нормаларының талаптарына жауап бермейтін кездегі жағдайы.

**1.5.13 Салмақ түсетін қабілеттілік (кедергі)** (resistance): Конструктивтік элементтің немесе оның көлденең қимасының механикалық бұзылыстарсыз ықпалдарға қарсы тұру қабілеттілігі, мысалы, иілуі кедергісі, тұрақтылықтың жоғалу кедергісі, созылу кедергісі.

**1.5.14 Жалпы есеп** (global analysis): Конструктивтік шешімдердің және материалдық қасиеттердің геометриялық өлшемдеріне қарай және салмақ түсетін конструкцияға ықпалды тепе-теңдіктегі моменттердің және күштердің, конструкциядағы күш шамаларының арасындағы келісілген анықтама.

**1.5.15 Модельді анализ** (modal analysis): Теориялық анализдің нәтижесі бойынша Теориялық есептік сейсмикалық жүктің анықтауы.

**1.5.16 Ықпалдардың әсері (E)** (effect of action (E)): Конструкциялардың элементтеріне (мысалы, ішкі күштер, моменттер, кернеулер, деформациялар) ықпал ету нәтижесі немесе ықпалдардан туындаған барлық құрылыстың реакциясы (мысалы, майысулар, бұрылулар).

**1.5.17 Тәртіп коэффициенті** (behaviour factor): Материалдың, конструктивтік жүйенің ерекшеліктерімен шарттастырылған және жобалау әдістемесімен қабылданған құрылыстың сызықтық емес реакциясын есепке алу мақсатында, сызықтық есептеу нәтижесінде алынған күштерді азайту үшін жобалау кезінде қолданылатын коэффициент.

**1.5.18 Салмақ түсетін қабілеттілік бойынша жобалау әдісі** (capacity design method): Конструктивтік жүйедегі үлкен деформациялар кезіндегі энергияны диссипациялауға арналған элементтерді тиісті тәсілмен таңдайтын және құрастыратын жобалау әдісі, сол уақытта өзге де конструктивтік элементтер жұмысқа қабілетті калпында қалу үшін энергияны диссипирлеуге таңдалған элементтер жеткілікті беріктікке ие болуы.

**1.5.19 Диссипативтік энергия** (energy dissipation): Сейсмических тербелістің энергия шашырап таратылуы.

**1.5.20 Диссипативтік конструкция** (dissipative structure): Пластикалық гистерезистік тәртіп нәтижесінде және/немесе өзге де тетіктердің көмегі арқылы энергияны диссипациялауға қабілетті конструкция.

**1.5.21 Диссипативтік аймақтар** (dissipative zones): Энергия тәртібіне қабілеттілігі басты тәсілмен іске асырылатын диссипативтік конструкцияның алдан ала анықталған жергілікті учаскелері.

**1.5.22 Жауапкершілік коэффициенті** (importance factor): Құрылыстың істен шығу салдарын есепке алатын коэффициент.

**1.5.23 Референті мағына** (reference value): Ақиқаттық мағынаға деген ең әмпейлік қарастырылатын мағына.

**1.5.24 Диссипативтік емес құрылыс** (non-dissipative structure): Материалдың сызықтық емес тәртібі есепке алынбай, сейсмикалық есептік жағдайды анықту үшін жобаланған құрылыс.

**1.5.25 Пластикалық (ductility):** Серпімді емес деформацияның қиратылуысыз қабілеті.

**1.5.26 Пластикалық конструктивтік жүйе (ductile structural system):** Морт бұзылу нысандарының көрінісіңіз және ауытқу энергиясының елеусіз таралуымен сүйемелденетін, деформациялануы беріктіктің нақты шығынынсыз коллапсқа дейін жететін жүйе.

**1.5.27 Пластикалық деформациялар (plastic deformation):** Кернеудің өзгерінен туындаған және жұмсалған шығындардың әрекеті аяқталғаннан кейін (толық немесе ішінара) жоғалмайтын тұрақты дене деформациялары.

**1.5.28 Пластикалық шарнир (plastic hinge):** Болаттың пластикалық сатыда деформацияланатын шегіндегі элементтің қимасы немесе учаскесі.

**1.5.29 Қарсы тұрушылық (resistibility):** Конструкцияның немесе конструктивтік элементтің статикалық және динамикалық (сейсмикалық) жүктемелерге қарсы тұру қабілеттілігін сипаттаушы көрсеткіш.

**1.5.30 Екінші текті әсер (P-Δ әсер) (second order effect (P-Δ effect)):** Конструктивтік жүйеде оның геометриялық сұлбасының өзгеруіне байланысты пайда болған қосымша күштердің туындауына байланысты әсер.

## 1.6 Символдар

### 1.6.1 Жалпы мәліметтер

Осы құралда ҚР ҚН EN 1990 1.6, ҚР ҚН EN 1993-1-1 1.6-қосалқы тарауында және ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.5 келтірілген символдар қолданылады. Сонымен қатар «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 1.6 және «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 1.4 келтірілген символдар қолданылады.

1.6.2 сол құралдардың осы құралда неғұрлым көп қолданылған символдары, сондай-ақ ҚР ҚН EN 1998-1 6-тарауына сәйкес болат конструкциялардың сейсмикалық ықпалдарын есептеу кезінде қолданылатын қосымша символдар келтірілген.

### 1.6.2 Осы құралда қолданылатын символдар

$A_{Ed}$  – сейсмикалық ықпалдың есептік мәні ( $= \gamma_I \cdot A_{Ek}$ );

$A_{Ek}$  – қайталаушылықтың референттік кезеңіне арналған сейсмикалық ықпалдың сипаттамалық мәні;

$E_d$  – ықпалдар әсерінің есептік мәні;

$G$  – тұрақты ықпал;

$Q$  – ауыспалы ықпал;

$S_d(T)$  – реакцияны есептеу спектрі (серпімді есептеу үшін);

$S$  – топырақ жағдайының әсерін сипаттаушы коэффициент;

$T$  – бір дәрежелі еркіндіктің сызықтық жүйесінің ауытқу кезеңі;

$a_{gR}$  – IА тұрпатты топыраққа арналған референттік шындық үдеуі;

$a_g$  – IА тұрпатты топыраққа арналған есептік үдеуі;

$a_{vg}$  – тік бағыттағы топырақтың есептік үдеуі;

$g$  – еркін түсу үдеуі;

- $q$  – тәртіп коэффициенті;  
 $\gamma_1$  – жауапкершілік коэффициенті;  
 $\psi_{2,i}$  – ауыспалы ықпалдың  $i$  квазитұрақты мәніне арналған араласу коэффициенті;  
 $\psi_E$  – есептік сейсмикалық ықпалдың әсерін анықтау кезінде қолданылатын ауыспалы ықпалға  $i$  арналған араласу коэффициенті;  
 $E_E$  – сейсмикалық ықпалдың әсері;  
 $F_i$  – қабаттағы көлденең сейсмикалық күш  $i$ ;  
 $L_{\max}, L_{\min}$  – ортгоналдық бағыттардағы ғимараттың ең үлкен және ең кіші өлшемдері;  
 $T_1$  – ғимараттың негізгі тоны бойынша ауытқулар кезеңі;  
 $d_s$  – есептік сейсмикалық ықпалдан туындаған конструктивтік жүйе нүктесінің алмасуы;  
 $d_r$  – орташа көлденең алмасулардың  $d_s$  қарастырылатын қабаттың жоғарғы және төменгі аражабындарының айырмасы;  
 $d_{rs}$  – қабаттың есептік қисаюы;  
 $e_a$  – қабаттың номиналдық орналасуына қатысты салмағының оқыс эксцентриситеті;  
 $m_i$  –  $i$ -ші қабаттың салмағы;  
 $n$  – іргетастан жоғары немесе қатты жерасты бөлігінің үстіндегі қабаттар саны.  
 $q_d$  – алмасуға арналған тәртіп коэффициенті;  
 $\theta$  – қабаттың қисаю сезімталдығының коэффициенті;  
 $L$  – арқалықтың өткіні;  
 $M_{Ed}$  – сейсмикалық есептеу жағдайына сәйкес келетін есептік иілу моменті;  
 $M_{pl,RdA}$  – А элементінің соңындағы кедергінің пластикалық сәтінің есептік мәні (кедергілер);  
 $M_{pl,RdB}$  – В элементінің соңындағы кедергінің пластикалық сәтінің есептік мәні (кедергілер);  
 $N_{Ed}$  – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін есептік өзектік күш;  
 $N_{Ed,E}$  – тек қана есептік сейсмикалық ықпалға сәйкес келетін өзектік күш;  
 $N_{Ed,G}$  – сейсмикалық есептік жағдайға арналған ықпалдардың араласуына енгізілген сейсмикалық емес ықпалдарға сәйкес келетін өзектік күш;  
 $N_{pl,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес элементтің толық көлденең қиманың пластикалық кедергісінің есептік мәні;  
 $N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  – сейсмикалық есептік жағдайдағы  $M_{Ed}$  иілу моменті мен көлденең күштің  $V_{Ed}$  өзара іс-қимылын назарға ала отырып, ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес колоннаның өзектік кедергісі мен диагоналының мәні;  
 $R_d$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес қосылыстардың кедергісі;  
 $R_{fy}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 анықталғандай, қосылған диссипативтік элементтер материалының аққыштық шегінің есептік мәніне негізделген пластикалық кедергі (салмақ түсетін қабілеттілігі);  
 $V_{Ed}$  – сейсмикалық есептік жағдайға сәйкес келетін көлденең күштің есептік мәні;  
 $V_{Ed,G}$  – сейсмикалық есептік жағдайға арналған ықпалдарды араластыруға енгізілген сейсмикалық емес ықпалға сәйкес келетін көлденең күш ;  
 $V_{Ed,M}$  – арқылықтың екі шетінде кедергінің пластикалық сәттерінің туындауы салдарынан болатын көлденең күш;  
 $V_{pl,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес элементтің ығысу кедергісінің есептік мәні;

$V_{wp,Ed}$  – есептік сейсмикалық жағдай әсерінің салдарынан болатын панель қабырғасындағы есептік көлденең күш;

$V_{wp,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес панель ығысуының есептік кедергісі;

$e$  – сейсмикаға қарсы звеноның ұзындығы;

$f_y$  – болаттың аққыштығының номиналдық шегі;

$f_{y,max}$  – болат аққыштығы шегінің максималды рауалы мәні;

$t_w$  – сейсмикаға қарсы звено қабырғасының қалыңдығы;

$t_f$  – сейсмикаға қарсы звено сөресінің қалыңдығы;

$\Omega$  – шоғырланған немесе эксцентрлік байланыстары бар қаңқалардағы диссипативті емес элементтерді жобалауға арналған және есептік сейсмикалық ықпалды ескере отырып орындалған есептеу нәтижелері бойынша алынған өзектік күшке ( $N_E$ ,  $M_E$ ,  $V_E$ ) арналған коэффициент;

$\alpha$  – сейсмикаға қарсы звеноның бір шетіндегі кіші есептік иілу моментінің  $M_{Ed,A}$  пластикалық шарнир қалыптасатын сейсмикаға қарсы звеноның екінші шетіндегі үлкен иілу моментіне  $M_{Ed,B}$  қатынасы, моменттердің екеуі де абсолюттік мәнде қабылданады;

$\alpha_1$  – конструктивтік жүйеде бірінші пластикалық шарнирді қалыптастыру кезінде көлденең есептік сейсмикалық ықпалға қойылатын көтеру коэффициенті;

$\alpha_u$  – конструктивтік жүйеде жалпы пластикалық механизмді қалыптастыру кезінде көлденең есептік сейсмикалық ықпалға қойылатын көтеру коэффициенті;

$\gamma_M$  – материалдың қасиетіне арналған жеке коэффициент;

$\gamma_{ov}$  – материал беріктігі резервінің коэффициенті;

$\delta$  – арқалықтың шетіндегі арқалық өзегіне қатысты өткіннің орта бөлігіндегі арқалықтың майысуы (4.2-сур.қар.);

$\gamma_{pb}$  – байланыс бекітілген арқалыққа сейсмикалық ықпалдың теңгерілмеген әсерін бағалауға арналған V-тәріздес байланыстар элементін сығылу кезіндегі аққыштық кедергісінің есептік мәніне  $N_{pl,Rd}$  қойылатын коэффициент;

$\gamma_s$  – болатқа арналған жеке коэффициент;

$\theta_p$  – пластикалық шарнир аймағының айналу қабілеттілігі (пластикалық шарнир саласындағы қима бұрылысының шекті бұрышы);

$\bar{\lambda}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 бойынша анықталған элементтің шартты (өлшемсіз) иілгіштігі.

## 1.7 Элементтердің осьтерінің шартты белгілері

Элемент осьтерінің шартты белгілері мынадай:

$x - x$  – элементтің бойлық осі;  $y - y$  – элементтің көлденең осі;  $z - z$  – элементтің көлденең осі.

Болат элементтердің көлденең осьтері үшін қолданылатын шартты белгілер:

а) ортақ жағдайда:

–  $y - y$  – параллель сөрелерге көлденең қиманың осі;

–  $z - z$  – перпендикуляр сөрелерге көлденең қиманың осі;

б) бұрыштық профиль үшін:

–  $y - y$  – кіші қабырғаға параллель қиманың осі;

- $z - z$  – кіші қабырғаға перпендикуляр қиманың осі;
- в) қажетті жағдайларда:
  - $u - u$  – негізгі басты ось ( $y - y$  осіне сәйкес келмейді);
  - $v - v$  – екінші дәрежелі басты ось ( $z - z$  осіне сәйкес келмейді).

Илемдік профильдердің өлшемдері мен осьтерін белгілеу үшін қолданылатын символдар 1.1-суретте көрсетілген.

Құралда келтірілген теңеулерде моментті белгілеу индексін моменттің қолданылуына қарай ось белгілейді.

ЕСКЕРТУ Осы құралда  $y - y$  және  $z - z$  сияқты белгіленетін, сондай-ақ  $u - u$  және  $v - v$  сияқты белгіленетін бұрыштар сияқты қималар үшін басты осьтерге қатысты қималардың геометриялық сипаттамалары қолданылады.

### 1.8 СИ бірліктерінің халықаралық жүйесі

Құралда ISO 1000 сәйкес СИ бірліктері қолданылады.

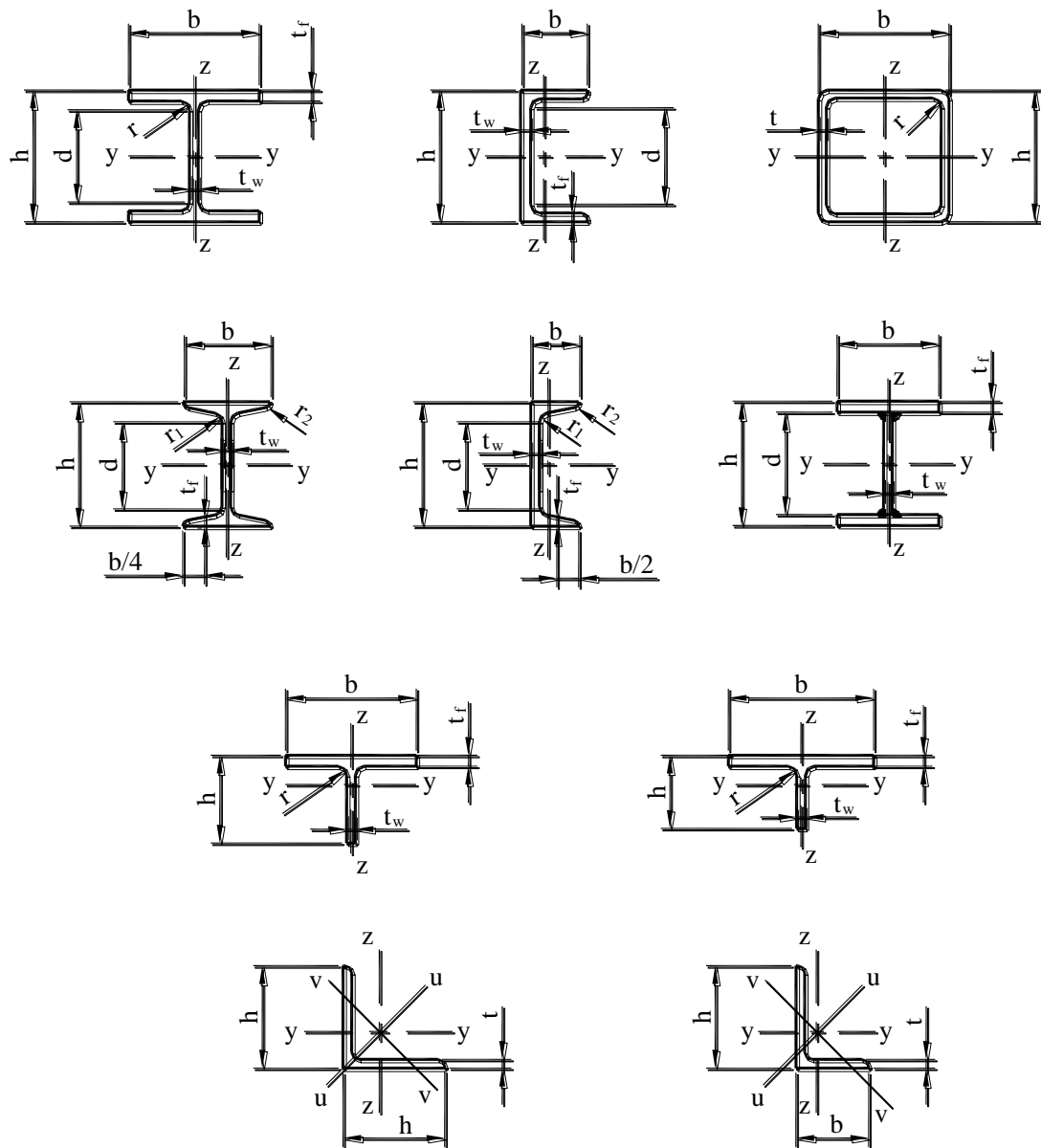
Есептеп шығару кезінде төмендегідей өлшем бірліктерін қолдану ұсынылады:

- күштер мен жүктемелер: кН, кН/м, кН/м<sup>2</sup>;
- сыбағалы масса: кг/м<sup>3</sup>, т/м<sup>3</sup>;

Құралда ISO 1000 сәйкес СИ бірліктері қолданылады.

Есептеп шығару кезінде төмендегідей өлшем бірліктерін қолдану ұсынылады:

- |                                 |  |
|---------------------------------|--|
| – күштер мен жүктемелер:        | кН, кН/м, кН/м <sup>2</sup> ;  |
| – сыбағалы масса:               | кг/м <sup>3</sup> , т/м <sup>3</sup> ;   |
| – масса:                        | кг, т;   |
| – сыбағалы салмақ:              | кН/м <sup>3</sup> ;  |
| – кернеу және беріктік:         | Н/мм <sup>2</sup> (= МН/м <sup>2</sup> немесе МПа), кН/м <sup>2</sup> (= кПа); |
| – моменттер (иілгіш және т.б.): | кН·м;  |
| – үдеу:                         | м/с <sup>2</sup> ( $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ).                                 |



1.1-сурет Размеры и оси сечений

## 2 БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛЫ ҒИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ

### 2.1 Жалпы мәліметтер

#### 2.1.1 Жобалау тұжырымдамалары

2.1.1.1 [6.1.1(1)P] Болат конструкциялы ғимараттарды жобалау кезінде ҚР ҚН EN 1993 келтірілген қағидаларды басшылыққа алған жөн. Осы құралда келтірілген қағидаларды ҚР ҚН EN 1993 қағидаларына қосымша қолданған жөн.

2.1.1.2 [6.1.2(1)P] Сейсмикалық төзімді болат конструкциялы ғимараттарды төмендегі тұжырымдамалардың біріне сәйкес жобалаған жөн (2.1 кестені қар.):

- а) тұжырымдамасы: Төмен диссипативті конструктивтік тәртіп;
- б) тұжырымдамасы: Диссипативті конструктивтік тәртіп.

**2.1 – кесте. Жобалау тұжырымдамалары, иілімділіктің конструктивтік сыныптары және тәртіп коэффициенттері референттік мәндерінің жоғарғы шектері**

Жобалау тұжырымдамалары	Иілімділіктің конструктивтік сыныбы	Тәртіп коэффициентінің референттік мәндерінің диапазоны $q$
а) тұжырымдамасы: Төмен диссипативті конструктивтік тәртіп	DCL (төмен)	$\leq 1,5 - 2$
б) тұжырымдамасы: Диссипативті конструктивтік тәртіп	DCM (орташа)	$\leq 4$ сондай-ақ 2.5.-кестедегі мәндермен шектеледі
	DCH (жоғары)	Тек қана 2.5.-кестедегі мәндермен шектеледі
ЕСКЕРТУ 2.1.-кестедегі диапазон шегіндегі төмен диссипативті тәртіпке арналған жоғары шекке жазылған мән $q$ Ұлттық қосымшаға сәйкес 1,5-ға тең деп қабылдауға ұсыныс жасалынады.		

2.1.1.2 [6.1.2(2)P] а) тұжырымдамасында ықпалдар әсерін материалдардың нақты сызықтық емес тәртібін назарға алмай-ақ, ортақ серпінді есептеу негізінде анықтауға рұқсат беріледі. «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 3.3.2.5 сәйкес анықталатын есептеу спектрін пайдалану кезінде тәртіп коэффициентінің референттік мәнінің жоғарғы шегі  $q$  1,5-тен 2,0 дейін қабылдануы мүмкін (2.1-кестедегі Ескертуді қар.). Орташа реттелмеген Биіктігі бойынша реттелмеген ғимараттар үшін тәртіп коэффициентін  $q$  ҚР ҚН EN 1998-1 4.2.3.1 (7) сәйкес түзеткен жөн, бірақ 1,5 кем болмайтындай қабылдануы тиіс.

2.1.1.3 [6.1.2(3)] а) тұжырымдамасында егер референттік мәнің жоғарғы шегі  $q$  1,5 артық қабылданатын болса, онда ғимараттың бастапқы элементтері көлденең қиманың 1, 2 немесе 3 сыныптарынан болуы тиіс.

2.1.1.4 [6.1.2(4)] а) тұжырымдамасында элементтер мен қосылыстардың кедергісін ҚР ҚН EN 1993 сәйкес қандай да бір қосымша талаптарсыз анықтаған жөн. Сейсмикалық оқшауландырылған болып табылмайтын ғимараттар үшін (ҚР ҚН EN 1998-1 10-тарауын қар.), сейсмикалылығы төмен болған жағдайда ғана а) тұжырымдамасына сәйкес жобалау ұсынылады. «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 3.3.1.3 сәйкес, сейсмикалылығы төмен жағдай ретінде  $a_g \cdot S$  көбейтіндісі  $0,1g$  ( $0,98 \text{ м/с}^2$ ) аспайтын жағдайларды қарастырған жөн.

2.1.1.5 [6.1.2(5)P] б) тұжырымдамасында құрылыс бөліктерінің (диссипативтік аймақтардың) серпінді тәртібінің арқасында сейсмикалық ықпалға қарсы тұру қабілеттілігін назарға алған жөн. «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» құралының 3.3.2.5 бойынша анықталатын есептеу спектрін қолдану кезінде, төмен диссипативті конструктивтік тәртіпке арналған тәртіп коэффициентінің есептік мәні  $q$  2.1-кестеде және и 2.1-кестенің

Ескертуінде белгіленген жоғарғы шекті мәннен артық қабылдануы мүмкін. Коэффициенттің жоғарғы шекті мәні  $q$  конструктивтік жүйенің иілімділік сыныбы мен тұрпатына тәуелді (2.3 қар.). Егер б) тұжырымдамасы қабылданатын болса, 2.2 - 2.4 және 3 - 8 тарауларда келтірілген талаптарды орындаған жөн.

2.1.1.6 [6.1.2(6)P] Жобалау б) тұжырымдамасына сәйкес орындалатын құрылыстар DCM немесе DCH иілімділігінің конструктивтік сыныптарына сәйкес келуі тиіс. Бұл сыныптар пластикалық тетіктердегі энергияны диссипирлеу құрылыстарының жоғары қабілеттілігіне сәйкес келеді. Иілімділік сыныбына қарай, бір немесе одан көп мынадай аспектілерге: болат профильдер сыныбына және бұрылу қосылыстарының қабілеттілігіне жататын арнайы талаптар орындалуы тиіс.

### **2.1.2 Қауіпсіздіктерді тексеру**

2.1.2.1 [6.1.3(1)P] Қатерлі өтпелі жағдайларды тексеру кезінде, болатқа арналған жеке коэффициент  $\gamma_s = \gamma_M$  циклдық өзгерістердің салдарынан беріктіктің төмендеуі мүмкін екендігін ескеру қажет.

1 ЕСКЕРТУ Жергілікті иілімділік салдарынан, оның төмендегеннен кейінгі қалдық беріктігі мен бастапқы беріктігінің арасындағы қатынастың шамамен апаттық және негізгі жүктеме комбинацияларына арналған мәндердің  $\gamma_M$  арасындағы қатынасқа тең екенін болжай отырып, тұрақты және ауыспалы есептік жағдайлар үшін қабылданған жеке коэффициентті  $\gamma_s$  қолдану ұсынылады.

2 ЕСКЕРТУ  $\gamma_M$  жеке коэффициенттерінің белгісі 2.1.2.3 келтірілген.

2.1.2.2 [6.1.3(2)]  $3 \div 6$  бөлімдерде көрсетілген есептік салмақ түсетін қабілеттілікті тексеру кезінде, болаттың аққыштық нақты шегінің аққыштықтың номиналды шегіне қарағанда жоғары болуының сенімділігіне қарай материал беріктігі резервінің коэффициентімен  $\gamma_{ov}$  ескеру қажет (2.2.2 қар.).

2.1.2.3 [6.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Әр түрлі сипаттамалық мәндерге қойылатын салмақ түсетін қабілеттіліктің (кедергінің) есептік мәндерін анықтау үшін қауіпсіздіктің төмендегі:

- сыныбына қарамастан, көлденең қималардың беріктігі бойынша салмақ түсетін қабілеттілігінің –  $\gamma_{M0}$ ;
- элементтің төзімділігі бойынша салмақ түсетін қабілеттілігінің –  $\gamma_{M1}$ ;
- болаттың уақытша кедергісін қолдану арқылы анықталатын көлденең қималардың беріктігі бойынша салмақ түсетін қабілеттілігінің –  $\gamma_{M2}$ ;
- қосылыстардың салмақ түсетін қабілеттілігінің – коэффициенттерін  $\gamma_M$  қолданады, ҚР ҚН EN 1993-1-8 қар.

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN 1993-1-1 Ұлттық Қосымшасында анықталған ғимараттарға арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенттері  $\gamma_{Mi}$  төмендегідей:

$$\gamma_{M0} = 1,00; \gamma_{M1} = 1,00; \gamma_{M2} = 1,25.$$

### **2.2 Материалдар**



### 2.2.1 Конструкциялық болат

2.2.1.1 Осы құралда келтірілген нұсқауларға арналған конструкциялық болат үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 [6.2(1)P] 3.1.-кестесіне сәйкес келетін 2.2-кестеде келтірілген стандарттарға сәйкес келуі тиіс. ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.1 сәйкес, есептеулерді орындау кезінде, 2.2.-кестеде келтірілген материалдардың қасиеттері параметрлерінің номиналдық мәндерін сипаттамалық ретінде қабылдаған жөн.

**2.2 – кесте Ыстықтай иленген конструкциялық болаттың аққыштық шегінің  $f_y$  және уақытша созылу кедергісінің  $f_u$  номиналдық мәндері**

Болаттың стандарты және таңбасы	Элементтің номиналдық қалыңдығы			
	$t \leq 40$ мм		$40 \text{ мм} < t \leq 80$ мм	
	$f_y, \text{ Н/мм}^2$	$f_u, \text{ Н/мм}^2$	$f_y, \text{ Н/мм}^2$	$f_u, \text{ Н/мм}^2$
<b>EN 10025-2</b> S 235 S 275 S 355 S 450	235 275 355 440	360 430 490 550	215 255 335 410	360 410 470 550
<b>EN 10025-3</b> S 275 N/NL S 355 N/NL S 420 N/NL S 460 N/NL	275 355 420 460	390 490 520 540	255 335 390 430	370 470 520 540
<b>EN 10025-4</b> S 275 M/ML S 355 M/ML S 420 M/ML S 460 M/ML	275 355 420 460	370 470 520 540	255 335 390 430	360 450 500 530
<b>EN 10025-5</b> S 235 W S 355 W	235 355	360 490	215 335	340 490
<b>EN 10025-6</b> S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

**2.2 – кесте. Ыстықтай иленген конструкциялық болаттың аққыштық шегінің  $f_y$  және уақытша созылу кедергісінің  $f_u$  номиналдық мәндері (жалғасы)**

Болаттың стандарты және таңбасы	Элементтің номиналдық қалыңдығы			
	$t \leq 40$ мм		$40 \text{ мм} < t \leq 80$ мм	
	$f_y, \text{Н/мм}^2$	$f_u, \text{Н/мм}^2$	$f_y, \text{Н/мм}^2$	$f_u, \text{Н/мм}^2$
<b>EN 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S355 NH/NLH	355	490	335	470
S420 NH/NLH	420	540	390	520
S460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>EN 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

1 ЕСКЕРТУ EN 10025 стандарты конструкциялық жалаңаш профильдер мен құбырлардан басқа, ыстықтай иленген конструкциялық болаттан жасалған тегіс және ұзынөлшемді өнімдерді жеткізуге қойылатын техникалық шарттарды анықтайды.

2 ЕСКЕРТУ EN 10210-1 стандарты дөңгелек, шаршы және тіктөртбұрыштықималарды ыстықтай қалыптау әдісімен дайындалған жалаңаш конструкциялық профильдерді жеткізуге қойылатын техникалық шарттарды белгілейді және кейін термоөндеуден өткізілетін және онсыз ыстықтай қалыптау әдісімен дайындалған жалаңаш профильдерге, сондай-ақ ыстықтай қалыптау әдісімен дайындалған бұйымдардың қасиеттеріне теңелетін металлургиялық қасиеттерді қамтамасыз ету үшін дайындалғаннан кейін термоөндеуден өткізілетін суықтай қалыптау әдісімен дайындалған жалаңаш профильдерге қолданылады.

3 ЕСКЕРТУ EN 10219-1 стандарты дөңгелек, шаршы және тіктөртбұрыштықималарды суықтай қалыптау әдісімен дайындалған жалаңаш пісірілетін конструкциялық профильдерді жеткізуге қойылатын техникалық шарттарды белгілейді және кейін термоөндеуден өткізусіз суықтай қалыптау әдісімен дайындалған жалаңаш профильдерге қолданылады.

4 ЕСКЕРТУ 2.2-кестеде келтірілген болаттардың белгілері:

- 1) конструкциялық болатты белгілейтін - S символынан;
- 2) МПа ( $\text{Н/мм}^2$ ) алғанда аққыштықтың берілген ең кіші шегінен;
- 3) піспектеу арқылы қалыпқа келтірілгеннен кейінгі және илемді қалыпқа келтіруші жағдайдағы болатты белгілеуге арналған - N символынан;
- 4) термомеханикалық өндеуден кейінгі жағдайдағы болатты белгілеуге арналған - M символынан;
- 5)  $50^\circ$  температура кезінде соққылы беріктіктің белгіленген мәні бар болаттың сапасын белгілеуге арналған - L символынан, L болмағанда  $-20^\circ$  төмен болмайтын температурада;
- 6) тұйық (жалаңаш) профильді белгілеуге арналған - H символынан;
- 7) атмосфералық тоттануға қарсы төзімділігін белгілеуге арналған - W символынан;
- 8) жіберілгеннен кейінгі жағдайдағы шындалған болатты белгілеуге арналған - Q символынан тұрады.

5 ЕСКЕРТУ EN 10025-2 стандартында болаттың қасиеттері параметрлерінің мәндері 16 мм дейінгі

және 16 мм -ден 40 мм-ге дейінгі қалыңдық үшін келтіріледі.

2.2.1.2 Конструкциялық болатқа арналған аққыштық шегі  $f_y$  мен уақытша кедергінің  $f_u$  номиналдық мәндері тең қабылданады:

- а)  $f_y = R_{ch}$  и  $f_u = R_m$  тікелей илем стандарты бойынша, немесе;
- б) осы құралдың 2.2.-кестесі бойынша [3.2.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

2.2.1.3 Болат иілімділік талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Болаттардың ең аз иілімділігі келесі шамалардың шекті мәндерімен бейнеленуі тиіс:

–  $f_u/f_y$  – уақытша созылу кедергісінің  $f_u$  ең аз мәнінің аққыштық шегінің  $f_y$  ең аз мәніне қатынасы;

– ұзындығы  $5,65 \sqrt{A_0}$  үлгісінің үзілгеннен кейінгі салыстырмалы ұзаруы (мұндағы  $A_0$  – көлденең қиманың бастапқы ауданы);

– уақытша кедергіге сәйкес келетін  $f_u$  шекті өзгеріс  $\varepsilon_u$ .

ЕСКЕРТУ Ұлттық Қосымшада ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес үзілу кезіндегі салыстырмалы ұзарудың  $f_u/f_y$  және шекті өзгерістің  $\varepsilon_u$  төмендегідей шекті мәндері қабылданған:

- $f_u/f_y > 1,10$ ;
- үзілуден кейінгі салыстырмалы ұзару 15 % кем емес;
- $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$ , мұндағы  $\varepsilon_y$  – серпінді өзгеріс ( $\varepsilon_y = f_y/E$ ).

2.2-кестеде келтірілген болат таңбаларының біреуіне сәйкес келетін болат бұл талаптарды қанағаттандыруы тиіс [3.2.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

2.2.1.4 Морт бұзылу. Болат пайдаланудың ең төменгі температурасының өзінде созылған элементтерінің морт бұзылуын болдырмас үшін, жеткілікті дәрежеде құрылыс қызметінің есептік мерзімінде соққылы тұтқырлыққа ие болуы тиіс .

Егер ҚР ҚН EN 1993-1-10 келтірілген шарттар ең төменгі температурада орындалатын болса, онда морт бұзылу есепке алынатын элементтің беріктігін тексеру талап етілмейді.

Сығылуға жұмыс істейтін элементтерге арналған соққылы тұтқырлықтың ең төменгі мәнін  $\sigma_{Ed} = 0,25 \cdot f_y(t)$  [3.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1] үшін ҚР ҚН EN 1993-1-10 2.1.-кестесі бойынша қабылдау ұсынылады.

2.2.1.5 Илем қалыңдығының бағытындағы болаттың қасиеттері. Егер ҚР ҚН EN 1993-1-10 нсәйкес илем қалыңдығының бағытындағы жақсартылған қасиеттері бар болатты пайдалану қажет болса, онда EN 10164 бойынша талап етілетін сапа сыныбына сәйкес болатты қолданған жөн.

1 ЕСКЕРТУ Илем қалыңдығының бағытындағы болаттың қасиеттерін таңдау бойынша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-10 келтіріледі.

2 ЕСКЕРТУ Қалыңдық бағытында созылуға жұмыс істейтін ернеметтік қосылыстардың беттеріне, арқылықтар мен колонналардың жіктеріне ерекше назар аудару қажет.

3 ЕСКЕРТУ Егер мәндер  $Z_{Ed}$  определены в соответствии с Пунктом ҚР ҚН EN 1993-1-10 3.2(2) сәйкес анықталса, онда болат сапасының қажетті сыныбын EN 10164 сәйкес 2.3.-кесте бойынша анықтаған жөн [3.2.4 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

## 2.3 – кесте. EN 10164 сәйкес сапа сыныбын таңдау

ҚР ҚН EN 1993-1-10 бойынша берілген мәні $Z_{Ed}$	EN 10164 Z-есептік шамасы арқылы бейнеленетін, талап етілетін мән $Z_{Rd}$
$Z_{Ed} \leq 10$	–
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$Z_{Ed} > 30$	Z35

2.2.1.6 Құралда келтірілген конструкциялық болаттар үшін, есептеу кезінде материалдың физикалық сипаттамаларының төмендегідей мәндерін қабылдау қажет:

– серпімділік модулі  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ ;

– ығысу модулі  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2$ ;

– серпімді сатыдағы Пуассон коэффициенті  $\nu = 0,3$ ;

– сызықтық термиялық кеңейту коэффициенті  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$  (при  $T < 100^\circ\text{C}$ ) [3.2.6 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

2.2.1.7 Конструкциялық болаттарға қойылатын талаптар мен олардың салқиндай қалыпталған элементтерінің сипаттамаларын ҚР ҚН EN 1993-1-3 қар.

## 2.2.2 Сейсмикалық ықпалды есептеу кезінде конструкциялық болатқа қойылатын талаптар

2.2.2.1 [6.2(2)P] Құрылыстағы материалдардың аққыштық шегі және соққылы тұтқырлық сияқты қасиеттерін бөлу олар қарастырылатын жоба бойынша диссипативтік аймақтар қалыптасатындай болуы тиіс.

ЕСКЕРТУ Диссипативтік аймақтардағы жер сілкіну кезіндегі аққыштық қалған аймақтарға қарағанда, серпімді өзгерістер диапазонының шегінен бұрын шығады деп болжанады.

2.2.2.2 [6.2(3)] 2.2.2.1 талабы егер диссипативтік аймақтардағы болаттың аққыштық шегі мен конструкциялардың есебі келесі шарттары жағдайларының біріне сәйкес келетін болса, қанағаттандырылуы мүмкін:

а) диссипативтік аймақтардағы болаттың аққыштық шегінің жоғары мәні ең жоғары рауалы мәні  $f_{y,max}$  мынау теңсіздікті қанағаттандырады: формула:  $f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov} f_y$ ,

мұндағы  $\gamma_{ov}$  – есептеуде қолданылатын беріктік материалдың резервінің коэффициенті;

$f_y$  – болаттың осы таңбасы үшін белгіленген аққыштықтың номиналдық шегі.

1 ЕСКЕРТУ Ұлттық қосымшаға сәйкес, беріктік резерві коэффициентінің мәні  $\gamma_{ov} = 1,25$  болып қабылданған.

2 ЕСКЕРТУ S235 сыныпты болатқа арналған және мәні  $\gamma_{ov} = 1,25$  бұл әдіс ең жоғары  $f_{y,max} = 323 \text{ Н/мм}^2$  мәнді береді.

б) конструкцияларды жобалау болаттың бір таңбасы мен аққыштықтың номиналдық шегі  $f_y$  негізінде диссипативтік аймақта да, диссипативтік емес аймақта да орындалады; ең жоғары рауалы мәні  $f_{y,max}$  диссипативтік аймақтардың болаттары үшін анықталады; диссипативтік емес аймақтарға арналған болаттардың және желілік қосылыстардың номиналдық мәні  $f_y$  диссипативтік аймақтардағы аққыштық шегінің жоғары мәнінен  $f_{y,max}$  асады.

ЕСКЕРТУ Бұл шарт, әдетте, диссипативтік элементтер мен диссипативтік емес қосылыстарға арналған S355 таңбалы болаттарды (жобаланған S235 таңбалы болаттың негізінде  $f_y$ ), және диссипативтік элементтер мен жоғарғы аққыштық шегі  $f_{y,max} = 355 \text{ Н/мм}^2$  дейін шектелген қосылыстарға арналған S235 таңбалы болаттарды пайдалануға әкеледі.

в) әрбір диссипативтік аймақтағы болаттың нақты аққыштық шегі  $f_{y,act}$  өлшемдер нәтижесі бойынша анықталады, ал беріктік резервінің коэффициенті әрбір диссипативтік аймақ үшін  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$  ретінде есептеледі, мұндағы  $f_y$  - диссипативтік аймақтағы болаттың номиналды аққыштық шегі.

ЕСКЕРТУ Бұл шарт белгілі болаттар қоймадағы бұйымдардың ассортиментінен алынған кезде немесе қолданыстағы ғимараттарды бағалау үшін, я болмаса, конструкцияны дайындар алдында орындалған, өлшемдерімен расталған ағымдық шегі бойынша қабылданған қауіпсіз қателіктерді есептеу жағдайларында қолданылады.

2.2.2.3 [6.2(4)] Егер 2.2.2.2 б) шарттары қанағаттандырылса, онда 3 ÷ 6 тарауларда келтірілген конструктивтік элементтерді есептік тексерулер кезінде, беріктік резервінің коэффициентін  $\gamma_{ov}$  1,00 тең деп алуға болады. Желілік қосылыстарды тексеру кезінде, (3.1) теңеуіндегі беріктік резерві коэффициентінің мәні  $\gamma_{ov}$  2.2.2.2 а) көрсетілгендей қабылданады.

2.2.2.4 [6.2(5)] Егер 2.2.2.2 в) шарттары орындалса, онда беріктік резервінің коэффициенті  $\gamma_{ov}$  3 ÷ 6 тарауларда көрсетілген тексеруге арналған мәндердің  $\gamma_{ov,act}$  ең үлкен мәні қабылдануы тиіс. .

2.2.2.5 [6.2(6)P] Диссипативтік аймақтар үшін, 2.2.2.2 шарттарын қадағалау кезінде қабылданған аққыштық шегінің мәні  $f_{y,max}$  сызбаларда анықталуы және белгіленуі тиіс.

2.2.2.6 [6.2(7)] Болаттар мен пісіру жіктерінің соққылы тұтқырлығы пайдалану температурасының квазитұрақты мәні бар сейсмикалық ықпалдарға арналған талаптарға сәйкес келуі тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-10 қар.).

Болаттар мен пісіру жіктерінің талап етілетін соққылы тұтқырлығы, сондай-ақ сейсмикалық ықпалмен үйлестіру үшін қабылданған ең төмен пайдалану температурасы жобада анықталуы тиіс.

2.2.2.7 [6.2(10)P] Материалдардың қасиеттерін бақылау 8-тарауға сәйкес жүзеге асырылуы тиіс.

## 2.2.3 Қосылыстар

2.2.3.1 Бұрамаларға, бұрандаларға және тығырықтарға қойылатын сипаттамалар мен талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-8 нұсқауларына сәйкес қабылданады. Бұрамалар, бұрандалар және тығырықтар 4 және 7 топтардың сілтемелік стандарттарында келтірілген талаптарға сәйкес келуі тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.4 және 1.2.7 қар.).

Бұрамалардың аққыштық шегінің  $f_{yb}$  және уақытша созылу кедергісінің  $f_{ub}$  мәндері 2.4 – кестеде келтірілген. Бұл мәндерді есептеулерді орындау кезінде сипатамалық мәндер ретінде қабылдаған жөн [3.1.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8].

**2.4 – кесте. Бұрамалардың аққыштық шегінің  $f_{yb}$  және уақытша созылу кедергісінің  $f_{ub}$  номиналдық мәндері**

Беріктік сыныбы	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ , Н/мм <sup>2</sup>	400	400	500	500	600	800	1000

2.2.3.2 [6.2(9)] Сейсмикалық ықпалдар кезіндегі алғашқы элементтердің бұрамалы қосылыстарында 8.8 және 10.9 сыныпты беріктігі жоғары бұрамаларды пайдаланған жөн.

2.2.3.3 Беріктігі жоғары бұрамалар ретінде (бастапқы тартылуымен) конструкцияларды дайындау кезіндегі талаптарды қоса алғанда, бақылау тартылысы бар беріктігі жоғары бұрамаларға арналған 4-топтың сілтемелік стандарттарының талаптарына сәйкес келетін беріктік сыныптарының бұрандамалары ғана қолданылады, беріктігі 8.8 және 10.9 сыныпты бұрамаларды ғана пайдалануға болады. [3.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-8].

2.2.3.4 Іргетас материалдары үшін мынадай материалдар қолданылуы мүмкін:

– сілтемелік стандарттар бойынша таңбалардың 1-тобының болаттары (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.1 қар.);

– сілтемелік стандарттар бойынша таңбалардың 4-тобының болаттары (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.4 қар.);

– іргетастық бұрамалармен жұмыс істеу кезінде аққыштық шегінің номиналдық мәні 640 Н/мм<sup>2</sup>, ал қалған жағдайларда - 900 Н/мм<sup>2</sup> аспаған жағдайда, EN 10080 бойынша беріктігі жоғары арматуралық өзекшелер үшін қолданылатын таңбалардың болаттары [ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.3-т.].

2.2.3.5 Пісіру қосылыстарына арналған барлық материалдар сілтемелік-стандарттардағы 5-топта келтірілген талаптарға сәйкес келуі тиіс. (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.5 қар.).

Аққыштық шегінің, уақытша созылу кедергісінің және үзілу кезіндегі салыстармалы ұзару мәндері және V-тәріздес ойығы бар үлгі үшін Шарпи бойынша металл жігінің соққылық тұтқырлығының ең кіші мәні негізгі металл үшін белгіленген мәндермен баламалас немесе одан жоғары болуы тиіс.

ЕСКЕРТУ Ортақ жағдайда қолданылатын болаттың таңбасынан жоғары электродты пайдаланған артық.

2.2.3.6 Әдетте, егер өзге жай қарастырылмаса, пісіру қосылыстары үшін EN ISO 25817 сәйкес С сапасының деңгейі талап етіледі. Пісіру жіктерінің бақылау жиілігін EN 1090-2 сәйкес белгілеу қажет. Пісіру жіктері сапасының деңгейін EN ISO 25817 бойынша белгілеген жөн. Шаршау жүктемесіне ұшыраған конструкциялардағы пісіру жіктері

сапасының деңгейін ҚР ҚН EN 1993-1-9 бойынша белгілеген жөн.

Болат табақтардың қабатталуын болдырмаған жөн. Болат табақтардың қабатталуының алдына алу жөніндегі нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-10 келтірілген.

## 2.3 Қаңқалардың конструктивтік тұрпаттары және тәртіп коэффициенттері

### 2.3.1 Конструктивтік тұрпаттар

2.3.1.1 [6.3.1(1)P] Сейсмикалық ықпалдарға қарсы тұру кезінде алғашқы конструктивтік элементтердің тәртібіне қарай болат конструктивті ғимараттарды төмендегі конструктивтік тұрпаттардың біріне жатқызған жөн (2.1 ÷ 2.8 суреттерді қар.):

а) Моменттік жақтаулы қаңқалар, онда майысуға басым жұмыс істейтін элементтер арқылы көлденең күштерге кедергіні жүзеге асырады.

б) Шоғырланған байланыстары бар қаңқалар, онда осьтік күштерге ұшыраған басым элементтер көлденең күштерге кедергі келтіреді.

в) Эксцентрлік байланыстары бар қаңқалар, онда осьтік жүктеулерге ұшыраған басым элементтер көлденең күштерге кедергі келтіреді, бірақ эксцентриситеті сейсмикаға қарсы звенолардағы энергиясы циклдың майысу, я болмаса циклдық ығысу арқылы диссипирленуі мүмкін болатындай жағдайда орналасқан.

г) Аударылған маятник тұрпатындағы конструктивтік жүйелер, онда массаның 50 % немесе одан артық бөлігі конструктивтік жүйе немесе имараттардың үштен бір бөлігіндей биіктікте орналасады, ондағы диссипативтік аймақтар колонналардың негіздемелерінде орналасқан.

д) Бетонды ұяшықтары немесе бетонды қабырғалары бар конструктивтік жүйелер, онда көлденең күштерге ұяшықтар немесе қабырғалар басым кедергі келтіреді.

е) Шоғырландырылған байланыстармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар.

ж) Толтырулармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар.

2.3.1.2 [6.3.1(2)] Моменттік жақтаулы қаңқалардағы диссипативтік аймақтар басты негізде арқалықтардағы немесе колонналы арқалықтардың қосылу желілеріндегі иілгіш шарнирлерде энергия циклдық майысу арқылы диссипирленетіндей тәртіпте орналастырылуы тиіс. Диссипативтік аймақтар, сондай-ақ, колонналардағы:

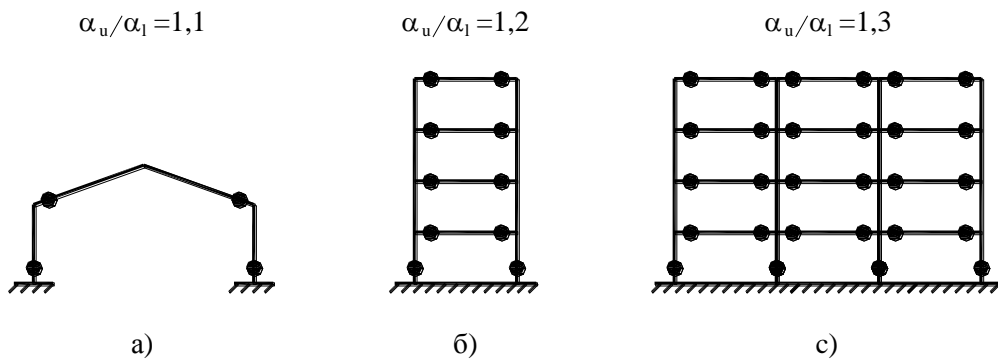
- жақтау негіздемесінде (колонналар базасында);
- көпқабатты ғимараттардағы жоғарғы қабат колонналарының жоғарғы учаскесінде;
- колонналардағы  $N_{Ed}$  мәні  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$  теңсіздігіне сәйкес келетін бір қабатты ғимараттардағы колонналардың негізінде және жоғарғы учаскесінде орналастырылуы мүмкін.

2.3.1.3 [6.3.1(3)] Шоғырландырылған байланыстары бар қаңқалардағы диссипативтік аймақтар басты негізде созылған созылған байланыстарда диагоналар бойынша орналасуы тиіс.

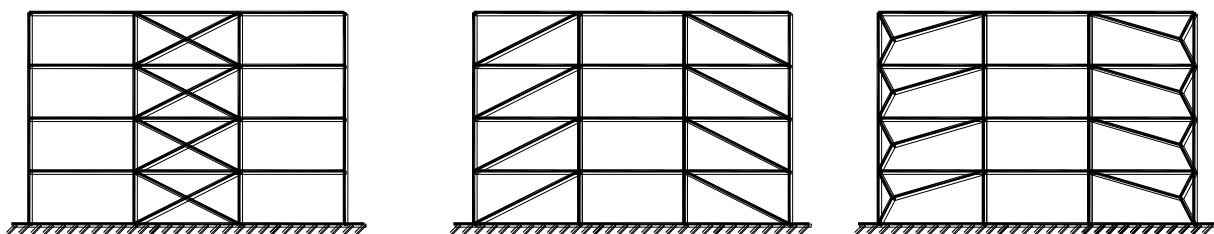
Байланыстар төмендегі санаттардың біріне жатқызылуы мүмкін:

– созылған диагональдық белсенді байланыстар, онда көлденең күштерге сығылған диагональдық байланыстардың есебінсіз, тек созылған диагоналар ғана кедергі келтіре алады;

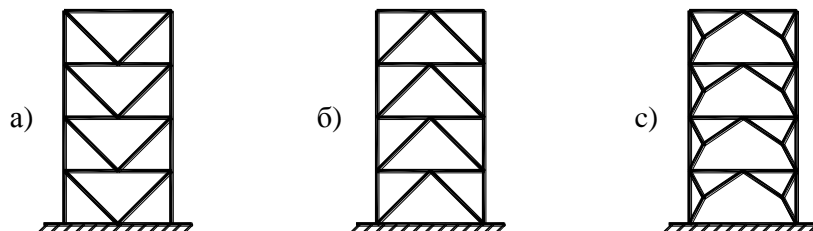
– V-тәріздес байланыстар, онда көлденең күштерге созылған диагоналар да, сығылған диагоналар да кедергі келтіре алады. Бұл диагоналардың қиылысу нүктесі үзіліссіз болуға тиісті көлденең элементте орналасады.



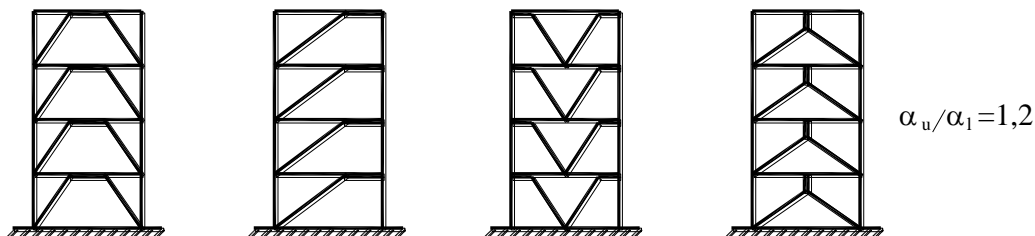
**2.1-сурет. Моменттік жақтаулы қанқалар**  
(арқалықтардағы және колонналардың төменгі бөлігіндегі диссипативтік аймақтар).  
Үндемеу бойынша қабылданған мәндер  $\alpha_u/\alpha_1$   
(2.3.2.3 және 2.5-кестені қар.)



**2.2-сурет. Шоғырланған диагональдық байланыстары бар қанқалар**  
(диссипативтік аймақтар созылған диагональдарда ғана орналасады)



**2.3-сурет. V-тәріздес шоғырланған байланыстары бар қанқалар** связями  
(диссипативтік аймақтар созылған және сығылған диагональдарда орналасады)



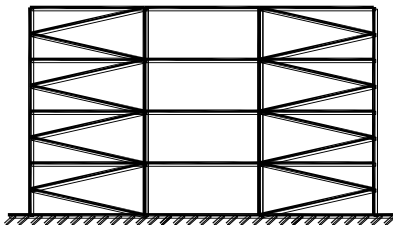
**2.4-сурет. Эксцентристiк байланыстары бар қанқалар** (диссипативтік аймақтар  
майысуға және ығысуға жұмыс істейтiн сейсмикаға қарсы звеноларда).  
Үндемеу бойынша қабылданған мәндер  $\alpha_u/\alpha_1$   
(2.3.2.3 және 2.5-кестені қар.)





## 2.8 –сурет. Толтырулармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар

Колоннада диагональдардың қиылысу нүктесі орналасқан К-тәріздес байланыстарды қолдануға жол берілмейді (2.9.-сурет).



## 2.9 –сурет. К-тәріздес байланыстары бар қаңқалар (қолдануға жол берілмейді)

2.3.1.4 [6.3.1(4)] Эксцентристик байланыстары бар қаңқалар үшін 2.4.-суретте көрсетілгендей барлық сейсмикаға қарсы звенолардың белсенділігін қамтамасыз ететін конфигурациялар пайдаланылуы тиіс.

2.3.1.5 [6.3.1(5)] Кері маятник тұрпатындағы конструктивтік жүйелерді осьтік күшті шектеу жөніндегі  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$  теңсіздігі сақталатын әр колоннадағы және көлденең күштерге қарсы әрекеттің әр жазқтығында бір колоннадан артық сейсмикалық құрылыстар болған жағдайда, моменттік жақтаулы қаңқалар ретінде қарастыруға жол беріледі.

2.3.1.6 Қазақстандағы болат конструкциялы ғимараттардың сейсмикалық төзімді құрылысында қолданылатын ғимараттардың конструктивтік жүйелері және элементтер мен жүйелердің конструктивтік нысандары А қосымшасында келтірілген.

## 2.3.2 Тәртіп коэффициенттері

2.3.2.1 [3.2.2.5(3)P] Тәртіп коэффициенті  $q$  имараттың қанағатандырылғыш реакциясын қамтамасыз ететін серпімділік есептеудің қарапайым әдісі негізінде құрылысты жобалау кезінде қолданылуы мүмкін сейсмикалық жүктемелердің 5 % мөлшерінде оның серпімділік реакциясы мен толық тұтқырлық демпфирлеу кезінде құрылысқа ықпал ететіндей сейсмикалық жүктемелер қатынасының жуық мәнін білдіреді.

ЕСКЕРТУ Тәртіп коэффициенті  $q$  төмендегідей өзара байланысты әсерлерді сүйемелдейдін конструкциялардың артық беріктігі мен олардың пластикалық деформациясы есебінен сейсмикалық ықпалдарға қарсы тұра алатын конструктивтік жүйелер қабілеттілігін есепке алады:

- конструктивтік жүйелердің ауытқу жиіліктерінің азаюы;
- сейсмикалық ауытқулар энергиясы диссипациясының артуы.

Тәртіп коэффициенті  $q$  қолдану жобалау кезіндегі анық сызықтық емес талдауды және серпімділік реакциялар спектрі ординаталарының мәндеріне қатысты реакцияларды есептеу спектрін қолдана отырып орындалған серпімділік есептеумен ғана шектеуді болдырмауға мүмкіндік береді .

2.3.2.2 Энергия диссипациясына имараттардың қабілеттілігін есепке алатын тұрақты конструктивтік жүйелерге арналған тәртіп коэффициентін  $q$  [6.3.2(1)] 3 – 8 тарауларында келтірілген ережелерді сақтай отырып, 2.5.- кестеде келтірілген референттік мәндердің

жоғарғы шегі бойынша қабылдау қажет.

2.3.2.3 [6.3.2(2)] Егер ғимарат биіктігі бойынша шамалы тұрақсыз болса («Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 3.3. қар.), онда 2.5.-кестеде келтірілген мәндердің шектері  $q$  20 % азайтылуы тиіс (ҚР ҚН EN 1998-1 4.2.3.1(7) және 4.1-кестені қар.).

**2.5 –кесте. Биіктігі бойынша тұрақты жүйелерге арналған тәртіп  
коэффициенттерінің референттік мәндерінің жоғарғы шектері**

Конструктивтік тұрпаттар	Иілімділік сыныбы	
	DCM (орташа)	DCH (жоғары)
а) Моменттік жақтаулы қаңқалар	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
б) Шоғырландырылған байланыстары бар қаңқалар: Диагональдық байланыстар V-тәріздес байланыстар	4 2	4 2,5
в) Эксцентристік байланыстары бар қаңқалар	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
Конструктивтік тұрпаттар	Иілімділік сыныбы	
	DCM (орташа)	DCH (жоғары)
г) Аударылған маятник тұрпатындағы конструктивтік жүйелер	2	$2 \alpha_u/\alpha_1$
д) Бетонды ұяшықтары немесе бетонды қабырғалары бар кон- структивтік жүйелер	ҚР ҚН EN 1998-1 5-тарауын қар. 1 и пособие к нему	
е) Шоғырландырылған байланыстары бар моменттік жақтаулы қаңқалар	4	$4 \alpha_u/\alpha_1$
ж) Толтырылған моменттік жақтаулы қаңқалар: каркаспен түйісетін, бірақ жұмысқа әсер етпейтін бетонды немесе тасты толтырулар. Каркастың жұмысына әсер ететін, арматураланған бетонды толтырулар. Моменттік жақтаудан оқшауландырылған толтырулар (моменттік жақтауларды қар.).	2	2
	ҚР ҚН EN 1998-1 7-тарауын қар. 1 и пособие к нему	
	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$

2.3.2.4 [6.3.2(3)] Егер, жоспарда реттелген ғимараттар үшін,  $\alpha_u/\alpha_1$  есептеулері орындалмаған болса, онда 2.1 – 2.8-суреттерде келтірілген  $\alpha_u/\alpha_1$  қатынасының жуық мәндерін алуға рұқсат етіледі.  $\alpha_1$  және  $\alpha_u$  параметрлері келесі тәсілмен анықталады

$\alpha_1$  – конструктивтік жүйенің кез келген элементіндегі пластикалық кедергіге қол жеткізу үшін, көлденең есептік сейсмикалық әсерді көбейту қажет болатын мән, бұл уақытта өзге есептік ықпалдар өзгеріссіз қалады;

$\alpha_u$  – конструктивтік жүйенің жалпы өзгергіштігін құруға арналған жеткілікті мөлшердегі көлденең қималардың пластикалық топсаларын қалыптастыру үшін көлденең есептік сейсмикалық әсерді көбейту қажет болатын мән, бұл уақытта өзге есептік ықпалдар өзгеріссіз қалады.  $\alpha_u$  коэффициенті ғимараттың қарапайым сызықтық емес

статистикасының жалпы есебінен алынуы мүмкін.

2.3.2.5 [6.3.2(4)] Егер, жоспарда шамалы реттелген ғимараттар үшін,  $\alpha_0/\alpha_1$  есептеулері орындалмаған болса («Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 3.2. қар.), онда 2.1 – 2.8-суреттерде келтірілген 1,0 және орташа мәндерге тең  $\alpha_0/\alpha_1$  қатынасының жуық мәндерін пайдалануға рұқсат етіледі.

2.3.2.6 [6.3.2(5)] Ғимараттың қарапайым сызықтық емес статистикасының жалпы есебі негізінде  $\alpha_0/\alpha_1$  есептеулерімен расталған жағдайда, 2.3.2.4 және 2.3.2.5 келтірілгендерден жоғары  $\alpha_0/\alpha_1$  мәндерді қабылдауға рұқсат етіледі.

2.3.2.7 [6.3.2(6)] 2.3.2.6. көрсетілген жалпы есептің өзінде әлеуетті тұрғыда жоғары мәндерді көрсетсе де, жобадағы ең үлкен  $\alpha_0/\alpha_1$  мәндері 1,6-ға тең.

2.3.2.8 [4.3.3.5.1(4)] Егер ғимараттың конструктивтік тұрпаты 2.3.1. немесе биіктігі бойынша оның тұрақтылық жіктемесіне сәйкес («Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 3-тарауын қар.) әр түрлі көлденең бағыттар бойынша ерекшеленетін болса, онда тәртіп коэффициентінің мәндері де  $q$  әр түрлі болуы мүмкін.

2.3.2.9 [3.2.2.5(3)P] Ғимараттың әр түрлі көлденең бағыттары үшін тәртіп коэффициентінің мәндері әр түрлі болуы мүмкін, бірақ иілу сыныбы барлық бағытта бірдей болуы тиіс.

#### **2.4 Болат конструкциялы ғимараттардың жоспардағы мөлшерлеріне және биіктігі бойынша шектеулер**

2.4.1 Жоспардағы болат конструкциялы ғимараттардың және  $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ , тендеуімен анықталған олардың бөліктерінің мөлшерлерінің қатынасы:

- а) жоспардағы тұрақты жіктелген ғимараттар үшін – 4-тен;
- б) жоспардағы тұрақсыз орташа жіктелген ғимараттар үшін – 5-тен асуы тиіс.

ЕСКЕРТУ Жоспардағы болат конструкциялы ғимараттардың немесе олардың бөліктерінің 2.4.2 көрсетілген мөлшерлері ҚР ҚН EN 1998-1 4.2.3.2(5) және «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 3.2.1.2.4, 3.2.2.1.4 сәйкес келуі тиіс.

2.4.2 Жоспардағы болат каркастық ғимараттардың немесе олардың бөліктерінің (барлық конструктивтік тұрпаттардың) шекті мөлшерлері 2.6.-кестеде көрсетілген мөлшерлерден аспауы тиіс.

**2.6 – кесте. Жоспардағы болат каркасы бар ғимараттардың немесе олардың бөліктерінің шекті мөлшерлері**

Құрылыс алаңының сейсмикалылығы, Баллмен алғанда	Ғимараттың ұзындығы (ені) бойынша өлшемдері, метрмен алғанда		
	Топырақ жағдайларының тұрпаты		
	IA және IB	II	III
<7*	Сейсмикалық емес аймақтарға арналған талаптар бойынша		
7	150	150	96
8	96	96	72
9	96	72	60
10	60	60	45
* – құрылыс алаңдарының төмен сейсмикалық жағдайлары ( $0,05 \cdot g < a_g \cdot S \leq 0,1 \cdot g$ ). ЕСКЕРТУ Сейсмикалылығы 8, 9 және 10 балл құрылыс алаңдары үшін жобаланған бір қабатты каркастық ғимараттар бөліктерінің шекті мөлшерлерін 30% арттыруға рұқсат етіледі.			

2.4.3 Болат каркастық ғимараттардың метрмен алғандағы биіктігі мен қабаттарының саны 2.7-кестеде көрсетілген мәндерден аспауы тиіс.

2.4.4 Қажет болған жағдайда, жоспардағы және биіктігі бойынша конструктивтік жүйенің біртектілігі мен тұрақтылығын қамтамасыз ету үшін, сондай-ақ 2.6-кестеде белгіленген шекті мөлшерлерін сақтау үшін ғимаратты сейсмикаға қарсы жіктермен динамикалық тұрғыдағы тәуелсіз бөліктерге бөлу қажет.

Сейсмикаға қарсы жіктерге қойылатын талаптар «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 7.2.7 көрсетілген.

**2.7-кесте. Болат каркасты ғимараттардың биіктігі және қабаттарының саны**

Ғимараттың конструктивтік жүйесі	конструктивтік жүйенің иілімділік сыныбы	Биіктігі, метрмен алғанда (қабаттар саны)				
		Құрылыс алаңының сейсмикалылығы, баллмен алғанда				
		< 7*	7	8	9	10
Байланыс қаңқалары және концентрлік байланыстармен араластырылған моменттік жақтау қаңқалары	DCL	**	–	–	–	–
	DCM және DCH	**	66(20)	54(16)	42(12)	16(4)
Моментті жақтаулы қаңқалар	DCL	**	–	–	–	–
	DCM және DCH	**	54(16)	42(12)	32(9)	16(4)
* – құрылыс алаңдарының төмен сейсмикалық жағдайлары ( $0,05 \cdot g < a_g \cdot S \leq 0,1 \cdot g$ ). ** – Сейсмикалық емес аймақтарға арналған талаптар бойынша. 1 ЕСКЕРТУ Сейсмикалылығы 8 және одан жоғары құралас алаңдарындағы мектептер мен аурухана-лардың биіктігі үш қабатпен, ал мектепке дейінгі мекемелер (бала бакшалары мен яслилер) екі қабатпен шектеледі. 2 ЕСКЕРТУ Ғимараттың биіктігі ретінде ғимаратпен түйісетін жоспарланған жер бетінің орташа деңгейінің және сыртқы қабырғалардың үстінің (жоғарғы техникалық қабаттардың немесе төбенің есебінсіз) немесе стропилалық конструкциялар астының айырмасы қабылданады.						

## **2.5 Конструкциялар есебі**

### **2.5.1 Жалпы талаптар**

2.5.1.1 [6.4(1)] Аражабындардың диафрагмаларын жобалау ҚР ҚН EN 1998-1 4.4.2.5 сәйкес келісілуі тиіс.

2.5.1.2 [6.4(2)] Конструкциялар есебін 3 ÷ 6 бөлімдерде айтылғандардан тыс (мысалы, шоғырланған байланыстары бар қаңқалар, 5.2.1 және 5.2.2 қар.) белсенді болып табылатын сейсмикалық төзімді ғимараттардың барлық элементтерін болжай отырып, орындауға жол беріледі.

2.5.1.3 Конструктивтік элементтердің есебі (көлденең қиманың 1, 2 және 3 сыныптарымен) ҚР ҚН EN 1993-1-1 5 және 6 - тарауларының ережелеріне сәйкес келетін осы құралдың 2.5.2 - 2.5.4 келтірілген ережелерге сәйкес орындалуы тиіс.

2.5.1.4 Көлденең қиманың 4-сыныпты элементтері мен айналуға ұшыраған элементтерінің есебін ҚР ҚН EN 1993-1-1 талаптарына сәйкес орындау қажет.

### **2.5.2 Көлденең қималардың жіктелуі**

2.5.2.1 Элементтердің көтергіш қабілеттерінің есептік мәндері оның көлденең қимасының сыныбына байланысты. Көлденең қималар жіктелуінің рөлі шекараларды белгілеуден тұрады, оларға қол жеткізген кезде көлденең қималардың серіппелі, сол секілді пластикалық кезеңде де көтергіш қабілеті мен бұрылуға қабілеті жергілікті орнықтылықтың жоғалуымен шектеледі [5.5.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

2.5.2.2 Есептерді жүргізген кезде ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.5.2 сәйкес келтірілген көлденең қималардың жіктелуі қолданылуы тиіс. Жіктеудің негізінде жергілікті орнықтылықтың бірінші кезекті жоғалу ықтималдығы жатыр.

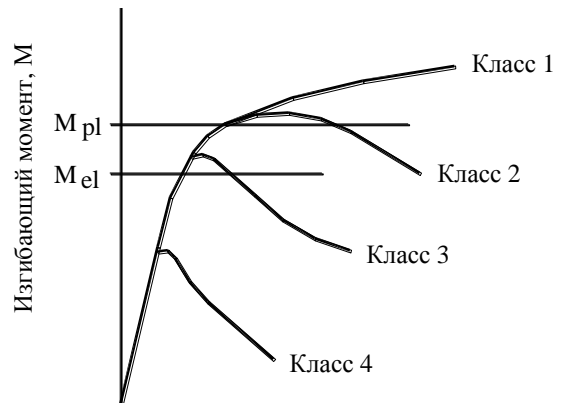
Осы тармаққа сәйкес, материалдың аққыштық шегіне (болат маркасына), қиманың жеке қысылған элементтердің қалыңдығына еңнің арақатынасына және жүктеу сипатына (иілуіне, қысылуына, иілумен қысылуына) байланысты көлденең қималар төрт класқа бөлінген:

– 1 сыныптың көлденең қималар – ішінде пластикалық есеп үшін талап етілетін және көтергіш қабілетті түсірмей қол жеткізілетін бұрылуға қабілеті бар пластикалық топса қалыптасуы мүмкін қималар;

– 2 сыныптың көлденең қималар – ішінде пластикалық деформациясы дамуы мүмкін, бірақ ішінде жергілікті орнықтылықты жоғалту салдарынан бұрылу қабілеті шектелген қималар;

– 3 сыныптың көлденең қималар – ішінде кернеулердің серпінді үлестіру кезінде болат элементтің тым қысылған талшықтардағы кернеу аққыштық шегіне жетуі мүмкін, бірақ жергілікті орнықтылықтың жоғалуы пластикалық деформациялардың дамуының алдында болатын қималар;

– 4 сыныптың көлденең қималары – ішінде жергілікті орнықтылықтың жоғалуы көлденең қиманың бір немесе одан көп аймақтарында аққыштық шегіне қол жетудің алдында болатын қималар.



2.10 сурет – Иілу сәті мен айналу қабілеттілігі арасындағы байланыс

Осы төрт клас үшін «сәт – бұрылыс» тәуелділіктер 2.10 суретте көрсетілген. Графиктен 1 сыныптың қималары (айналу қабілеті жоғары қималар) беріктікті пластикалық кезеңде қабылдауға және сақтауға қабілетті. 2 сыныптың қималары (айналу қабілеті шектелген қималар) төмен деформациялылыққа ие, бірақ беріктікті пластикалық кезеңде сақтауға қабілетті.

Жергілікті орнықтылықты жоғалту әсері 3 сыныптың қималардың төмен беріктігін шарттайды (жергілікті орнықтылықты жоғалту толық платискалық сәттің қол жеткізуді шектейді) Осы сыныптың қималары серпінді кезең шегінде ғана беріктікті сақтайды. 4 сыныптың қималары өзінің алғашқы сипаттамаларын серпінді кезең шегіне жетпей жоғалтады.

1, 2 және сыныптар үшін көтергіш қабілетті есептеген кезде (ыстықтай тегістелген профильдерді қолданған кезде стандартты көлденең қималардың көбісі 1, 2 және 3 сыныптарға жататын болады) сортаменттерде келтірілген геометриялық сипаттамаларды (қиманың ауданы, инерция сәті және т.б.) қолдануға болады. 4 сыныптың қималары үшін тиімді геометриялық сипаттамаларды есептеу қажет.

2.5.2.3 [5.5.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Көлденең қималардың жіктелуі оның қысылған аймағында орналасқан кима бөліктері енінің қалыңдығына қатынасына байланысты. Қысылған аймақтар қарастырылатын әсерлер комбинациясының әсерімен толығымен немесе жартылай қысылған көлденең қиманың барлық бөліктерін қамтиды.

Көлденең кимадағы әртүрлі қысылған бөліктер (қабырға немесе сөре сияқты) әртүрлі сыныптарға жатуы мүмкін. Көлденең кима оның қысылған бөліктерінің ең жоғары сыныбы (ең аз қолайлы) бойынша жіктеледі. Көлденең қиманың жалпы жіктелуі сөре, сол секілді қабырғаның сияқты да жіктелуі есебімен орнатылады.

1, 2 және 3 сыныптардың с/т шекті қатынастарын 2.8 кесте бойынша қабылдаған жөн. 3 сыныптың қималары үшін шекті қатынастарына сәйкес келмейтін қиманың бөлігі 4 сыныптың қимасына жатқызылуы тиіс.

3 сыныптың қабырғасымен және 1 немесе 2 сыныптың сөрелерімен көлденең қималар ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2.4 сәйкес тиімді қабырғасымен 2 сыныптың көлденең қималары сияқты жіктелуі мүмкін. Сонымен қатар пластикалық кезеңде тиімді қиманың геометриялық сипаттамаларды анықтаған кезде қабырғаның қысылған бөлігі қысылған сөреге жалғасатын биіктігі  $20e_w$  бөлігімен және бейтарап өске жалғасатын биіктігі  $20e_w$

басқа бөлігімен, 2.11 суретіне сәйкес алмастырылуы тиіс.

Егер қабырға тек қана көлденең күштерді ғана қабылдаса, және деиек, көлденең қиманың сәт пен көлденең күш бойынша көтергіш қабілетін көтермесе, онда көлденең қима сөре сыныбына ғана байланысты 1, 2 және 4 сыныптың қималары сияқты есептелуі тиіс.

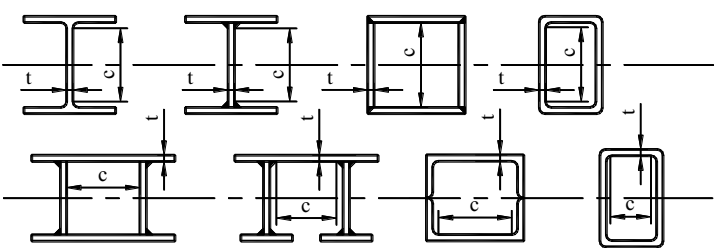
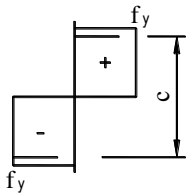
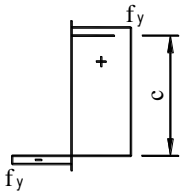
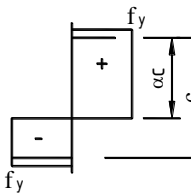
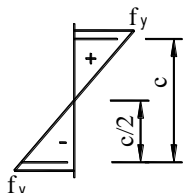
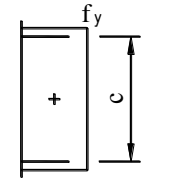
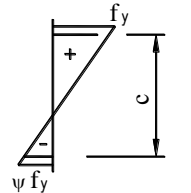
ЕСКЕРТУ Егер сөре қабырғаның орнықтылығының жоғалуын келтірсе, онда 1993-1-5 қара.

ҚР ҚН EN

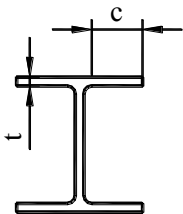
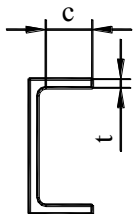
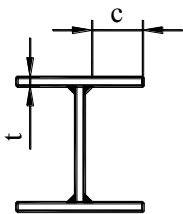
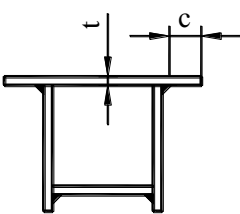
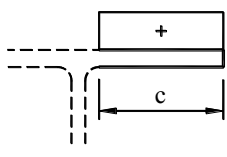
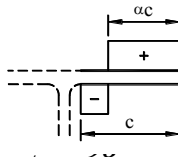
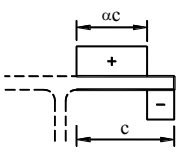
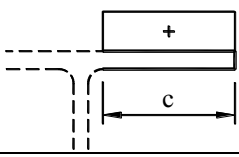
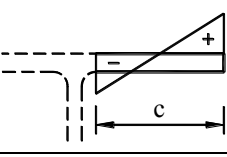
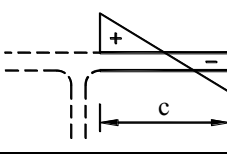
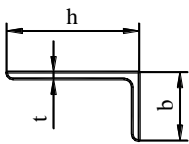
2.5.2.4 Элементті кернеуленген күйдің берілген түріне тікелей жіктеу қажет (иілу, ортадан қысу, иіп қысу). Иіп қысқан кезде кез келген элементті ортадан қысылған деп есептеуге болады, және егер элементтің қимасы 1 немесе 2 класқа жатса, онда жіктеу тоқтатылады және есеп нәтижелеріне сәйкес қабылданады. Бірақ егер қима жіктеуге сәйкес 3 немесе 4 класқа жатса, онда кернеуленген күйдің беріліген түріне, яғни иіп қысумен қайта есептеу қажет.



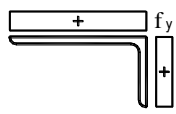
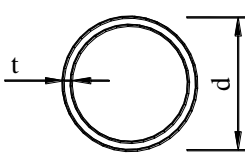
**2.8 кесте – Қиманың қысылған бөліктері үшін енінің қалыңдыққа максималды қатынастар**

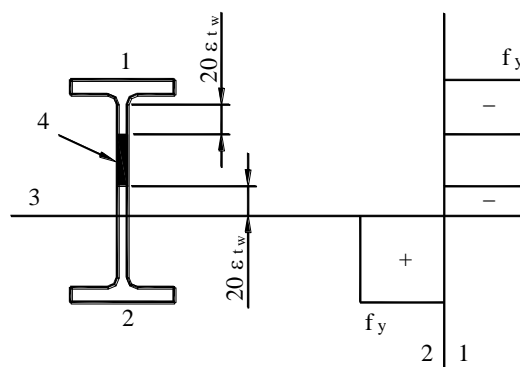
Қысылуға шалдыққан ішкі бөліктер			
			Иілу өсі  Иілу өсі
Класс	Иілуге шалдыққан бөлік	Қысылуға шалдыққан бөлік	Иілуге және қысылуға шалдыққан бөлік
Бөліктерде кернеулерді үлестіру (қысу жағымды)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	$\alpha > 0,5$ болған кезде: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \leq 0,5$ болған кезде: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	$\alpha > 0,5$ болған кезде: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \leq 0,5$ болған кезде: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Бөліктерде кернеулерді үлестіру (қысу жағымды)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	$\psi > -1$ болған кезде: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ $\psi \leq -1^*$ болған кезде: $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$

**2.8 – Қиманың қысылған бөліктері үшін еннің қалыңдыққа максималды қатынастары (жалғасы)**

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
* $\psi \leq -1$ қысатын кернеу $\sigma \leq f_y$ , немесе созылудың деформациясы $\varepsilon_y > f_y/E$ болған жағдайларда						
Сөрелердің құламасы						
<div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>						
Тегістелген профильдері			Пісірілген профильдер			
Сынып	Қысылуға шалдыққан бөлік	Иілуге және қысылуға шалдыққан бөліктер				
		Ұшындағы қысу	Ұшындағы созу			
Бөліктерде кернеулерді үлестіру (қысу жағымды)						
1		$c/t \leq \frac{\sqrt{\alpha}}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{1}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Бөліктерде кернеулерді үлестіру (қысу жағымды)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$				
$k_\sigma$ см. ҚР ҚН EN 1993-1-5						
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Бұрыштық профильдер						
Қосымша қар. «Сөрелердің құламасы" (жоғ. қар.)						

**2.8 – Қиманың қысылған бөліктері үшін енінің қалыңдыққа максималды қатынастары (жалғасы)**

Сынып	Қысылуға шалдыққан қима					
Барлық қимада кернеулерді үлестіру (қысу жағымды)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ и $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Түтікті қима						
						
Сынып	Иілуге және/немесе қысылуға шалдыққан қима					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ $d/t > 90\varepsilon^2$ үшін ҚР ҚН EN 1993-1-6 қар.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51



1 – қысылу; 2 – созылу;

3 – бейтарап ось пластикалық кезеңде; 4 – қабырғаның жойылатын бөлігі

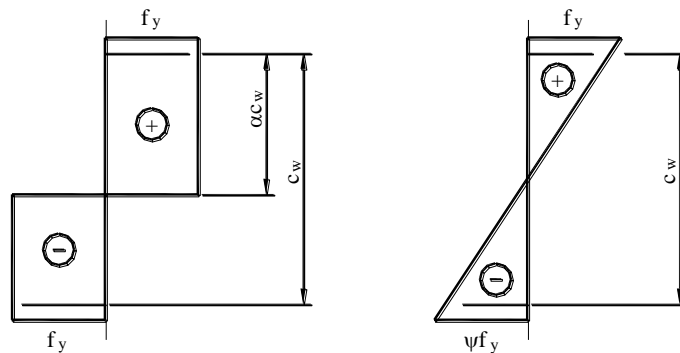
**2.11 сурет – 2 сыныптың тиімді қабырғасы**

Қысу мен иілудің бірлесе әрекеті кезінде жіктеу үшін 1 мен 2 сыныптары үшін  $\alpha$  және 3 клас үшін  $\psi$  параметрлерін анықтау қажет (2.12 сурет).

$\alpha$  параметрі (қысу учаскесі енінің элементтің толық еніне арақатынасы) қоставр

жағдайы үшін қысу мен иілу әсерімен күшті басты өске қатысты, бейтарап өс қабырға арқылы өткен кезде (осы нұсқаулықтың 2.8 кестесін қар.) келесі формула бойынша есептеуге болады:

$$\alpha = \frac{1}{c_w} \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1, (2.1)$$



2.12 сурет –  $\alpha$  мен  $\psi$  параметрлерін анықтауға арналған сұлбалар

$\psi$  параметрі (қиманың жиекті кернеулердің, яғни қиманың жоғары бөлігінде пайда болатын кернеулердің ( $\sigma_{top}$ ) қиманың астыңғы бөлігінде пайда болатын кернеуге ( $\sigma_{bottom}$ ) арақатынасы) формула бойынша анықталады:

$$\psi = \frac{\sigma_{top}}{\sigma_{bottom}}, (2.2)$$

### 2.5.3 Көлденең қималардың беріктік бойынша көтергіш қабілеті

#### 2.5.3.1 [6.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Ортадан созылған элементтер

Созу күшінің есептік мәні  $N_{Ed}$  әр көлденең қимада келесі шартқа сәйкес келуі тиіс:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0, (2.3)$$

Бұрандамаларға арналған тесіктері бар қималар үшін көтергіш қабілеттің есептік мәні  $N_{t,Rd}$  созылуға келесілердің ең кішкентайын алған жөн:

а) пластикалық кезеңде брутто көлденең қиманың көтергіш қабілетінің есептік мәнінің:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, (2.4)$$

б) бұрандамаларға арналған тесіктер болған кезде пластикалық кезеңде нетто көлденең қиманың көтергіш қабілетінің есептік мәнінің:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}, (2.5)$$

ҚР ҚН EN 1998-1 сәйкес, егер шекті мәнді анықтау талап етілсе (пластикалық деформацияларға қабілетті), онда көтергіш қабілеттің есептік мәні  $N_{pl,Rd}$  пластикалық кезеңде  $N_{u,Rd}$  бұрандамаларға арналған тесіктер болған кезде пластикалық кезеңде нетто

көлденең қиманың көтергіш қабілетінің есептік мәнінен төмен болуы тиіс.

С сыныптың қосылыстарында (ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4.2(1) қар.), көтергіш қабілеттің есептік мәні  $N_{t,Rd}$  созу кезінде бұрандамаларға арналған тесіктер болған кезде нетто көлденең қима үшін (2.3) формулада  $N_{net,Rd}$ , тең қылып алған жөн, мұнда

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.6)$$

Бұрыштарды бір сөремен бекіткен кездегі қосымша ережелер ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.3 келтірілген. Ұқсас талаптар сөре құламасымен бекітілетін қималардың басқа типтері үшін де әділетті.

Брутто мен нетто көлденең қималардың сипаттамаларын анықтау бойынша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2 келтірілген.

#### 2.5.3.2 [6.2.4 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Ортадан қысылған элементтер

Қысу күшінің есептік мәні  $N_{Ed}$  әр көлденең қимада келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.7)$$

1, 2 немесе 3 сыныптың көлденең қималары үшін көтергіш қабілеттің есептік мәні біркелкі қысуда  $N_{c,Rd}$  келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.8)$$

Қысылған элементтерде бұрандамаларға арналған тесіктер СТ РК EN 1090-2, олардың ішіне бұрандамалар орнатылмаған болса, ескерілмейді.

#### 2.5.3.3 [6.2.5 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Иілетін элементтер

Иілетін сәттің есептік мәні  $M_{Ed}$  әр көлденең қимада келесі шартты қанағаттандыруы тиіс:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.9)$$

мұнда  $M_{c,Rd}$  қимадағы тесіктердің болуын ескерумен анықталады, төменде қар..

Иілуге көтергіш қабілеттің есептік мәні көлденең қиманың басты өстердің біріне қатысы бойынша келесідей анықталады:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} - 1 \text{ және } 2 \text{ сыныптың көлденең қималары үшін, } (2.10)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} - 3 \text{ сыныптың көлденең қималары үшін, } (2.11)$$

мұнда  $W_{el,min}$  серпінді кезеңдегі максималды кернеуі бар талшықтарға сәйкес келеді. Екі өстің иілу кезінде 2.5.3.6 келтірілген әдісті қолданған жөн.

Созылған сөреде бұрандамаларға арналған тесіктерді ескермеуге болады, егер ол үшін келесі шарт орындалса:

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M0}} \geq \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.12)$$

мұнда  $A_f$  – созылған сөре қимасының ауданы.

ЕСКЕРТУ (2.12) формула пластикалық топсалар қалыптасқан жерлерде шекті көтергіш қабілет бойынша есепті қарастырады.

Қабырғаның созылған бөлігіндегі тесіктер ескермеген жөн, (2.12) формула созылған сөре мен созылған қабырғаның бөлігін қоса алғанда, созылған аймақ үшін толығымен қанағаттандырылады.

Қиманың қысылған аймағында орналасқан бұрандамаларға арналған тесіктер ескерілмейді, егер бұрандамалар тесіктерге орнатылмаған болса.

#### 2.5.3.4 [6.2.6 ҚР ҚН ЕН 1993-1-1] Көлденең күштің әсеріне шалдығатын элементтер

Көлденең күштің есептік мәні  $V_{Ed}$  әр көлденең қимада келесі шартты қанағаттандыруы тиіс:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0, (2.13)$$

мұнда  $V_{c,Rd}$  – көлденең қиманың жылжуға көтергіш қабілетінің есептік мәні.

Пластикалық кезеңде есептеген кезде  $V_{c,Rd}$  (2.14) формула бойынша анықталатын пластикалық кезеңде  $V_{pl,Rd}$  көлденең қиманың жылжуға көтергіш қабілетінің есептік мәніне тең болып алынады. Серпінді есеп кезінде  $V_{c,Rd}$  (2.15) және (2.17) формулалар бойынша анықталатын серпінді кезінде жылжуға көтергіш қабілетінің есептік мәніне тең болып алынады.

Бұру жоқ болған кезде пластикалық кезеңде жылжуға көтергіш қабілеттің есептік мәні келесіге тең:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, (2.14)$$

мұнда  $A_v$  – жылжу ауданы.

$A_v$  жылжу ауданы келесідей қолданылуы мүмкін:

а) тегістелген қоставрлы қималар үшін, жүктеу қабырғаға параллельді

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, \text{ бірақ не менее } \eta \cdot h_w \cdot t_w;$$

б) тегістелген швеллерлі қималар үшін, жүктеу қабырғаға параллельді

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f;$$

в) тегістелген таврлы қималар үшін, жүктеу қабырғаға параллельді

$$A_v = 0,9 \cdot (A - b \cdot t_f);$$

г) пісірілген қоставрлы және қорапшалы қималар үшін, жүктеу қабырғаға параллельді

$$A_v = \eta \cdot \Sigma(h_w \cdot t_w);$$

д) пісірілген қоставрлы және қорапшалы қималар үшін, жүктеу сөрелерге параллельді

$$A_v = A - \Sigma(h_w \cdot t_w);$$

е) қалыңдығы тұрақты табакша тегістеуден тікбұрышты тұйық қималар үшін:

– жүктеу қима биіктігіне параллельді

$$A_v = A \cdot h / (b + h);$$

– жүктеу қима еніне параллельді

$$A_v = A \cdot b / (b + h);$$

ж) қалыңдығы тұрақты табақша тегістеуден және құбырлардан дөңгелек тұйық қималар үшін

$$A_v = 2 \cdot A / \pi,$$

мұнда  $A$  – көлденең қиманың ауданы;

$b$  – қиманың ені;

$h$  – қиманың биіктігі;

$h_w$  – қабырғаның биіктігі;

$r$  – сөренің қабырғамен түйісу радиусы;

$t_f$  – сөренің қалыңдығы;

$t_w$  – қабырғаның қалыңдығы. (Егер қабырғаның қалыңдығы тұрақты болмаса, онда  $t_w$  минималды қалыңдыққа тең қылып алған жөн);

$\eta$  – ҚР ҚН EN 1993-1-5 қара.

ЕСКЕРТУ  $\eta$  мәнін сенімділіктің жеткілікті дәрежесімен 1,0 тең қылып алуға болады.

Серпінді кезеңде жылжуға орнықтылықты тексеру үшін  $V_{c,Rd}$  көлденең қиманың сыни нүктесі үшін келесі шартты қолдануға болады, егер ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 Бөліміне сәйкес жергілікті орнықтылық қамтамасыз етілсе ғана:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0, \quad (2.15)$$

мұнда  $\tau_{Ed}$  формула бойынша анықтауға болады:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t}, \quad (2.16)$$

мұнда  $V_{Ed}$  – жылжу күшінің есептік мәні;

$S$  – орталық өске қатысты қиманың жылжыйтын бөлігінің статикалық сәті;

$I$  – көлденең қиманың инерция сәті;

$t$  – қарастырылатын нүктедегі қиманың қалыңдығы.

ЕСКЕРТУ (2.15) формула бойынша тексеру беріктіктің қорын қарастырады, өйткені ол серпінді есеп кезінде жіберілетін жылжудың пластикалық деформацияларының шектелген дамуын болдырмайды, (2.17) формуласын қар.. Сондықтан оны (2.13) формуланың шартына сәйкес  $V_{c,Rd}$  негізінде тексеру мүмкін емес болған жағдайларда ғана қолданған жөн.

Қоставрлы қималар үшін қабырғадағы жанама кернеулерді келесіге тең қылып алуға болады:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}, \text{ егер } A_f / A_w \geq 0,6, \quad (2.17)$$

мұнда  $A_f$  – бір сөре қимасының ауданы;

$A_w$  – қабырғаның көлденең қиманың ауданы:  $A_w = h_w \cdot t_w$

Одан басқа, жылжуға көтергіш қабілеті қаттылық қырларымен бекітілмеген қабырғаның жергілікті орнықтылығын жоғалту есебімен қабылдануы тиіс, ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 бөліміне сәйкес егер:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}, (2.18)$$

$\eta$  мәнін ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 бөлімінде қар..

ЕСКЕРТУ  $\eta$  мәні сенімділіктің жеткілікті дәрежесімен 1,0 тең қылып алуға болады.

Бұрандамаларға арналған тесіктер жылжуға көтергіш қабілетті тексерген кезде, ҚР ҚН EN 1993-1-8 көрсетілгендей, үйлесу аймақтарының жылжуына беріктікті тексеруден басқа, ескерілмейді.

#### 2.5.3.5 [6.2.8 ҚР ҚН EN 1993-1-1] **Иілгіш сәт пен көлденең күштің әсеріне шалдыққан элементтер**

Көлденең күштің әсері кезінде назарға оның иілуге көтергіш қабілетіне әсерін алған жөн.

Егер көлденең күш пластикалық кезеңде жылжуға көтергіш қабілетінің жартысынан аз болса, жылжыған кезде жергілікті орнықтылықтың жоғалуы көлденең қиманың көтергіш қабілетін төмендеткен кезде жағдайлардан басқа, оның иілуге көтергіш қабілетіне әсерін елемеуге болады, ҚР ҚН EN 1993-1-5 қар..

Қалған жағдайларда иілуге көтергіш қабілеттің азайтылған мәнін аққыштық шегінің азайтылған мәні бойынша есептелген көлденең қиманың көтергіш қабілетінің есептік мәніне тең қылып алуға болады:

$$(1 - \rho) \cdot f_y, (2.19)$$

$$\text{мұнда } \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ ал } V_{pl,Rd} \text{ (2.14) формула бойынша анықталады.}$$

ЕСКЕРТУ (2.33) формуласын қар..

Пластикалық кезеңде азайтылған иілуге көтергіш қабілеттің есептік мәні басты өске қатысты иілетін бірдей сөрелермен қоставрлы қималар үшін жылжытушы күшті ескерумен, нұсқа ретінде, формула бойынша анықтауға болады:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ бірақ } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}, (2.20)$$

мұнда  $M_{y,c,Rd}$  (2.10) және (2.11) формулалар бойынша анықталады;

$$A_w = h_w \cdot t_w.$$

Иілгіш сәттің, көлденең және өстік күштердің бірлесе әсері ҚР ҚН EN 1993-1-5 7 бөлімінде қарастырылған.

#### 2.5.3.6 [6.2.9 ҚР ҚН EN 1993-1-1] **Иілуі бар өстік күштің әсеріне шалдыққан элементтер**

##### 2.5.3.6.1 1 және 2 сыныптың көлденең қималары

Өстік күші әсер еткен кезде оның пластикалық кезеңде иілуге көтергіш қабілеттің әсерін ескерген жөн.

1 және 2 сыныптың көлденең қималары үшін келесі шарт орындалуы тиіс:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, (2.21)$$



мұнда  $M_{N,Rd} - N_{Ed}$  өстік күші әсерінің салдарынан азайтылған, пластикалық кезеңдегі иілуге көтергіш қабілеттің есептік мәні.

Тесіктерсіз тікбұрышты жаппай қималар үшін  $M_{N,Rd}$  келесіге тең қылып алған жөн:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2], \quad (2.22)$$

Симметрияның екі өсі бар қоставрлы және Н-тәрізді қималар үшін немесе сөрелері бар басқа қималар үшін өстік күшінің иілуге көтергіш қабілетіне әсері пластикалық кезеңдегі  $y - y$  өстеріне қатысты ескермеген кезде, егер бір уақытта келесі шарттар орындалатын болса:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}, \quad (2.23)$$

$$\text{және } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.24)$$

Симметрияның екі өсі бар қоставрлы және Н-тәрізді қималар үшін өстік күшінің иілуге көтергіш қабілетіне әсері пластикалық кезеңдегі  $z - z$  өстеріне қатысты ескермеген кезде, егер бір уақытта келесі шарттар орындалатын болса:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.25)$$

Есептерінде тесіктер ескерілмейтін көлденең қималар үшін сөрелері тең тегіс және пісірілген қоставрлары үшін келесі жақындалған формулалар қолданылуы мүмкін:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) \quad - \text{бірақ } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (2.26)$$

$n \leq a$  болған кезде:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}, \quad (2.27)$$

$$n > a \text{ болған кезде} \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right], \quad (2.28)$$

мұнда  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ ;

$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$ , бірақ  $a \leq 0,5$ .

Есептерінде тесіктер ескерілмейтін көлденең қималар үшін, қалыңдығы тұрақты табақша прокаттан тік бұрышты тұйық қималар үшін және сөрелері мен қабырғалары тең пісірілген қорапша қималар үшін келесі жақындаған формулалар қолданылуы мүмкін:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_w) \quad - \text{бірақ } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (2.29)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_f) \quad - \text{бірақ } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}, \quad (2.30)$$

мұнда  $a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t) / A$ , бірақ  $a_w \leq 0,5$  – тік бұрышты тұйық қималар үшін;

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$ , бірақ  $a_w \leq 0,5$  – пісірілген қорапша қималар үшін;

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t) / A$ , бірақ  $a_f \leq 0,5$  – тік бұрышты тұйық қималар үшін;

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A$ , бірақ  $a_f \leq 0,5$  – пісірілген қорапша қималар үшін.

Екі өсті иілу кезінде келесі шартты қолдануға болады:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1, \quad (2.31)$$

мұнда  $\alpha$  және  $\beta$  – мәндерін запаспен бірлікке тең қылып алуға болатын параметрлер немесе:

– қоставрлы немесе Н-тәрізді қималар үшін:  $\alpha = 2$ ;  $\beta = 5n$  – бірақ  $\beta \geq 1$ ;

– дөңгелек қуыс қималар үшін:  $\alpha = 2$ ;  $\beta = 2$ ;

– тікбұрышты қуыс қималар үшін:  $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2}$  – бірақ  $\alpha = \beta \leq 6$ ,

мұнда  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ .

#### 2.5.3.6.2 3 сыныптың көлденең қималары

Көлденең күш болмаған кезде, 3 сыныптың қималарындағы ең жоғары бойлық кернеулер келесі шартты қанағаттандыруы тиіс:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, (2.32)$$

мұнда  $\sigma_{x,Ed}$  – максималды фибрді кернеулердің (бойлық бағытта) сәттің немесе өстік күшінің әсерінен қажетті жағдайларда бұрандамаларға арналған тесіктерді ескерумен есептік мәні, 2.5.3.1, 2.5.3.2 және 2.5.3.3 қар..

3 сыныптың көлденең қималары үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(7) келтірілген, иілгіш сәт пен бойлық күшінің бірлесе әрекеті кезінде пайда болатын кернеулер өзара әрекеттесудің сызықтық мәні ғана жіберіледі.

#### 2.5.3.7 [6.2.10 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Иілгіш сәттің, көлденең және өстік күшінің әсеріне шалдығатын элементтер

Көлденең мен өстік күштерінің әсері кезінде олардың иілуге көтергіш қабілетіне бірлесе әсерін ескерген жөн.

Егер жылжу күшінің есептік мәні  $V_{Ed}$  пластикалық кезеңдегі жылжуға көтергіш қабілетінің есептік мәнінің  $V_{pl,Rd}$  50%-нан аспаса, онда 2.5.3.6 нұсқаулары бойынша анықталған көтергіш қабілетінің мәні, иілгіш сәті мен өстік күшінің бірлесе әсері кезінде, төмендтпеген жөн, жылжу кезінде жергілікті орнықтылықтың жоғалуы қиманың көтергіш қабілетін азайтқан жағдайларынан басқа, ҚР ҚН EN 1993-1-5 қар..

Егер  $V_{Ed} > V_{pl,Rd}$ -нің 50%-нан асса, онда көлденең қиманың көтергіш қабілетінің есептік мәнін сәт пен өстік күшінің бірлесе әсері кезінде аққыштық шегінің азайтылған мәні бойынша анықтаған жөн:

$$(1 - \rho) \cdot f_y, (2.33)$$

мұнда  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ , ал  $V_{pl,Rd}$  (2.14) формула бойынша анықталады.

ЕСКЕРТУ Аққыштық шегін азайтудың орнына көлденең қиманың тиісті сәйкес бөлігінде табақшаның қалыңдығы азайтылуы мүмкін.

### 2.5.4 Орнықтылық бойынша элементтердің көтергіш қабілеті

#### 2.5.4.1 [6.3.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Тұрақты қиманың ортадан қысылған элементтері

##### 2.5.4.1.1 Бойлық иілу кезінде орнықтылық бойынша көтергіш қабілет

Қысылған элементті орнықтылыққа келесідей тексерген жөн:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, (2.34)$$

мұнда  $N_{Ed}$  – қысу күшінің есептік мәні;

$N_{b,Rd}$  – орнықтылық бойынша қысылған элементтің көтергіш қабілетінің есептік мәні.

Орнықтылық бойынша қысылған элементтің көтергіш қабілетінің есептік мәнін 1, 2 және 3 сыныптың көлденең қималары үшін келесіге тең қылып алған жөн:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (2.35)$$

мұнда  $\chi$  – тисті орнықтылықты жоғалту қисығы үшін төмендету коэффициенті.

ЕСКЕРТУ Орнықтылық бойынша элементтің көтергіш қабілетін ұзындығы бойынша ауыспалы көлденең қимасымен немесе біркелкі емес қысу кезінде анықтау үшін есепті ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.4(2) сәйкес екінші тәртіб теориясы бойынша жүргізуге болады.

A ауданын анықтаған кезде бағандар ұшындағы тесіктерді ескермеген жөн.

#### 2.5.4.1.2 Орнықтылықты жоғалтудың қисықтары

Элементтерді орталықтан қысқан кезде  $\chi$  мәні  $\bar{\lambda}$  шартты иілгіштігіне байланысты тиісті орнықтылықты жоғалту қисығы бойынша келесі формуламен анықтаған жөн:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} - \text{бірақ } \chi \leq 1,0, \quad (2.36)$$

мұнда  $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ ;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} - 1, \quad 2 \text{ және } 3 \text{ сыныптың көлденең қималары үшін};$$

мұнда  $\alpha$  – бастапқы жетілсіздіктерді ескеретін коэффициент;

$N_{cr}$  – брутто көлденең қиманың сипаттамаларына байланысты, серпінді кезеңде орнықтылықты жоғалтудың тиісті пішіні үшін сыни күш.

Орнықтылықты жоғалтудың белгілі қисығына сәйкес келетін  $\alpha$  коэффициенті 2.9 және 2.10 кестелер бойынша қабылданады.

#### 2.9 кесте – Орталық сығу кезінде орнықтылықтың жоғалту қисықтары үшін бастапқы жетілмегендігін ескеретін коэффициент

Орнықтылық жоғалтуының қисығы	$a_0$	a	b	c	d
Коэффициент $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Сәйкес шартты  $\bar{\lambda}$  м иілгіштік үшін  $\chi$  төмендетуші коэффициенттің сандық мәндерін 2.13 Суреттегі кесте бойынша анықтауға болады.

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \text{ немесе иілгіштік кезінде және } \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04 \text{ кезінде орнықтылық жоғалтуын}$$

елемеуге және беріктілікке ғана көлденең қиманы тексеруге болады.

#### 2.5.4.1.3 Бойлық иілу кезіндегі иілгіштік

1, 2 және 3 сыныптарының көлденең қималар үшін  $\bar{\lambda}$  шартты иілгіштік тең:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}, \quad (2.37)$$

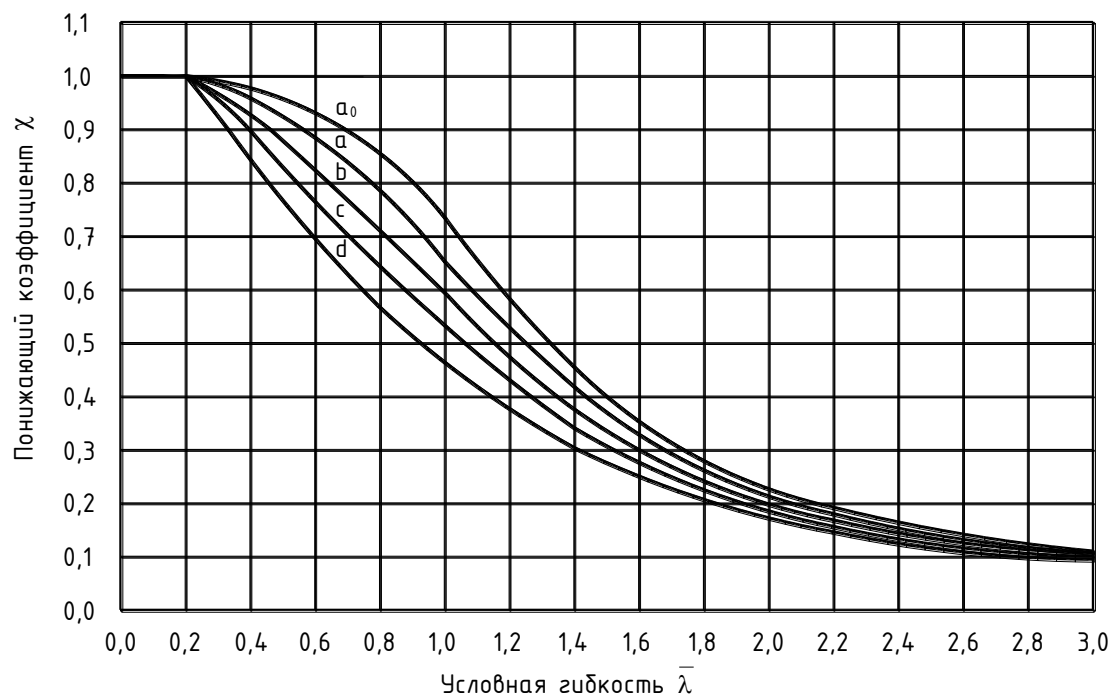
мұндағы  $L_{cr}$  – есептік ұзындығы (Е-Қосымшасын қараңыз);

$i$  – тиісті оське қатысты брутто көлденең қиманың инерция радиусы;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon, \text{ бұл жерде } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, (f_y \text{ в Н/мм}^2)$$

ЕСКЕРТУ Серпімді кезеңде ғимараттың құрылыс құрылымдарының элементтерінің орнықтылығын жоғалту кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-1 ВВ Қосымшасын қараңыз.

Бойлық иілу кезінде орнықтылық жоғалтуының сәйкес қисығын 2.10 кесте бойынша анықтау қажет.



2.13 сурет – Орнықтылық жоғалтуының қисығы

2.5.4.1.4 Орнықтылық жоғалтуының бұралған немесе иілген – бұралған пішіні кезіндегі иілгіштік

Ашық типті қимасы бар элементтер үшін орнықтылық жоғалтуының бұралған немесе иілген – бұралған пішіні бойынша элементтің көтергіш қасиеті орнықтылық жоғалтуының жазық пішінінің көтергіш қасиетінен аз болып шығуы мүмкіндігін ескеру қажет.

1, 2 және 3 сыныпты көлденең қималар үшін орнықтылық жоғалтуының бұралған немесе иілген – бұралған пішіні кезінде  $\bar{\lambda}_T$  шартты иілгіштікті мынаған тең деп алу қажет:

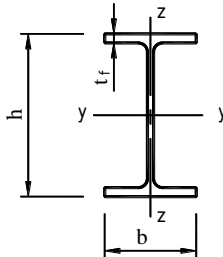
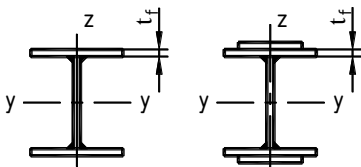
$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}, (2.38)$$

мұндағы  $N_{cr} = N_{cr,TF}$  – бірақ  $N_{cr} < N_{cr,T}$ ;

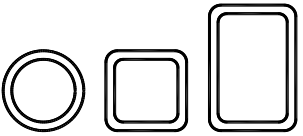
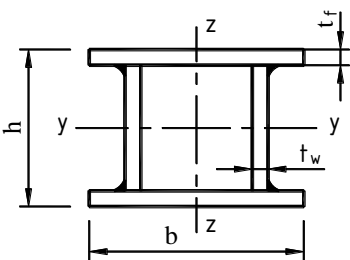
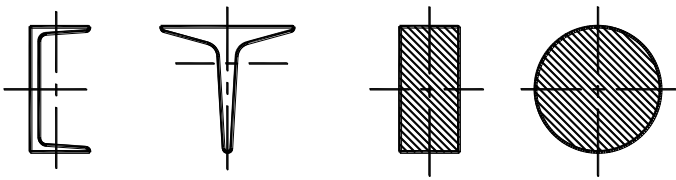
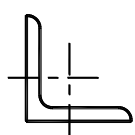
бұл жерде  $N_{cr,TF}$  – тілген- бұралған пішін бойынша орнықтылық жоғалтуының соңғы күші;

$N_{cr,T}$  – бұралған пішін бойынша орнықтылық жоғалтуының соңғы күші. Анықтауға арналған формулаларды  $N_{cr,T}$  және  $N_{cr,TF}$  ҚР ҚН EN 1993-1-3-тен табуға болады.

**2.10 кесте – Орнықтылық жоғалтуының қисығын таңдау**

Көлденең қималар		шектер		Оське қатысты орнықтылықты жоғалту	Орнықтылық жоғалтуының қисығы	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S460
Прокааттық қималар		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ мм}$	y – y z – z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100 \text{ мм}$	y – y z – z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ мм}$	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ мм}$	y – y z – z	d d	c c
Дәнекерленген екітаврлы қималар		$t_f \leq 40 \text{ мм}$		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ мм}$		y – y z – z	c d	c d

2.10 кесте – Орнықтылық жоғалтуының қисығын таңдау (жалғасы)

Көлденең қималар		шектер	Оське қатысты орнықтылықты жоғалту	Орнықтылық жоғалтуының қисығы	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S460
Тұйық қималар		Ыстықтай деформацияланған	Бәрі	a	a <sub>0</sub>
		Суықтай деформацияланған	Бәрі	c	c
Дәнекерленген қорапшалы қималар		Тұтастай (жалпы жағдайда) (төменде аталғандардан басқа)	Бәрі	b	b
		Дәнекерлеу жіктерінің қалыңдығы: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Бәрі	c	c
Швеллерлер, Таврлар және тұтастай			Бәрі	c	c
бұрыштар			Бәрі	b	b

Орнықтылық жоғалтуының бұралған немесе иілген – бұралған пішіні кезінде орнықтылық жоғалтуының сәйкес қисығын z осіне сәйкес келетін, 2.10 кесте бойынша анықтауға болады.

#### 2.5.4.2 [6.3.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Тұрақты қиманың иілетін қималары

##### 2.5.4.2.1 Орнықтылық бойынша көтергіш қасиеті

Басты оське қатысты иілетін және иілуші сәттің әрекетінің жазықтығынан ажыратылмаған элементті мына өрнек бойынша иілудің жазық пішінінің орнықтылығын тексеру қажет:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.39)$$

мұндағы  $M_{Ed}$  – иілуші сәттің есептік мәні;

$M_{b,Rd}$  – иілудің жазық пішінінің орнықтылығы бойынша көтергіш қасиетінің есептік мәні.

Қысылған сөренің жеткілікті ажырауымен арқалықтар иілудің жазық пішінінің

орнықтылығын жоғалтпайды. Оның үстіне, көлденең қималы белгілі бір типті арқалықтар, тұрақты қалыңдықты табактық прокаттан квадрат немесе домалақ тұйық қималар, дәнекерленген домалақ құбырлар немесе тік бұрышты қорапшалы қималар да, иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуына ұшырамайды.

Иілуші сәттің әрекетінің жазықтығынан ажырамаған арқалықтар үшін иілудің жазық пішінінің орнықтылығы бойынша көтергіш қасиетінің есептік мәнін мынаған тең деп алу қажет:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (2.40)$$

мұндағы  $W_y$  – келесідей қабылданатын қима кедергілесуінің сәйкес сәті:

а)  $W_y = W_{pl,y} - 1$  және 2 сыныпты көлденең қималар үшін;

б)  $W_y = W_{el,y} - 3$  сыныпты көлденең қималар үшін;

$\chi_{LT}$  – иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуы кезінде төмендетуші коэффициент.

1 ЕСКЕРТУ Көлденең қималы арқалықтардың орнықтылығы бойынша элементтің көтергіш қасиетін анықтау үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1-ң 5.3.4(3) сәйкес екінші реттік теория бойынша есепті орындауға болады.

2 ЕСКЕРТУ Ғимараттардың құрылыс құрылымдарының элементтерінің орнықтылығын тексеруді сондай-ақ ҚР ҚН EN 1993-1-1-ң ВВ Қосымшасынан қараңыз.

Тесікті  $W_y$  анықтау кезінде арқалықтың ұшында ескермеу қажет.

2.5.4.2.2 Иілудің жазық пішінінің орнықтылықтың жоғалтуының қисығы. Негізгі жағдай

Егер басқадай көзделмесе, 2.5.4.2.3 қараңыз, тұрақты көлденең мәннің иілетін элементтері үшін  $\chi_{LT}$  мәнін тиісті шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}_{LT}$  кезінде мына өрнек бойынша анықтау қажет:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad \text{бірақ } \chi_{LT} \leq 1,0. \quad (2.41)$$

$$\text{мұндағы } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right];$$

бұл жерде  $\alpha_{LT}$  – бастапқы жетілмегендіктерді ескеретін коэффициент;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}},$$

$M_{cr}$  – серпінді кезеңдегі иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуының қиын сәті.  $M_{cr}$  анықтау кезінде көлденең брутто қиманың геометриялық сипаттамалары қабылданады және тиелу шарттарын, сәттің шын таратылуы мен иілуші сәттің әрекет ету жазықтығынан босатулар есептелінеді.  $M_{cr}$  анықтау бойынша ұсыныстар Е Қосымшасында келтірілген.

ЕСКЕРТУ бастапқы жетілмегендіктерді және тиісті белгілі бір орнықтылық жоғалтуының қисығын ескеретін коэффициентін  $\alpha_{LT}$  2.11 Кесте бойынша қабылдау ұсынылады.

**2.11 кесте— Иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуының қисықтары үшін, бастапқы жетілмегендіктерді ескеретін коэффициенттердің ұсынылатын мәндері**

Орнықтылық жоғалтуының қисығы	a	b	c	d
$\alpha_{LT}$ Коэффициенті	0,21	0,34	0,49	0,76

Орнықтылық жоғалтуының қисығын таңдау бойынша ұсыныстар 2.12 Кестеде келтірілген.

**2.12 кесте – (2.41) формуланы қолданып есептеулерде иілудің жазық пішінінің орнықтылықтың жоғалтуының ұсынылатын қисықтары**

Көлденең қима	шектер	Орнықтылық жоғалтуының қисығы
Прокаттық екітаврлы қималар	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Дәнекерлеуші екітаврлы қималар	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Басқа көлденең қималар	—	d

Сәйкес шартты  $\bar{\lambda}_{LT}$  иілгіштік үшін  $\chi_{LT}$  кезінде төмендетуші коэффициентінің мәндерін 2.13 Суреттегі кесте бойынша анықтауға болады.

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \text{ (2.5.4.2.3 қараңыз) шартты иілгіштік кезінде немесе } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$$

кезінде иілудің жазық пішінінің орнықтылығы тексеруді елемеуге болады.

2.5.4.2.3 Прокаттық немесе баламалы дәнекерленетін көлденең қималар үшін иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуының қисығы.

Иілетін прокаттық немесе баламалы дәнекерленетін көлденең қималар үшін  $\chi_{LT}$  мәндерін сәйкес шартты иілгіштік үшін мына өрнек бойынша анықтауға болады:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad \text{бірақ} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}, \quad (2.42)$$

$$\text{мұндағы } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

ЕСКЕРТУ Прокаттық немесе баламалы көлденең қималар үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 Ұлттық Қосымшада параметрлердің келесі мәндері алынған:

$$- \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ (максималды мән);}$$

$$- \beta = 0,75 \text{ (минималды мән).}$$

Орнықтылық жоғалтуының қисығын таңдау бойынша ұсыныстар 2.13 Кестеде келтірілген.



**2.13 кесте – (2.42) формуланы қолданып есептеулерде иілудің жазық пішінінің орнықтылықтың жоғалтуының ұсынылатын қисықтары**

Көлденең қима	Шектер	Орнықтылық жоғалтуының қисығы
Прокаттық екітаврлы қималар	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Дәнекерлеуші екітаврлы қималар	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

Бүйірлік ажырау элементтері арасындағы арқалықта иілуші сәттің өзгерісін есепке алу үшін төмендеуші коэффициентті  $\chi_{LT}$  келесідей түзетуге болады:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \quad \text{но} \quad \begin{cases} \chi_{LT,mod} \leq 1,0 \\ \chi_{LT,mod} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (2.43)$$

ЕСКЕРТУ Бүйірлік ажырау элементтері арасындағы арқалықта иілуші сәттің өзгерісін ескеретін  $f$  түзетуші коэффициентінің минималды мәндері ҚР ҚН EN 1993-1-1 Ұлттық Қосымшада алынған өрнек бойынша анықталады:

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[ 1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right], \quad \text{но} \quad f \leq 1,0,$$

мұндағы  $k_c$  – 2.14 Кесте бойынша алынатын түзетуші коэффициент.

**2.5.4.2.4 Бүйірлік бекіту элементтерімен арқалықтардың жеңілдетілген әдісі**

Қысылған сөрелердің дискретті бүйірлік бекітуімен элементтердің иілудің жазық пішінінің орнықтылығы қамтамасыз етілген, егер ашу алдындағы  $L_c$  ұзындық қамтамасыз етілсе немесе баламалы қысылған сөренің нәтижелеуші иілгіштігі  $\bar{\lambda}_f$  мына шартты қанағаттандырса:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \quad (2.44)$$

мұндағы  $M_{y,Ed}$  – у-у осіне қатысты бекіту нүктелері арасындағы иілуші сәттің максималды есептік мәні;

$k_c$  – 2.14 Кесте бойынша түзетуші коэффициент;

$i_{f,z}$  – қысылған сөреден оған қоса қиманың нашар осіне қатысты қабырғаның көлденең қимасының ауданының қысылған бөлігінің  $1/3$  қоса тұратын, баламалы қысылған сөренің инерция радиусы;

$\bar{\lambda}_{c,0}$  – жоғарыда анықталған, баламалы қысылған сөренің шартты иілгіштігінің шекті мәні;

$$M_{c,Rd} = W_y \cdot f_y / \gamma_{M1},$$








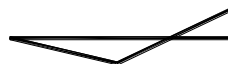
бұл жерде  $W_y$  – қысылған сөреге сәйкес келетін қиманың кедергілесу сәті;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon, \quad \text{бұл жерде} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (f_y \text{ в Н/мм}^2).$$

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN 1993-1-1 Ұлттық Қосымшада қабылданған  $\bar{\lambda}_{c,0}$  шартты иілгіштігінің шекті

мәні:  $\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$ , мұндағы  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  2.5.4.2.3 қараңыз.

**2.14 кесте—  $k_c$  түзетуші коэффициенттері**

Сәттер эпюрасы	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Егер қысылған сөренің шартты иілгіштігі  $\bar{\lambda}_f$  жоғарыда бекітілген есептік шектіден асса, иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуының есептік шекті сәтін тең деп алуға болады:

$$M_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot M_{c,Rd}, \text{ бірақ } M_{b,Rd} \leq M_{c,Ed}, \quad (2.45)$$

мұндағы  $\chi$  -  $\bar{\lambda}_f$  бойынша анықталатын баламалы қысылған сөре үшін төмендетуші коэффициент;

$k_{fl}$  – баламалы қысылған сөренің әдісі бойынша жеңілдетілген есепті ескеретін түзетуші коэффициент.

ЕСКЕРТУ Баламалы қысылған сөренің әдісі бойынша жеңілдетілген есепті ескеретін түзетуші коэффициентінің мәні ҚР ҚН EN 1993-1-1 Ұлттық Қосымшада алынған:  $k_{fl} = 1,10$ .

(2.45) өрнегі үшін орнықтылық жоғалтуының қисығын келесідей қабылдау қажет :

– d қисығы – мына шартты қанағаттандыратын дәнекерленетін қималар үшін:

$$\frac{h}{t_f} \leq 44 \cdot \varepsilon ;$$

– с қисығы – барлық қалған қималар үшін,  
мұндағы  $h$  – көлденең қиманың толық биіктігі;  
 $t_f$  – қысылған сөренің қалыңдығы.

ЕСКЕРТУ Иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуы кезінде бүйірлік бекітулерімен құрылыс құрылымдарының элементтерін ҚР ҚН EN 1993-1-1 ВВ.3 Бөлімшесінен қараңыз.

#### 2.5.4.3 Тұрақты қиманың қысылған-иілуші (центрден тыс-қысылған) элементтері

2.5.4.3.1 [6.3.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Егер статистикалық есеп ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.2 көрсетілген бастапқы жетілмегендіктерді ескерумен екінші тәртіп теориясы бойынша жүргізілсе, қисаюға ұшырамаған симметрияның екі осьтерімен тұрақты қиманың элементтерін орнықтылыққа тексеруді келесі шарттарға сәйкес орындау қажет, оларда ажыратады:

- бұралу деформацияларына сезімтал емес элементтер, мысалы домалақ тұйық қималар немесе бұралудан алынған қималар;
- бұралу деформацияларына сезімтал элементтер, мысалы ашық қима элементтері немесе бұралудан алынбаған.

Оның үстіне, көлденең қиманың көтергіш қасиеті элементтің әрбір ұшындағы беріктік бойынша бұл құралдың 2.5.3 келтірілген талаптарды қанағаттандыруы тиіс.

ЕСКЕРТУ Формулалар үздіксіз немесе бүйірлік бекітумен ұштарының топсалы сүйенуімен қысылған- иілген (центрден тыс- қысылған) еркін сүйенген біраралық элементтерінің жұмысын талдауға негізделген.

Құрылымдық жүйелердің элементтерінің беріктігі бойынша көтергіш қасиетін тексеру жүйеден «кесіп алынған» жекелеген біраралық элементтер үшін орындалуы мүмкін. Қисаюға ұшыраған жүйелердегі екінші еткті әсерлер (Р-Δ әсерлер) не ұштық сәттердің элементке енгізілуімен, немесе сәйкес есептік ұзындықтың өзгеруімен ескерілуі тиіс, ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(3)в) және 5.2.2(8) қараңыз.

Көлденең қиманың 1, 2 және 3 сыныптарының қысылған- иілуші (центрден тыс- қысылған) элементтері үшін екі шарт орындалуы тиіс:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1, (2.46)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1, (2.47)$$

мұндағы  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – қысушы күштің және сәйкесінше у-у және z-z осьтеріне қатысты максималды сәттердің есептік мәндері;

$\chi_y$   $\chi_z$  –орнықтылық жоғалтуының жазық пішіні кезінде төмендетуші коэффициенттерді, бұл құралдың 2.5.4.1 қараңыз;

$\chi_{LT}$  – иілудің жазық пішінінің орнықтылығын тексеру кезінде төмендетуші коэффициент, бұл құралдың 2.5.4.2 қараңыз;

ЕСКЕРТУ Бұралудың деформацияларына сезімтал элементтер үшін,  $\chi_{LT} = 1,0$ .

$N_{Rk}, M_{i,Rk}$  – мына өрнектер бойынша анықталатын иілуге және қысу бойынша көлденең қиманың көтергіш қасиетінің нормативтік мәндері:  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  және  $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ ;

бұл жерде  $A$  – көлденең қиманың ауданы;

$W_i = W_{pl,i} - 1$  және 2 сыныпты көлденең қималар үшін кедергілесу сәті;

$W_i = W_{el,i} - 3$  сыныпты көлденең қималар үшін кедергілесу сәті;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  – өзара әрекеттесу коэффициенттері.

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  өзара әрекеттесу коэффициенттері таңдалған әдіске байланысты.

ЕСКЕРТУ  $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  өзара әрекеттесу коэффициенттері екі баламалы әдіспен анықталады: ҚР ҚН EN 1993-1-1 (1 баламалы әдіс) А Қосымшасы бойынша немесе ҚР ҚН EN 1993-1-1 В Қосымшасы бойынша (2 баламалы әдіс). Екі әдісте өзара әрекеттесу коэффициенттері материалдың серпінді жұмысы кезіндегі, сол сияқты пластикалық деформациялардың дамуын ескерумен анықталады. Тексеруді жеңілдету мақсатымен серпінді деформациялар саласында ғана жүзеге асырылуы мүмкін. ҚР ҚН EN 1993-1-1 –ге Ұлттық Қосымшада осы құралдың 2.5.4.3.2 келтірілген 2 баламалы әдісті пайдалану ұсынылған.

2.5.4.3.2 [ҚР ҚН EN 1993-1-1 В Қосымшасы] 2.5.4.3.1 өзара әрекеттесу формулаларында  $k_{ij}$  өзара әрекеттесу коэффициенттерін анықтаудың 2 әдісі.

$k_{ij}$  өзара әрекеттесу коэффициенттері 2.15 және 2.16 кестелерінде келтіріюген өрнектер бойынша анықталады. Сәттердің баламалы тік бұрышты эпюрасына өтудің  $C_{mi}$  коэффициенттері 2.17 кестеде келтірілген.

2.5.4.4 [6.3.5 ҚР ҚН EN 1993-1-1] **Пластикалық топсалармен элементтердің иілуінің жазық пішінінің орнықтылығын жоғалту**

2.5.4.4.1 Жалпы ереже

Құрылымдар жобалау жақтауда иілудің жазық пішінінің орнықтылығын келесі тәсілдермен қамтамасыз ету шартымен пластикалық деформацияларды ескерумен ескерілуі мүмкін:

а) едәуір бұрылу қасиеттеріне ие пластикалық топсалардың құралу жерлерінде бекітумен 2.5.4.4.2 қараңыз;

б) мұндай бекітулер мен жазықтықтан басқа бүйір арасындағы учаскенің тұрақты ұзындығын тексеруді 2.5.4.4.3 қараңыз.

Егер шекті қиын жағдайда жүктемелердің барлық комбинацияларында бұрылуға қабілеттілігіне ие пластикалық топса қалыптасатын болса, смұндай пластикалық топсалар үшін ешқандай босату талап етілмейді.

2.5.4.4.2 Пластикалық бұрылу қабілеті бар топсаларды ажырату

Пластикалық топсалар бұрылу қабілеті бар құралатын барлық жерлерде көлденең қима бұл жерлерде элементтің пластикалық деформацияларымен туғызылатын бүйір күштердің немесе бұралудың әсеріне сәйкес көтергіш қасиетімен бүйірлік ығысудан немесе бұралудан ажыратылуы тиіс.

Тиімді ажырату қамтамасыз етілуі тиіс:

– иілуші сәттің немесе қысылудың әсеріне ұшыраған элементтерде – екі скрелердің бүйірлік ажыратуымен. Ол бір сөрені бүйірлік ажыратумен және созылған сөреге қатысты қысылған сөренің бүйірлік ығысуына кедергі жасайтын бұралудан көлденең қиманың қатты ажыратылуымен қамтамасыз етілуі тиіс (2.14 сурет);


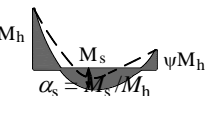
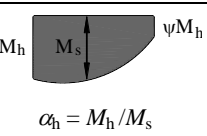
**2.15 кесте – бұралу деформацияларына сезімтал емес элементтер үшін  $k_{ij}$  өзара әрекеттесу коэффициенттері**

өзара әрекеттесу коэффициенттері	Қима түрі	Есептік алғышарттар	
		3 сыныпты көлденең қиманың серпінді қасиеттері	1 сынып, 2 сыныпты көлденең қиманың пластикалық қасиеттері
$k_{yy}$	Екітаврлар, тік бұрышты тұйық	$C_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	Екітаврлар, тік бұрышты тұйық	$k_{zz}$	$0,6k_{zz}$
$k_{zy}$	Екітаврлар, тік бұрышты тұйық	$0,8k_{yy}$	$0,6k_{yy}$
$k_{zz}$	екітаврлар	$C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Тік бұрышты тұйық		$C_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Осьтік қысу және жазық ию $M_{y,Ed}$ , әсерлеріне ұшыраған екітаврлы және тік бұрышты тұйық қималар үшін $k_{zy}$ коэффициенті нөлге деп алынуы мүмкін.			

**2.16 кесте – бұралу деформацияларына сезімтал элементтер үшін  $k_{ij}$  өзара әрекеттесу коэффициенттері**

өзара әрекеттестік ко	Есептік алғышарттар	
	3 сыныпты көлденең қиманың серпінді қасиеттері	1 сынып, 2 сыныпты көлденең қиманың пластикалық қасиеттері
$k_{yy}$	$k_{yy}$ 2.15 кестеден	$k_{yy}$ 2.15 кестеден
$k_{yz}$	$k_{yz}$ 2.15 кестеден	$k_{yz}$ 2.15 кестеден
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p style="text-align: center;"><math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math> үшін:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ 2.15 кестеден	$k_{zz}$ 2.15 кестеден

**2.17 кесте – Баламалы тұрақты сәтке өтудің  $C_{mi}$  коэффициенттері**

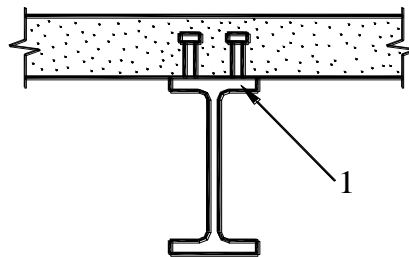
Сәт эпюрасы	Шекаралар		$C_{my}, C_{mz}$ және $C_{mLT}$													
			Бөлінген жүктеме	Орталанған жүктеме												
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$													
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$												
<p>Орнықтылық жоғалтуына ұшыраған элементтер үшін <math>C_m</math> коэффициенттерін сәйкесінше <math>C_{my} = 0,9</math> немесе <math>C_{mz} = 0,9</math> алу қажет.</p> <p><math>C_{my}, C_{mz}</math> және <math>C_{mLT}</math> ажыратудың сәйкес нүктелері арасында иілуші сәттің эпюрасына сәйкес келесідей анықтау қажет:</p> <table><tr><td><math>C_{mi}</math> коэффициенті</td><td>осіне қатысты иілу</td><td>ажырату бағыты</td></tr><tr><td><math>C_{my}</math></td><td><math>y - y</math></td><td><math>z - z</math></td></tr><tr><td><math>C_{mz}</math></td><td><math>z - z</math></td><td><math>y - y</math></td></tr><tr><td><math>C_{mLT}</math></td><td><math>y - y</math></td><td><math>y - y</math></td></tr></table>					$C_{mi}$ коэффициенті	осіне қатысты иілу	ажырату бағыты	$C_{my}$	$y - y$	$z - z$	$C_{mz}$	$z - z$	$y - y$	$C_{mLT}$	$y - y$	$y - y$
$C_{mi}$ коэффициенті	осіне қатысты иілу	ажырату бағыты														
$C_{my}$	$y - y$	$z - z$														
$C_{mz}$	$z - z$	$y - y$														
$C_{mLT}$	$y - y$	$y - y$														

– иілуші сәттің әсеріне және осьтік сығуға ұшыраған элементтерде, оларда

қысылған сөре ажырату тактайымен жанасады, - қысылған сөренің бүйірлік ығысуынан және қиманың бұралуынан ажыратумен (мысалы, тактайға қосқан кезде, 2.15 сурет). Неғұрлым иілгіш қималар үшін (прокаттық екітаврлармен салыстырғанда) пластикалық топсаның құралу жерлерін же көлденең қиманың бұралуын болдырмау қажет (мысалы, тактаймен қатты қосылған, қысылған сөреге бекітілген арқалық қабырғасында қаттылықтың көлденең қырын қоюмен).



2.14 сурет– Бұралудан типтік қатты бекіту



1 – қысылған сөре

2.15 сурет– Тактаймен қысылған сөренің бүйірлік ығысуынан және көлденең қиманың бұралуынан типтік ажырау

Пластикалық топса құралатын барлық жерлерде ажыратушы элементпен (мысалы, айдаумен) немесе кез келген аралық элементпен (мысалы, қиюмен) қосылыс (мысалы, диагональді байланыс) басқа жүктемелермен қандай да бір үйлесімсіз, жазық қабырғаға перпендикуляр жазықтығында сөремен берілетін  $N_{f,Ed}$  – ден 2,5 % осьтік күштен берілетін  $N_{f,Ed}$  ((2.48) формуласында көрсетілген) диагональдық байланыспен кем емеске тең, жергілікті күшті қабылдауға есептелген.

Пластикалық топса құралатын жерде оны тікелей ажырату мүмкін болмаған кезде, оны элементтің бойымен  $h/2$  артық емес қашықтықта ажыратқан жөн, мұндағы  $h$  – пластикалық топса құралатын жердегі қиманың толық биіктігі.

Байланыстар жүйесін есептеу кезінде, ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.3 қараңыз, байланыстар жүйесі пластикалық топса құралатын жерлерде байланыстардың әрбір элементіне салынған жергілікті күштердің  $Q_m$  әсерін қабылдай алады деген шартты тексеру қажет (есептеуден басқа көрсетілген 5.3.3 сәйкес бастапқы жетілмегендіктерді ескерумен), ол тең:

$$Q_m = 1,5 \cdot \alpha_m \cdot \frac{N_{f,Ed}}{100}, (2.48)$$

мұндағы  $N_{f,Ed}$  – пластикалық топса құралатын жерлерде ажыратылатын элементтің қысылған сөресіндегі осьтік күш;

$\alpha_m$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.3(1) сәйкес.

ЕСКЕРТУ Көрсетілген күштің сыртқы жүктеменің күштерімен үйлесуі - сондай-ақ ҚР ҚН EN 1993-1-1-ң 5.3.5(5) қараңыз.

#### 2.5.4.4.3 Ажыратулар арасында учаскелердің тұрақты ұзындығын тексеру

Ажыратулар арасындағы учаскелерде иілудің жазық пішінінің орнықтылығы қамтамасыз етілген, егер ажыратулар арасындағы ұзындық тұрақты ұзындықтан аспаса.

$$\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \varepsilon \quad \text{шарты орындалатын тұрақты қиманың екітаврлық арқалықтары үшін,}$$

сәттердің сызықтық бөлінуі және шамалы ғана осьтік қысу кезінде, тұрақты ұзындықты мынаған тең деп алу қажет:

$$L_{stable} = 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z \quad - \text{при } 0,625 \leq \psi \leq 1, \quad (2.49)$$

$$L_{stable} = (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z \quad - \text{при } -1 \leq \psi \leq 0,625,$$

$$\text{мұндағы } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; (f_y \text{ в Н/мм}^2)$$

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}} = \text{учаскедегі ұштық сәттердің қатынасы.}$$

ЕСКЕРТУ Учаске ұзындығының орнықтылығын анықтауды сондай-ақ осы оқу құралының 2.5.4.5 тармағы және Қосымша ВВ Қосымшасынан қараңыз.

Егер пластикалық топсаның құралу жері вуттың ұштарының бірінен тікелей жақында болып шықса, онда ауыспалы биіктік учаскесін пластикалық топсаның құралу жеріне жанасатын учаске ретінде қарастырмау қажет, егер мына шарттар орындалса:

- пластикалық топсаның құралу жерінде ажырату ауыспалы биіктік учаскесінде топсадан  $h/2$  артық емес қашықтықта қарастырылса, бірақ тұрақты қима учаскесінде емес;
- вуттың қысылған сөресі барлық ұзындығы бойынша серпінді кезеңде істейді.

ЕСКЕРТУ Толық нұсқауларды ҚР ҚН EN 1993-1-1 ВВ Қосымшасынан қараңыз.

2.5.4.5 [ВВ.3.1.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1 ВВ Қосымшасы] Дәнекерлейтін немесе оған баламалы дәнекерленетін профильдерден тұрақты қима элементтері үшін бүйірлік ажыратудың шектес нүктелері арасындағы пластикалық топсалармен учаске жазықтығынан тұрақты ұзындық.

Иілудің жазық пішінінің орнықтылық жоғалтуын ескеру қажет емес, егер пластикалық топсаның ажыратылған қимасы мен бүйірлік ығысудан ажыраған шектес қиманың арасындағы элемент учаскесінің  $L$  ұзындығы,  $L_m$  аз болса:



$$L_m = \frac{38 \cdot i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756 \cdot C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{A \cdot I_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}}, (2.50)$$

мұндағы  $N_{Ed}$  – элементтегі қысушы күштің есептік мәні, Н;

$A$  – элементтің көлденең қимасының ауданы, мм<sup>2</sup>;

$W_{pl,y}$  – элементтің қимасының кедергілесуінің пластикалық сәті;

$I_t$  – еркін бұралу кезінде көлденең қиманың инерция сәті;

$f_y$  – аққыштық шегі, Н/мм<sup>2</sup>;

$C_1$  – анықтамалық әдебиет бойынша қабылданатын жүктемелер мен сүйену шарттарына тәуелді моменттердің бөлінуін есепке алатын.  $C_1$  коэффициентін можно определять как  $C_1 = k_c^{-2}$  ретінде анықтауға болады, мұндағы  $k_c$  2.14.-кесте бойынша қабылданады.

2.5.4.4.2 сәйкес, элемент пластикалық топсада және учаскенің келесі шеті:

– қысылған сөренің бүйірлік ығысуынан, мұндағы сөрелердің бірі учаскенің барлық ұзындығы бойынша қысылған;

– бұралудан;

– ҚР ҚН EN 1993-1-1 ВВ қосымшасының ВВ.3.1.2 бойынша анықталған тұрақты ұзындыққа  $L_s$  қойылатын талаптарды қанағаттандыратын қашықтықта учаске шетінің бүйірлік ығысуынан және элементтің ширатылуынан босатылған жағдайда орнықтылық шығыны есепке алынбайды.

ЕСКЕРТУ Негізі  $L_s$  артық  $L_m$ .

### 3 ДИССИПАТИВТІК КОНСТРУКТИВТІК ТӘРТІПKE АРНАЛҒАН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫҢ БАРЛЫҚ ТҮРПАТТАРЫНА ОРТАҚ ЖОБАЛАУ КРИТЕРИЙЛЕРІ МЕН КОНСТРУКЦИЯЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ

#### 3.1 Жалпы мәліметтер

3.1.1 [6.5.1(1)] 3.2 келтірілген жобалау критерийлерін диссипативтік конструктивтік тәртіп тұжырымдамасына сәйкес жобаланатын құрылыстардың сейсмикалық төзімді элементтері үшін қолданған жөн.

3.1.2 [6.5.1(2)] Егер 3.3 - 3.5 конструкциялау ережелері сақталса, 3.2 келтірілген жобалау критерийлері қанағаттандырылған болып есептеледі.

#### 3.2 Диссипативтік құрылыстарға арналған жобалау критерийлері

3.2.1 [6.5.2(1)P] Диссипативтік аймақтардағы құрылыстар көлденең майысу немесе гистерезистік тәртіпке байланысты өзге де құбылыстар кезіндегі пластикалық өзгерістер мен төзімділіктің жергілікті жоғалуы құрылыстың жалпы төзімділігіне әсер етпейтінде болып жобалануы тиіс.

ЕСКЕРТУ 2.5-кестеде келтірілген коэффициенттер  $q$  осы талапқа сәйкес келеді деп есептеледі (ҚР ҚН EN 1998-1 2.2.2(2) қар.).

3.2.2 [6.5.2(2)P] Диссипативтік аймақтардың тиісті иілімділігі және кедергісі болуы тиіс. Кедергіні (салмақ түсетін қабілеттілігі бар) ҚР ҚН EN 1993 сәйкес тексеру қажет.

3.2.3 [6.5.2(3)] Диссипативтік аймақтар конструктивтік жүйенің немесе желілік қосылыстардың элементтерінде орналасуы мүмкін.

3.2.4 [6.5.2(4)P] Егер диссипативтік аймақтар конструктивтік жүйенің элементтерінде орналасқан болса, онда диссипативтік емес элементтер мен конструктивтік жүйенің қалған бөліктеріндегі диссипативтік элементтерді қосу желілерінің диссипативтік бөліктердегі циклдық пластикалық өзгерістердің даму мүмкіндігін қамтамасыз ететін беріктіктің жеткілікті резервтері болуы тиіс.

3.2.5 [6.5.2(5)P] Егер диссипативтік аймақтар қосылыстарда орналасқан болса, онда қосылатын элементтердің қосылыстарындағы циклдық пластикалық өзгерістердің даму мүмкіндігін қамтамасыз ететін беріктіктің жеткілікті резервтері болуы тиіс.

3.2.6 Б қосымшасында Қазақстандағы сейсмикалық төзімді болат қаңқаларды жобалау практикасында қоданылатын диссипативтік аймақтары бар элементтердің конструктивтік нысандары туралы ақпарат келтірілген.

### 3.3 Сығылуға немесе майысуға жұмыс істейтін диссипативтік элементтерге арналған жобалау ережелері

3.3.1 [6.5.3(1)P] Сығылу немесе майысу кезінде энергияны диссипирлеуші элементтердің жеткілікті жергілікті иілімділігі осы құралдың 2.5.2 (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.5 сәйкес келетін) анықталған көлденең қималардың сыныптарына сәйкес олардың енінің қалыңдығына қатынасын  $b/t$  шектеу жолымен қамтамасыз етілуі тиіс

3.3.2 [6.5.3(2)] Иілімділік сыныбы мен референттік тәртіп коэффициентіне қарай энергияны диссипирлеуші диссипативтік элементтердің көлденең қималарының сыныптарына қойылатын талаптар 3.1-кестеде көрсетілген.

#### 3.1 – кесте. Иілімділік сыныбы мен референттік тәртіп коэффициентіне қарай диссипативтік элементтердің көлденең қималарының сыныптарына қойылатын талаптар

Иілімділік сыныптары	Тәртіп коэффициентінің референттік мәндері $q$	Көлденең қималардың талап етілетін сыныптары
DCM (орташа)	$1,5 < q \leq 2$	1,2 немесе 3 сынып
	$2 < q \leq 4$	1 немесе 2 сынып
DCH (жоғары)	$q > 4$	1 сынып

3.3.3 [5.6 ҚР ҚН EN 1993-1-1] Пластикалық жалпы есептеуде көлденең қималарға қойылатын талаптар

3.3.3.1 4 - 6 тараулардың нұсқауларына Пластикалық шарнирден тұратын элементтің пластикалық шарнир пайда болатын орындардағы көлденең қиманың пластикалық шарнир пайда болатын орындарда талап етілетіннен кем болмайтын бұрылу қабілеттілігі болуы тиіс.

3.3.3.2 Біртекті (тұрақты қима) элементтегі пластикалық шарнирдің бұрылу

қабілеттілігін. Егер төмендегі екі талапты қанағаттандыратын болса, жеткілікті деп санауға болады:

а) пластикалық шарнирдің пайда болу орнындағы элементтің 1 сыныпты көлденең қимасы бар;

б) егер пластикалық шарнирдің пайда болу орнындағы қабырғаға мәні ығысу көлденең қиманың салмақ түсетін қабілеттілік мәнінің 10 % асатын күш жұмсалса, (осы құралдың 2.5.3.4 қар.), онда  $h/2$  қашықтықтағы қабырғаның учаскесін (мұндағы  $h$  – осы жердегі көлденең қиманың биіктігі) пластикалық шарнир орналасқан жерден қаттылық қырларымен бекіткен жөн.

3.3.3.3 Элементтің ұзындығы бойынша көлденең қимасы өзгерген орындарда мынадай қосымша жағдайлар орналасуы тиіс (әртекті элементтер):

а) пластикалық шарнирдің орналасқан жеріне түйісетін қиылысу қабырғасының қалыңдығы азайтылмауы тиіс, ең болмағанда, пластикалық шарнир орналасқан жерден екі жаққа да  $2d$  тең қашықтықта болуы тиіс (мұндағы  $d$  – пластикалық шарнир орналасқан жердегі қабырғаның қиылысу биіктігі);

б) пластикалық шарнирдің орналасқан жеріне түйісетін қиылысудың сығылған сөресін пластикалық шарнир орналасқан жерден екі жаққа да төмендегі мәндердің үлкенінен кем болмайтындай қашықтықта 1-сыныпқа жатқызу қажет:

–  $2d$ , 3.3.3.3 а айтылғандай;

– пластикалық сатыдағы майысудың салмақ түсетін қабілеттілігінен элементтегі моменттің 0,8 дейін төмендейтін ең жақын нүктесіне дейінгі қашықтық;

в) элементтің кез келген өзге нүктесінде сығылған сөрені 1 немесе 2 сыныпқа, ал қабырғаны 1,2 немесе 3 сыныпқа жатқызған жөн.

3.3.3.4 Созылған аймақтардағы иілімділік шарниріне түйісетін жерлердегі тесіктер үшін осы құралдың 2.5.3.3 пластикалық шарнирден екі жаққа да 3.3.3.3 б) белгіленген қазықтықтағы шартын қанағаттандыруы тиіс.

3.3.3.5 Жақтауды пластикалық есептеу кезінде моменттерді қайта бөлу есебі негізделген, егер барлық элементтер үшін есептеу жүктемелері кезінде пластикалық шарнирлер болса немесе пайда болуы мүмкін болса, 3.3.3.2 ÷ 3.3.3.4 талаптары орындалады.

3.3.3.6 Жергілікті төзімділіктің жоғалуы, элементтің жалпы төзімділігінің жоғалуы және толығымен алғандағы жүйенің жалпы төзімділігінің жоғалуын ескере отырып, элементтің ұзындығы бойынша нақты кернеуленген және өзгерген жағдайын қарастыратын пластикалық жалпы есептеу әдістерін қолдану кезінде 3.3.3.2 ÷ 3.3.3.5 талаптарын орындау қажет емес.

#### **3.4 Созылуға жұмыс істейтін бөліктерге немесе элементтерге арналған жобалау ережелері**

[6.5.4(1)] Созылу кезіндегі созылған элементтер мен элементтердің бөліктері үшін осы құралдың 2.5.3.1 сәйкес иілімділік талаптарын сақтау қажет.

#### **3.5 Диссипативтік аймақтардағы қосылыстарға арналған жобалау қағидалары**

3.5.1 [6.5.5(1)P] Қосылыстарды жобалау кезінде пластикалық өзгерістердің, жоғары қалдық кернеулердің таралуын шектеп, дайындау ақаулықтарының алдын алу қажет.

3.5.2 [6.5.5(2)] Аралық пісіру жігінің толық пісірілуімен орындалған диссипативтік элементтердің диссипативтік емес қосылыстары беріктік резерві бойынша критерийлерді қанағаттандырушы болып саналуы мүмкін.

3.5.3 [6.5.5(3)] Бұрыштық пісіру жіктері немесе бұрамалық диссипативтік емес қосылыстар үшін мынадай шарт сақталуы тиіс:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}, (3.1)$$

мұндағы  $R_d$  – ҚР ҚН EN 1993 сәйкес қосылыстардың кедергісі;

$R_{fy}$  – ҚР ҚН EN 1993 сәйкес материалдың аққыштық шегі бойынша анықталған қосылған диссипативтік элементтің пластикалық кедергісі (салмақ түсетін қабілеттілігі);

$\gamma_{ov}$  – беріктік материал резервінің коэффициенті (2.1.2.2 және 2.2.2 қар.).

3.5.4 [6.5.5(4)] ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4.1 сәйкес кесуге жұмыс істейтін В және С санаттарының бұрамалық қосылыстарын және ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4.2 сәйкес созуға жұмыс істейтін Е санатының бұрамалық қосылыстарын қолданған жөн. Сондай-ақ кесуге жұмыс істейтін аймақ жанындағы (жоғары дәлдіктегі) бұрамалары бар желілік қосылыстарды пайдалануға жол беріледі. Үйкеліс беттері EN 1090-2 көрсетілгендей, А немесе В сыныптарына сәйкес келуі тиіс.

3.5.5 [6.5.5(5)] Кесуге жұмыс істейтін бұрама қосылыстар үшін бұрамалардың кесілуін есептеу кедергісі жаншуды есептеу кедергісінен 1,2 есе артық болуы тиіс.

3.5.6 [6.5.5(6)] Есептеу нақтылығы эксперименталдық деректермен, элементтер мен олардың қосылыстарының циклдық жүктемесі кезіндегі беріктігі мен иілімділігін эксперименталдық тексеру арқылы әрбір конструктивтік тұрпат пен иілімділіктің конструктивтік сыныбы үшін 4 ÷ 7 тарауларда анықталған арнайы талаптарға сәйкес келу үшін расталуы тиіс. Бұл ереже диссипативтік аймақтардағы немесе олармен жапсарлас аймақтардағы беріктігі тең немесе ішінара қосылыстар үшін қолданылады.

3.5.7 [6.5.5(7)] Эксперименталдық деректер қолда бар мәліметтермен негізделеді. Олай болмаған жағдайда сынақтар жүргізу талап етіледі.

## **4 МОМЕНТТІК ЖАҚТАУЛЫ ҚАҢҚАЛАРҒА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ**

### **4.1 Жобалау критерийлері**

4.1.1 [6.6.1(1)P] Моменттік жақтаулы қаңқалар ҚР ҚН EN 1998-1 4.4.2.3 сәйкес, пластикалық шарнирлер арқалықтарда немесе колонналы арқылықтардың қосылыстарында, бірақ колонналардың өзінде емес, қалыптасатындай жобалануы тиіс. Бұл талап қаңқаның негіздемесіне (колонналар базасына), көп қабатты ғимараттардың жоғарғы қабатындағы колонналардың жоғарғы учаскесіне және бір қабатты ғимараттарға жатқызылмайды.

4.1.2 [6.6.1(2)P] Диссипативтік аймақтардың орналасқан жерлеріне қарай, 3.2.4 немесе 3.2.5 ережелерін қолдану қажет.

4.1.3 [6.6.1(3)] Шарнирлерді қалыптастырудың қажетті сұлбасы осы құралдың 4.1.4

және 4.2, 4.3 және 4.4 талаптарын сақтау арқылы қамтамасыз етілуі тиіс.

4.1.4 [4.4.2.3] Көп қабатты ғимараттардың ыңғайлы қабаттарындағы пластикалық өзгеру тетігін қалыптастыру ыңғайлы қабаттың колонналарындағы шамадан тыс жергілікті пластикалық өзгерістерді туындатуы мүмкін.

Биіктігі 2 немесе одан көп қабаттан тұратын қаңқалы ғимараттардағы, алғашқы колонналары бар бастапқы немесе қайталама арқалықтардың барлық қосылыстарындағы талаптарды орындау үшін мына шартты сақтау қажет:

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

мұндағы,  $\Sigma M_{Rc}$  – осьтік күштің әрекетін ескере отырып анықталатын желілік қосылыстардағы колонналардың майысуына қима ең аз салмақ түсетін қабілеттілігін (кедергісін) анықтайтын моменттердің есептік мәндерінің жиынтығы;

$\Sigma M_{Rb}$  – желілік қосылыстардағы арқалықтардың майысуына қима ең аз салмақ түсетін қабілеттілігін (кедергісін) анықтайтын моменттердің есептік мәндерінің жиынтығы. Беріктігі ішінара қосылыстарды пайдалану кезінде осы қосылыстардың майысу кедергісін анықтайтын моменттер  $\Sigma M_{Rb}$  анықтау кезінде де есепке алынады.

ЕСКЕРТУ Теңеудің (4.1) қатаң интерпритациясы желілік қосылыс орталығындағы моменттерді есептеуді талап етеді. Бұл моменттер желілік қосылыстардың сыртқы беттеріндегі колонналардың немесе арқалықтардың майысу кедергісінің есептік мәндеріне, оған қоса желілер бетіндегі ығысулардан туындаған моменттерге сәйкес келеді. Алайда дәлдіктің жоғалуы, егер ығысу рұқсаты есепке алынбаса, мәнісіз болып табылады, ал алынған жеңілдіктің маңызы бар. Мұндай аппроксимация рауалы болып саналады.

Теңеудің (4.1) шарты екі ортогоналдық бағытта орналасқан жақтаулы ғимараттардағы жақтаулы екі бағытпен анықталатын майысудың екі ортогоналдық тік жазықтығында сақталуы тиіс. Бұл шарт желілік қосылыстардағы арқалық моменттері әрекеттерінің екі бағыты (оң және теріс) үшін де сақталуы тиіс. Бұл ретте колонналардың моменттері әрдайым арқалық моменттеріне қарсы әрекет етеді. Егер конструктивтік жүйе екі басты көлденең бағыттардың біреуінде ғана жақтаумен берілген болса, онда Теңеудің (4.1) шарты осы бағыт бойынша тік жазықтық шегінде ғана орындалуы тиіс.

Бұл қағидаларды көп қабатты ғимараттардың жоғарғы қабаты үшін қолданбауға болады.

4.1.5 В қосымшасында моменттік жақтаулы қаңқасы бар ғимараттың сейсмикалық ықпалдарға әсерін есептеу үлгісі келтірілген.

## 4.2 Арқалықтар

4.2.1 [6.6.2(1)] Арқалықтарды ҚР ҚН EN 1993 сәйкес төзімділік шығынының нысандарына майысудың салмақ түсетін қабілеттілігі (кедергісі) бойынша арқалықтардың шетіндегі пластикалық шарнирлерді қалыптастыру болжамында тексеру қажет. Сейсмикалық есептеу жағдайында арқалықтың неғұрлым кернеулі шетін қарастыру қажет.

4.2.2 [6.6.2(2)] Арқалықтағы пластикалық шарнирлер үшін пластикалық сатыдағы майысудың салмақ түсетін қабілеттілігі мен бұрылу кедергісінің көлденең күштерді сығылу және әрекет жасау кезінде төмендемеуін тексеру қажет. Осы мақсатта, көлденең қималардың 1 және 2 сыныптарына тиесілі учаскелерде, шарнирлерді қалыптастырылуы

мүмкін орындарда төмендегі теңсіздіктер тексерілуі тиіс:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0, (4.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15, (4.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, (4.4)$$

$$\text{мұндағы } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}, (4.5)$$

$N_{Ed}$  – есептік осьтік күш;

$M_{Ed}$  – есептік майысу моменті;

$V_{Ed}$  – есептік көлденең күш;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993 сәйкес есептеу кедергісі;

$V_{Ed,G}$  – сейсмикалық емес ықпалдардың салдарынан болатын көлденең күштің есептік мәні;

$V_{Ed,M}$  – арқалықтың А және В шеткі қиылысуларындағы қарам-қарсы белгілері бар  $M_{pl,Rd,A}$  и  $M_{pl,Rd,B}$  пластикалық моменттерінің қосылуы салдарынан болатын көлденең күштің есептік мәні.

ЕСКЕРТУ  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$  арқалықтың екі шетіндегі диссипативтік аймақтары және L өткіні бар арқалыққа сәйкес келетін неғұрлым қолайсыз шарты болып табылады.

4.2.3 [6.6.2(3)] Көлденең қиманың 3-сыныбына тиесіліқималарға арналған (4.2) ÷ (4.4) теңеулер  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  на  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$  алмастырылып тексерілуі тиіс.

4.2.4 [6.6.2(4)] Егер (4.3) теңеуінің шарты орындалмаса, бірақ осы құралдың 2.5.3.6.1 талаптары қанағаттандырылса, онда 4.2.2 талаптары орындалған болып есептеледі.

### 4.3 Колонналар

4.3.1 [6.6.3(1)P] Колонналарды осьтік күш пен майысу моменттерінің неғұрлым қолайсыз үйлестірілуін ескере отырып, сығылу кезінде тексеру қажет.  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  тексеру кезінде есептелуі тиіс:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{aligned} (4.6)$$

мұндағы  $N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) – сейсмикалық есептеу жағдайына арналған ықпалдарды үйлестіруге енгізілген сейсмикалық емес жүктемелердің әсерінен колоннадағы сығылу күші (тиісті майысу моменті және көлденең күш);

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) – есептік сейсмикалық ықпалдардың салдарынан болатын колоннадағы сығылу күші (тиісті майысу моменті және көлденең күш);

$\gamma_{ov}$  – беріктік резервінің коэффициенті (2.1.2.2 және 2.2.2.2);

$\Omega$  – диссипативтік аймақтар орналасқан барлық арқалықтардың  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  ең кіші мәні;  $M_{Ed,i}$  – сейсмикалық есептік жағдайдағы арқалықтың майысу сәтінің есептік мәні  $i$ , ал  $M_{pl,Rd,i}$  – сәйкес келетін пластикалық момент.

4.3.2 [6.6.3(2)] 4.1.1 белгіленгендей, пластикалық шарнирлер қалыптастырылатын

колонналардағы тексеру барысында осы пластикалық шарнирлердегі қолданыстағы момент  $M_{pl,Rd}$  тең.

4.3.3 [6.6.3(3)] Колонналардың салмақ түсетін қабілеттілігін (кедергісін) тексеруді осы құралдың 2.5.3 және 2.5.4 сәйкес орындаған жөн.

4.3.4 [6.6.3(4)] Конструктивтік есеппен алынған колоннадағы көлденең күш  $V_{Ed}$  мына теңеуді қанағаттандыруы тиіс:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, (4.7)$$

4.3.5 [6.6.3(5)] Күштердің арқалықтардан колонналарға берілуі ҚР ҚН EN 1993-1-8 6-тарауындағы жобалау қағидаларына сәйкес келуі тиіс.

4.3.6 [6.6.3(6)] Арқалық-колонна қосылыстарында пайда болған панельдердің жақтауланған қабырғаларының ығысу кедергісі (4.1 – сур. қар.) келесі теңеуді қанағаттандыруы тиіс:

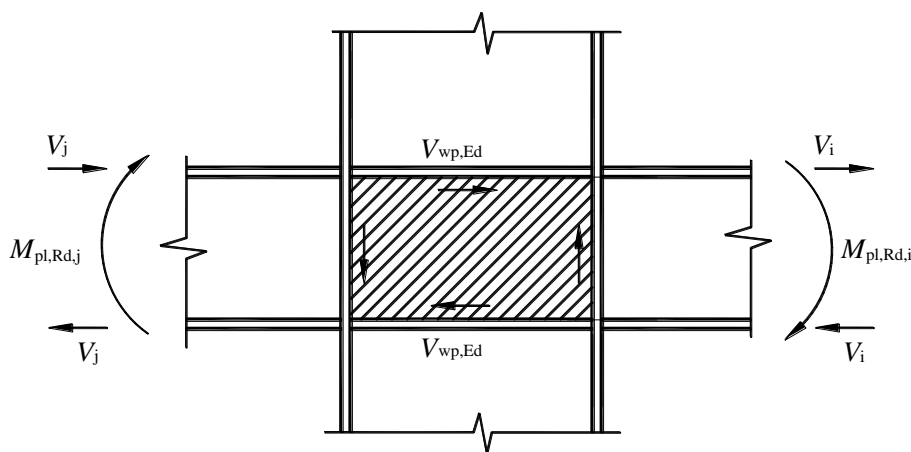
$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0, (4.8)$$

мұндағы  $V_{wp,Ed}$  – арқалықтарда немесе қосылыстарда түйісетін диссипативтік аймақтардың пластикалық кедергісін есепке ала отырып, ықпалдардың тиімділігі салдарынан пайда болған панельдің жақтауланған қабырғасындағы есептік көлденең күш ;  $V_{wp,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-8 6.2.6.1 сәйкес, панельдердің жақтауланған қабырғаларының ығысу кедергісі. Бұл жағдайда ығысу кезіндегі пластикалық кедергіге осьтік күштен және майысу моментінен болатын кернеудің әсерін есепке алу талап етілмейді.

4.3.7 [6.6.3(7)] Панельдің жақтауланған қабырғасының ығысуы кезіндегі тұрақтылықтың жоғалу кедергісі де ҚР ҚН EN 1993-1-5 5-тарауының ережелеріне сәйкес тексерілуі тиіс:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}, (4.9)$$

мұндағы  $V_{wb,Rd}$  – панельдің жақтауланған қабырғасының ығысуы кезіндегі тұрақтылықтың жоғалу кедергісі.



4.1 – сурет. Сөрелермен және қаттылық қырларымен жақтауланған панельдің қабырғасы

#### 4.4 Арқалықтардың колонналармен қосылыстары

4.4.1 [6.6.4(1)] Егер құрылыс арқалықтардағы энергияның диссипациясын қарастыру үшін жобаланған болса, онда арқалықтардың колонналармен қосылыстарын құралдың 4.2.-қосалқы тарауында көрсетілген майысуға салмақ түсетін қабілеттілікті (кедергіні)  $M_{pl,Rd}$  және көлденең күшті ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ) ескере отырып, беріктік резервінің талап етілетін дәрежесімен (осы құралдың 3.5 қар.) жобалау қажет, 4.2.4.4.2 көрсетілген.

4.4.2 [6.6.4(2)] Диссипативтік жартылай қатты және/немесе ішінара берік қосылыстарға төмендегідей барлық талаптар орындалған жағдайда ғана жол беріледі:

- а) қосылыстардың ортақ деформациялармен келісілетін бұрылу қабілеттілігі болса;
- б) қосылыстардағы қаңқа элементтері қатерлі шекті жағдайда (ULS) орнықты болып табылса;

в) қосылыстың жалпы ауытқуға тігінен деформациялану әсері ортақ қарапайым сызықтық емес статикалық есептеуде немесе уақыт саласындағы сызықтық емес есептеуде есепке алынатын болса.

4.4.3 [6.6.4(3)] Желілік қосылыс пластикалық шарнир аймағының  $\theta_p$  бұрылу қабілеттілігі иілімділік сыныбының құрылыстары үшін 35 мрад кем болмайтындай және  $q > 2$  кезінде DCM иілімділік сыныбының құрылыстары үшін 25 мрад кем болмайтындай жағдайда орындалуы тиіс. Айналу бұрышы  $\theta_p$ :

$$\theta_p = \delta / 0,5 \cdot L, \quad (4.10) \text{ теңеуінен анықталады,}$$

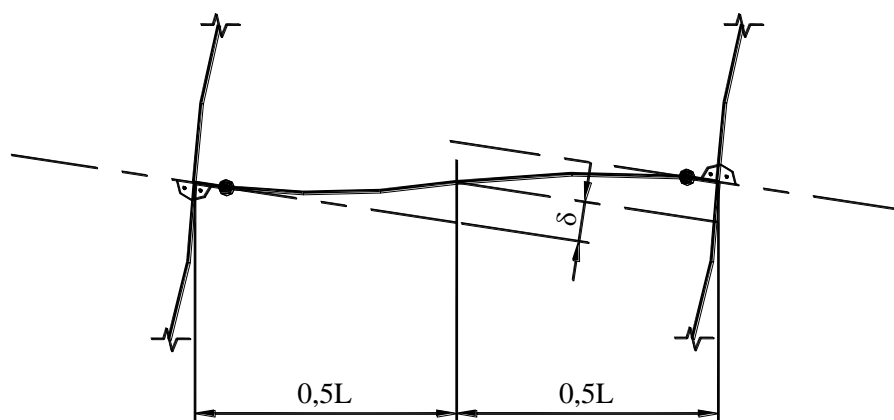
мұндағы (4.2 -сур. қар.)

$\delta$  – өткіннің ортасындағы арқалықтың қисаюы;

$L$  – арқалықтың өткіні.

Циклдық жүктемелеу кезіндегі пластикалық шарнир аймағының бұрылу қабілеттілігі беріктігі мен қаттылығының 20% аспайтындай төмендеуінсіз қамтамасыз етілуі тиіс. Бұл талап диссипативтік аймақтардың жоспарланған орналасуына қарамастан өз күшінде қалады.

4.4.4 [6.6.4(4)]  $\theta_p$  бағалау үшін орындалған эксперименттерде, колонна панелінің жақтауланған қабырғасының ығысу кедергісі (4.8) теңеуге сәйкес келуі тиіс, ал колонна панелінің жақтауланған қабырғасының ығысу деформациясы мүмкін пластикалық бұрылыстың  $\theta_p$  30% артық үлес бермеуі тиіс.



4.2 – сурет.  $\theta_p$  есептеуге арналған арқалықтың майысуы



4.4.5 [6.6.4(5)] Колоннаның серпімді деформациясы  $\theta_p$  мәнін бағалауға енгізілмеуі тиіс.

4.4.6 [6.6.4(6)] Егер беріктігі ішінара қосылыстар пайдаланылатын болса, колонналардың есептік салмақ түсетін қабілеттілігі пластикалық деформация қосылыстары қабілеттілігінің үдесінен шыға отырып, анықталуы тиіс.

## 5 ШОҒЫРЛАНҒАН БАЙЛАНЫСТАРЫ БАР ҚАҢҚАЛАРҒА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ

### 5.1 Жобалау критерийлері

5.1.1 [6.7.1(1)P] Шоғырланған байланыстары бар қаңқаларды көлденең диагоналдардағы пластикалық деформациялары қосылыстардың және арқалықтардағы немесе колонналардағы пластикалық деформациялардың немесе орнықтылықтың жоғалуының бас тартуынан бұрын туындайтындай жобалануы қажет.

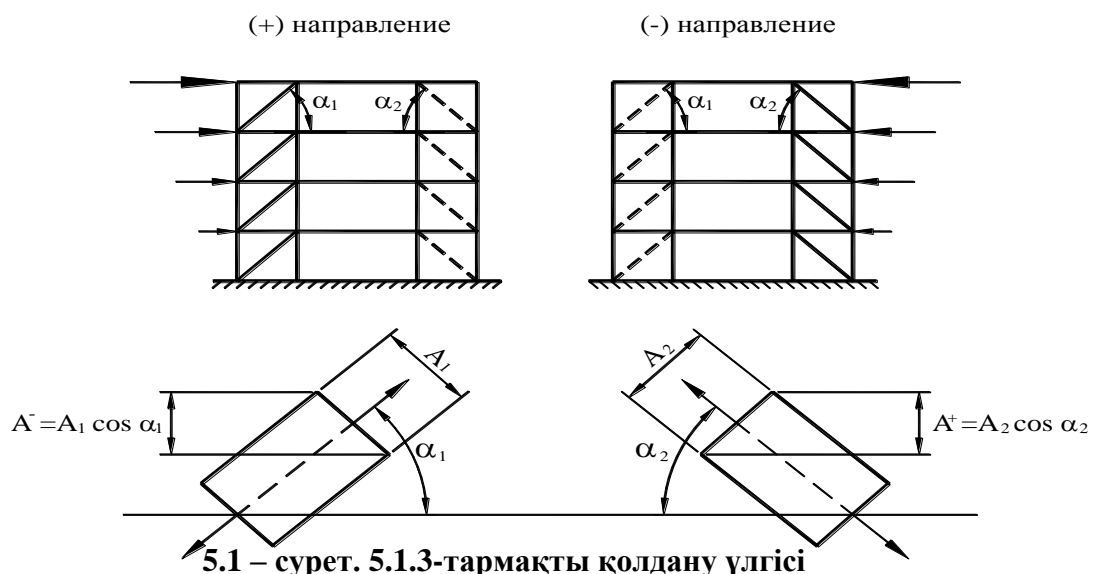
5.1.2 [6.7.1(2)P] Байланыстардың диагоналдық элементтері құрылыс жүктеме белгісінің ауысуы кезінде әрбір қабаттың деңгейіндегі жүктемеден көлденең алмасулардың бірдей тәуелділіктерімен қарама-қарсы бағытта сипатталатындай болып орналасуы тиіс.

ЕСКЕРТУ 5.1-суретте көрсетілген созылуға ғана жұмыс істейтін диагоналдық байланыстары бар сұлбаларды қолданған жағдайда, бұл сұлбаларды ширату әсерлерінің ұлғаюын болдырмас үшін, сұлбалардың өзге тұрпаттарымен (мысалы, кеңістіктік қаңқаларда) орналастыру немесе құрамдастыру қажет.

5.1.3 [6.7.1(3)] Осы мақсатта, ғимараттың әр қабаты үшін келесі шарт сақталуы тиіс:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05, \quad (5.1)$$

мұндағы  $A^+$  және  $A^-$  – тиісінше, оң немесе теріс бағыты бар көлденең сейсмикалық ықпалдар кезіндегі созылған диагоналдардың көлденең қиысуларының көлденең проекцияларының ауданы (5.1 –сур. қар).



## 5.2 Есептеу

5.2.1 [6.7.2(1)P] Гравитациялық жүктемелер кезінде арқалықтар мен колонналар осы жүктемелерге кедергі келтіреді, ал байланыстардың элементтері назарға алынбайды деп есептеледі.

5.2.2 [6.7.2(2)P] Байланыстардың диагональдық элементтерін құрылыстардың сейсмикалық ықпалдарға серпінділік есебін орындау кезінде есепке алу қажет:

– диагональдық байланыстары бар қаңқаларда байланыстардың тек қана көлденең диагональдық элементтерін ғана есепке алу қажет;

–V-тәріздес байланыстары бар қаңқаларда байланыстардың созылған элементтерін де, сығылған диагональдық элементтерін де есепке алу қажет.

5.2.3 [6.7.2(3)] Шоғырланған байланыстардың кез келген тұрпатын есептеу кезінде, егер төмендегі барлық жағдайлар сақталатын болса, байланыстардың созылған элементтерін де, сығылған диагональдық элементтерін де есепке алуға жол беріледі:

а) ортақ қарапайым сызықтық емес статикалық есептеуде немесе уақыт саласындағы сызықтық емес есептеуде қолданылатын болса;

б) байланыстардың диагональдық элементтерінің тәртібін модельдеу кезінде орнықтылықтың жоғалуына дейін де, жоғалуынан кейін де көлденең иілу кезіндегі жағдай есепке алынатын болса;

в) байланыстардың диагональдық элементтері тәртібінің таңдалған моделін растайтын бастапқы ақпарат болса.

5.2.4 Г қосымшасында X-тәріздес центрлік байланыстары бар ғимараттың сейсмикалық ықпалдарға (кедергіге) әсерін есептеу үлгісі келтірілген.

## 5.3 Байланыстардың диагональдық элементтері

5.3.1 [6.7.3(1)] X-тәріздес диагональдық байланыстары бар қаңқалардағы шартты (өлшемсіз) иілгіштік  $\bar{\lambda}$ , осы құралдың 2.5.4 анықталғандай,  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$  мәндерімен шектелуі тиіс.

ЕСКЕРТУ 1,3 шегі тұрақтылықтың жоғалуына дейінгі сатыдағы (сығылған және созылған диагональдық байланыстардың белсенді кезінде) колоннаның артық жүктемесін болдырмас үшін қабылданған, кейін ықпалдардың әсерлері, тек созылған диагональ ғана белсенді болып табылған кезде шекті сатыдағы есептеулерден есептеледі.

5.3.2 [6.7.3(2)] Диагональдары X-тәріздес байланыстар ретінде орналаспаған (мысалы үшін 5.1 –сур. қар.) диагональдық байланыстары бар қаңқалардағы өлшемсіз иілгіштік  $\bar{\lambda}$  2,0 тең немесе одан кем болуы тиіс.

5.3.3 [6.7.3(3)] V-тәріздес байланыстары бар қаңқалардағы өлшемсіз иілгіштік  $\bar{\lambda}$  2,0 тең немесе одан кем болуы тиіс.

5.3.4 [6.7.3(4)] Екі абатқа дейінгі құрылыстарда  $\bar{\lambda}$  шектеуі қолданылмайды.

5.3.5 [6.7.3(5)] Диагональдардың ортақ көлденең қиманың  $N_{pl,Rd}$  пластикалық сатысындағы салмақ түсетін қабілеттілік (кедергі)  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$  орындалатындай болуы тиіс.

5.3.6 [6.7.3(6)] V-тәріздес байланыстары бар қаңқалардағы байланыстардың сығылған диагональдық элементтерін 2.5.3 және 2.5.4 сәйкес, сығылу кедергісіне есептеген жөн.

5.3.7 [6.7.3(7)] Диагоналдардың кез келген элементке қосылуы 3.5 конструктивтік талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

5.3.8 [6.7.3(8)] Байланыстардың диагональдық элементтерінің диссипативтік тәртібінің біртектілігін қамтамасыз ету үшін 5.4.1 анықталған беріктік резервінің ең үлкен мәнінің  $\Omega_i$  ең кіші мәнінен  $\Omega$  25% артық болмауын тексеру қажет.

5.3.9 [6.7.3(9)] Диссипативтік жартылай қатты және/немесе ішінара берік қосылыстарға төмендегідей барлық талаптар орындалған жағдайда ғана жол беріледі:

а) қосылыстардың ортақ деформациялармен келісілетін салыстырмалы ұзару қабілеттілігі болса;

б) жалпы ауытқуға тігінен деформациялану әсері ортақ қарапайым сызықтық емес статикалық есептеуде немесе уақыт саласындағы сызықтық емес есептеуде есепке алынатын болса.

## 5.4 Арқалықтар және колонналар

5.4.1 [6.7.4(1)] Осьтік күштері бар арқалықтар мен колонналар кедергінің төмендегідей минималдық талаптарын қанағаттандыруы тиіс (кедергілер):

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}, \quad (5.2)$$

мұндағы  $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  – сейсмикалық ықпалды есептеу нәтижелері бойынша анықталған иілу моментінің  $M_{Ed}$  майысу кедергісіне әсерін есепке алғандағы, ҚР ҚН EN 1993 сәйкес анықталған арқалықтың немесе колоннаның көлденең майысуына есептік кедергісі;

$N_{Ed,G}$  – сейсмикалық есептеу жағдайларына арналған ықпалдарды үйлестіруге енгізілген сейсмикалық емес ықпалдардан болатын арқалықтағы немесе колоннадағы осьтік күш;

$N_{Ed,E}$  – есептік сейсмикалық ықпалдардан болатын арқалықтағы немесе колоннадағы осьтік күш;

$\gamma_{ov}$  – беріктік материал резервінің коэффициенті (2.1.2.2 және 2.2.2.2 қар.);

$\Omega$  – байланыстық қаңқа жүйесі байланыстарының барлық барлық диагональдық элементтері бойынша ең кіші мәні  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ ;

$N_{pl,Rd,i}$  – диагональдық элементтің  $i$  есептік кедергісі;

$N_{Ed,i}$  – сейсмикалық есептеу жағдайының сол диагональдық элементтегі  $i$  осьтік күшінің есептік мәні.

5.4.2 [6.7.4(2)] V-тәріздес байланыстары бар қаңқалардағы арқалықтарды:

– диагональдық элементтер байланысы арқылы пайда болған аралық тіреудің есебінсіз, барлық сейсмикалық емес ықпалдарға;

– сығылған диагональдық элементтердің тұрақтылығы жоғалғаннан кейін, байланыстардан арқалыққа қоса берілген тікелей сенімсіз сейсмикалық ықпалдардың әсеріне қарсы тұруға қабілетті болатындай етіп жобалау қажет. Бұл ықпал әсері  $N_{pl,Rd}$  созылған байланысқа және  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  сығылған байланысқа арналған мәндерді қолдану арқылы есептеледі.

1 ЕСКЕРТУ Коэффициент  $\gamma_{pb}$  тұрақтылық жоғалғаннан кейінгі сығылған диагональдық элементтердің салмақ түсетін қабілеттілігін (кедергісін) бағалау үшін қолданылады.

2 ЕСКЕРТУ Ұлттық Қосымшада коэффициенттің  $\gamma_{pb}$  мәні 0,3-ке тең деп қабылданған.

5.4.3 [6.7.4(3)P] Байланыстардың созылған және сығылған диагональдық элементтері қиылыспайтын (мысалы, 5.1.-суреттегі диагональдық элементтер) диагональдық байланыстары бар қаңқаларды есептеу кезінде сығылған диагональдық элементтермен түйісетін және осы диагональдық элементтердегі сығушы күштерге сәйкес келетін тұрақтылықтың жоғалуы кезіндегі диагональдық элементтердің есептік кедергісіне тең созылу және сығылу күштерін есепке алған жөн.

## **6 ЭКСЦЕНТРИСТІК БАЙЛАНЫСТАРЫ БАР ҚАҢҚАЛАРҒА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ КОНСТРУКЦИЯЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ**

### **6.1 Жобалау критерийлері**

6.1.1 [6.8.1(1)P] Эксцентристік байланыстары бар сейсмикаға қарсы звенолар деп аталатын арнайы элементтері пластикалық майысу және/немесе пластикалық тетіктерін қалыптастыру арқылы энергияны диссипациялауға қабілетті болатындай етіп жобалау қажет.

6.1.2 [6.8.1(2)P] Конструктивтік жүйе барлық сейсмикаға қарсы звенолардың біртекті диссипативтік тәртібі іске асырылатындай етіп жобалануы тиіс.

ЕСКЕРТУ Төменде келтірілген қағидалар қандай да бір жерде пластикалық деформациялар немесе қарсылықтар көрініс бергенге дейін звеноларда өз орын болатын пластикалық шарнирлердегі немесе ығысу панельдеріндегі механикалық беріктік әсерлерін қоса алғандағы, пластикалық деформациялардың пайда болуын қамтамасыз етуге арналған.

6.1.3 [6.8.1(3)] Сейсмикаға қарсы звенолар көлденең немесе тік элементтермен ұсынылуы мүмкін (2.4 –сур. қар.).

6.1.4 Д қосымшасында бір бағыттағы моменттік жақтаулары және өзге бағыттағы эксцентрлік байланыстарымен жақтаулары бар ғимараттың сейсмикалық ықпалдарға әсерін есептеу үлгісі келтірілген.

### **6.2 Сейсмикаға қарсы звенолар**

6.2.1 [6.8.2(1)] Звено қабырғасы көшірме пластиналармен күшейтусіз, тесіксіз және перфорациясыз бір қалыңдықтан тұруы тиіс.

6.2.2 [6.8.2(2)] Сейсмикаға қарсы звенолар пластикалық деформациялардың даму тетігінің тұрпатына сәйкес үш санатқа жіктелген:

– негізінен, ығысу кезіндегі пластикалық деформациялар есебінен энергияны диссипирлеуші қысқа звенолар;

– негізінен, майысу кезіндегі пластикалық деформациялар есебінен энергияны диссипирлеуші ұзын звенолар;

– майысу және ығысу есебінен пластикалық деформациялар тетігі іске асырылатын

аралық звенолар.

6.2.3 [6.8.2(3)] Қос таврлы көлденең қималар үшін (6.1-сурет) есептік кедергілер мен санаттар шекараларын анықтауға арналған төмендегідей параметрлер қолданылады:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f), \quad (6.1)$$

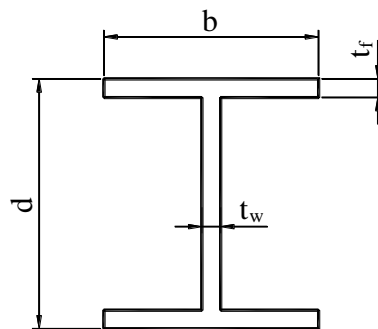
$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f), \quad (6.2)$$

6.2.4 [6.8.2(4)] Егер  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$  болса, онда звеноның есептік кедергісі звеноның екі шетіне арналған мынадай қатынастарды қанағаттандыруы тиіс:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}, \quad (6.3)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}, \quad (6.4)$$

мұндағы  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  – ықпалдардың есептік әсерлері, тиісінше, есептік осьтік күш, есептік иілу моменті және звеноның екі шетіндегі есептік көлденең күш.



## 6.1 – сурет. Қос таврлы көлденең қиманың звеносына арналған белгілерді анықтау

6.2.5 [6.8.2(5)] Егер  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} > 0,15$  болса, онда (6.3), (6.4) теңеулері  $V_{p,link}$  и  $M_{p,link}$  орнына қолданылатын  $V_{p,link,r}$  и  $M_{p,link,r}$  төмендегідей азайтылған мәндермен қанағаттандырылуы тиіс:

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2]^{0,5}, \quad (6.5)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})], \quad (6.6)$$

6.2.6 [6.8.2(6)] Егер  $N_{Ed} / N_{Rd} \geq 0,15$  болса, онда «е» звеносының ұзындығы:

$$e \leq 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{для } R < 0,3, \quad (6.7)$$

немесе

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{для } R \geq 0,3, \quad (6.8)$$

аспауы тиіс,

мұндағы  $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$ , ал  $A$  – звеноның жалпы ауданы.

6.2.7 [6.8.2(7)] Құрылыстың жалпы диссипативтік тәртібіне қол жеткізу үшін ғимараттар, 6.3.1 анықталған қатынастардың әрбір мәні  $\Omega_i$  6.3.1 алынған ең кіші мәннен  $\Omega$  осы ең кіші мәнің 25 % артық аспауын тексеру қажет.

6.2.8 [6.8.2(8)] Звеноның екі шетіндегі тең моменттері бір мезгілде туындайтын конструкциялардағы (6,2 а) суретті қар.) звенолар олардың «е» ұзындығына сәйкес жіктелуі мүмкін. Қос таврлы көлденең қималар үшін қарастырылған санаттар:

– қысқа звенолар  $e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}, \quad (6.9)$

– ұзын звенолар  $e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link}, \quad (6.10)$

– аралық звенолар  $e_s < e < e_L, \quad (6.11)$

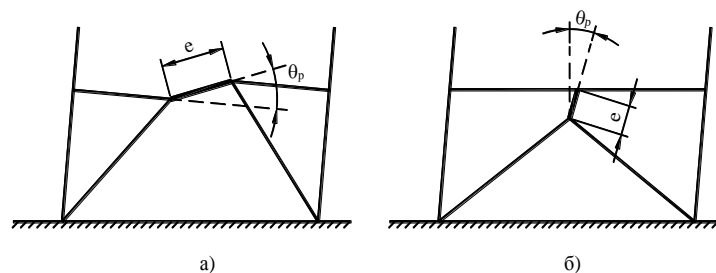
6.2.9 [6.8.2(9)] Звеноның бір жағында бір ғана пластикалық шарнир қалыптастырылатын конструкциялардағы (6.2, б) сур. қар.) звенолар санатын «е» ұзындығына қарай анықтаған жөн. Қос таврлы көлденең кималар үшін қарастырылған санаттар:

– қысқа звенолар  $e < e_s = 0,8 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$ , (6.12)

– ұзын звенолар  $e > e_L = 1,5 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$ , (6.13)

– аралық звенолар  $e_s < e < e_L$ , (6.14)

мұндағы  $\alpha$  – сейсмикалық есептік жағдайдағы звеноның бір шетіндегі кіші иілу моменттерінің  $M_{Ed,A}$  пластикалық шарнир қалыптастырылатын екінші шетіндегі үлкен иілу моменттеріне  $M_{Ed,B}$  қатынасы. Екі моменттің де шамалары абсолюттік шама ретінде қабылданады.



**6.2 – сурет. а) звено шетіндегі тең моменттер;  
б) звено шетіндегі тең емес моменттер**

6.2.10 [6.8.2(10)] Звеноның ішкі жағындағы звено мен элементтің арасындағы бұрылу бұрышы  $\theta_p$  4.4.3 анықталғандай, ортақ деформациялармен келісілуі тиіс. Бұрыш төһмендегі мәндерден аса алмайды:

– қысқа звенолар  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$  радиан, (6.15)

– ұзын звенолар  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$  радиан, (6.16)

– аралық звенолар  $\theta_p \leq \theta_{pR}$  = жоғарыда көрсетілген мәндер арасындағы сызықтық интерполяциямен анықталған мәндер (6.17)

6.2.11 [6.8.2(11)] Звеноның қабырғасында оның екі жағы бойынша диагональдық байланыстардың шетінде қабырғаның толық биіктігі бойынша орналасқан қаттылық қырлары қарастырылуы тиіс. Бұл қаттылық қырларының жалпы ені  $(b_f - 2 \cdot t_w)$  кем емес жалпы ені және  $0,75 t_w$ , я болмаса 10 мм кем емес қалыңдығы болуы тиіс.

6.2.12 [6.8.2(12)] Звеноның қабырғасында келесі жағдайларда қаттылықтың аралық звенолары қарастырылуы тиіс:

а) қысқа звеноларда звеноның  $(30 \cdot t_w - d/5)$  бұрылу бұрышы  $\theta_p$  0,08 радиан артық аспайтын немесе звеноның  $((52 \cdot t_w - d/5))$  бұрылу бұрышы  $\theta_p$  0,02 радианға тең немесе кем болатын қашықтықта орналасқан қабырғалардың аралық қаттылық қырлары орнатылуы тиіс. 0,08 және 0,02 радиан арасында жатқан бұрылу бұрыштары үшін сызықтық интерполяцияны пайдаланған жөн.

б) ұзын звеноларда звеноның пластикалық шарнир қалыптастырылатын әрбір шетінен  $1,5 b$  қашықтықта орналасқан қаттылықтың бір аралық қабырғасы орнатылуы тиіс;

в) аралық звеноларда а) және б) талаптарына жауап беретін қабырға қаттылығының аралық қырлары орнатылған болуы тиіс;

г) ұзындығы  $5 M_p / V_p$  артық «е» звеноларға қабырға қаттылығының аралық қырлары талап етілмейді;

д) қабырға қаттылығының аралық қырлары қабырғаның толық биіктігі бойынша орнатылуы тиіс. Көлденең қиманың биіктігі  $d \leq 600$  мм кем звенолар үшін, қаттылық қырлары звеноның бір жағынан ғана талап етіледі. Бір жақты қаттылық қырларының қалыңдығы ненің артық болуына қарай,  $t_w$  немесе 10 мм кем болмауы тиіс, ал ені ширина  $(b/2) - t_w$  кем болмауы тиіс. Биіктігі 600 мм және одан артық звенолар үшін қаттылықтың ұқсас аралық қырлары қабырғаның екі жағы бойынша қарастырылуы тиіс.

6.2.13 [6.8.2(13)] Звеноның қаттылық қырын звеноның қабырғасымен қосатын бұрыштық пісіру жіктерінің  $\gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st}$  тең күштік кедергі үшін жеткілікті, есептік беріктігі болуы тиіс., мұндағы  $A_{st}$  – қаттылық қырының ауданы. Қаттылық қырын сөрелерге бекітетін бұрыштық пісіру жіктерінің есептік беріктігі  $\gamma_{ov} \cdot A_{st} \cdot f_y / 4$  тең күштік кедергі үшін жеткілікті болуы тиіс.

6.2.14 [6.8.2(14)] Бүйірлік бекітулер звеноның екі сөресінің (жоғарғы және төменгі) екі жақ шетінде қарастырылуы тиіс. Звенолардың шеткі бүйірлік бекітулерінің  $f_y \cdot b \cdot t_f$  ретінде есептелген звено сөресінің күтілетін номиналдық осьтік беріктігінің 6 % құрайтын күштердің бүйірлік қабылдауын қамтамасыз ету үшін жеткілікті болатын есептік осьтік кедергісі болуы тиіс.

6.2.15 [6.8.2(15)] Сейсмикаға қарсы звено қарастырылатын арқалықтардағы звенодан тыс панельдердің қабырғаларының ығысуы кезіндегі тұрақтылықтың жоғалу кедергісі ҚР ҚН EN 1993 - 1 - 5 5-тарауына сәйкес тексерілуі тиіс.

### 6.3 Сейсмикаға қарсы звенолардан тұрмайтын элементтер

6.3.1 [6.8.3(1)] Байланыстардың колонналары және диагональдық элементтері сияқты сейсмикаға қарсы звенолардан тұрмайтын элементтер, егер арқалықтарда көлденең звенолар қолданылатын болса, сондай-ақ арқалықтардағы элементтер, егер тік звенолар қолданылатын болса, осьтік күш пен иілу моменттерінің неғұрлым қолайсыз үйлесуін есепке ала отырып, сығылуға тексерілуі тиіс:

$$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}, \quad (6.18)$$

мұндағы  $N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed})$  – сейсмикалық есептік жағдайдағы есептік мәндерге тең қабылданған иілу моменті  $M_{Ed}$  мен көлденең күштің  $V_{Ed}$  өзара іс-қимылын есепке ала отырып, ҚР ҚН EN 1993 сәйкес анықталатын байланыстың колоннасының немесе диагональдық элементінің есептік осьтік кедергісі;

$N_{Ed,G}$  – сейсмикалық есептік жағдайдағы ықпалдарды үйлестіруге енгізілген сейсмикалық емес ықпалдармен шарттастырылған байланыстың колоннасының немесе диагональдық элементінің сығылу күші;

$N_{Ed,E}$  – есептік сейсмикалық ықпалдармен шарттастырылған байланыстың колоннасының немесе диагональдық элементінің сығылу күші;

$\gamma_{ov}$  – берікті резервінің коэффициенті (2.1.2.2 және 2.2.2.2 қар.);

$\Omega$  – төмендегі мәндерден қабылданған ең кіші мультипликативті коэффициент:

барлық қысқа звенолар арасындағы ең кіші мәні  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ ;

барлық аралық және ұзын звенолардың арасындағы ең кіші мәні  $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ ;

мұндағы  $V_{Ed,i}$ ,  $M_{Ed,i}$  – есептік сейсмикалық жағдайдағы звеноның көлденең күші мен иілу моментінің есептік мәндері  $i$ ;

$V_{p,link,i}$ ,  $M_{p,link,i}$  – звеноның 6.2.3 сәйкес ығысуы мен майысуының есептік пластикалық кедергісінің мәндері  $i$ .

#### 6.4 Сейсмикаға қарсы звенолардың қосылыстары

6.4.1 [6.8.4(1)] Егер құрылыс сейсмикаға қарсы буындардағы энергияны диссипациялаумен жобаланатын болса, онда звенолар мен осы звенолардан тұратын элементтердің қосылыстары төмендегі тәсілмен есептелген ықпалдардың әсерлеріне  $E_d$  есептелуі тиіс:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_1 \cdot E_{d,E}, \quad (6.19)$$

мұндағы  $E_{d,G}$  – сейсмикалық есептік жағдайдағы ықпалдарды үйлестіруге енгізілген сейсмикалық емес ықпалдармен шарттастырылған қосылыстағы ықпалдың әсері;

$E_{d,E}$  – есептік сейсмикалық ықпалдармен шарттастырылған қосылыстағы ықпалдың әсері;

$\gamma_{ov}$  – берікті резервінің коэффициенті (2.1.2.2 және 2.2.2.2 қар.);

$\Omega$  – 6.3.1 сәйкес буын үшін есептелген беріктік резервінің коэффициенті.

6.4.2 [6.8.4(2)] Диссипативтік жартылай қатты және/немесе ішінара берік қосылыстар үшін энергияны диссипациялау тек қосылыстарда ғана туындайды деп болжанады. Бұл төмендегідей барлық талаптар орындалған жағдайда ғана жол беріледі:

а) қосылыстардың ортақ деформациялармен келісілетін бұрылу қабілеттілігі болса;

б) қосылыстардағы қаңқа элементтері қатерлі шекті жағдайда (ULS) орнықты болып табылса;

в) қосылыстың жалпы ауытқуға тігінен деформациялану әсері есептеу кезінде есепке алынатын болса

6.4.3 [6.8.4(3)] Беріктігі ішінара қосылыстар сейсмикаға қарсы звенолар үшін пайдаланылған жағдайда ғана, құрылыстың өзге элементтерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігі звенолардың қосылыстарының пластикалық деформацияға қабілеттілігі ескеріле отырып, қамтамасыз етілуі тиіс.

### 7 ҒИМАРАТТАРДЫҢ ӨЗГЕ ТҰРПАТТАРЫНА АРНАЛҒАН ЖОБАЛАУ ҚАҒИДАЛАРЫ

#### 7.1 Аударылған маятник тұрпатындағы құрылыстарды жобалау ережелері

7.1.1 [6.9(1)] Аударылған маятник тұрпатындағы 2.3.1.1г) сипатталған құрылыстардың колонналарын осьтік күші мен иілу моменттерінің неғұрлым қолайсыз үйлестірілуін есепке ала отырып, сығылыға тексеру қажет.

7.1.2 [6.9(2)] Элементтердің тексерілуін орындау кезінде,  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  мәндерін тексеру үшін 4.3 сәйкес есептеген жөн.

7.1.3 [6.9(3)] Колонналардың шартты (өлшемсіз иілгіштігі)  $\bar{\lambda} \leq 1,5$  дейін шектелуі тиіс.



7.1.4 [6.9(4)] «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 7.2.2.2 бойынша анықталатын қабаттың қиғаштану коэффициентін  $\theta$ ,  $\theta \leq 0,20$  дейін шектеу қажет.

**7.2 Бетонды ұйшықтары немесе бетонды қабырғалары бар болат конструкцияларды, сондай-ақ шоғырланған байланыстармен немесе толтырулармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқаларды жобалау қағидалары**

### **7.2.1 Бетонды ұйшықтары немесе бетонды қабырғалары бар құрылыстар**

7.2.1.1 [6.10.1(1)P] Болат элементтер осы құралда және ҚР ҚН EN 1993 келтірілген қағидаларға сәйкес тексерілуі тиіс, бұл ретте бетонды элементтер ҚР ҚН EN 1998-1 5-тарауына сәйкес жобалануы тиіс және оның оқу құралы.

7.2.1.2 [6.10.1(2)P] Болат пен бетон бірге жұмыс істейтін элементтер ҚР ҚН EN 1998-1 7 сәйкес тексерілуі тиіс және оның оқу құралы.

### **7.2.2 Шоғырланған байланыстармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар**

7.2.2.1 [6.10.2(1)] Бір бағытта жұмыс істейтін моменттік жақтаулары және байланыстық жақтаулары бар қосарлы конструктивтік жүйелерді бірыңғай коэффициентті  $\eta$  пайдалану арқылы жобалау қажет. Моменттік және байланыстық жақтаулар арасындағы көлденең күштер олардың серпінді қаттылықтарына сәйкес таратылуы тиіс.

7.2.2.2 [6.10.2(2)] Моменттік жақтаулар және байланыстық жақтаулар 4, 5 және 6 талаптарына сәйкес келуі тиіс.

### **7.2.3 Толтырулармен үйлестірілген моменттік жақтаулы қаңқалар**

7.2.3.1 [6.10.3(1)P] Бетонмен толтырылуы тікелей болат қаңқамен байланысты моменттік жақтаулық қаңқаларды ҚР ҚН EN 1998-1 7 және оның оқу құралына сәйкес жобалау қажет.

7.2.3.2 [6.10.3(2)P] Бүйірлік және жоғарғы жақтардағы толтырылуы конструктивті түрде болат қаңқамен қосылмаған моменттік жақтаулық қаңқалар болат қаңқалар ретінде жобалануы тиіс.

7.2.3.3 [6.10.3(3)] Толтырылуы болат қаңқалармен түйісе орналасқан, бірақ олармен тікелей қосылмайтын моменттік жақтаулы қаңқалар, мынадай қағидаларды қанағаттандыруы тиіс:

а) қаңқа элементтеріндегі жергілікті иілімділігін арттырмас үшін, толтыру ғимараттың биіктігі бойынша біркелкі бөлінуі тиіс. Егер бұл шарт орындалмаса, онда ғимарат биіктігі бойынша тұрақты емес деп қарастырылуы тиіс («Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 3.3.қар.);

б) қаңқа мен толтыру арасындағы өзара байланыс есепке алынуы тиіс. Арқалықтар мен колонналарда толтырудағы диагональдық кергімен шарттастырылған ішкі күштері

ескерілуі тиіс. Осы мақсатта ҚР ҚН ЕН 1998-1 5.9-қосалқы тараудың қағидалары қолданылуы мүмкін Ол үшін ҚР ҚН ЕН 1998-1 5.9. келтірілген қағидалар және оның оқу құралдары қолданылуы мүмкін;

в) болат қаңқалар осы тармақтың қағидаларына сәйкес тексерілуі тиіс, ал арматураланған бетонды немесе таспен қалауды ҚР ҚН ЕН 1992-1-1 және ҚР ҚН ЕН 1998-1 және оның оқу құралы 5 немесе 9 сәйкес жобалау қажет.

## **8 ЖОБАЛАУДЫ ЖӘНЕ ҚҰРЫЛЫСТЫ БАҚЫЛАУ**

8.1 [6.11(1)P] Жобалауды және құрылысты бақылау жобаның нақты құрылысқа сәйкестігін қамтамасыз етуі тиіс.

8.2 [6.11(2)] Осы мақсатта, ҚР ҚН ЕН 1993 талаптарына қосымша ретінде келесі талаптар сақталуы тиіс:

а) конструкцияларды дайындауға және тұрғызуға арналған сызбалар қсылыстардың бөлшектерінен, бұрамалардың және пісіру жіктерінің мөлшерлері мен сапасынан, сондай-ақ диссипативтік аймақтарда дайындаушы тарапынан қолданылатын болаттың аққыштық ең жоғары рауалы шегі  $f_{y,max}$  көрсетілген болат таңбасының элементтерінен тұруы тиіс;

б) материалдардың осы құралдың 2.2 ережелеріне сәйкестігі тексерілуі тиіс;

в) бұрамалардың тартылуы мен пісіру сапасын бақылау EN 1090-2 келтірілген қағидаларға сәйкес келуі тиіс;

г) құрылыс уақытында диссипативтік аймақтарданақты қолданылатын болаттың аққыштық шегінің  $f_{y,max}$  сызбада көрсетілген мәннен 10% артық аспауы қамтамасыз етілуі тиіс.

8.3 [6.11(3)P] Егер жоғарыда көрсетілген шарттардың біреуі орындалмаса, онда ҚР ҚН ЕН 1998-1 талаптарына сәйкестігін қамтамасыз етуге мүмкіндік беретін түзетулер немесе негіздемелер жасалып, құрылыстың қауіпсіздігіне кепілдік берілуі тиіс. .

**А Қосымша**  
(ақпараттық)

**Қазақстандағы көп қабатты ғимараттардың сейсмикалық төзімді болат қаңқасын  
жобалау тәжірибесі**

**А.1 Ғимараттың сейсмикалық төзімділігіне арналған болат құрылымдарын  
пайдалану**

Қазақстан Республикасының шығыс және әсіресе оңтүстік аудандары ықтималдылықтың жоғары деңгейімен қарқындылығы 8,9 және 10 балл бұзу және апатты жер сілкінісі болатын жер шарының сейсмикалыққауіпті аймақтары ішіне кіреді.

Қазақстанда орындалған ғылыми-зерттеу және жобалау жұмыстары сейсмикалық әсер кезінде болат қаңқалардың элементтерінің бұзылуының негізгі себептерін анықтауға мүмкіндік берді және сейсмикалық төзімділікті жоғарылату мақсатында оларды құрылымдаудың жаңа прогрессивті принциптерін жасады. Осы принциптердің негізіне тығыздық шегінен олардың жұмысы кезінде аз көміртекті және төмен колегирленген құрылыс болаттардың жоғары энергияны сіңіргіш қабілеттіктері жатыр. Сейсмикалық әсер кезінде пайда болатын белгісі ауысатын циклдық жүктемелер кезінде, сіңірілген сыртқы энергияның шамасы бір цикл үшін мынаған байланысты болады:

- материалдың пластикалық өзгеру деңгейіне;
- болат аққыштығының шегіне;
- тығыздық шегінен тыс жұмысқа кіріктірілген болат ауқымына.

Көп қабатты ғимараттардың металл қаңқалары үшін сейсмикалыққорғаудың анағұрлым қарапайым және тиімді әдіс болып жоғары пластикалық деформацияның элементтерін қолдана отырып сейсмикалыққорғау болып табылады. Осындай энергияны сіңіретін элементтері ретінде болат қаңқасы бар көпқабатты сейсмикалықтөзімді құрылыс тәжірибесінде қолданылады:

- қаңқаның жеке негізгі тасушы элементтері;
- энергияны сіңіргіш деп аталған белгілі аймақтарға арнайы орнатылған элементтер;
- қаңқа элементінің түйісу тораптары.

Қазақстанда 1980 жылдан бастап, тығыз-пластикті кезеңдегі болаттың жұмысы кезіндегі циклдық ұзақ мерзімділік пен жоғары энергияны сіңіру қабілеттілігіне ие тең кедергі аймағы бар және гофрленген қабырғасы бар екі таврлы ригельдің тиімді сындарлы түрінің рамалы және рамалы-байланысатын қаңқаларының сейсмикалықтөзімді құрылысы тәжірибесіне енгізілді, сараптамалы түрде зерттелді және әзірленіп, патенттермен қорғалды. [1, 2, 3].

Байланысатын және рамалық-байланысатын қаңқалардың сейсмикалықтөзімділікті арттыру үшін созылу-қысылу, жылжу мен иілуге тығыздықтың шегінен тыс материал жұмыс істейтін, түрлі энергиялық сіңіргіштердің сейсмикалықтөзімді құрылысты тәжірибеге енгізілді, сараптамалық түрде зерттелді және әзірленді [4, 5, 6, 7]. Сонымен бірге энергияның анағұрлым көп мөлшері созылу-қысылу мен жылдытуға материалдың жұмысы кезінде бір цикл ішінде сіңіріледі. Барлық энергияны сіңіріретін элементтерде алдын ала белгіленген деңгейдің пластикалық деформациясының дамуына жол беріледі,

бұл оның бұзылуын болдырмайды. Жер сілкінісі болған кезде, көрсетілген элементтер тығыз-пластикалық кезеңде белгісі ауысатын циклдық жүктеме шарттарында жұмыс істей отырып, сейсмикалық әсердің әр циклында қайта түсетін энергиясының көп бөлігін сіңіретін болады. Бұл тығыз жүйелерге тән резонансты құбылыстардың мүмкіндігін, сондай-ақ жер сілкінісі кезінде қаңқа элементтерінің шекті жүктемесінен бұзылуын болдырмайды. Сейсмикалық әсер энергиясы пластикалық сатыдағы металлдың жұмысының арқасында, қоршаған ортаға тарайтын жылуға айналады.

Көп қабатты ғимараттардың сейсмикалық қорғалатын болат қаңқаларын жобалау кезінде Қазақстандағы ғимараттың сейсмикалықтөзімді құрылысы тәжірибесінде құрылымдаудың келесі принциптерін басшылыққа алу керек:

- қаңқалардың сындарлы кестелері, әдетте, симметриялық түрге ие болуы керек және жер сілкінісі кезінде минималды көлденең сейсмикалық жүктемелердің пайда болуын қамтамасыз етеді, ол үшін жабын құрылымы мен жеңіл қоршайтын құрылымды қолдану қажет;

- иілу немесе жылжуға жұмыс істейтін элементтерде пластикалық деформациялардың дамуына жол беріледі;

- тығыз пластикалық кезеңде жұмыс істейтін қаңқаның элементтері үшін, пластикалық аз көміртекті және төмен колегирленген болат қолданылуы керек;

- жер сілкінісі кезінде пластикалық деформацияның дамуы қарастырылатын қаңқа элементтері кернеудің концентрациясының төмен деңгейімен ерекшеленетін сындарлы түрлерге ие болуы керек;

- қаңқа элементтеріндегі пластикалық деформация облысында бұранда және дәнекерлеу қоспалары аймағынан шығарылуы керек;

- қаңқаның ұысылған элементтері энергияны сіңіретін элементтердің көмегімен жер сілкінісі кезінде мүмкін болатын жүктемелерден қорғалуы керек;

- ұстындар бойынша тік байланыстарда энергия сіңіргіштер орнатылуы керек;

- қаңқа құрылымы жер сілкінісінен кейін ғимараттың сейсмикалық төзімділігін қалпына келтіру кезінде жоғары жөндеу жарамдылығына ие болуы керек.

## **А.2 Сейсмикалық төзімді ғимараттардың болат қаңқаларының сындарлы кестелері**

Сейсмикалықтөзімді ғимараттар үшін рамалы, байланысты және рамалы-байланысты қаңқалары ұсынылады, олардың кейбіреулері А.1 және А.2 Суреттерінде келтірілген. Басымдылықты қаңқаның көлденең және бойлық остерге қатысты симметриялық қаттылық пен ұстындардың реттелетін торымен кең корпусты ғимараттарына беру керек.

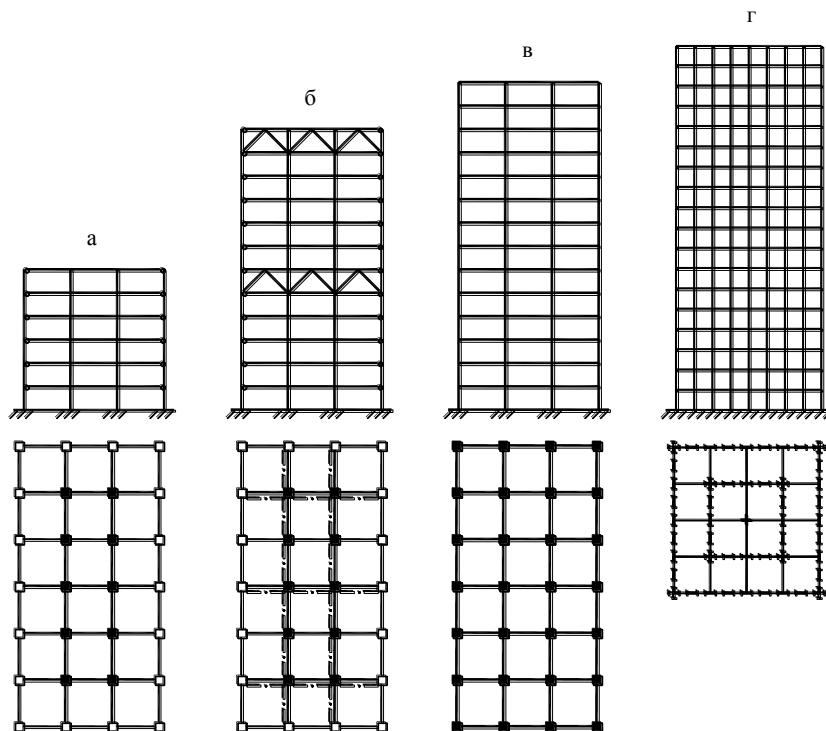
25 м дейінгі биіктігі бар ғимараттарда (А.1 сурет) көлденең сейсмикалық жүйтемелерді азайту мақсатында иілмелі құрылым қаттылығын азайту үшін көлденең және бойлық бағыттағы біркелкі қаттылық ерекшеліктері бар қаттылықтың рамалы өзектерімен қаңқаларды орындау ұсынылады. Ғимарат қаңқасының тығыз өзекшесі ұстынды шеткі ригельдердің топсалы қосылыстары арқылы жасалады.

Ғимараттардың биіктігі 36 м дейін болған жағдайда, мұндай ғимараттарға ғимараттың биіктігі бойынша бір немесе екі деңгейдегі қабаттың биіктігіне тең биіктіктегі

фермалар түрінде қосымша қатты траверстер орнатуға болады (А.1 б -сурет).

54 м дейінгі биіктігі бар ғимараттарды екі бағытта да таза рамалы кестенің қаңқаларымен жобалауға ұсынылады, сонымен бірге салыстырмалы төмен қаңқаларда үстіңгі қабаттарды жекеленген жағдайларда аз икемді қаттылықпен орындау мақсатқа лайық болады.

Үлкен биіктіктегі ғимараттар үшін периметрі бойынша немесе ғимараттың ортасында көлденең сейсмикалық жүктемелерді қабылдаушы негізгі салмақ түсетін конструкциялардың орналасуымен металл кеңістіктік қаңқаларды қолданған артығырақ. Бұл қаңқалар төмен металл сыйымдылығымен, ғимараттардың ішкі көлеміндегі сәулеттік-жоспарлау шешімдерінің қарапайымдылығымен және көтеріңкі қаттылығымен айрықшаланады. Кеңістіктік болат қаңқалардың сұлбалары қаңқалық-оқпанды, қораптық және қораптық-оқпанды болып бөлінеді. (А.1 г - сурет).



- а – қаттылықтың жақтаулы ұяшықтары бар биіктігі шамалы ғимарат;  
 б – қаттылықтың жақтаулы ұяшықтары мен екі деңгейлі траверстері бар ғимарат;  
 в – екі бағытта таза жақтаулары бар ғимарат;  
 г – кеңістікті қораптық-оқпанды қаңқасы бар ғимарат.

**А.1 сурет – Рамалы қаңқа кестелері**

Көп қабатты ғимараттардың болат қаңқаларының жақтаулық сұлбаларында сейсмикалық қорғалған қаңқаларды жобалау тәжірибесіне және конструктордың біліктілігіне қарай оңтайлы таңдау нұсқаларының көптеген нұсқалары бар. Болат жақтаулы қаңқаны жөнелту элементтеріне бөлу бірқатар себептерге тәуелді және ұзындығы 12 м дейінгі колонналармен дәстүрлі элементтер бойынша болуы мүмкін немесе жөнелту элементтері үдкен мөлшердегі бір қабатты көлденең жақтаулар түрінде зауытта дайындалады, ал бойлық ригельдер құрылыс алаңына элементтер бойынша жөнелтіледі. Бірінші жағдайда барлық желілік қосылыстар монтажда орындалады, ол зауыттық желілік қосылыстармен

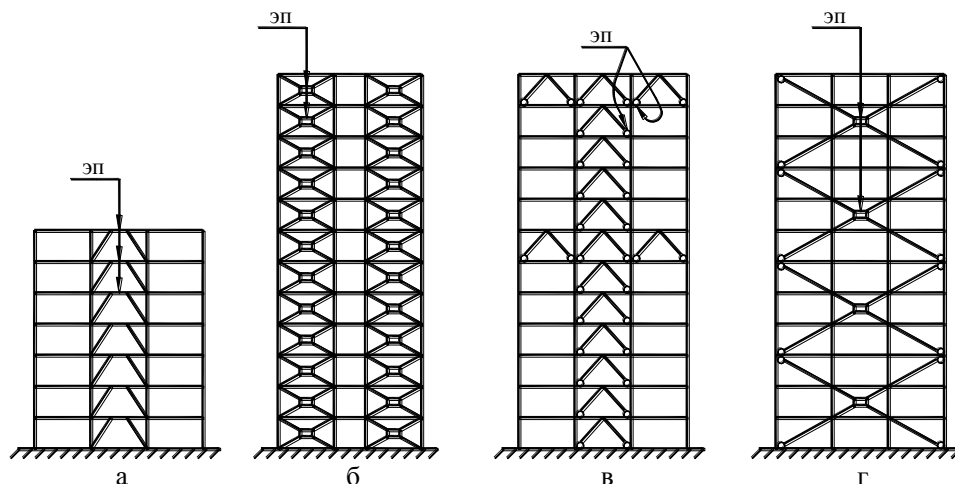
салыстырғанда олардың сапасын біршама төмендетеді. Екінші жағдайда, желілік жақтаулық қосылыстардың сапасы, демек, жер сілкінісі кезіндегі конструкциялар жұмысының сенімділігі көтеріледі, бірақ колонналарда қосымша жіктер пайда болады және пісіру жұмыстарының жалпы көлемі артады.

Қоспалы және рамалы-қоспасы бар көп қабатты ғимараттар қаңқалары рамалыдан анағұрлым жоғары қаттылықпен, құнының аздығы және металл сыйымдылығымен ерекшеленеді. Сонымен бірге олар ұстындар бойынша тік байланысты орнату қажеттілігімен тудырылған елеулі кемшілікке ие, сол үшін сәулетті-жоспарлау шешімдері күрделіленеді. Жеке жағдайларында байланысты қаңқаларын қолдану осы пайымдарға сүйенсек мүлдем мүмкін емес.

Көпқабатты ғимараттардың қоспалы және рамалы-қоспалы қаңқаларының сындарлы кестелерінің мүмкін болатын көп мөлшерінен А.2 суретте жиі қолданылатын бірнешеуі келтірілген.

Қоспалы қаңқалардың сындарлы кестелерін әзірлеу кезінде келесі принциптерді басшылыққа алу керек:

- қоспалардың орналасуы мен құрылымы сәулетті-жоспарлау шешімдеріне анағұрлым азырақ кедергі келтіруі керек;
- қоспалардың қаттылығы мен орналасуы көлденең сейсмикалық жүктемелерден ғимарат қаңқасы ригельдері мен ұстыннан минималды күшін қамтамасыз етуі керек;
- қаңқа қаттылығы мен оның салмағы орталықтарының сәйкес келуіне талпыну керек;
- байланыстағы орнатылатын энергияны сіңіргіш элементтер, жер сілкінісі кезінде есепті қарқындылығының бұзылуы жағдайында жаңаға ауыстыру жеңілдігі мен шағын габариттерімен, сындарлы түрлердің қарапайымдылығымен, аз циклды төзімділікпен, жоғары энергия сіңіргіш қабілеттілікпен ерекшеленуі керек.



- а – Ұстынның бір қадамындағы энергияны сіңіргішпен (ЭС) рамалы-қоспалы қаңқалары;  
 б, в, г – ұстындар бойынша дамыған қоспалары бар энергосіңіргіштерімен рамалы-қоспалы қаңқа

**А.2 сурет – Қоспалы және рамалы-қоспалы қаңқалар кестесі**

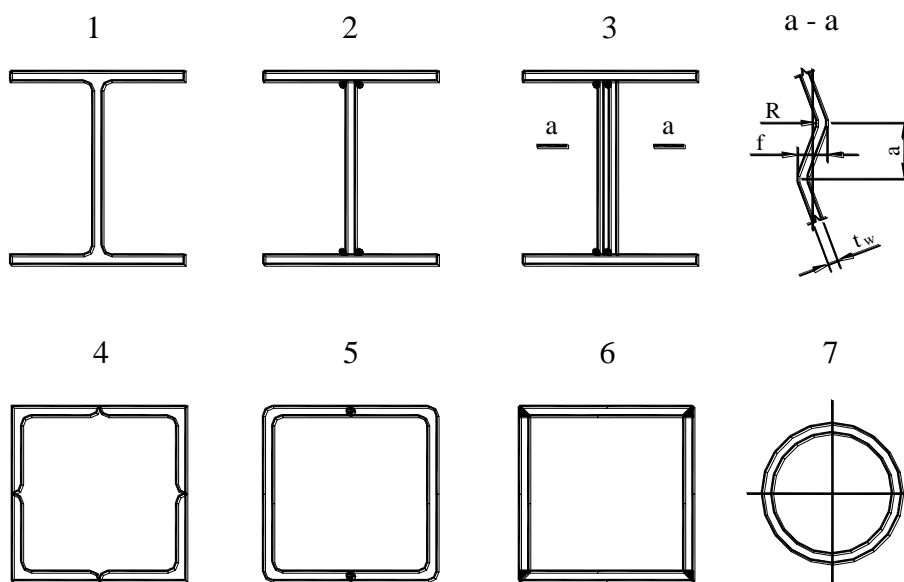
Энергияны сіңіретін элементтерінің ұстындары бойынша қоспаларда орнату қаңқа элементтерін шекті жүктемелер мен резонансты құбылыстардан қорғай отырып, ғимараттың жоғары сейсмикалықтөзімділігін қамтамасыз етеді. Әсіресе рамалы-қоспалы қаңқалар тиімді болып келеді, онда ғимараттың тығыз өзегінің рөлін рамалар орындайды, ал түрлі құрылымның энергияны сіңіргіштері болаттың пластикалық жұмысы есебінен сейсмикалық әсерлерінің энергиясын сіңіре отырып жүктемелер кезінде бұзушылықтардан қорғайды.

Онша биік емес ғимараттарла қаңқаның қаттылығын азайту үшін, және сәйкесінше сейсмикалық жүктемелерді азайту үшін қоспаларды ұстындардың бір қадамына орнату ұсынылады (А.2 а сурет). Анағұрлым биік ғимараттарда қаңқаның қаттылығын ұлғайту қажеттілігі пайда болады, бұл жағдайда ұстындар бойынша анағұрлым дамыған байланыс арқылы өту керек (А.2б сурет) оның ішінде ірі өлшемді (А.2 г сурет).

### А.3 Ғимараттардың сейсмикалықтөзімді рамалы қаңқалардың тораптары мен элементтерінің сындарлы нысандары

#### А.3.1 Рамалы қаңқалардың ригельдері мен ұстындардың сындарлы нысандары

Тек бір бағыттағы көлденең сейсмикалық жүктемелерге жұмыс істейтін рамалар үшін болат ұстындардың анағұрлым қарапайым және үнемді нысаны, дәнекерлеу екі тавр немесе болат илем болып табылады. Көлденең және бойлық рамаларда ұстындар бірізгілікте жұмыс кезінде анағұрлым оңтайлы болып квадратты түтікті қиылысты пайдалану болып табылады. А.3 суретте екі таврлы, квадрат және дөңгелек түтікті қиылыс ұстындарының ұсынылған берілген қиылыстары көрсетілген.

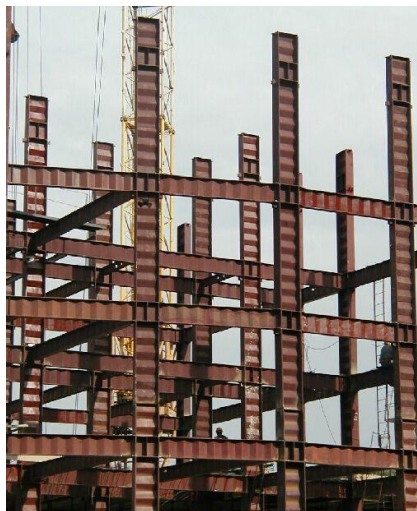


- 1 – илемді екі тавр; 2 – жазық қабырғасы бар дәнекерлеу екі тавры;  
 3 – көлденең-гофрленген қабырғасы бар дәнекер екі тавры;  
 4 – бұрыштағы болаттан квадрат түтікті; 5 – иілген швеллерлерден квадратты түтікті; 6 – табакты болаттан квадратты түтікті; 7 – дөңгелек түтікті қиылыс

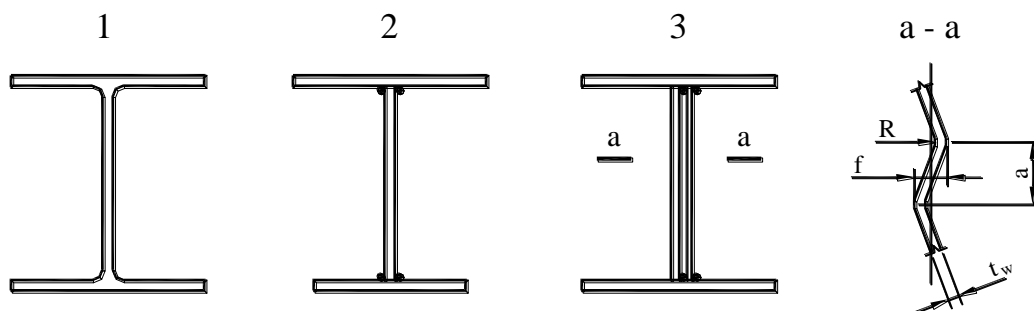
**А.3 сурет – Ұстындардың қиылысуы**

Илемді кең төбелі екі таврлардан колонналар әзірлеуде қарапайым болып келеді, бірақ жоғары металл сыйымдылыққа ие және қиылысы бойынша үнемі үнемді бола бермейді, әсіресе қаңқаның рамалы тораптарында. Жазық қабырғасы бар дәнекерлеу екітавры бұл мәселелерді шешуге мүмкіндік береді, бірақ әзірлеу кезінде құны мен еңбек шығындарын арттырады. Анағұрлым аз металл сыйымдылыққа көлденең-гофрленген жұқа қабырғалары бар дәнекерлеу екі таврлы ұстындар ие (А.3, А.4 сурет). Сонымен бірге көлденең-гофрленген қабырғаларымен екі таврлардан ұстындар бір жақты белдік жіктерге ие болады, бұл екі есе жазық қабырғамен дәнекерлеу екі таврлармен салыстырғанда олардың ұзақтығын азайтады, мұнда екі жақты белдік жіктер қажет етіледі.

Іілуге жұмыс істейтін көп қабатты ғимараттардың болат рамалы қаңқалардан ригельдер үшін, анағұрлым оңтайлы екі таврлы қиылыс табылады. А.5 суретте Қазақстанда ригельдерден қиылысқа қолданылатын келтірілді, олардың ішінен сейсмикалық төзімді қаңқалар үшін анағұрлым мақсатты көлденең-гофрленген қабырғамен ригельдер табылады (А.4 сурет) ол әзірлеудің еңбекті қажет етушілік, минималды металл сыйымдылығы, шартталған жоғары аз циклды төзімділікпен, артқан сейсмикалықтөзімділікпен ерекшеленеді.



А.4 сурет – Көлденең гофрленген қабырғаларымен ригельдері мен екі таврлы ұстындармен болат сейсмикалықтөзімді ғимараттың рамалы қаңқасының

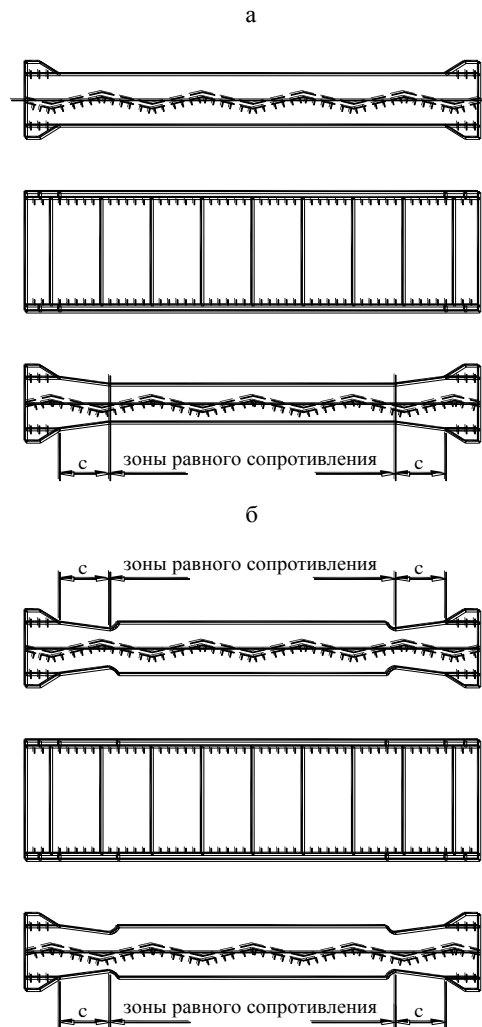


А.5 сурет – Ригельдердің қиылысы

Әсіресе жер сілкінісі кезінде тең кедергілі аймақтармен сейсмикалық әсерлердің



энергияны сіңірудің жоғары қабілеттілігінен олардың ұстындарға жанасу орындарында (сурет А.6) тең кедергі аймақтарымен және көлденең-гофрленген қабырғаларымен ригельдер тиімді.



а – төменгі белдеудегі тең кедергі аймағымен;

б – фрезерлік ернеулермен пайда болған екі белдеудегі тең кедергі аймақтарымен

**А.6 сурет – Көлденең-гофрленген қабырғалары бар ригельдер**

Жазық қабырғамен дәнекерлі екі таврлы рамалар ригельдері ретінде қолдану кезінде, оның икемділігі ( $h_w / t_w$ , мұндағы  $h_w$  и  $t_w$  – сәйкесінше қабырғаның биіктігі мен қалыңдығы) 80 астам болмау керек, болған кезде  $\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 0,75$ . Жазық

қабырғалардың икемділігі 50 астем емес болуы керек,  $0,75 < \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} < 1,0$ . 40 кем емес икемділігі бар жазық қабырғалар ригельдері үшін қолдану тұйықталған қорап қиылысты ұстын кезінде рұқсат етілді.

Көлденең-гофрленген ригельдер үшін оның қалыңдығы кесігі бойынша тасушы

қабілеттілігі шартынан белгіленуі керек. Ригель қабырғасының көлденең-гофрленген қабырғасы мен төзімділігін қамтамасыз ету үшін  $60 t_w$  астам емес гофр қадамын қабылдау керек, ал биіктікті  $f \geq 30 + h_w/30$  мм. Ригельдердің белдеулерінің ілінуі, мынаған тең

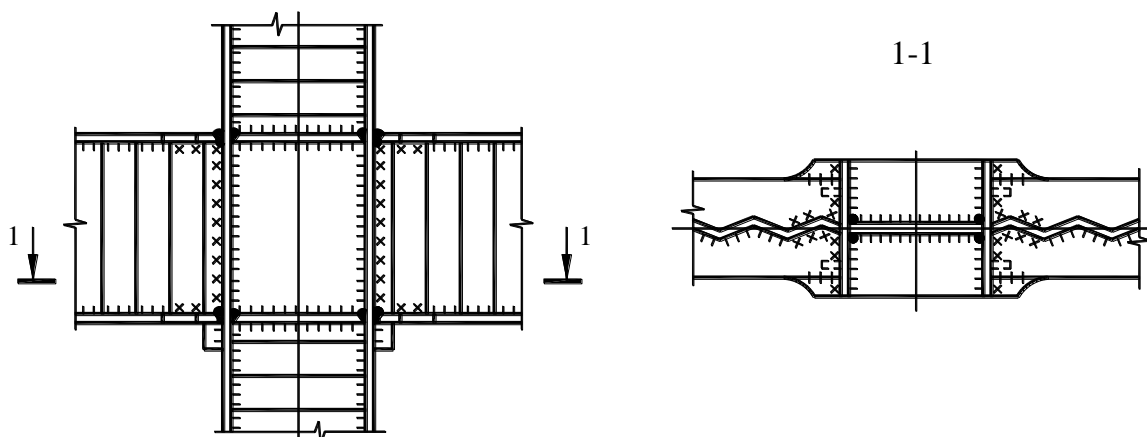
$$0,5 \cdot (b + 0,7 \cdot f) \text{ шамамен шектеледі } 0,25 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}, \text{ мұндағы } E - \text{тығыздық модулі, } f_y -$$

болат аққыштығының шегі,  $b$  – белдеу ені,  $f$  – гофр толқынының биіктігі,  $t_f$  – белдеулер қалыңдығы.

### А.3.2 Рамалы қаңқалардың торапты қосылыстары

Болат рамалы қаңқалардың ұстындарымен ригельдерді торапты қосу сейсмикалықтөзімді көп қабатты ғимараттардың тасушы құрылымдарының жауапты элементтері болып табылады, олардан елеулі дәрежеде жер сілкінісі кезінде жұмыстарының сенімділігі байланысты болады. Жобалау кезінде кернеу концентрациясының минималды деңгейін қамтамасыз ету үшін рамалы тораптардың сындарлы түрінде назар аудару қажет.

А.7 суретінде көп қабатты ғимараттардың болат рамалы қаңқалар үшін көлденең-гофрленген қабырғасымен екі таврлы қиылыс ұстындары мен ригельдердің қосылысының ұсынылған дәнекерлі торабы көрсетілген .



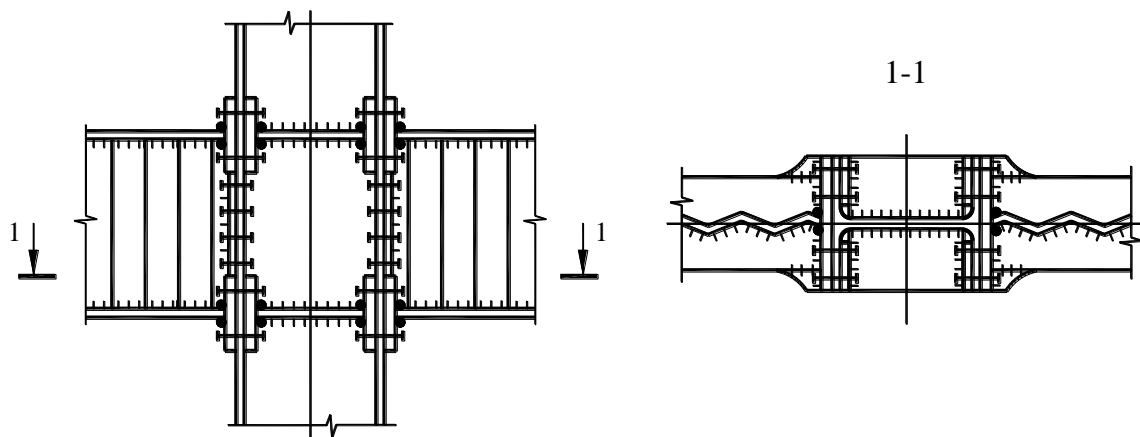
А.7 сурет – Екі таврлы қиылыс ұстындарымен қаңқаның дәнекерлі рамалы торабы

Бұл тораптардың ерекшелік белгісі ұстындар сөрелеріне ригельдерінің белдеулерін дәнекерлеу үшін қаптамалардың жоқтығы болып табылады. Осындай сындарлы шешімдер кезінде сапалы монтаждауды қамтамасыз ету үшін, екі таврлы ригельдердің сырты оларды әзірлеу кезінде фрезерленуі керек, бұл кезде ұзындығы  $+0, -2$  мм. Негізгі қиылысқа ақырын ауысуға ие болатын ұстындарға бекітілу орнындағы ригельдердің белдеулері табақты дәнекерлеу жолымен кеңейтіле алады, бұл қиылыстың алмасуы орындарында кернеулердің концентрациясын болдырмайды, ұстын сөрелеріне дәнекерлеу аймағына дәнекерлеу қосылыстарының қажетті төзімділігін және торапты қосылыстан тыс ригельдер белдеуінде пластикалық деформацияның дамуын қамтамасыз етеді.

Егер ұстын қабырғасында торапты қосылыс шеңберінде есепті қарқындылық жер сілкінісі кезінде пластикті қозғалысты деформациялардың дамуы рұқсат етілген кезде,

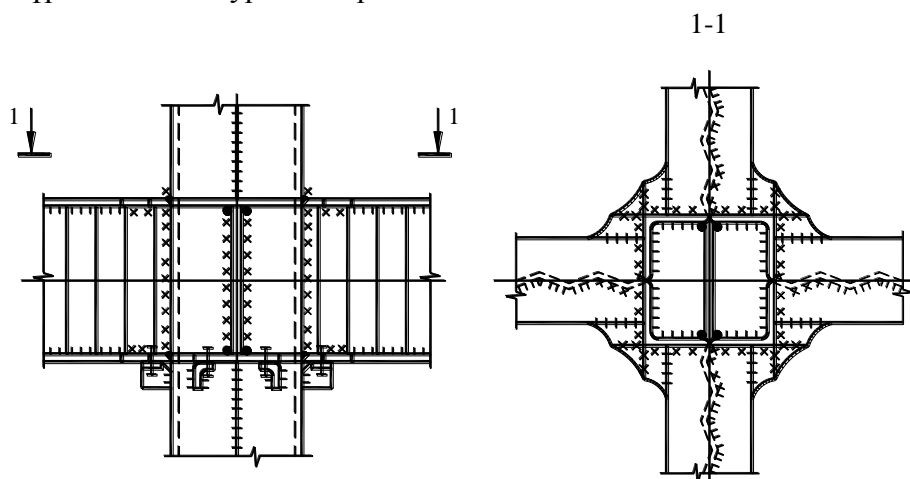
онда оның икемділігі мынадан астам болмауы керек  $\sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ .

А.8 суретте бұрандадағы фланцты қосылыспен қаңқасының рамалы торабы келтірілген. Қосылыс үшін беріктілігі жоғары бұранданы қолдану ұсынылады. Қаңқаның құрылымының сапалы монтаждалуын қамтамасыз ету үшін қиылыстың белгіленген биіктігімен ұстынды әзірлеу керек, ал ригельдер нақты ұзындығымен фланцтар арасында әзірленеді. Бұрандалардағы қаңқалар тораптары әрине әзірлеу кезінде көп еңбекті қажет етеді, жоғары түрдегі нақтылықты және дәнекерлеуді қажет етеді, сондықтан олар Қазақстанның сейсмикалық аудандарында көп қабатты ғимараттардың құрылысының тәжірибесінде кең қолданыс таппады.



**А.8 сурет – Екі таврлы қиылыс ұстындарымен ригельдерді бұрандалы қосу**

Шаршы түтікті қиылыс ұстынымен ригельдердің дәнекерлеу торапты қосылысы төрт бұрыштан А.9 суретте көрсетілді.

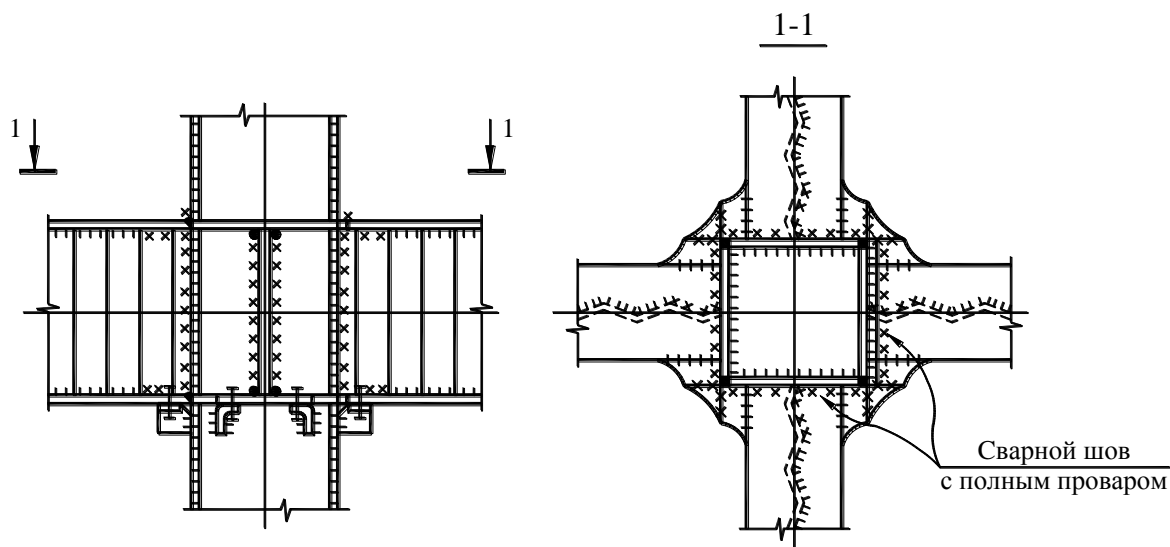


**А.9 сурет – 4- бұрыштан түтікті қиылыс ұстындарымен қаңқаның дәнекерлі рамалы торабы**

Мұндай қосылыстың негізгі ерекшелігі жанасатын ригельдердің белдеулері деңгейінде қатаң белгіленген екі жарты диафрагма ұстынында орнату қажеттілігі болып табылады, бұл ұстынды қосарлы жинауды талап етеді. Диафрагмалардың орналасуы ұстынның сыртқы шеттерінде тәуекелділіктермен белгіленуі керек. Диафрагмалардың

қалыңдығын белдеу қалыңдығымен салыстырғанда 2 мм ұлғайтылған қылу керек.

Табақты болаттан ұстынды әзірлеу кезінде рамалы торап құрылымы А.10.суретінде көрсетілген.

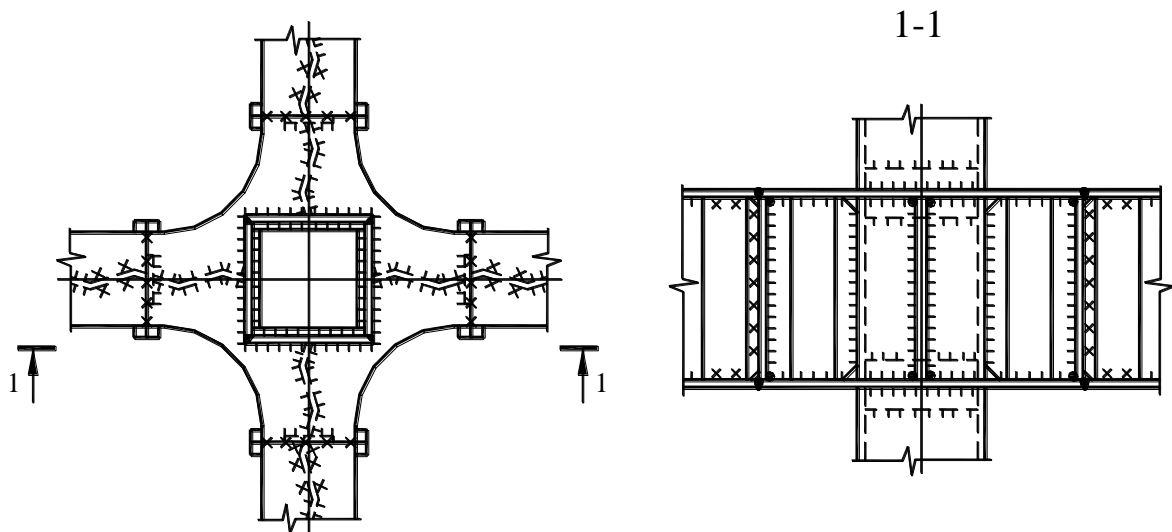


**А.10 сурет – 4 табактан түгікті қиылыс ұстындарымен қаңқаның дәнекерлі рамалы торабы**

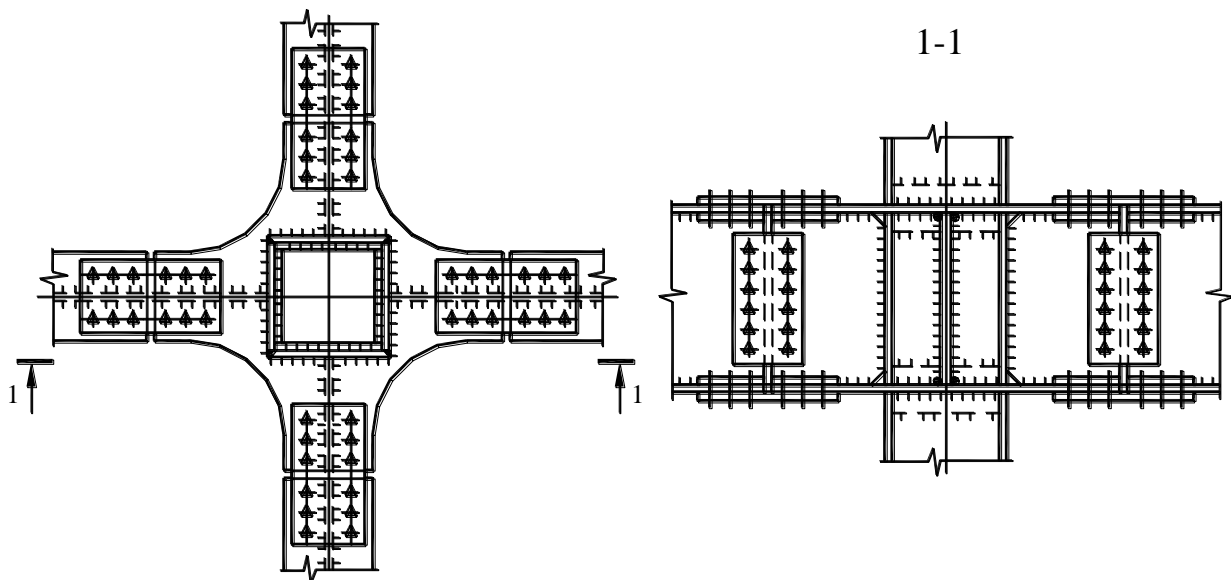
Бұл жағдайда диафрагмалар үш табактан дәнекерленген, ұстынның астау тәрізді қиылысқа дәнекерленеді және тұтас табактан орындалады, осыдан кейін төртінші қабырғасы дәнекерленеді. Бұл ұстынды әзірлеуді біршама күрделі етеді.

А.7 - А.10 суреттерінде көрсетілген барлық торапты қосылыстар үшін илем қалыңдығының бағытына қарай созуға тригельдердің белдеулерінің жанасу орындарында немесе ұстынның сөрелерін тексеру және табакты және илем қалыңдығы бағытында кепілдендірілген механикалық ерекшеліктерімен фасонды илемнің аймақтарында қолдану қажет етіледі.

Берілген тораптардың сындарлы шешімін жеңілдету, әзірлеудің еңбек шығынын азайту, монтаждаудағы дәнекерлеу жұмыстарының ауықымын азайту және илемнің қалыңдығы бағытында созылуға ұстын сөрелерінің металлы жұмыстарын болдырмау мақсатында А.11 суретінде келтірілген рамалы қаңқалардың торапты қосылыстарының жаңа сындарлы түрі ұсынылды. Жанасатын ригельдердің белдеулер деңгейлерінде кескіш фасонколарды қолдану берілген тораптардың жоғарыда көрсетілген жетіспеушілікті болдырмайды және сейсмикалық әсер кезінде торапты қосылыстардың жұмыс сенімділігін арттырады. Оның үстіне, берілген торапты қосылыстың сындарлы формасы әмбебап болып табылады, өйткені дәнекерлеу тораптарында ғана емес, бұрандадағы тораптарда да қолданылуы мүмкін, оның ішінде берік, А.12 суретті қараңыз.



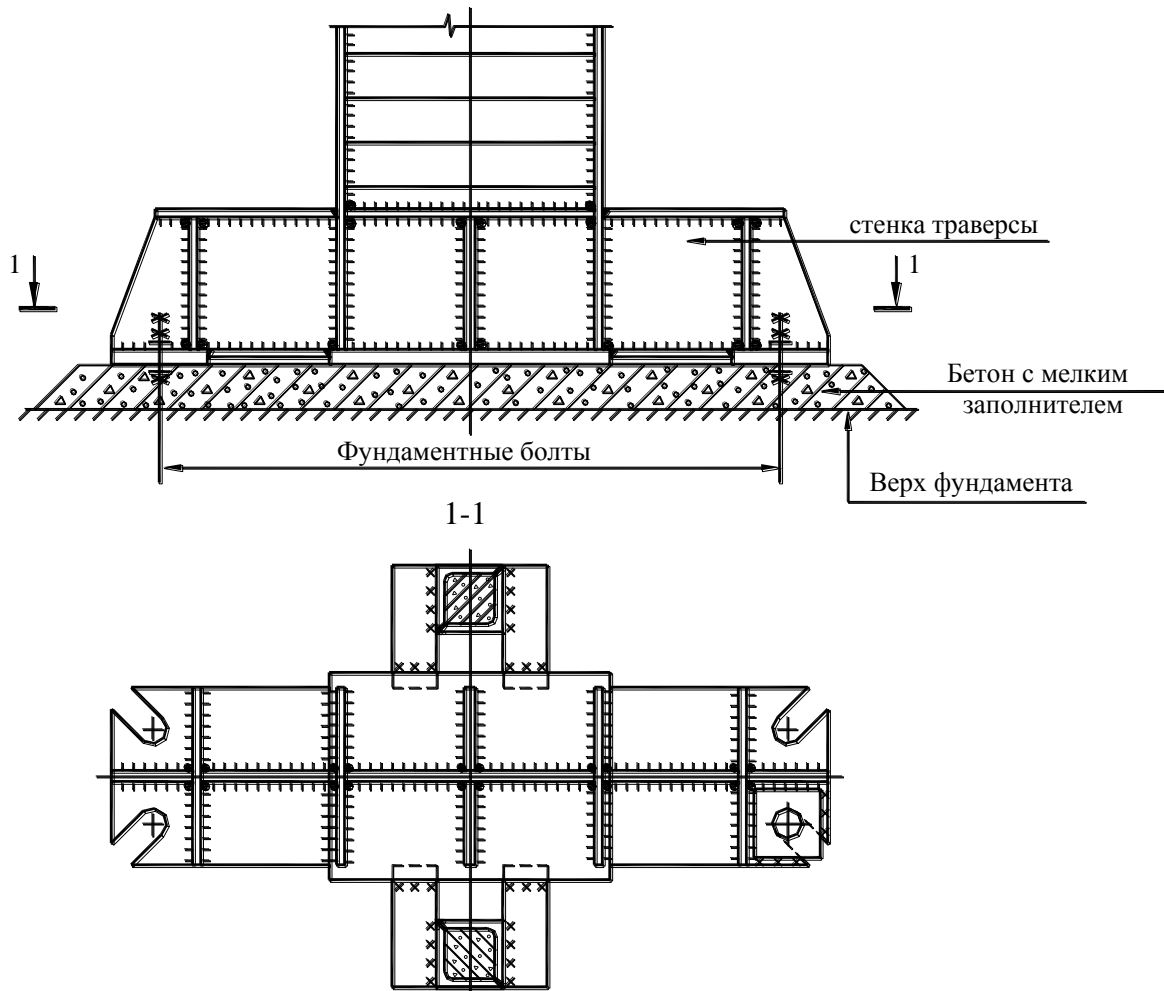
**А.11 сурет – Төрт табақтан түтікті қиылысты ұстындарымен қаңқаларға арналған жоғары беріктіліктің дәнекерлі рамалы торап**



**А.12 сурет – Төрт табақтан түтікті қиылыс ұстындарымен қаңқаларға арналған жоғары беріктіліктің рамалы торапта ұстындармен ригельдердің бұрандалы қосылыстары**

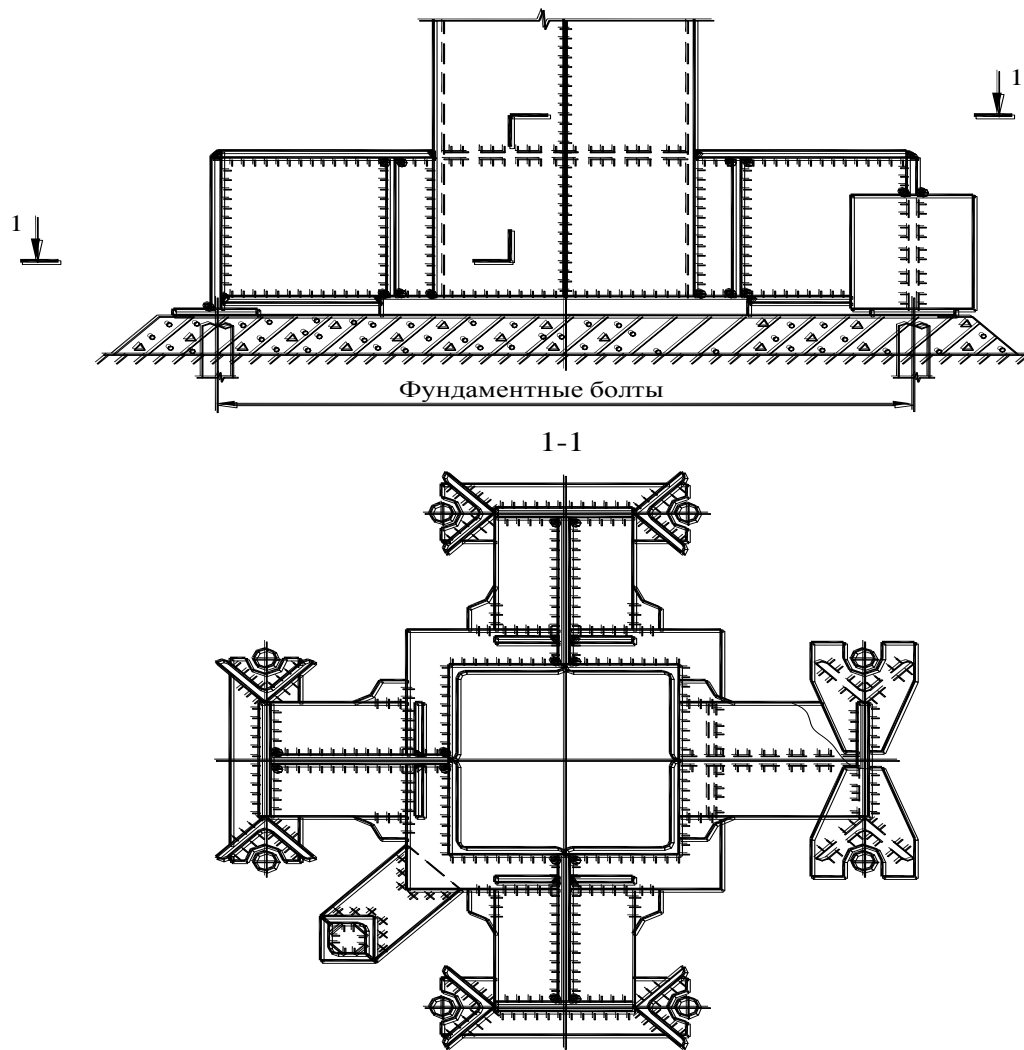
Рамалы қаңқаның басқа жауапты торабы фундаментпен ұстынды қосу болып табылады, оның құрылымы жер сілкінісі кезінде ұстынның бағанының шамадан тыс жүктелуін болдырмау керек. Бұл Фундаментпен ұстынды тығыз-пластикалық қосу арқылы қамтамасыз етіледі. А.13 суретте фундаментпен екі таврлы қиылыстың ұстындарын қосудың осындай торабы көрсетілген. Тығыз-пластикалық қосылыс болат тығыздығының шегінен тыс жылжытуға ұстынның траверстерінің қабырға жұмысымен қамтамасыз етіледі, осының арқасында ұстындағы шекті иілетін сәті шектеледі. Ұстынның траверс қабырғалары пластикалық болаттан дайындалуы керек, сонымен бірге

қабырғаның биіктігінің қалыңдығына қатынасы мынадан астам болмауы керек  $\sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ ,  
ал белдеу жіктерінің катеттері қабырға қалыңдығынан кем емес болуы керек.



А.13 сурет – Екі таврлы қиылыс ұстынының базасы

А.14 суретте фундаментпен тығыз-пластикті қосылыспен түтікті шаршы қиылысының ұстыны келтірілді, оларда энергияны сіңіргіш элементтерінің рөлін траверс қабырғалары орындайды.



**А.14 сурет – Түтікті шаршы қиылысы ұстынының базасы**

### **А.3.3 Рамалы қаңқалардың энергияны сіңіретін элементтері**

Ғимараттың қаңқасында энергияны сіңіргіш элементтерді орнату жер сілкінісі кезінде шамадан тыс жүктемелерден ғимараттың тасушы құрылымдарын сақтандыруға мүмкіндік береді.

Энергияны сіңіретін элементтер ретінде көп қабатты ғимараттарда таза рамалы болат қаңқаларда қолданылады:

– пластикалық деформациялар ұстынмен дәнекерлеу қосылыстарының шегінен тыс белдеулердің тіреу жанындағы учаскелерінде дамытын ригельдер. Есептік жер сілкінісі кезінде тығыздық шегінен тыс жұмыс істейтін металл ауқымын ұлғайту үшін тең кедергінің аймағының ригельдері белдеуінде жасау ұсынылады (А.6 сурет). Пластикалық деформациялардың дамытын орындарында белдеулердің ілмесі аспауы тиіс

$$0,25 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}};$$

– жылжымалы пластикті деформациялардың дамуы рұқсат етілетін рамалы торап

аймақтарындағы ұстын қабырғалары. Бұл кезде иілетін сәттері мен ұстында әрекет ететін қалыпты күштері, ұстындар белдеулерімен қабылданады, ал қабырға тек жылжыту үшін жұмыс істейді (А.7 суреті);

– ұстын базалары траверстерінің қабырғалары, мұнда есептік қарқындылықтың жер сілкінісі кезінде жылжымалы пластикті деформациялар дамуы мүмкін (А.13 және А.14 суреттері). Бұл кезде қабырға биіктігінің оның қалыңдығына қатынасы мынадан аспауы

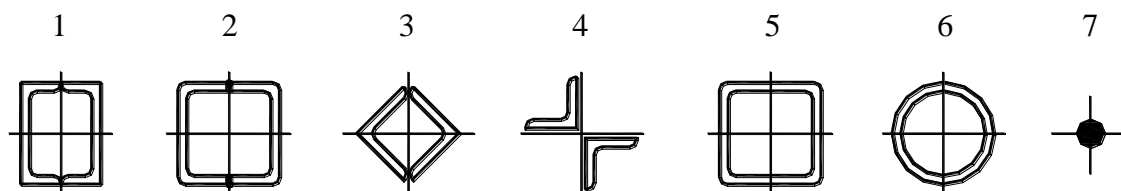
тиіс  $\sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ . Траверс ұстындарының ұзындығын ұлғайту траверс көлденең

қиылыстарының аудандары мен көлденең күштерін азайтады, бұл сейсмикалық әсердің сіңірілген энергиясы мен пластикті жылжымалы деформациялардың артуына әкеледі .

#### А.4 Болат сейсмикалықтөзімді қоспалы және рамалы-қоспалы ғимараттың қаңқалардың тораптары мен элементтерінің сындарлы түрлері

##### А.4.1 Ұстындар, ригельдер, жабын арқалықтары, жабын мен қоспалардың сындарлы түрлері

А.3 және А.5 суреттерінде болат ұстынлар, ригельдер, жабын арқалықтарының қиылыстарының қазақстандағы көпөабатты ғимарат құрылысы тәжірибесінде жиі қолданылатын келтірілген, ал А.15 суретте - қоспалары көрсетілді. Элемент қиылысының түрін қолданудың мақсаттылығы болат қоспалы қаңқалы ғимараттың сындарлы кестесінде қабылданған сейсмикалық жүктемелерге оның жұмысының ерекшеліктеріне байланысты болады .



А.15 сурет – Байланыс қиылысы

А.3 суретте келтірілген ұстын қиылыстарын қоспалы қаңқалары үшін кез келген оске қатысты инерцияның біркелкі радиусына ие шаршы түтіктерді қолдану мақсатқа лайық болады. Әзірлеудің көп еңбекті қажет етушілігі тұрғысынан алғанда және жеке жағдайда илемді кең сөрелі екі таврлы тиімді, ал ол жоқ кезде дәнекерлеу екі таврларын пайдалану керек.

Жабындар арқалығы мен ригельдер үшін илемді және дәнекерлеу екі таврлылар үнемі тиімді болады (А.5 суретті қара). Ең аз деген металл сыйымдылыққа жұқа көлденең-гофрленген қабырғасы бар дәнекерлеу екі таврлары ие болады .

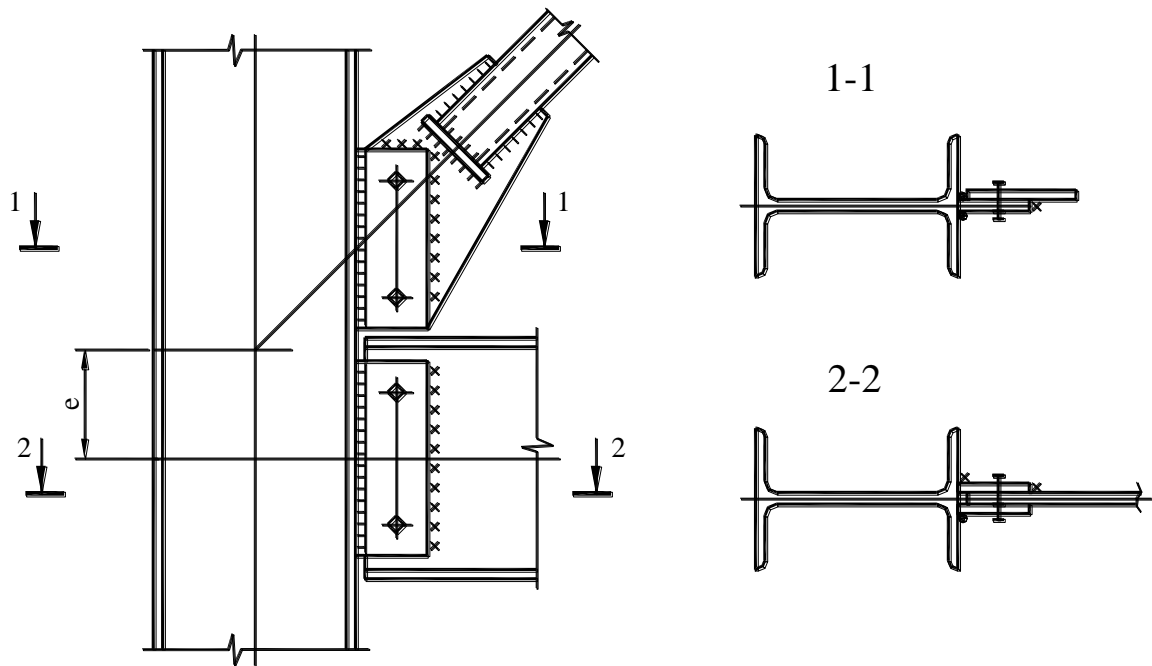
Созылу-қысылуға жұмыс жасайтын қоспа элементтерін түтіккі элементтерден орындаған мақсатты. Тек созылуға жұмыс жасайтын крестті қоспалы элементтер үшін, дөңгелек болат немесе қосарлы бұрыштар немесе жалғыз бұрышты қолдану керек. Көп қабатты ғимараттардың болат сейсмикалық төзімді қаңқаларының ұстындары бойынша тік қоспалар энергияны сіңіргіштердің көмегімен жер сілкінісі кезінде мүмкін болатын



жүктемелерден қорғалуы керек. Бұл шартты орындамаса, ғимараттың қаңқасын сейсмикалық берік деп есептеуге болмайды.

#### А.4.2 Торапты қосылыстардың сындарлы түрлері

Қоспалы және рамалы-қоспалы көп қабатты ғимараттардың қаңқаларында қиғаштап қойылған тіректерді ұстынға тікелей жүзеге асыру керек (А.16 сурет). Мұндай шешім болған кезде жабын арқалығы немесе ригельді бекіту жеңілдетіледі, ол ригель немесе арқалықтан ұстынға беріледі. Ұстынға қоспалардың қиғаштап қойылған тіректерін қосу бұрандалар немесе дәнекерде орындалуы мүмкін. Мұны монтаждау дәнекерімен жасаған жеңіл болады. Бұранда қоспалары, әсіресе берік бұрандаларда, әзірлеудің жоғары нақтылығын қажет етеді (А.17 сурет).

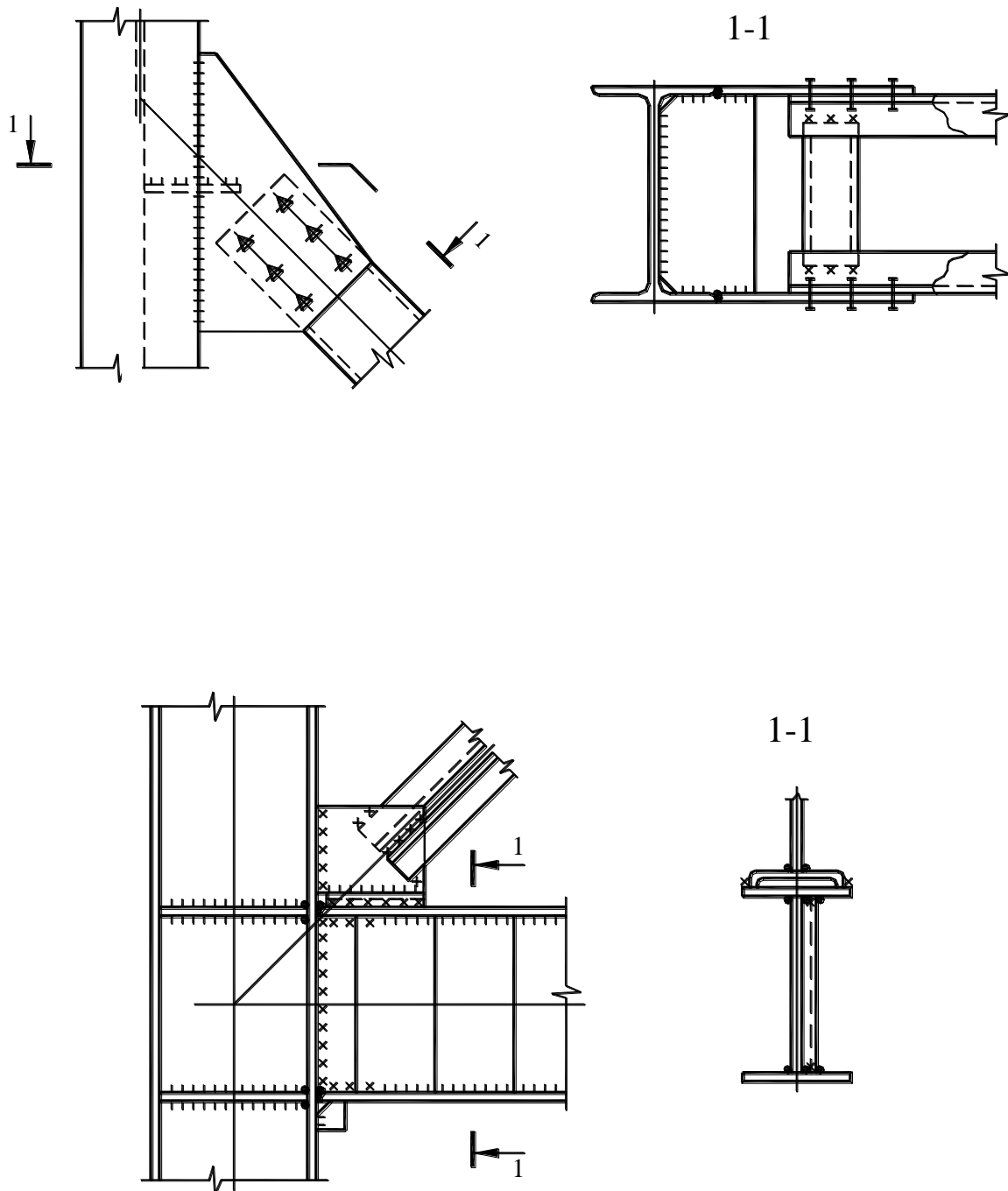


А.16 сурет – Дәнекердегі қоспалардың торапты қосылысы

Қоспалы қаңқаларда қиғаштан орнатылған тіректерді ұстынға бекіту А.16 суретте көрсетілгендей тораптағы тіректерді орталықтандыруға әкелген. Бұл жағдайда ұстын қосымша сәттің есебімен есептелуі тиіс.

Тіректің фасонкасын бізмезгілде ұстынға, ригельге немесе арқалыққа бекіту ұстын және/немесе ригельдің белдеуіне астау тәрізді арнайы элементтерді орнату кезінде рұқсат етіледі (А.18 сурет). Астау тәрізді элементтің өлшемдері есеп бойынша белгіленеді.

Астау тәріздес элементтің мөлшерлері есептеу бойынша тағайындалады.

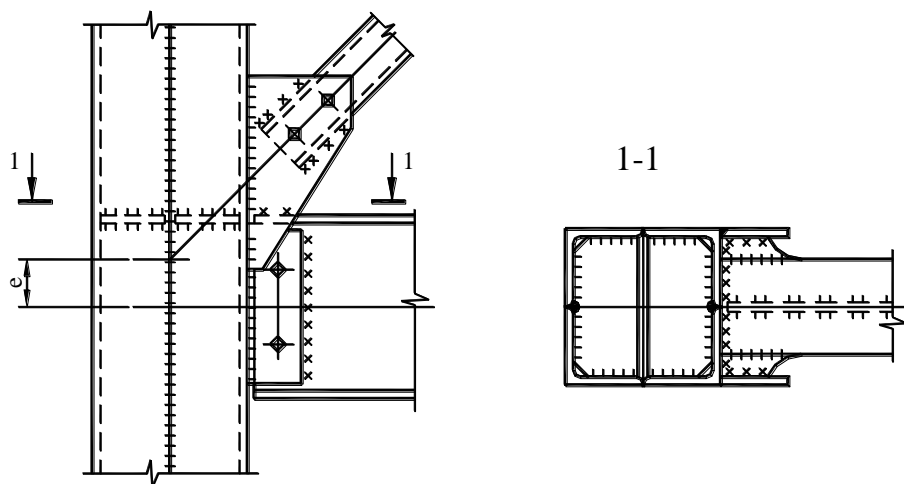


**А.18 сурет –рамалы-қоспалы қаңқа торабы**

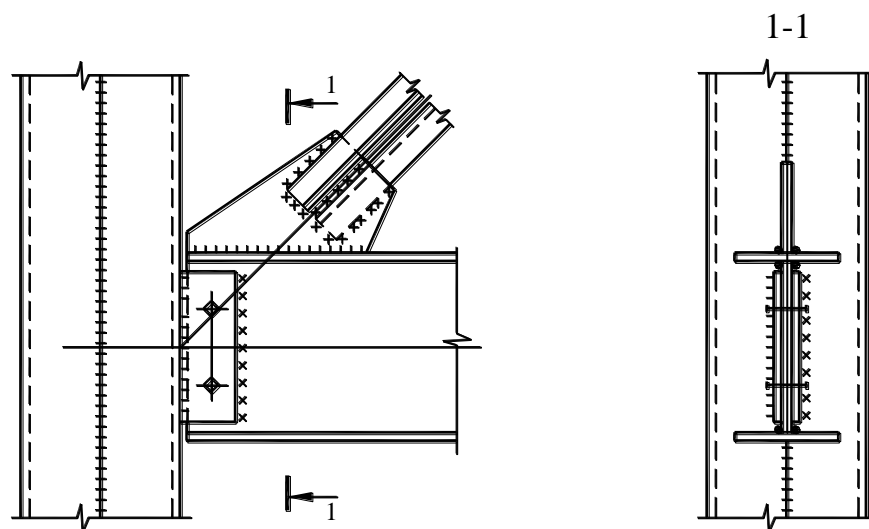
А.19 суретте түтікті қиылысу ұстындарымен қоспалы қаңқа торабы көрсетілген. Ригельге байланыс тірегінен күшті беру үшін ұстын қабырғаларына ригельдің бекітетін болдеуіне, жапсырма немесе ұстынға диафрагманы орнату керек.

Кейбір жағдайларда, әсіресе түтікті ұстындары бар қаңқаларға ригельге тікелей тірек фасонкасын мақсатқа лайық ( А.20 сурет).

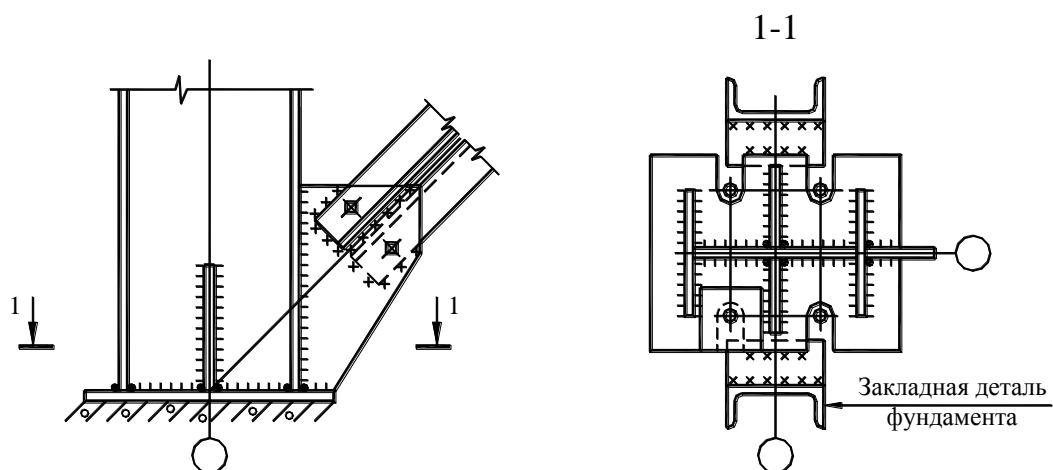
Екі таврлы қиылыс ұстынның базасы А.21 суретте көрсетілген. Байланыс тірек осін тіреу плитасымен ұстынның осінің қиылысу нүктесіне орталықтандыру керек.



А.19 сурет – Қоспалы қаңқа торабы



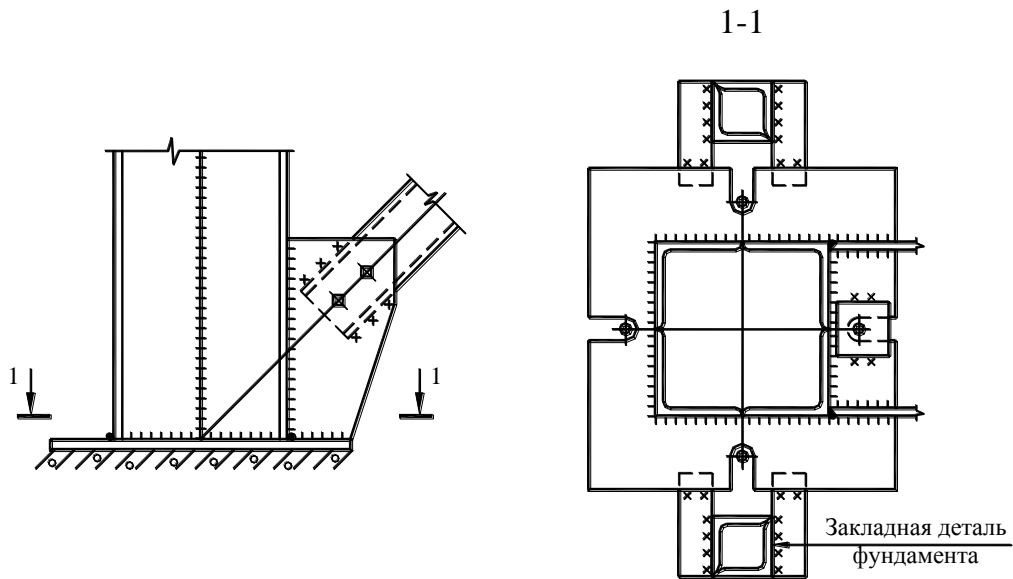
А.20 сурет – Қоспалы қаңқа торабы



А.21 сурет – Екі таврлы қиылыс ұстынның базасы

А.22 суретте көп қабатты ғимараттың қоспалы байланыстың түтікті қиылыс

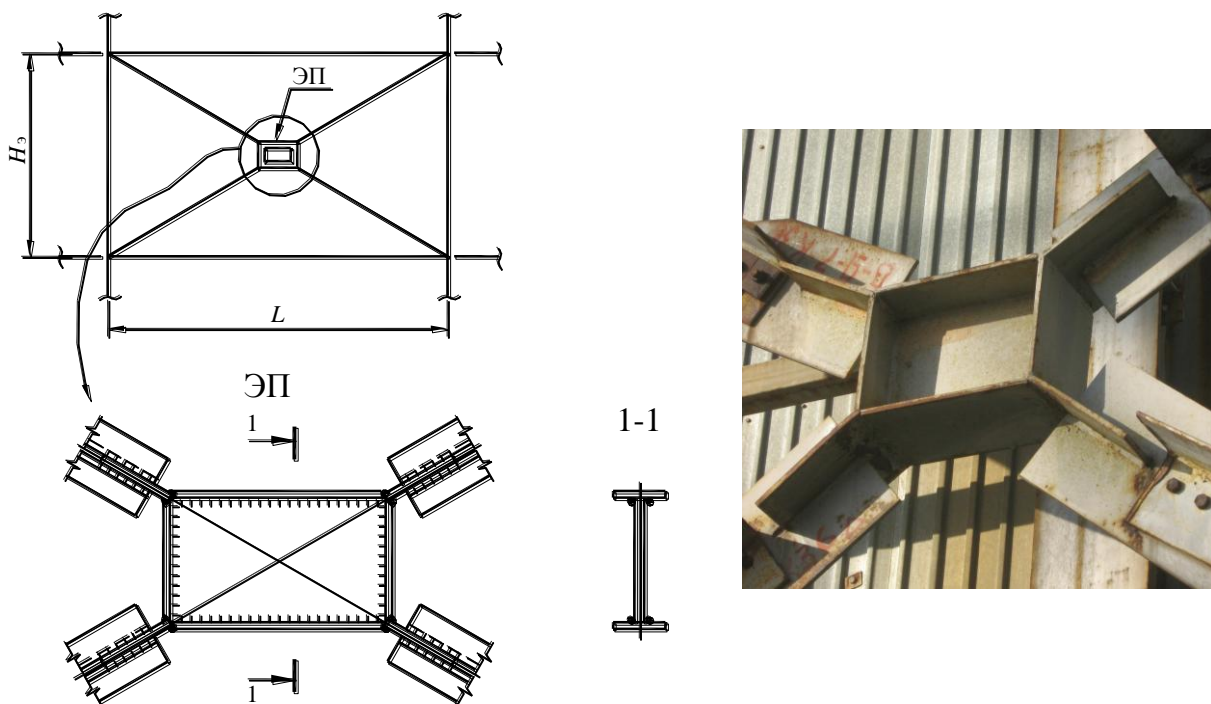
ұстынның базасының нұсқасы келтірілген. Қажеттілікке қарай тірек плитасының қалыңдығын азайту үшін ұстынға қаттылықтың тік қабырғалары кесіліп салынған.



А.22 сурет – Түтікті қиылыс ұстынының базасы

#### А.4.3 Рамалы-қоспалы және қоспалы қаңқалардың энергия сіңіргіш элементтері

Қоспалы қаңқаларда түрлі энергияны сіңіргіштер орнатылуы мүмкін. А.23÷А.28 суретте болат энергияны сіңіретін элементтердің анағұрлым қарапайым және тиімді түрлері келтірілген.

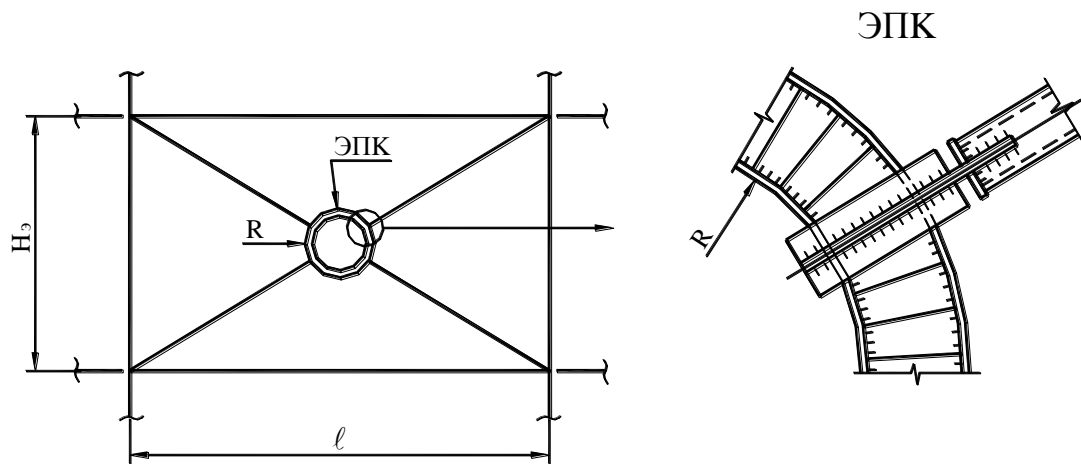


А.23 сурет – Жылжымалы энергия сіңіргішпен айқышты байланыс

Созылуға-қысылуға немесе тек қана созылуға жұмыс істейтін айқышты байланыстарда, жылжымалы энергия сіңіргіштері берік жұмыс істейді, олар тіректердің қиылысу тораптарына орнатылады (А.23 сурет). Бұл энергия сіңіргіште тығыз-пластикалық сатыда қабырға тек жылжуға жұмыс істейді.

Қабырғаны жиектеген қаңқа элементтеріне энергияны сіңіргішті бекітетін пластиналар мен диагональды элементтер тығыз сатыда созылуға жұмыс істеуі керек.

Жылжымалы энергияны сіңіргіштің ерекшелік белгісі жоғары қаттылық болып табылады.

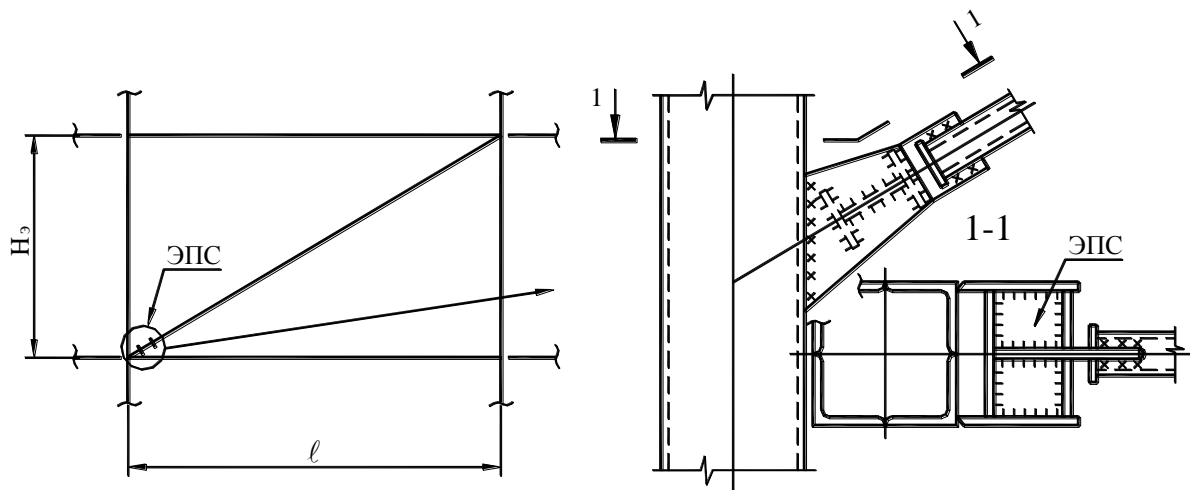


**А.24 сурет – Шығыршықты энергияны сіңіргішпен айқышты байланыс**

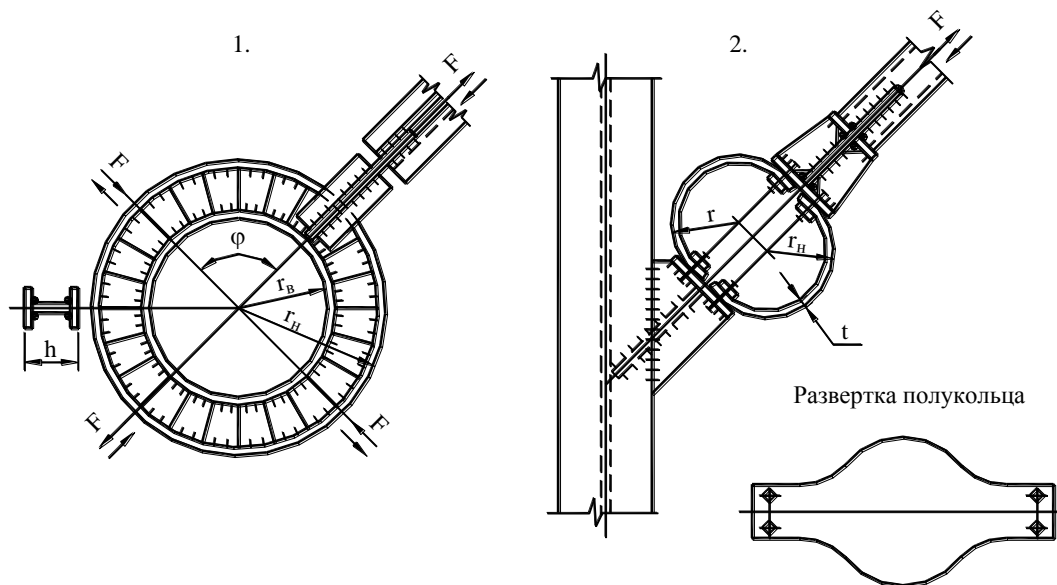
Айқышты байланыстарда қаңқаның қаттылығын азайту үшін шығыршықты энергияны сіңіргішті орнату керек (А.24 сурет), онда пластикалық сатыда диагональды элементтерді бекіту аймақтарында екі таврлы шығыршықтың белдеулері жұмыс істейді (тіректер). Төзімділікті қамтамасыз ету үшін шығыршық қабырғасын гофрленген қылады. Шығыршықты энергияны сіңіргіш орнатылған байланыстардың диагональды элементтері, тығыз сатыда созылу-қысылуға жұмыс жасауы керек. Тек қана созылуға жұмыс жасайтын икемді тіректерді қолдану, рұқсат етілмейді.

Тіректі немесе жартылай тіректі қоспаларда А.25 суретте көрсетілген жылжымалы энергияны сіңіргіштерді орнату керек, онда екі тавр қабырғалары болат тығыздығының шегінен тыс жылжуға қарай жұмыс істейді, ал қабырғаны жиектейтін пластиналар мен диагональды элементтің өзі тығыз сатыда созылу-қысылуға жұмыс істеуі керек.

Екі жартылай тіректердің байланыстары үшін табакты болат немесе ыстық болат құбырлардан әзірленген шығыршықты түрдегі энергияны сіңіргішті орнату тиімді (А.26 сурет). Жартылай шығыршық материалдарын пластикалық жұмысқа максималды кіргізу үшін олардың көрінісін сәттің өзгеру заңы бойынша белгілейді, яғни тең кедергі аймақтарымен.



А.25 сурет – Жылжымалы энергияны сіңіргішпен тіректі байланысты

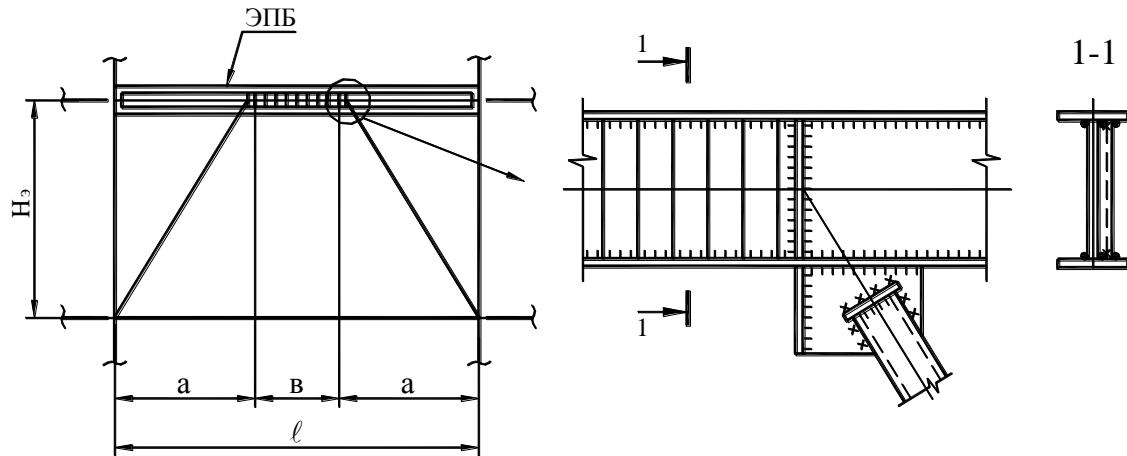


1 – екі таврлы қиылыс; 2 – табақты қиылыс

А.26 сурет – Шығыршықты энергия сіңіргіштер

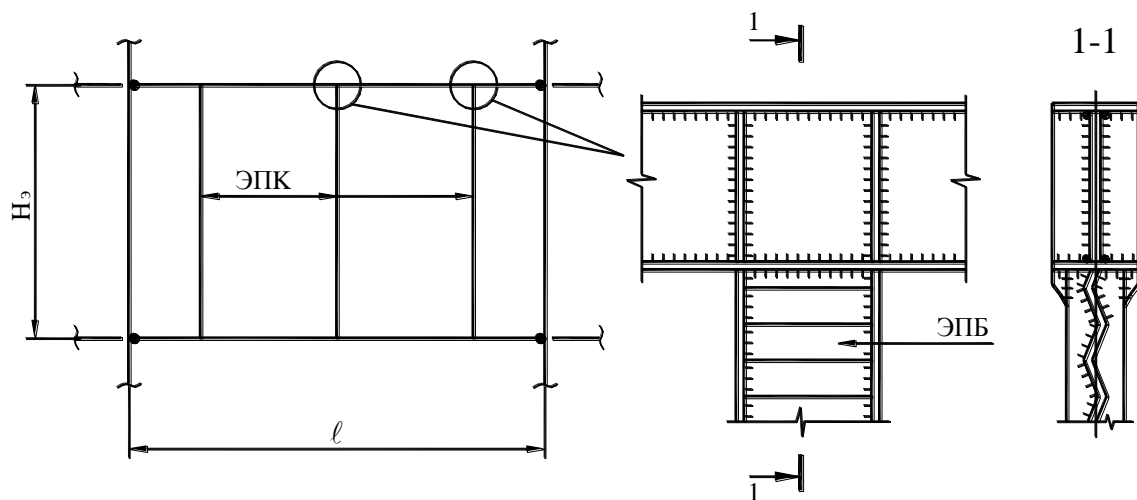
Ғимараттың ішіндегі ерік өтуді қамтамасыз ету үшін рамалы түрлерінің қоспасы

(А.27 сурет) немесе арқалық энергияны сіңіргіштермен (А.28 сурет) жарақталған орталықтандырылған тіректермен жартылай тіректердің байланыстарын орнату керек. Арқалық энергия сіңіргіштерімен рамалы түрдің қоспасын ұстынның сыртқы қатары бойынша қолдану ыңғайлы, өйткені олар витраждар мен терезені орнатуға мүмкіндік береді.



**А.27 сурет – Арқалық энергия сіңіргішпен жартылай тірек байланысы**

Екі таврлы арқалық энергия сіңіретін элементтерінде пластикалық сатыда белдеулер жұмыс істейді, сондықтан олардың сенімді және тиімді жұмыс істеуі үшін оларға тең кедергі аймақтарын орнату керек. Төзімділікті қамтамасыз ету үшін арқалық энергияны сіңіргіш қабырғаларды гофрленген түрде орындау керек.



**А.28 сурет – Арқалық энергияны сіңіргішпен рамалы түрдегі байланыс**

Белгіні ауыстыратын сейсмикалық жүктемелерге болат қаңқаның сенімді жұмысының міндетті шарты тығыз жұмыс істейтін элементтерінің болуы болып табылады, оның қаттылығы бастапқы жалпы қаңқа қаттылығынан 25 % пайыздан кем болмауы тиіс. Көрсетілген шамадағы қаттылықпен тығыз жұмыс істейтін элементтерінің болуы, ғимараттың қаңқасының бір жақты деформацияның жинақталуын болдырмайды, бұл барлық пайдалану кезеңіне оның сенімді жұмысын қамтамасыз етеді.

**Б Қосымша**  
(ақпараттық)

**Сындарлы нысандар мен энергияны сіңіретін элементтерді есептеу**

**Б.1 Энергияны сіңіретін элементтердің негізгі түрлері**

Көпқабатты ғимараттардың энергияны сіңіретін элементтерін екі топқа бөлуге болады:

А. Жер сілкінісі кезінде шекті жүктемелер кезінде тығыз-пластикті сатыда жұмыс істейтін тікелей болат қаңқалардың (рамалар ригельдері, рама торап қабырғалары, ұстын базалырының траверстері) жеке тасушы элементтері .

В. Ғимараттардың қаңқаларына орнатылатын сындарлы түрлі нысандардың энергияны сіңіргіш болат арнайы элементтері.

Материалдың пластикалық деформация сипатына байланысты энергияны сіңіретін элементтердің осы екі тобын, үш түрге бөлген мақсатқа лайық: жылжымалы, иілмелі және созылмалы-қысыңқы.

Энергияны сіңіргіштердің түрлерінің жұмыс тиімділігі жалпы энергияны сіңіретін қабілеттілігі мен және олардың меншікті бір циклды қабілеттіліктерімен анықталады. Бұл көрсеткіштер неғұрлым жоғары болса, соғұрлым энергияны сіңіргіш тиімдірек болады. Анағұрлым көп энергияны сіңіргіш қабілеттілікке, жылжу, созылу-қысылуға тығыздық шегінен, ең азы – иілуіге жұмыс жасайды ..

Сындарлы белгілері бойынша энергияны сіңіргіштерді үш негізгі түрге бөлуге болады: жылжымалы, арқалық және шығыршықты.

Көп қабатты ғимараттардың болат қаңқаларындағы энергияны сіңіретін элементтерін орнатудың негізгі мақсаты жер сілкінісі кезінде мүмкін болатын шекті жүктемелер кезінде негізгі тасушы құрылымдардың (ұстындар, ригельдер немесе байланыстар) бұзылуын болдырмау болып табылады. Энергияны сіңіргіштер жер сілкінісі кезінде ғимараттың металл тасушы құрылымының сенімді жұмысты қамтамасыз ететін сақтандырғыштардың рөлін атқарады.

Бұл пластикалық сатыда энергияны сіңіретін элементтердің металлы жұмысының арқасында ғимараттың ауытқуының әр жарты циклында сыртқы сейсмикалық әсер энергиясын сіңіру есебінен қол жеткізіледі. Сонымен бірге сіңіретін энергия жылуға айналады және қоршаған ортаға қаңқадан бұрылады.

Пластикалық сатыда жұмысы кезінде энергияны сіңіретін элементтерді қыздыру 120 – 150 °С жетеді, бұл белгі ауыстыратын циклды жүктемелерге олардың жұмыстарының ұзақ мерзімділігін арттырады.

**Б.2 Энергияны сіңіргіштердің аз циклды беріктілігі**

Болат энергияны сіңіретін элементтерінің аз циклды беріктілігі циклдық қатты жүктеу кезінде тығыз-пластикалық сатыда олардың жұмысының ұзақ мерзімділігімен бағаланады. Энергия сіңіргіштер жұмысының ұзақ мерзімділігі белгіні ауыстарытан жүктеме сипаты, материалдың икемділігі, металлдың пластикалық деформациялану деңгейіне байланысты болады. Сонымен бірге энергияны сіңіретін элементтерінің



сындарлы нысандары металлдың пластикті деформациялану аймақтарында кернеуді концентрациялаудың минималды деңгейін қамтамасыз ету керек.

Төменде ұсынылып отырған энергияны сіңіргіштердегі кернеудің концентрациясының төмен деңгейін ескере отырып, олардың тығыз пластикалық сатыда жұмысының ұзақ мерзімділігін бағалай отырып, белгі ауысатын циклдық жүктемеге деформацияланудың тұрақты амплитудасымен (қатты жүктеме) мына теңдеуді қолдану ұсынылады Мэнсон-Коффин [8]:

$$N^m \cdot \xi_n = N^m \cdot e \cdot \xi_T = C, \quad (\text{Б.1})$$

мұндағы  $N$  – бірінші жарық пайда болғанға дейінгі жүктеу циклдарының саны;  $m = 0,5$ ;

$\xi_n$  – материалдың салыстырмалы пластикалық деформациялар болаттың шамасы;

$e$  – уровень пластических деформаций;

$\xi_T$  – болаттың шекті серпімділік салыстырмалы деформациясы;

$C = 0,5 \cdot \ln \cdot \frac{1}{1 - \psi_k}$ ,  $\psi_k$  – статикалық жүктеме кезінде бұзылу сәтінде болаттың үлгісін салыстырмалы тарылуы.

Егер есептік қарқындылықтың екі жер сілкінісі үшін энергия сіңіретін элементтерді ұстауы керек болатын циклдарды қабылдайтын болсақ,  $N = \frac{60}{T_1}$ , мұндағы  $T_1$  – ғимараттың қаңқасының өз ауытқуының бірінші (негізгі) тоны кезеңі, онда (Б.1) Өрнегі бойынша энергияны сіңіргіштің пластикалық деформациясының қолжетімді деңгейін анықтауға әбден болады:

$$e = \frac{\xi_n}{\xi_T}, \quad \text{мұндағы} \quad \xi_T = \frac{f_{y,\max}}{E}.$$

Жер сілкінісі кезінде болат энергия сіңіргішінің сенімді жұмысы үшін олар әр ауытқудың жарты циклында сейсмикалық әсерден оларға келіп түсетін энергияның 50 пайыздан кем емесін сіңіргені қажет болады. Жекелей алғанда, энергияны сіңіретін элементтері әр сатыда орнатылған қаңқалар үшін, бір жарты цикл ішінде сіңірілітін сейсмикалық әсер энергиясы мынадан кем болмауы тиіс :

$$W_{\text{эп}} = 0,25 \cdot Q_i \cdot U_i, \quad (\text{Б.2})$$

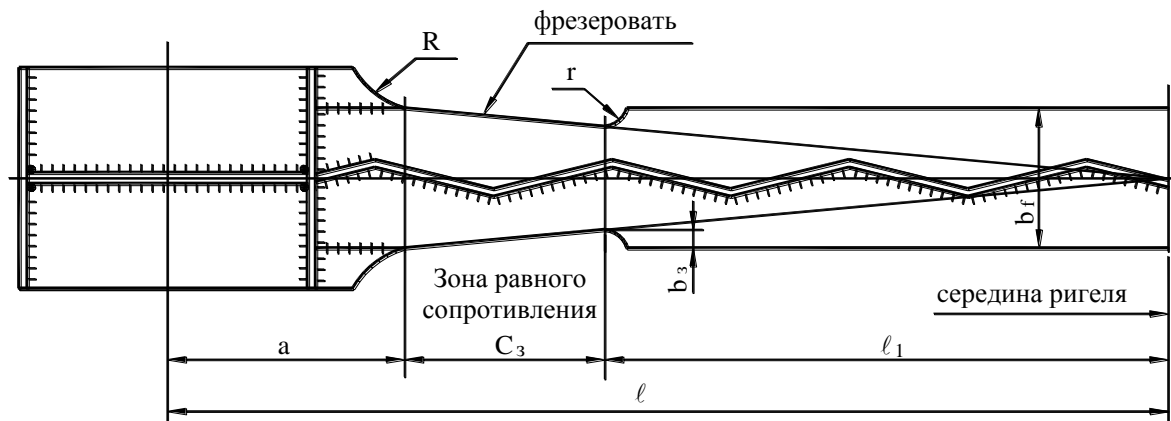
Мұндағы  $Q_i$  –  $i$ - қабаттың деңгейіндегі көлденең сейсмикалық жүктеме;  
 $U_i$  – осы жүктемеден  $i$ -қабат шегінде ауысу.

Бұл энергияны (Б.2 өрнек) осы қабаттың шеңберіндегі орнатылған барлық энергия сіңіргіштерді сіңіруі керек.. Сонымен бірге энергия сіңіргіштердің пластикалық деформацияларының нақты деңгейі сындарлы нысан мен материалға байланысты болады.

### **Б.3 Тығыз-пластикті сатыда жұмыс істейтін болат рамалы қаңқа тораптары мен ригельдері**

Арқалық түріндегі энергия сіңіргіштер рөлін орындайтын және есептілік қарқындылықтың жер сілкінісі ретінде тығыз-пластикті сатыда жұмыс істейтін көп қабатты ғимараттардың болат рамалы және рамалы-қоспалы ригельдерін жоғары аз циклды төзімділікке ие жұқа көлденең-гофрленген қабырғасы бар дәнекерленген екі тавр

түрінде орындаған мақсатқа лайық болады. Пластикті деформациялардың дамуы қарастырылған ригельдер белдеуі, пластикті болаттан орындалуы керек және тең кедергі аймақтарға ие болуы тиіс. Жер сілкінісі кезінде шекті жүктемелер кезінде пластикті деформациялар дамидын ригельдердің белдеулерінің тең кедергілер аймағы, ұстынды ригельдердің дәнекерленген қоспалары шегінен шығарылуы тиіс (Б.1 сурет).



**Б.1 сурет – Тең кедергі аймағы мен көлденең-гофрленген қабырғамен екі таврлы ригельдің төменгі белдеуі**

Тең кедергі аймақтардағы ригель табақтарының жиектері аймақ соңы мен басында ригельдің негізгі қиылысына ақырын ауыса отырып фрезерленген болуы тиіс. Осы аймақтардағы белдеулердің максималды ілмесі мынадан кем болмауы керек

$$0,25 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}, \text{ мұндағы } t_f - \text{белдеу қалыңдығы. Егер ригельдердің жоғарғы}$$

белдеулері бойынша ригельдермен біріктірілген қалың темір бетон плита салынса, онда тең кедергі аймақтарын тек төменгі белдеулерде қарастыру керек. Аймақты құруға арналған белдеудегі ойықтың ұзындығы  $C_3$  ригель белдеуінің аз циклды төзімділігі шартынан есеппен анықталады, ал кесілген жердегі белдеу жиектемесінің еңісі – мына

$$\text{өрнек бойынша анықталады: } b_3 / C_3 = 0,5 \cdot \frac{b_f}{0,5 \cdot l - a},$$

мұндағы  $l$  - ұстындар остері арасындағы ригельдер бойы;  $a$ ,  $b_f$ ,  $C_3$ ,  $b_3$  Б.1 суретті қара.

Ойық ұзындығын  $C_3$  300 мм аспайтындай етіп қабылдау ұсынылады. Қабырғаларға жанасқан жерлердегі белдеулерді кеңейту бөлшектерінің мөлшерлерін Б.1 суретіне сәйкес тағайындау қажет.

Б.2 суретінде оның циклограммасы белгі ауыстыратын жүктеме кезінде жұмысы мен тығыз-пластикті сатыда жұмыс істейтін жартылай ригельдің бір белдеуі  $Q_i$  көлденең сейсмикалық жүктемемен жүктелген, рамалы қаңқаның  $i$ -ші қабатының айшық тәрізді элементі көрсетілген.

Мына жүктемеден ригельде көлденең күш  $Q_i$ :  $Q_p = Q_i \cdot \frac{H}{l}$ , тең кедергідегі аймақ

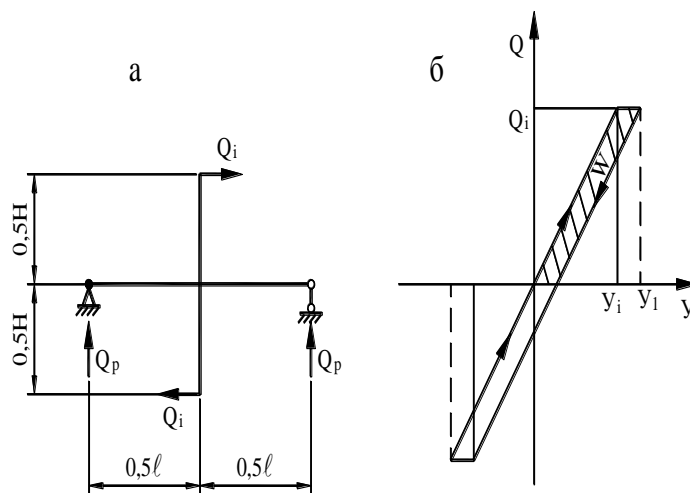
ортасындағы иілетін сәт  $M_3 = Q_i \cdot \frac{H}{\ell} \cdot (\ell_1 + 0,5 \cdot C_3)$  (Б.1 суретті қара).

Прандтля диаграммасы бойынша пластикті сатыда материал жұмысы кезінде тең кедергі аймағы шеңберінде ригель белдеуімен бір жартыцикл ішінде сіңірілген мынаған тең болады:

$$W = \frac{M_3}{h_p} \cdot \Delta_n, \quad (\text{Б.3})$$

мұндағы  $h_p$  – ригель белдеулері орталарының арасындағы қашықтық;  
 $\Delta_n = \frac{f_{y,\max}}{E} \cdot e \cdot C_3$ ;

$e - C_3$  ұзындығымен тең кедергі аймақтарында белдеудің пластикалық деформация деңгейі.



$$V_1 = \frac{1}{2} Q_i y_i$$

$$W_{\text{эл}} = \frac{1}{4} Q_i y_i$$

$$y_1 = 1,25 y_i$$

**Б.2 сурет – көлденең сейсмикалық жүктемемен белгі ауысу жүктемесі кезінде (б) оның жұмысының циклограммасы мен рамалы қаңқа (а) 2-ші қабатының айшық тәрізді элементі**

Қаңқаның айшық тәрізді элементіне ауытқудың жарты циклы ішінде сейсмикалық әсердің энергиясын сіңіру керек  $W_{\text{эл}} = \frac{1}{4} \cdot Q_i \cdot y_i$ , мұндағы  $y_i = \frac{H}{n}$  – көлденең сейсмикалық жүктемелерден  $i$ -ші қабатты қаңқа шеңберінде ауысуы;  $\frac{1}{n} = \left[ \frac{1}{150} \right]$  – рұқсат етіліп қабылданған, қабаттың салыстырмалы көлденең ауысуы.

$W_{\text{эл}}$  және  $W$  теңестіре отырып, қаңқаның айшық тәрізді элементінің тең кедергі аймағында ригельдің белдеуінің пластикалық деформациясының нақты деңгейі:

$$e = \frac{\frac{1}{4} \cdot Q_i \cdot \frac{H}{n}}{Q_i \cdot \frac{H}{\ell} \cdot (\ell_1 + 0,5 \cdot C_3) \cdot \frac{1}{h_p} \cdot \frac{f_{y,\max}}{E} \cdot C_3} = \frac{E \cdot h_p \cdot \ell}{4 \cdot n \cdot (\ell_1 + 0,5 \cdot C_3) \cdot f_{y,\max} \cdot C_3} \quad (\text{Б.4})$$

**Мысалы Б.1** Тең кедергі аймағындағы ригель белдеуінің пластикалық деформациялары деңгейін анықтау

Бастапқы деректер:  $n = 150$ , өткін  $\ell = 600$  см, ригельдің биіктігі  $h_p = 45$  см,  $\ell_1 = 245$  см, тең кедергі аймағының ұзындығы  $C_3 = 20$  см.

Құрылым материалы - болат S275 с  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> EN 10025-2 бойынша,

$$f_{y,\max} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 = 3780 \text{ кгс/см}^2 \text{ (2.2.2.2 қараңыз),}$$

(Б.4) формуласы бойынша анықталған тең кедергі аймағындағы ригель белдеуінің пластикалық деформацияларының нақты деңгейі:  $e = 4,9$  тең.

Тең кедергі аймағында ригельдің белдеуінің пластикті деформацияның қолжетімді деңгейі мына өрнек бойынша табылады (Б.1) болат үшін S275.

Егер ғимараттың өз ауытқударының бірінші тоны кезеңі  $T_1 = 1,0$  с, онда есептік қарқындылықпен екіжер сілкінісі кезінде оның көтеретін циклдар саны мынаған тең болады

$$N = \frac{60}{T} = \frac{60}{1,0} = 60.$$

(Б1) өрнегіндегі S275 болат үшін  $C$  коэффициенті, мынаған тең болады:

$$C = 0,5 \cdot \ln \cdot \frac{1}{1 - \Psi_k} = 0,5 \cdot \ln \cdot \frac{1}{1 - 0,535} = 0,382$$

Және  $e$  ригельдің белдеуінің пластикті деформациясының қолжетімді деңгейі:

$$[e] = \frac{C}{N^{0,5} \cdot \xi_T} = \frac{0,382}{\sqrt{60} \cdot \frac{3780}{2,1 \cdot 10^6}} = 27,4.$$

Алынған  $[e] = 27,4$   $e$  тең кедергі аймағындағы белдеудің пластикті деформациясының нақты деңгейінен елеулі түрде көбірек  $= 4,9$ .

Егер тең кедергі аймағының ұзындығы  $C_3 = 3$  см қабылданса, онда тең кедергі аймағындағы ригель белдеуінің пластикалық деформацияларының нақты деңгейі:  $e = 33,8$  тең болады, бұл қаңқа ригелінің аз циклдық беріктігі бұл ретте қамтамасыз етілмегендіктен, пластикалық деформациялардың  $[e] = 27,4$  рауалы деңгейінен артық, яғни жол берілмейді.

Тең кедергі аймақтарысыз рамалы қаңқалардың ригельдерінің аз циклды төзімділігі, әдетте үнемі қамтамасыз етілмейді.

Қоспалы және рамалы-қоспалы қаңқаларда кейде тығыз-пластикті сатыда (Б сурет 3 және 4 түрі) иілуге соңғысын жұмыс істете отырып, жабын арқалықтарына байланысты эксцентрілік қосумен сындарлы шешімдерді қолданады. Сонымен бірге пластикті деформациялар арқалық белдеулерінде де, жылжымалы жерден консольдің жазық қабырғасында да дами алады. Егер пластикті деформациялар консоль белдеулерінде қарастырылса, онда оларда Б 1 суретінде көрсетілген тең кедергі аймақтары орнатылады. Арқалық консольдерінің қабырғаларында жылжымалы деформациялардың дамуы кезінде, қабырға икемділігі қаңқалардың рамалы тораптар қабырғалары үшін ұсыныстарға сәйкес белгіленеді.

Болат қаңқаның рамалы тораптың жазық қабырғасында (А 7 сурет қар.) жер сілкінісі кезінде шекті жүктемелер кезінде жылжымалы пластикті деформациялардың дамуына жол беріледі Кеңірдектенген қабырғасы бар колонналарда. Бұл жағдайда қабырғаларды есептеу  $Q_{yz}$  торабы қабырғасында қолданылатын көлденең күшке ғана орындалады. Қалыпты күші  $N_k$  және иілетін сәттері  $M_k$ , вжер сілкінісі кезінде ұстында пайда болады, және белдеулерімен қабылдана алады. Рамалы торап аймағында

гофрленген қабырғамен ұстынның белдеуінің төзімділігі келесі өрнек арқылы анықталады:

$$\frac{N_k}{2 \cdot A_f} + \frac{M_k}{h_1 \cdot A_f} \leq f_y / \gamma_{M0}, \quad (\text{Б.5})$$

мұндағы  $A_f$  – торапты қосылыс шегіндегі ұстынның белдеу ауданы;  
 $h_1$  – ұстындар белдеулерінің орталықтары арасындағы қашықтық.

Пластикті деформациясының дамуы қарастырылатын торап қабырғасының қиылыс ауданы, мына өрнек арқылы анықталады:

$$A_w = \frac{Q_{y3}}{f_{y,max} / \sqrt{3}}, \quad (\text{Б.6})$$

мұнда  $Q_{y3}$  торап қабырғасында қолданылатын көлденең күш мына өрнекпен анықталады:

$$Q_{y3} = \frac{(M_{рл} + M_{рп}) - Q_{кв}}{h_p}, \quad \text{мұндағы } M_{рл} \text{ және } M_{рп} - \text{торапқа жанасатын}$$

ригельдердегі иілетін сәттер,  $Q_{кв}$  – ұстындағы көлденең күш.

Егер рамалы тораптың қабырғасында пластикті деформациясының дамуына жол берілмесе, онда торап қабырғасының қиылысу ауданы мына өрнекпен анықталады:

$$A_w = \frac{Q_{y3}}{0,8 \cdot 0,58 \cdot f_y / \gamma_{M0}}.$$

Жақтаулы желі қабырғасының салыстырмалы пластикалық жылжымалы деформацияларының рұқсат етілген және нақты шамалары жоғарыда көрсетілген әдістеме бойынша анықталады.

Пластикалық сатыда жылжуға жұмыс жасайтын (Б.2) өрнегі бойынша  $W_{эп}$  торабының қабырғасымен бір жарты цикл үшін сіңіру қажет болатын сейсмикалық әсер энергиясын біле тұра, жылжымалы деформациялардың нақты деңгейлерінің шамасын табамыз

$$e = \frac{W_{эп} \cdot G}{Q_{y3} \cdot h_w \cdot (f_{y,max} / \sqrt{3})}, \quad (\text{Б.7})$$

мұндағы  $G$  – болатты жылжыту модулі;  
 $h_w$  – рамалы торап қабырғасының биіктігі.

Егер «е» шамасы (Б 1) Өрнегі бойынша анықталған рұқсат етілген шекті деңгейден  $[e]$  аз болса, онда рамалы тораптың қабырғасының аз циклды төзімділігі қамтамасыз етіледі және қаңқасы жер сілкінісі кезінде жүктемелер кезінде сенімді жұмыс істейтін болады.

Рамалы торап қабырғасы тығыздық шеңберінен оның материалы жұмысын ескере отырып төзімділікке есептелуі керек. Қабырғаның жылжымалы деформацияның деңгейінің орташа мәні үшін  $e_\tau = \frac{\gamma_n}{\gamma_T} \leq 15$ , мұндағы  $\gamma_T = \frac{\tau_T}{G}$ , оның икемділігі  $\lambda = \frac{b_{min}}{t}$  аққыштық шегімен  $f_y \leq 3550$  кгс/см<sup>2</sup> болаттар үшін 30 астам болмауы тиіс. Мұндағы  $b_{min}$  – рамалы тораптың қабырғасының аз мөлшері.

Егер осы шарт орындалмаса, рамалы торап шеңберінде қаттылық қабырғасын орнату керек.

Фундаменттерде қысылған ұстын базаларында (А.13, А.14 суреттерін қараңыз) жылжымалы пластикті деформациялардың дамуы траверс қабырғаларынан қарастырылады. Сонымен бірге траверстегі жылжитын күштің шамасы  $Q_T$  бір траверстің фундаментальды бұрандалада тең күшке қабылданады.

Траверстің қабырғасымен қабылданатын көлденең күшке жақын, мына формуламен анықтала алады  $Q_{w,T} \approx 0,9 Q_T$ . Бұл жағдайда траверс қабырғасының көлденең қиылысының қажетті ауданы мынаған тең болады:

$$A_{w,T} = \frac{0,9 \cdot Q_T}{f_{y,max} / \sqrt{3}}, \quad (Б.8)$$

мұндағы  $f_{y,max}$  – траверс қабырғасы болаттың аққыштық шегі.

Траверс қабырғаларының пластикті деформациясының деңгейі мына өрнекпен анықталады:

$$e = \frac{W_{эн} \cdot G}{2 \cdot 0,58 \cdot f_{y,max} \cdot a_T \cdot Q_{w,T}} \leq [e], \quad (Б.9)$$

мұндағы  $W_{эн}$  – (Б.2) Өрнегі бойынша бір жарты цикл бойынша сіңірілетін сейсмикалық әсер энергиясы;

$a_T$  – траверс қабырғасының ені.

#### Б.4 Жылжымалы энергия сіңіргіштері

Б.3 суретте көп қабатты ғимараттың болат байланысты қаңқаларында қолдану үшін ұсынылатын жылжымалы энергия сіңіргіштерінің бірнеше түрлері келтірілді .

1 типті энергия (Б.3 - сурет, 1 - тұрпат) сіңіргіштері қысылған-созылған айшықты байланыстарда, тек созылуға жұмыс жасайтын байланыстарда қолданылады (концентрлік Х-тәріздес диагональдық байланыстар). Пластикті сатыда энергияны сіңіретін қабырғаның тек металлы ғана жұмыс істейді. Энергияны сіңіретін жиектейтін табақтары жергілікті иілістен болаттың фибрлі аққыштық болат пайда болатын байланыс фасонкаларына бекітілген шағын учаскелерін есептемегенде тығыз сатыда жұмыс істеуі керек.

Энергия сіңіргіштің элементтерінің қиылыстарын іріктеу көлденең сейсмикалық жүктемелерден диагональды байланыстарда күш бойынша жүзеге асырылады. Қысылған-созылған қоспаларда диагональдағы күшпен  $\pm N$ , энергияны сіңіретін қабырғаның көлденең қиылысу ауданы мына өрнекпен анықталады:

$$A_w = \frac{K \cdot 2 \cdot N \cdot \cos \alpha}{f_{y,max} / \sqrt{3}}, \quad (Б.10)$$

Мұндағы  $K \approx 0,95 \div 0,9$ .

Размеры стенки энергопоглотителя желательно принимать максимально возможной величины из условия устойчивости при работе на сдвиг в пластической стадии. При этом,

максимальное отношение  $\frac{a_{min}}{t_w} \leq \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ , где  $a_{min}$  – меньший размер стенки. Если это

условие не выдерживается, то целесообразно уменьшить  $a_{min}$  путем установки ребер жесткости на стенке энергопоглотителя.

Мұндай энергия сіңіргіштің жиектейтін табақтары төмендегі өрнек бойынша  $a_w > h_w$

кезінде төзімділік шартынан алынады:

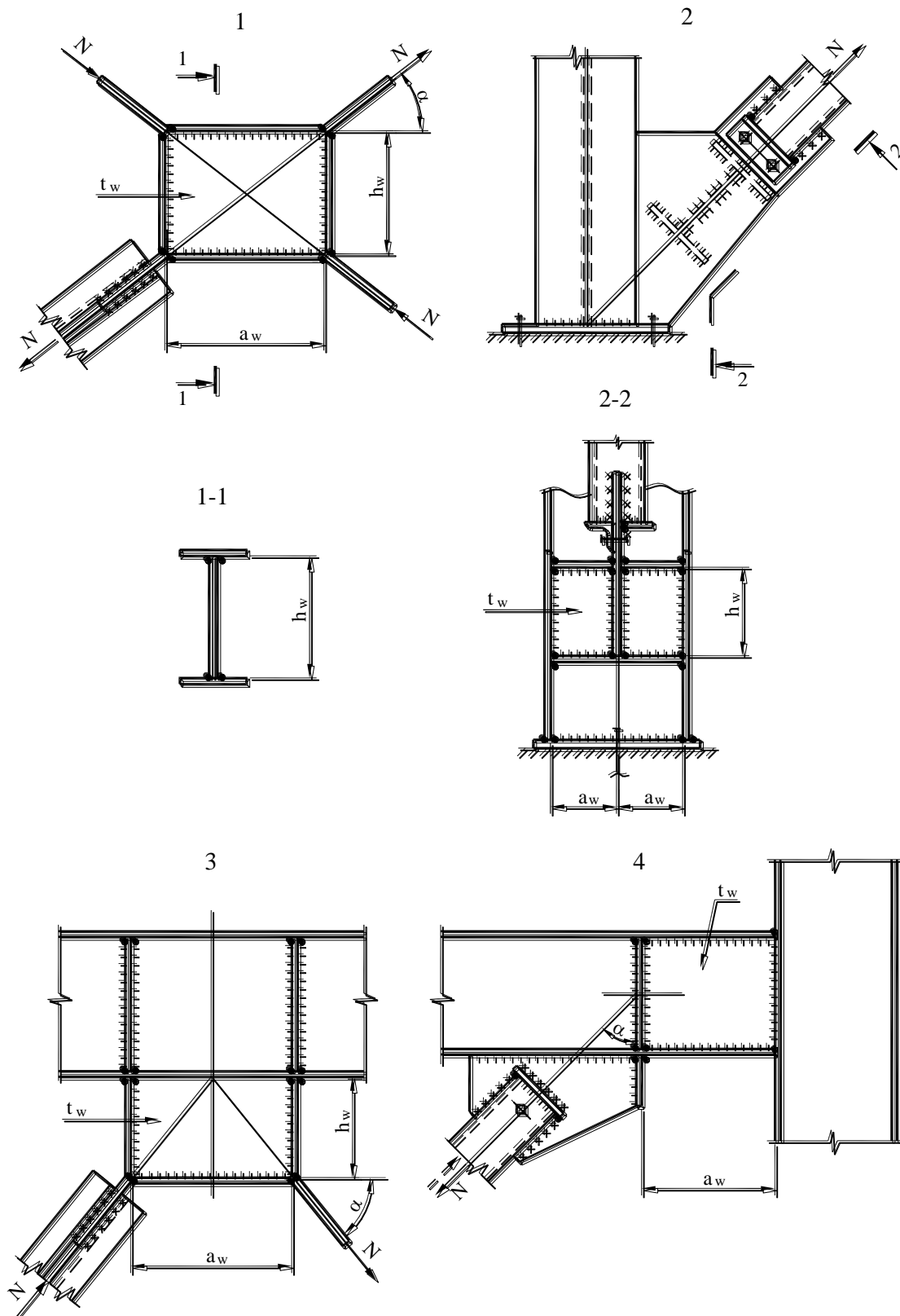
$$A_f = \frac{N \cdot \cos \alpha}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{Б.11})$$

Егер  $a_w < h_w$ , онда (Б.11) өрнегі бойынша  $N \cdot \cos \alpha$  орнына  $N \cdot \sin \alpha$  қабылдайды.

Бұл ретте көмкергіш табақтардың салбырауы көлденең қималардың 1 және 2 сыныптарға арналған талаптарына сәйкес келуі тиіс. Байланыстар фасонкасының көлденең қимасының ауданы:

$$A = \frac{N}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{Б.12})$$

Сонымен бірге оның ені энергия сіңіргіштердің жиектейтін табақтарының еніне тең етіп қабылданады.



1 – айшық байланыс үшін; 2 – тіректі байланыс үшін;  
3 – жартылай тіректі байланыс үшін; 4 – орталықтан алынған байланыстар үшін.

### Б.3 суреттер – Жылжымалы энергия сіңіргіштері

Мұндай энергия сіңіргіштің аз циклды төзімділігі (Б.2) Өрнегі бойынша көлденең сейсмикалық жүктемесінен түсетін энергияның 50 пайызын сіңіру шартынан анықталады.



Энергиясорғыштың аз циклдық беріктігінің критерийі (Б.1) формуласы бойынша анықталатын шекті рауалы мәннен  $[e]$  кем болуы тиіс қабырғаның пластикалық деформацияларының деңгейі « $e$ » болып табылады.

Пластикалық деформацияларының деңгейі « $e$ », формуласы бойынша анықталады:

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot 2N \cdot \cos \alpha \cdot h_w \cdot 0,58 \cdot f_{y,\max}} = \frac{W \cdot G}{1,1 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot h_w \cdot f_{y,\max}}, \quad (\text{Б.13})$$

Энергиясорғыштың қабырғасын көмкергіш табақтарға бекітетін белдеу жіктерінің катеттері  $0,9 t_w$  кем болмауы тиіс. Энергиясорғыш элементтерін пісіру қорғау газдарының ортасында жартылай автоматты түрде жүргізілуі тиіс.

Екінші тұрпатты энергиясорғыштар (Б.3 сурет, 2 тұрпат) қиғаш қойылған байланыстарды (концентрлік диагональдық және V-тәріздес байланыстар) қолданылады.  $N$  байланысындағы есептік күшейту кезінде пластикалық сатыда жұмыс істеп тұрған энергия сорғыш қабырғасының көлденең қимасының ауданы, формуласы бойынша анықталады:

$$A_w = \frac{K \cdot N}{2 \cdot (f_{y,\max} / \sqrt{3})}, \quad (\text{Б.14})$$

Энергиясорғыш қабырғасының мөлшерлері де бірінші тұрпатқа арналған критерийлер бойынша іріктеледі. Екінші тұрпаттың энергиясорғышының көмкергіш табақтары беріктік шартына қарай тағайындалады:

$$A_f = \frac{0,5 \cdot N \cdot a_w}{h_w \cdot 0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{Б.15})$$

мұндағы  $a_w, h_w$  – энергиясорғыш қабырғасының ені мен биіктігі.

Энергиясорғыштың аз циклдық беріктігінің критерийі қабырғаның пластикалық деформацияларының деңгейі болып табылады:

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot N \cdot (f_{y,\max} / \sqrt{3}) \cdot a_w} = \frac{W \cdot G}{0,55 \cdot N \cdot a_w \cdot f_{y,\max}}, \quad (\text{Б.16})$$

Қысқа және аралық звенолар арасындағы эксцентрлік байланыстар үшін қолданылатын үшінші және төртінші тұрпатты энергиясорғыштарды (Б.3 сурет, 3 және 4 тұрпат) құрастыру және есептеудің бірінші тұрпаттан айырмашылығы елеусіз.

**Б.2 ҮЛГІСІ.** Созылуға ғана жұмыс істейтін айқаспа байланыстарға орнатылған 1-тұрпатты энергиясорғыштарды құрастыру және есептеу.

Бастапқы деректер: байланыстағы күш  $N = 450$  кН, еңіс бұрышы  $\alpha = 40^\circ$ , EN 10025-2 бойынша конструкция материалы - болат S275  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>.

Қаңқаның бірінші сарынының ауытқу кезеңі  $T_1 = 1$  с, қабаттың биіктігі  $H_{3T} = 3,2$  м.

Энергияны сіңіру қабырғасының қиылыс ауданы:

$$A_w = \frac{K \cdot N \cdot \cos \alpha}{0,58 \cdot f_{y,\max}} = \frac{0,95 \cdot 450000 \cdot 0,766}{0,58 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 27500} = 15,0 \text{ см}^2$$

Қабылданды: қалыңдығы  $t_w = 8$  мм, ені  $a_w = 185$  мм, қабырға биіктігі  $h_w = 155$  мм.

Қабырғаның төзімділігі  $\frac{h_w}{t} = \frac{155}{8} = 19,4 < 30$  қамтамасыз етілді.

Жиектейтін табақтардың көлденең қиылысу ауданы:

$$A_f = \frac{N \cdot \cos \alpha}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{450000 \cdot 0,766}{0,9 \cdot 27500 / 1,0} = 13,9 \text{ см}^2$$

Табак қабылданды – 180×8 мм. Илме  $\frac{b_{et}}{t} = \frac{90}{8} = 11,3 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}} = 13,8$ .

Байланыс фасонкалары :  $A = \frac{N}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{450000}{0,9 \cdot 27500 / 1,0} = 18,2 \text{ см}^2$ .

Табак қабылданды – 200×10 мм.

Энергия сіңіргіштің қабырғасының аз циклды төзімділігін тексеру.

Қабаттың шегіндегі көлденең ауысулар  $-\frac{H_{эт}}{n} = \frac{320}{180} = 1,8 \text{ см}$ ,

мұнда  $\frac{1}{n} = \frac{1}{180}$  - қабаттың салыстырмалы көлденең ауысуы.

(Б.13) өрнегі бойынша қабырғаның пластикті деформация деңгейі:

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot h_{wl} \cdot 0,58 \cdot f_{y,max}} = \frac{0,25 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot 1,8 \cdot 8,1 \cdot 10^4}{0,95 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot 19,9 \cdot 0,58 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 275} = 8,8$$

Мұндағы  $h_{wl} = h_w - 2 \cdot K_f$ , где  $K_f = 8 \text{ мм}$  – қабырғаның белдеулі жігінің катеті.

(Б.1) Өрнегі бойынша пластикті деформацияның шекті қолжетімді деңгейі (Б.1)

$$N = \frac{60}{T} = \frac{60}{1} = 60, \text{ аламыз } [e] = \frac{C}{N^{0,5} \cdot \xi_T} = \frac{0,382}{\sqrt{60} \cdot \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275}{2,1 \cdot 10^5}} = 27,6.$$

Өйткені  $e = 8,8$  елеулі түрде аз  $[e] = 27,6$ , энергияны сіңіргіштіктің аз циклды төзімділігі қамтамасыз етілді.

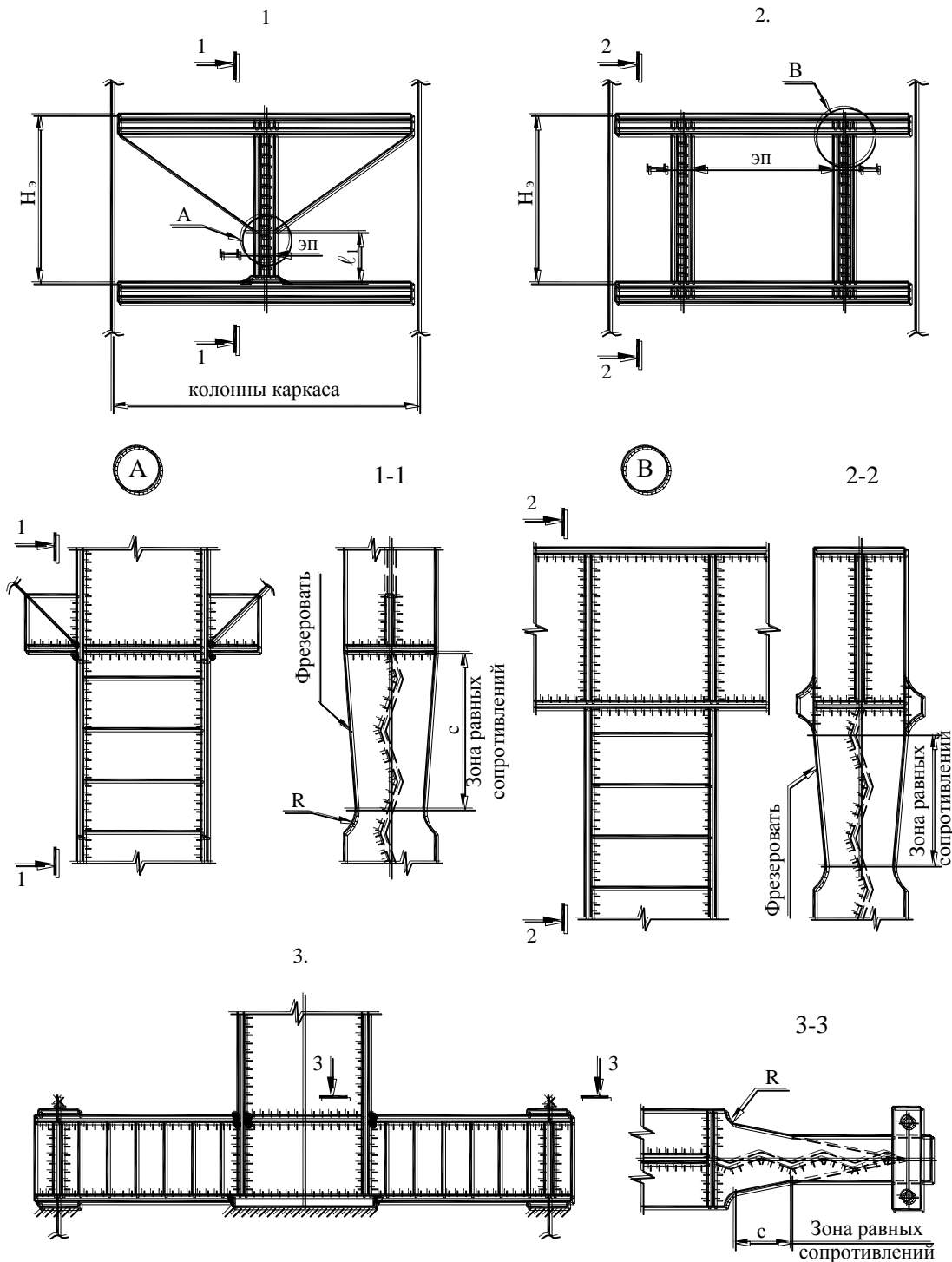
## Б.5 Арқалық энергия сіңіргіштік

Арқалық типті энергияны сіңіргіште сейсмикалық әсер энергиясын сіңіретін элемент ретінде, белдеулерді тығыз-пластикті сатыда жұмыс істейтін белдеудің екі таврлы қиылыстың болат арқалықтарын қолданад. Б.4 суретте арқалық энергия сіңіргіштіктің бірнеше түрі келтірілген.

Бірінші типті (Б.4 сурет, 1 тұрпат) энергия сіңіргіштік созылу мен қысылуға жұмыс істейтін екі тірек немесе қаңқа ригелімен ұштары қосылған көлденең-гофрленген қабырғамен екі таврлы қиылыс арқалық элементінің тік түрі ретінде орындалды. Қаңқаның көлденең қаттылығы болат төзімділігі мен оның көлденең қиылысы шамасының арқалық элементінің консольді бөлігінің  $\ell_1$  ұзындығына байланысты болады.

Тіректерді қаңқа ұстындарына бекіту ұсынылады, өйткені оларды ригельге қосу ондағы көлденең күшті арттырады.

Арқалық түрі бар энергияны сіңіргіштер көпқабатты ғимараттың рамалы қаңқасының ұстындар базасына орнатылуы мүмкін (Б.4 тип 3 сурет). Мұндай энергия сіңіргіштер көлденең сейсмикалық жүктемелерден ұстындардың төменгі ұштарында энергияны сіңіреді және жер сілкінісі кезінде қаңқаға түсетін энергияны сіңіреді. Ұстын базаларының дамыған траверстері фундаменталды бұрандалардағы күшті азайтады. Барлығы көп қабатты ғимараттардың болат қаңқалардың сейсмикалық төзімділігін қамтамасыз етеді.



**Б.4 сурет – Арқалық түрдегі энергияны сіңіргіштер**

Екінші типті энергия сіңіргіштік (сурет Б.4 тип 2) қаңқа ригельдерімен қатты қосылған екі таврлы қиылыс арқалық элементтерінің  $1 \div 3$  ие бола алады. Арқалық элементтерінің материалы мен мөлшерінен қаңқа қаттылығы мен оның энергияны сіңіру қабілеттілігі байланысты болады. Екі және одан астам тік арқалық элементтерді орнату кезінде (сурет Б.4 тип 2) олардың параметрлері мен болат маркасын олардың ішінен біреуі тығыз сатыда, ал қалғандарын тығыз-пластиктіге белгілеу мақсатқа лайық келеді. Бұл

қаңқада тығыз өзекті иеленуге және жер сілкінісі кезінде қаңқа ауытқулары кезінде біржақты деформациялардың жиналуын болдырмау керек.

Арқалық элементтердің барлық түрлері үшін пластикті деформацияларды дамыту белдеулердің тең кедергісінің аймақтарында қарастырылған. Тең кедергі аймағының ұзындығы энергияны сіңіретін элементтің аз циклды төзімділігі мен болаттың пластикті деформациясының деңгейін анықтайды.

Көп қабатты ғимараттың сейсмикалық болат қаңқа төзімділігі барлық орнатылған энергияны сіңіргіштердің энергияны сіңірудің жалпы қабілеттілігіне тікелей пропорционалды болады.

Арқалық энергия сіңірудің аз циклды төзімділігі келесі шарттан анықталады:

$$e < [e].$$

«Е» пластикті деформация деңгейі гофрленген қабырғамен екі таврлы қиылыстың арқалық энергия сіңіру белдеулерінің тең кедергісі аймағында келесі өрнек бойынша табылады :

$$e = \frac{W_3}{\xi_T \cdot C_3 \cdot f_{y,max} \cdot A_{f3}}, (B.17)$$

Мұндағы  $W_3$  – арқалық энергия сіңіргіштік бір белдеудің тең кедергісінің аймағын сіңіру қажет болатын ауытқулардың бір жарты циклы үшін сейсмикалық әсердің

энергияның мөлшері:  $W_3 = \frac{W_{эн}}{n_3}$ ,

Мұндағы  $W_{эн}$  (Б.2) Өрнегі бойынша анықталады;

$n_3$  – бір қабаттың шегінде біркелкі энергия сіңіргіштердің аймақтарының саны  $k$ ;

$$\xi_T = \frac{f_{y,max}}{E};$$

$C_3$  – тең кедергі аймағының ұзындығы;

$A_{f3}$  – Б.4 Суретінде көрсетілген тең кедергіің аймағы ұзындығының шегіндегі арқалық элементтің белдеуінің көлденең қилысының орташа ауданы.

## Б.6 Шығыршықты энергияны сіңіргіштер

А.26 суретте көп қабатты ғимараттардың болат қаңқаларының айшықты және тіректі байланыстарына орнатылатын шығыршықты энергия сіңіргіштің екі түрі келтірілді. Байланыс тіректері созылу-қысылуға жұмыс жасау керек. Шығыршықты түрдің энергия сіңіргіштігі жылжымалыдан анағұрлым үлкен өзгерушілігі және аз меншікті энергия сіңіру қабілеттілігімен ерекшеленеді. Бірінші типті энергия сіңіргіштер сәулет пайымдарынан айшықты қоспаларға орнатылады.

Бірінші типті энергияны сіңіргіш (А.26 сурет, тип 1) екі таврлы қиылысқа ие. Шығыршық  $r$ ,  $h$  параметрлерін сындарлы және сәулет пайымдарынан белгілейді, сондай-ақ төзімділікке есептерді алады.

Төзімділікті арттыру үшін шығыршық қабырғасын көлденең-гофрленген етіп жобалау ұсынылады

Қысылатын және созылатын күштерден шығыршықтағы максималды күші  $F$ :

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= 0,5 \cdot F \cdot r \cdot \sin \varphi \\ Q_{\max} &= F \cdot \cos \varphi / 2 \\ N_{\max} &= 0,5 \cdot F \end{aligned} \right\}, (B.18)$$

мұндағы  $r$  – шығыршықтың орташа радиусы,  $r = r_b + 0,5h$ .

Бірлескен әрекеттегі қысылатын немесе созылатын күштердің қосымшасы орнында шығыршық диаметрінің өзгеруі:

$$f = \pm \frac{F \cdot r^3}{E \cdot J_k} \cdot \left[ 0,786 + \left( \frac{\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right) \cdot \cos \varphi - 0,5 \cdot \sin \varphi \right], (B.19)$$

мұндағы  $J_k$  – шығыршық инерцияның сәті.

Гофрленген қабырғасы бар шығыршық белдеулерінің көлденең қиылысу ауданы келесі өрнекпен белгіленеді:

$$A_f = \frac{M_{\max}}{h_1 \cdot f_{y,\max}} + \frac{0,5 \cdot N_{\text{coom}}}{f_{y,\max}}, (B.20)$$

мұндағы  $N_{\text{coom}} - M_{\max}$  максималды сәтімен қиылыста шығыршықтағы қалыпты күші;

$h_1$  – шығыршық белдеулерінің ауырлығы орталықтары арасындағы қашықтық;

Шығыршықтың көлденең-гофрленген қабырғасының қалыңдығы мына өрнек бойынша белгіленеді:

$$t_w = \frac{Q_{\max}}{0,52 \cdot (f_y / \gamma_{M0}) \cdot h_w}, (B.21)$$

мұндағы  $h_w$  – шығыршық қабырғасының биіктігі.

Шығыршықтың аз циклды беріктілігі мен тең кедергі аймағының ұзындығы арқалық энергия сіңіргіштік әдістеме бойынша анықталады.

Екінші типті энергия сіңіргіш (А.26 сурет тип 2) ыстық болат құбырлардан немесе табакты болаттан әзірленеді. Оның параметрлері беріктілікке есептер мен технологиялық пайымдардан белгіленеді. Жартылай шығыршық материалын максималды пластикалық жұмысқа енгізу үшін оның бейнесін (енін) иілетін сәтті өзгерту заңы бойынша белгілейді, яғни тең кедергі аймақтары жасалады.

Бұрыштық координатамен шығыршық қиылысындағы күш  $\varphi$ :

$$M = 0,5 \cdot F \cdot r \cdot \sin \varphi; \quad N = 0,5 \cdot F \cdot \sin \varphi; \quad Q = 0,5 \cdot F \cdot \cos \varphi.$$

Егер  $b_o$  – бұрандалардың орналасу жерінде құбыр кесігінің ені, онда оның енінің өзгеруі бұрыштық кординатадан белгіленеді:  $\varphi \cdot \arcsin \frac{b_o}{b}$ ,

мұндағы  $b$  – ұзындық ортасында жарты шығыршық ені.

Қалыпты және көлденең күштерден деформациясы есебінсіз күштің әсерін бойлай жарты шығыршық диаметрін өзгерту:

$$f = \pm \frac{F \cdot r^3 \cdot (1 - \nu^2)}{2 \cdot F \cdot J_{\max}} \cdot \left( \frac{\varphi}{\sin \varphi} + \cos \varphi \right), (B.22)$$

мұндағы  $J_{\max} = b \cdot t^3 / 12$ ,

$\nu$  – тығыз сатыдағы Пуассон болатының коэффициенті.

Белгіленген  $r$  және  $b$  кезінде энергияны сіңірудің жарты шығыршықтың қалыңдығын мына формуламен анықтайды:

$$t = \frac{0,5 \cdot F}{f_{y,\max} \cdot b} \sqrt{1 + 8 \cdot \frac{f_{y,\max} \cdot r \cdot b}{F}}, \quad (\text{Б.23})$$

Мұндағы  $r$  – жарты шығыршықтың орташа бетінің радиусы.

Ортасындағы жарты шығыршық ені мына формуламен анықталады  $b = \frac{b_0}{\sin \varphi}$ ,  $b_0$

және  $\varphi$  бұранданы орналастыру шарттарынан.

**МЫСАЛ Б.3** Созылу-қысылуға жұмыс істейтін айшықты байланысқа орнатылған екінші типті энергияны сіңіргішті құрылымдау мен есептеу.

Бастапқы деректер: байланыстағы күш  $F = 400$  кН, құрылым материалы болат S275 с  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> мынау бойынша EN 10025-2,  $b_0 = 180$  мм және  $r = 200$  мм.

Төзімділіктің классының төрт бұранданың диаметрін анықтау 8.8 с  $f_{ub} = 800$  Н/мм<sup>2</sup>, сәйкес ҚР ҚН EN 1993-1-8.

3.4 ҚР ҚН EN 1993-1-8 кестеде келтірілген талаптарға сәйкес бұранданың қажетті ауданы анықталады:

$$A_n = \frac{F}{4 \cdot (k_2 \cdot f_{ub} / \gamma_{M2})} = \frac{400000}{4 \cdot (0,9 \cdot 800 / 1,25)} = 174 \text{ мм}^2.$$

Бұрандалар қабылданды  $d = 24$  мм с  $A_s = 452$  мм<sup>2</sup> оларды орналастыру шартына  $b_0 = 180$  мм.

Былай болған кезде  $\varphi = 30^\circ$ ,  $b = \frac{b_0}{\sin 30^\circ} = \frac{180}{0,5} = 360$  мм.

Жарты шығыршықтың қажетті қалыңдығы (Б.23) өрнек бойынша анықталады:

$$t = \frac{0,5 \cdot F}{f_{y,\max} \cdot b} \sqrt{1 + 8 \cdot \frac{f_{y,\max} \cdot r \cdot b}{F}} = \frac{0,5 \cdot 400000}{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 \cdot 360} \sqrt{1 + 8 \cdot \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 \cdot 200 \cdot 360}{400000}} = 37,6 \text{ мм}$$

Мысалдан көріп отырғанымыздай, қалыпты күш жарты шығыршық қалыңдығына еш ықпалын тигізбейді екен. Жақындата отырып келесі формула бойынша оның қалыңдығын белгілеуге болады:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot F \cdot r}{f_{y,\max} \cdot b}}, \quad (\text{Б.24})$$

Бұл мысал үшін (Б.24) Өрнегі бойынша жартышығыршық қалыңдығын анықтау кезінде бұл мынаған тең болады:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot 400000 \cdot 200}{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 \cdot 360}} = 34,3 \text{ мм}.$$

Жарты шығыршық қалыңдығы қабылданады  $t = 36$  мм.

Сіңірілген  $1 \text{ см}^2$  тең кедергі аймағы энергиясы «е» фибрлі пластикті деформациясы кезінде бір жартыжыл ішінде:

$$\overline{W}_{\text{п.ц}} = \frac{1}{2} \cdot f_{y,\max} \cdot e \cdot \xi_T \cdot \beta \cdot t = \frac{f_{y,\max}^2 \cdot (\beta \cdot t) \cdot e}{2 \cdot E \cdot (1 - v^2)} = \frac{f_{y,\max}^2 \cdot (1 - v^2) \cdot (\beta \cdot t) \cdot e}{2 \cdot E} = \frac{f_{y,\max}^2 \cdot t \cdot e}{2,3 \cdot E}, \quad (\text{Б.25})$$

мұндағы  $v$  – Пуассон коэффициенті.

Энергияны сіңіргіштің тең кедергісінің аймақ ауданы:

$$A_3 = 4 \cdot r \cdot \cos \varphi, \quad (\text{Б.26})$$

«е» тең фибр деформациясы деңгейі кезінде бір жарты цикл ішінде бір энергия сіңіргішпен сіңірілген энергия:

$$W_{п.ц} = \overline{W}_{п.ц} \cdot A_3 = \frac{f_{y,max}^2 \cdot t \cdot e}{2,3 \cdot E} \cdot 4 \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi = 1,74 \cdot \frac{f_{y,max}^2}{E} \cdot t \cdot e \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi, \quad (Б.27)$$

(Б.2) және (Б.27) өрнектерін теңестіре отырып энергия сіңіргіштің жартылай шығыршықтың «е» болаттың пластикалық деформациясының деңгейін табамыз:

$$e = \frac{W_{эп}}{W_{п.ц}} = \frac{0,25 \cdot Q_i \cdot Y_i}{1,74 \cdot \frac{f_{y,max}^2}{E} \cdot t \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi} = 0,144 \cdot \frac{Q_i \cdot \frac{H_{эп}}{n} \cdot E}{f_{y,max}^2 \cdot t \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi}, \quad (Б.28)$$

мұндағы  $Y_i = \frac{H_{эп}}{n}$  – i-ші қабаттың шегінде қаңқаны көлденең ауыстыру.

Бұл мысал үшін, қабылдай отырып  $\frac{H_{эп}}{n} = \frac{H_{эп}}{150}$  және қабаттың биіктігі  $H_{эп} = 3200$  мм, аламыз:

$$e = 0,144 \cdot \frac{400000 \cdot \frac{3200}{150} \cdot 2,1 \cdot 10^5}{275^2 \cdot 40 \cdot 360 \cdot 200 \cdot 0,866} = 1,4 < [e] = 27,6$$

Б.2 үлгісінде S275 болатқа арналған пластикалық деформациялардың шекті рауалы деңгейі «e»:  $[e] = 27,6$  тең.

Жартылай шығыршық болаттың пластикалық деформацияларының деңгейі  $e = 1,4$  шекті мәннен  $[e] = 27,6$  едәуір төмен, демек, энергиясорғыштың аз циклдық беріктігі қамтамасыз етілді деген сөз.

**В Қосымша**  
(ақпараттық)

**Кезеңдік рамалық каркасы бар ғимараттың сейсмикалық әсерге төтеп беруін  
есептеу мысалы**

**В МЫСАЛ. DCM икемділікке ие кезеңдік болаттан жасалған рамалық каркасы бар бес қабатты ғимараттың сейсмикалық әсерге төтеп бере алу мүмкіндігін есептеу**

**В.1 Бастапқы деректер**

Бес қабатты кезеңдік болаттан жасалған рамалық каркасы бар ғимараттың сейсмикалық әсерге төтеп беру жағдайын есептеу талап етіледі.

Өзінің салыну мақсаты бойынша ғимарат қоғамдық ғимараттар санатына жатқызылады.

Ғимараттың жауапкершілік класы «Сейсмотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. «Жалпы талаптар» оқу құралының 5.1. кестесіне сәйкес, II деп қабылданып отыр.

Қарастырылып отырған ғимарат тікбұрышты формаға ие, габариттік өлшемдері бағандардың осі бойынша жоспарлы түрде  $30,0 \times 12,0$  м құрайды. Бағандар арасындағы қадам ұзындығы екі бағыт бойынша да 6,0 м тең. Барлық қабаттардың биіктігі - 3,3 м.

Ұсынылып отырған оқулықтың 2.3.1 сәйкес ғимараттың конструктивті типі – Ғимараттың моменттік жақтаулары жатқызылады. Қарастырылып отырған ғимараттың сейсмикалық әсерлерге төтеп беруге негізделген рамалары барлық остері бойынша екі бағытта да ғимараттың периметрі және ішінде орналасқан.

Сызбалық жоспар және кесім мөлшерлері В.1 суретте, ал каркастың жалпы көрінісі В.2 суретте беріліп отыр.

Осы мысалда келтіріліп отырған ғимарат каркасының конструктивті элементтерінің қиылысы алдын ала есептеулер бойынша (адын ала қиылыс көрсеткіштерін осыған дейін жоспарланған жобалармен бірдей қарастыруға болады) төмендегідей болып табылады:

Бағандары – төрт беттен тұратын болаттан жасалған дәнекерленген шаршы түрінде:

– бірінші, екінші және үшінші қабаттарда ғимараттың екі бағыты бойынша да орналастырылған бағандар мөлшері  $420 \times 420$  мм болатын қалыңдығы 18 мм құрайтын беттерден тұратын шаршы түрінде жасалған;

– төртінші және бесінші қабаттарда ғимараттың екі бағыты бойынша да орналастырылған бағандар мөлшері  $420 \times 420$  мм болатын қалыңдығы 16 мм құрайтын беттерден тұратын шаршы түрінде жасалған;

біліктер (ригельдер) – болат пісірмелі қос таврлы табақтардан жасалған:

– бірінші және екінші қабаттар арасындағы жабындыларда ғимараттың екі бағыты бойынша да ригельдер орналастырылған, олар  $170 \times 12$  мм құрайтын беттері бар сөрелерден және  $326 \times 6$  мм құрайтын беттері бар қабырғалардан тұратын екітаврлы дәнекерленген көлденең ригельдерден құралған;

– үшінші және төртінші қабаттар арасындағы жабындыларда ғимараттың екі бағыты бойынша да ригельдер орналастырылған, олар  $160 \times 10$  мм құрайтын беттері бар сөрелерден және  $330 \times 6$  мм құрайтын беттері бар қабырғалардан тұратын екітаврлы дәнекерленген көлденең ригельдерден құралған;

– бесінші қабаттың астындағы жабындыларда ғимараттың екі бағыты бойынша да ригельдер орналастырылған, олар  $140 \times 10$  мм құрайтын беттері бар сөрелерден және  $280 \times 5$  мм



құрайтын беттері бар қабырғалардан тұратын екітаврлы дәнекерленген көлденең ригельдерден құралған.

Қоршаулар мен жабындылар қалыңдығы 180 мм болатын монолитті темірбетоннан жасалған.

Қоршаулар жеңіл тиімді материалдан жасалған қаркасты конструкциядан істелген.

Сыртқы қабырға қоршаулары ішінде стеклопакет толтырылған алюминий профильдерден тұратын витражды түптемелерден жасалған.

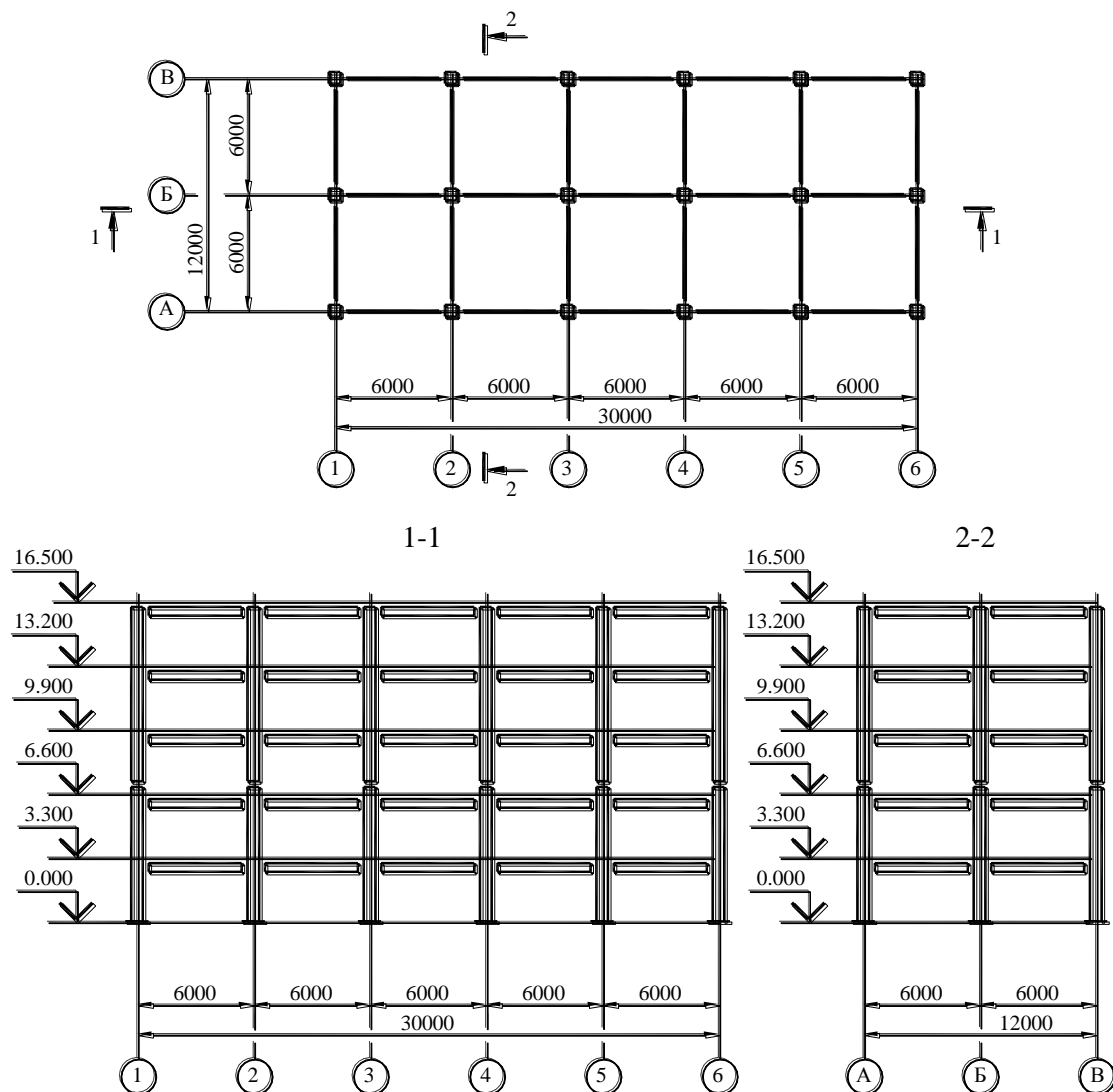
Ғимараттың шатыры – аралас, рулонды материалдан жасалған.

Ғимараттың конструктивті элементтерінің материалдары мыналардан тұрады:

– қаркастың бағандары мен біліктері (ригельдер) – болат S275, ұсынылып отырған оқу құралының 2.2. кестесі бойынша;

– қоршаулар мен жабынды бөліктердің плиталары – C25/30 класты бетон.

### ТИПТІК ҚАБАТТЫҢ ЖОСПАРЫ

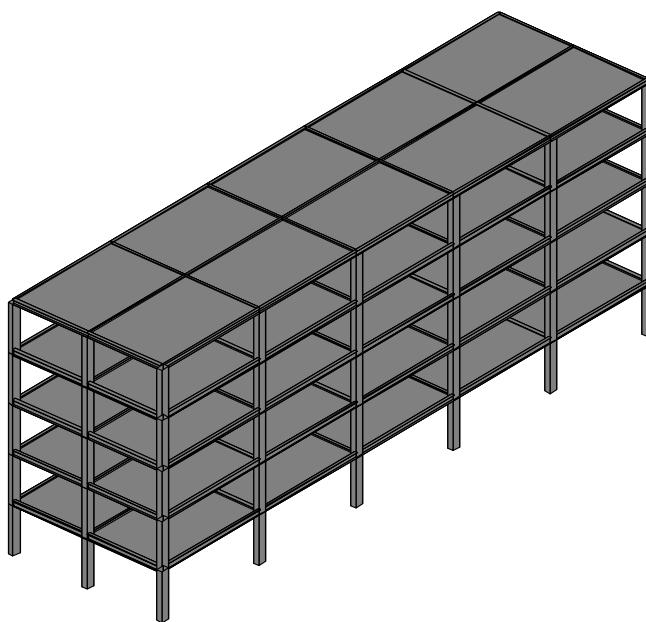


**В.1-сурет – Ғимараттың сызбалық жоспары және қаркас кесімдері**

Ұсынылып отырған ғимарат қалыпты жоспар бойынша және биіктігіне қарай келесі

талаптардың орындалуына негізделіп жіктеледі:

- ғимараттың конструктивті жүйесіндегі массалар мен горизонталь орналасқан қатты денелердің орналастырылуы екі ортогональды остерге симметриялық түрде жүзеге асырылған;
- ғимараттың конфигурациясы жоспарға сәйкес шағын, артық бөліктерсіз орындалған;
- жабындылардың қаттылық деңгейі жоспар бойынша вертикаль орналастырылған конструктивті элементтерден асып кетеді (бағандардан);
- ғимараттың икемділігі жоспар бойынша  $\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 30,0/12,0 = 2,5$  тең, жоспар бойынша тұрақты болып табылатын ғимаратқа арналған осы оқу құралының 2.4 бөлімінде көрсетілген 4,0 – мөлшерінен аспайды. Мұнда  $L_{\max} = 30,0$  м және  $L_{\min} = 12,0$  м – сәйкесінше үлкен және кіші мөлшерге ие, жоспар бойынша ғимараттың мөлшері ортогональды бағыт бойынша өлшенген;
- каркастың горизонталь жүктемелерге негізделген барлық конструкциясы іргетастан бастап ғимараттың жоғарғы бөлігіне дейін қарастырылады;
- жекелеген қабаттардың горизонталь қаттылығы мен массасы тұрақты немесе ғимараттың негізінен жоғарғы бөлігіне қарай бірте-бірте кішірейе береді.



**В.2-сурет – Ғимарат каркасының жалпы көрінісі**

Қарастырылып отырған ғимарат диссипативті конструктивті әрекет жағдайын есепке ала отырып әзірленген, яғни оның пластикалық деформациялану және энергияны ғимарат бөліктерінің қабілеттілігі есебінен гистерезисті таратуға қабілетті бола алатындай етіп әзірленген, бұл диссипативті аймақ деп аталады, яғни ол өзінің тығыз емес икемділігінің арқасында сейсмикалық әсерлерге төтеп бере алатындай етіп жасалған. Ғимараттың көрсетіліп отырған каркасындағы диссипативті аймақтар біліктер (ригельдер) бойынша қарастырылған.

Жобаға алынып отырған ғимарат осы оқу құралының 2.1.1 бөліміне сәйкес, икемді конструкцияның орташа DCM көрсеткішіне сәйкес келеді. Оқу құралының 2.3.2 және 2.5. кестесіне сәйкес, кезеңдік рама үнемі жоспарлы түрде және биіктігі бойынша және айналу кезінде жеткілікті мөлшердегі айналым қаттылығы бойынша қарастырылады, айналым әрекетінің

коэффициенті  $q$  келесі көрсеткіш бойынша қабылданып отыр  $q = 4$ .

Тұрақты және айнымалы (қосымша) жүктемелердің мәні есептеулерге сәйкес келтірілген, В.1. кестеде көрсетіліп отыр.

## В.2 Сейсмикалық қауіптілік және құрылыс алаңындағы грунттық жағдайлары

Құрылыс алаңындағы сейсмикалық қауіп жағдайы келесі негіздемелер бойынша бағаланады:

– Қазақстан Республикасы аумағындағы сейсмикалық аймақтарда орналасқан және/немесе Қазақстан Республикасындағы елді мекендердің тізіміндегі сейсмикалық аймақтардың жалпы картасында елді мекендер қамтылған аймақтардың сейсмикалық қауіптілік жағдайлары келесі деректер бойынша келтірілген:

- инженерлік-геологиялық зерттеулердің нәтижелері;
- құрылыс жүргізіліп жатқан аумақтағы микросейсмикалық аймақтарға тән карталардың деректері.

Қазақстан Республикасындағы жалпы сейсмикалық аймақтардың жалпы карталарының жиынтығы 475 және 2475 жылдың шектік мән жылдамдық көрсеткіштеріне негізделген аймақтардың құралған. I-2<sub>475</sub> және I-2<sub>2475</sub> карталар 475 және 2475 тұтас есептелген баллдар бойынша жылдық көрсеткішпен есептелгендегі сейсмикалық қауіптілік жағдайын сипаттайды.

**В1-кесте – Жүктемелер ведомості**

Жүктемелердің атауы	Үлес салмағы $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Материалдың қалыңдығы $t$ , м	Салмақ $G$ кН/м <sup>2</sup>	Нормативтік құжаттарға сілтемелер
<b>Тұрақты жүктемелер</b>				
Жабуға қажет:				
–жабындының темірбетонды плитасы	24,0	0,18	4,32	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А қосымша, А1-кесте
– цементті құм езбесі (стяжка)	19,0	0,05	0,95	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А қосымша, А1-кесте
– жылу изоляциясы	1,0	0,05	0,05	
– рулонға оралған шатырға арналған материалдар	6,0	0,006	0,036	
– қоршау конструкциялар (витраждар)	–	–	0,825 кН/м.п.	
Барлығы (қоршау конструкцияларын есепке алмағанда)			5,356	
Жабуға қажет:				
–жабындының темірбетонды плитасы	24	0,18	4,32	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А қосымша, А1-кесте
– цементті құм езбесі (стяжка)	19,0	0,05	0,95	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А қосымша, А1-кесте

В1-кесте – Жүктемелер ведомості (жалғасы)

Жүктемелердің атауы	Үлес салмағы $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Материалдың қалыңдығы t, м	Салмақ G кН/м <sup>2</sup>	Нормативтік құжаттарға сілтемелер
– едендер (ламинат)	4,5	0,01	0,045	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А қосымша, А1-кесте
– аспалы төбелер			0,0125	
– ішкі қоршаулар	–	–	1,2	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 6.3.1.2(8) қоршаулардың өз салмағын есепке алу барысында $\leq 3,0$ кН/м
– қоршау конструкциялар (витраждар)	–	–	1,65 кН/м.п.	
Барлығы (плита және қоршау конструкцияларын есепке алмағанда)	–	–	6,528	
<b>Ауыспалы (қосымша) жүктемелер Q</b>				
– пайдалануға берілетін үй- жайлардағы көпқабатты жабындылар	–	–	2,0	ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 6.3.1.2, 6.2-кесте
– қар түсуге арналған жабындылар	–	–	1,2	ҚР ҚН EN 1991-1-3:2003/2011

I-1<sub>475</sub> және I-1<sub>2475</sub> карталарда және елді мекендердің тізімінде көрсетілген шектік мәндегі сейсмикалық қауіп көрсеткіштері жартасты және жартас тәріздес геологиялық формацияға жатқызылады, олардың мәндері (оқу құралының «Сейсмостұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» деп аталатын 3.1 кестесіне сәйкес ІА жағдайы бойынша көрсетілген. I-1<sub>475</sub> және I-1<sub>2475</sub> карталарда және елді мекендердің тізімінде көрсетілген тұтассандық балл бойынша көрсетілген сейсмикалық қауіп көрсеткіштері жоғарыда берілген кестенің II типінің грунттық жағдайларына жатқызылады.

ЕСКЕРТУ Қазақстан Республикасындағы аймақтарды сейсмикалық тұрғыдан аумақтарға бөліп тастау карталары әлі де болса қайта әзірлеуге жатады. Төменде келтірілген сейсмикалық қауіпті аймақтар мен құрылыс алаңдары шартты түрде алынған.

Берілген мысал бойынша қарастырылып отырған ғимараттағы құрылыс алаңы орналасқан аймақ үшін мыналар қабылданады:

- шектік үдеу мәні  $a_{gR(475)}$  карта бойынша I-1<sub>475</sub> – 0,45g;
- шектік үдеу мәні  $a_{gR(2475)}$  карта бойынша I-1<sub>2475</sub> – 0,60g;
- карта бойынша сейсмикалық аймақ I-2<sub>475</sub> – 9 балл;
- карта бойынша сейсмикалық аймақ I-2<sub>2475</sub> – 9 балл.

Инженерлік-геологиялық зерттеулердің нәтижелеріне сәйкес белгіленген құрылыс алаңының сейсмикалық қасиеттеріне сәйкес грунттық жағдайлары «Сейсмостұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» оқу құралының 3.1. кестесі бойынша II типке сәйкес келеді.

Инженерлік-геологиялық зерттеулер нәтижесі бойынша және микросейсмикалық аймаққа

бөлу картасына сәйкес құрылыс алаңының сейсмикалық жағдайы 9 балды құрайды.

«Сейсмотұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» оқу құралының 3.3.1.2. сәйкес, объектілердің бұзылу жағдайларының болмауына байланысты жағдайлардың жоқтығы бойынша талаптар есепке алынатын  $a_g$ , үдеудің есептік мәні ретінде қарастырылады, бұл жағдайды оқу құралында көрсетілген екі мәнін артық етіп қарастыру ұсынылады (Көріністер (3.5.) және осы оқу құралын (3.6.) қараңыз):

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} \text{ немесе, (B.1)}$$

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)}, \text{ (B.2)}$$

Осы мысалда көрсетілген жауапкершілік коэффициенті «Сейсмотұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» оқу құралының 5.2. кестесіне сәйкес келетін II класты жауапкершілік мәніндегі ғимарат үшін  $\gamma_1$ , мәні қарастырылады. Бұл мән келесі көрсеткішке тән  $\gamma_1 = 1,0$ .

Көріністер (B.1) және  $a_g$  үдеудің шектік мәнін (B.2) анықтаймыз :

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} = 1,0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,6g = 0,40g.$$

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} = 1,0 \cdot 0,45g = 0,45g$$

$a_g$  үдеудің есептік көрсеткіш мәні келесі көрсеткіштер бойынша қабылданған (IA типті грунттық жағдайлар үшін):

$$a_g = 0,45g.$$

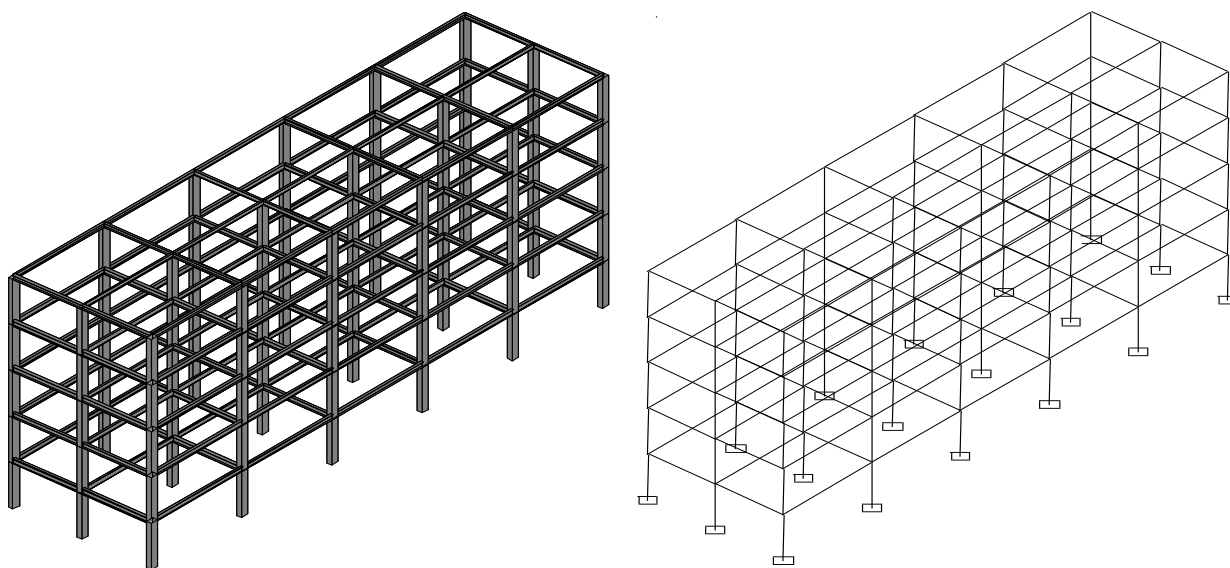
### **B.3 Ғимараттың есептік моделі**

Ғимараттың есептік моделі бағандар мен біліктер (ригельдер) түрінде сипатталатын өзекті соңғы кеңістіктік жүй түрінде қабылданады (B.3-сурет). Ғимараттың барлық конструктивтік элементтерінің мөлшері (біліктер мен бағандар олардың сәйкес жобалау мөлшерлеріне байланысты қабылданады.

Есептеу барысында грунттың негіздің жеке көрсеткіштері есепке алынбаған. Қоршау конструкциялардың және бөлу құрылғыларының каркастың жұмысына әсер ету жағдайлары есепке алынбаған. Жабындылардың плиталары есептік модельде есепке алынбаған. Қабатаралық жабындылар мен қоршаулардың аралығындағы дискілер өз жазықтықтарының бойымен деформациялана алмайтындай етіп жасалған.

Есептік модельде қарастырылмаған конструктивті және конструктивті емес элементтердің салмақтары, сонымен қатар оларға қосылатын жүктемелер горизонталь жатқан біліктерге беріледі.

Сейсмикалық әрекеттер әсерін анықтау және сейсмикалық жүктемені анықтау барысында есепке алынатын ғимараттың массасы есептік сызба желілерінің шоғырландырылған тұстарында есепке алынған және тұрақты және айнымалы жүктемелерді есепке ала отырып анықталады.



В.3- сурет – Ғимараттың есептік сызбасы

Ғимараттың салмағын анықтау кезінде тұрақты және айнымалы жүктемелер «Сейсмостұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Азаматтық ғимараларды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының (4.1.) Көрінісіне сәйкес шоғырландырылады:

$$m = \sum_j \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[ \psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right], \quad (B.3)$$

мұнда  $G_{k,j}$  –  $j$ -ші тұрақты жүктеменің сипаттамалық мәні;

$Q_{k,i}$  –  $i$ -ші тұрақты жүктеменің сипаттамалық мәні;

$g$  – ауырлық күшінің үдеу мәні ( $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ );

$\psi_{E,i}$  – сейсмикалық әсер ету есебінің тиімділігін анықтау кезінде пайдаланылатын айнымалы  $i$  мәні комбинациясының коэффициенті (ғимаратқа түсетін сейсмикалық күштің есептің әсерін анықтау кезінде есепке алынатын ғимараттың салмағын есептеп шығару).

$\psi_{E,i}$  комбинациясының коэффициенті (B.3) есебі бойынша алынған және сейсмикалық әсер тиімділігін анықтау үшін пайдаланылады, «Сейсмостұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Азаматтық ғимараларды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының (4.2.) Көрінісі бойынша есептеледі:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}, \quad (B.4)$$

мұндағы  $\psi_{E,i}$  –  $Q_{k,i}$  жүктемесінің жер сілкінгеннен кейінгі уақытта толық қатыспайтындығын есепке алатын комбинациялардың коэффициенті;

$\varphi$  – конструкция және оған әсер етуші айнымалы жүктеме арасындағы қатты емес байланыстың әсерінен ғимараттың қозғалысы салмағының азайтылған көрсеткішін есепке алу коэффициенті.

Коэффициенттің мөлшері «Сейсмостұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Азаматтық ғимараларды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 4.1. кестесі бойынша қабылданады, бұл мысалда қабатаралық жабындылардың айнымалы жүктемелері үшін келесі коэффициент қарастырылған  $\varphi = 0,8$ .

Коэффициенттердің мөлшері  $\psi_{2i}$  «Сейсмостұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау». Азаматтық ғимараларды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 4.2. кестесі бойынша қабылданады, бұл мән келесі көрсеткішке тән:

– қабатаралық жабындыларға түсетін айнымалы жүктемелер үшін – 0,3;

– жабындыға түсетін қар жүктемесі үшін – 0.

(В.4) Көрсеткішіне сәйкес, келесі коэффициенттердің мәндері алынады  $\psi_{Ei}$ :

– қабатаралық жабындыларға түсетін айнаымалы жүктемелер үшін – 0,24;

– жабындыға түсетін қар жүктемесі үшін – 0.

Массалар барлық есептеу сызбалары үшін (В.3) көрінісі бойынша немесе есептеу бағдарламасының көмегімен анықталады (берілген мысалда – SCAD бағдарламасының көмегімен).

Төменде  $\psi_{Ei}$  коэффициентін есепке алғандағы ғимарат қабаттары бойынша суммарлы массалар келтіріліп отыр:

– бірінші қабат үшін –  $m_1 = 300$  т;

– екінші қабат үшін –  $m_2 = 300$  т;

– үшінші қабат үшін –  $m_3 = 300$  т;

– төртінші қабат үшін –  $m_4 = 300$  т;

– бесінші қабат үшін –  $m_5 = 222$  т;

Осы мысалда келтірілген, теңіз деңгейі бойынша есептегенде 1000 м кем болмайтын биіктікте орналасқан алаңдарға арналған ғимараттың жабындысына қар тарапынан түсетін жүктеме ҚР СН EN 1991-1-3 5.2. Бөлімшесі бойынша анықталды, дегенмен ғимараттың салмағын анықтау барысында бұл жүктеме есепке алынбайды.

Жоғарыда көрсетілген бөлімшенің (5.1) ҚР ҚН EN 1991-1-3, Формуласына сәйкес, туындаған жағдайға тұрақты есептік көрсеткіш жасау үшін қар тарапынан түсірілетін жүктеменің мөлшері төмендегі көрсеткіштерге тең болуы қажет:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 1,0 \text{ кН/м}^2,$$

мұндағы  $\mu_i$  – Кестеге сәйкес қабылданатын қар тарапынан түсірілетін жүктеме формасының коэффициенті, шатырдың иінді бұрышы үшін  $\alpha \leq 30^\circ$  тең болады  $\mu_i = 0,8$ ;

$C_e$  – 5.2 (7) сәйкес қабылданатын қоршаған орта коэффициенті,  $C_e = 1,0$  тең болады;

$C_t$  – 5.2 (8) сәйкес қабылданатын температуралық коэффициент,  $C_t = 1,0$  тең болады;

$S_k$  – 5.2 ҚР СН EN 1991-1-3 «Қар тарапынан түсетін жүктемелер» оқу құралына сәйкес, қар жүктемесінің грунтқа түсірілетін мәнінің сипаттамасы, II қарлы аудандар үшін келесі көрсеткішке тең болады –  $s_k = 1,2$  кПа.

#### **В.4 Материалдардың есептік сипаттамалары**

Берілген оқу құралының 2.2 сәйкес, каркастың барлық элементтері үшін (бағандар мен білік-ригельдер) EN 10025-2 бойынша S275 маркалы болат пайдаланылады, оның ағымдылық жағдайы бойынша номиналды мәні  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$  тең және оның уақытша қарсылық көрсету мөлшері  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$  тең болып табылады, оның үстіне ол осы бөлімшеде көрсетілген барлық талаптарды қанағаттандыра алады.

#### **В.5 Есептік сейсмикалық әсердің параметрлерін анықтау**

Берілген мысал бойынша ғимаратқа түсетін сейсмикалық жүк көрсеткіші «модальды-спектральды әдіс» бойынша анықталып отыр, ол «Сейсмотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2 сәйкес орыдалған, бұл жағдайдың өзі сейсмикалық әсер ету жағдайларының анағұрлым қатты жағдайда анықталуына мүмкіндік береді, яғни ҚР СН EN 1998-1 4.3.3.2 көрсетілген көлденең күшпен салыстырғанда артық мөлшерде қарастырылады.

Қарастырылып отырған ғимаратқа байланысты сейсмикалық әсер ету жағдайлары бірдей уақытта әрекет ететін ортогоналды бағыттағы горизонталь компоненттер (құрамдастырушылар)

арқылы қабылданады. Екі компонент те бірдей реакция спектрімен сипатталады.

«Сейсмотұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» оқу құралының 3.3.2.5.4 сәйкес реакцияның сейсмикалық әсер ету жағдайларының горизонталь компоненттерін сипаттайтын есептік спектрі  $S_d(T)$ , келесі мәндер бойынша анықталады:

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

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, (B.6)$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \text{ бірақ } \beta \cdot a_g, (B.7) \text{ кем емес} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

мұндағы  $S_d(T)$  – сейсмикалық әсер ету жағдайларының горизонтальды компоненттер құрамдас бөліктеріне арналған есептеу спектрі;

$T$  – еркінділіктің бір деңгейлі желелік жүйесінің тербеліс кезеңі;

$a_g$  – ІА типі бойынша грунттың жағдайдағы негіздің үдемелі жылдамдау әрекеті;

$T_B$  – спектральді үдеу кестесінің тұрақты аймағындағы кезеңнің минималды мәні, с;

$T_C$  – спектральді үдеу кестесінің тұрақты аймағындағы кезеңнің максималды мәні, с;

$S$  – грунттың сейсмикалық қасиеттерін сипаттайтын коэффициент (құрылыс алаңының грунттық жағдайы);

$q$  - әрекет ету коэффициенті;

$\beta$  – горизонталь компоненттер орналасқан құрамдас бөліктердің есептеу спектрі аясындағы төменгі шекарасының көрсеткіші, мынаған тең болады  $0,2 \cdot S$ .

«Сейсмотұрақты ғимараттар мен үй-жайларды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» оқу құралының 3.5. кестесіне сәйкес, II типті грунттық жағдай үшін қабылданған өлшем көрсеткіші төмендегідей:

$$T_B = 0,25 \text{ с}, \quad T_C = 0,64 \text{ с}.$$

II типті грунттық жағдай үшін қарастырылып отырған  $S$  коэффициенті жоғарыда аталып өтілген оқу құралының 3.6. кестесінде келтірілген Мәннің көмегімен алынады:

$$1,1 \leq S = (1,8 - 2 \cdot a_g / g) \leq 1,6, (B.8)$$

Мәнге байланысты (B.8) берілген мысалдың B.2 есептелініп шығарылған есептік мән көрсеткіші бойынша үдеудің мәні  $a_g = 0,45g$ , ал коэффициент  $S = 1,1$ .

Беріліп отырған кезеңдік орта класты DCM икемділігіне ие рамалық каркастың иілу коэффициенті мына мәнге тең ретінде қарастырылған  $q = 4,0$  (B.1 қараңыз).

Ғимаратты есепке алған кезде «Сейсмотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2.1 сәйкес анықталатын горизонтальды сейсмикалық жүктемелерден басқа орналасқан кездегі салмағының белгісіздік мәні мен сейсмикалық қозғалыс жағдайындағы кеңістіктік вариациясына негізделген ғимараттың айналу мәні де есепке алынды.

Орналасу барысындағы салмағының белгісіздік мәні және сейсмикалық қозғалыс жағдайындағы вариациясы, есептеу орталықтары әрбір қабаттың салмақ көрсеткіші  $i$  кездейсоқ эксцентриситет көлеміне сәйкес әрбір бағыт бойыша қатыстық номиналды жағдайы бойынша есепке алынады (Жоғарыда көрсетілген оқу құралының 6.2.2.2.2 қараңыз):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, (B.9)$$

мұндағы  $e_{ai}$  –  $i$  қабаты массасының кездейсоқ эксцентриситеті, барлық қабаттар бойынша бір бағытта қолданылатын номиналды жағдай бойынша есептеледі;



$L_i$  – сейсмикалық әсерге перпендикуляр орналастырылған жабындының мөлшері.

Осы ережеге сәйкес, ғимаратты есептеу барысында ғимараттың номиналды жағдайына байланысты мүмкін болатын массалардың араласу көрсеткішінің бес нұсқасы есепке алынды:

- 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.6 Ғимаратты модальды талдау нәтижелері

Есептік сейсмикалық жүктемелер мәнін анықтау үшін ғимараттың жеке тербелісі кезеңдері мен араласу жағдайларын білу қажет болғандықтан, арнайы белгіленген формалар бойынша ғимаратқа (В.3) мәні бойынша анықталатын салмақ көрсеткіштеріне байланысты есеп жүргізілді. Модальды талдау барысында ғимараттың кезеңдері мен жеке тербеліс формаларының мәні олардың желілік-тығыздық жұмыс әрекеттерінің мүмкін болатын тұстарын есепке ала отырып сипатталатын есептік модельді (В.3) модельді пайдалана отырып анықталды. Есептеу әрекеттері сейсмикалық әсердің ортогоналды бағыттарын анықтауға арналған «SCAD» бағдарламасының көмегімен жүзеге асырылды. Әрбір бағыт бойынша есептеу кезінде есепке алынған ғимараттың жеке тербеліс формаларының саны сегіз деп қарастырылды.

Количество форм собственных колебаний здания, учтенных в расчете для каждого бағыттары – сегіз.

Есептеу нәтижелері бойынша жеке тербеліс формалары бойынша бағытталу кезеңдері мен ауысу жағдайлары бойынша келесі мәндер белгілі болды:

а) ғимараттың көлденең бағыты бойынша сейсмикалық әсер үшін (Х осі бойынша есепке алынған көрсеткіш бойынша):

– кезеңдері:  $T_1 = 0,728$ ;  $T_2 = 0,229$ ;  $T_3 = 0,123$ ;

– қабаттар бойынша бірінші форма үшін орналасу жағдайы (ауытқулардың негізгі сарыны):

$X_1 = 8$  мм;  $X_2 = 21$  мм;  $X_3 = 33$  мм;  $X_4 = 42$  мм;  $X_5 = 47$  мм.

б) ғимараттың көлденең орналасуы жағдайында сейсмикалық әсерге берілу көрсеткіші (У осі бойынша есепке алынған көрсеткіш бойынша):

– кезеңдері –  $T_1 = 0,748$ ;  $T_2 = 0,234$ ;  $T_3 = 0,125$ ;

– бірінші форма бойынша қабаттарға орналасу жағдайы (ауытқулардың негізгі сарыны):

$Y_1 = 8$  мм;  $Y_2 = 21$  мм;  $Y_3 = 33$  мм;  $Y_4 = 43$  мм;  $Y_5 = 48$  мм.

## В.7 Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау

Таңдалынып отырған бағыттағы есептік сейсмикалық жүктеме  $F_{ik}$  «Сейсмотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2.1 (6.1) Мәні бойынша модальды-спектральды әдіске сәйкес анықталды.

$$F_{ik} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik}, \quad (B.10)$$

мұндағы  $F_{ik}$  –  $i$  нүктесіне негізделген және  $k$  формасына сәйкес келетін ғимараттың жек тербелісі формасы бойынша ғимараттың қарастырылып отырған бағыттағы есептік сейсмикалық жүктемесі;

$\gamma_h$  – жоғарыда көрсетілген (6.2) Мән бойынша анықталатын ғимараттың биіктігін есепке алуға негізделген коэффициент:

$$\gamma_h = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \quad \text{при этом } 1,0 \leq \gamma_h \leq 1,8, \quad (B.11)$$

$n$  – ғимараттағы қабаттардың саны (грунт белгісінің жоспарлы көрсеткішінен төмен орналасқан,

сонымен қатар астыңғы, жоғарғы техникалық және мансардалық қабаттарды қоспағанда);

$S_d(T_k)$  – келтірілген мысал бойынша В.5 (В.5) - (В.7) Мәндерімен анықталатын  $T_k$  кезеңінің есептік реакция спектрінің ординатасы;

$T_k$  – ғимараттың  $k$  формасы бойынша тербеліс кезеңі;

$m_{ik}$  –  $i$  нүктесіне жатқызылатын және  $k$  тербеліс формасына сәйкес келетін тиімді модальды масса, «Сеймотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының (6.3) формула бойынша анықталады:

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik}, \quad (\text{В.12})$$

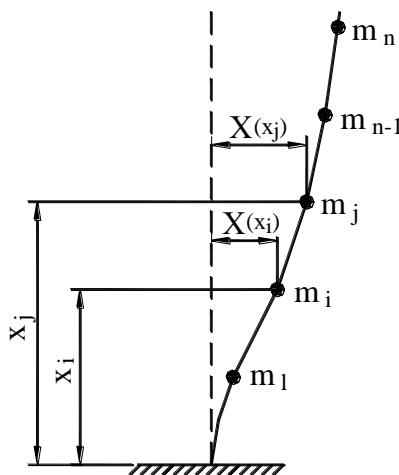
$\eta_{ik}$  – қарастырылып отырған  $i$  нүктесіндегі мәні ғимараттың жеке тербеліс жағдайында  $k$  формасына сәйкес келетін және сейсмикалық әсер бағыттары бойынша қарастырылатын коэффициент.  $\eta_{ik}$  коэффициенттерінің мәндері жоғарыда көрсетілген оқу құралының (6.4) Мәні бойынша анықталады:

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \cdot \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j X_k^2(x_j)}, \quad (\text{В.13})$$

$X_k(x_i)$  и  $X_k(x_j)$  – ғимараттың жеке тербелісі кезінде  $k$  формасы бойынша араласуы қарастырылып отырған  $i$  нүктесі бойынша және барлық  $j$  нүктелері бойынша, мұнда есептік сызба бойынша ғимараттың салмағы бір жерге шоғырландырылған түрде қабылданады (В.4 суретті қараңыз);

$m_j$  –  $j$  есептік сызбасы бойынша қарастырылған ғимараттың салмағы;

$r_j$  – егер қарастырылып отырған сейсмикалық әсердің құрамдас бөлігі ретінде танылатын коэффициент бірге тең болса, және  $j$  масса мен еркін айналым бағыты бір-біріне сәйкес келетін болса, жне ол нөлге тең болатын болса, қарастырылып отырған сейсмикалық әрекет жағдайының құрамдас бөлігі  $j$  массасының еркін қозғалыс бағытымен сәйкес келмейтін болған жағдайда қабылданады.



**В.4-сурет –  $\eta_{ik}$  коэффициенттерінің мәнін анықтау үшін**

Жоғарыда көрсетілген оқу құралының 5.6 тарау бөлімінің 2 қосымшасына сәйкес, биіктігі бес қабаттан тұратын биік ғимаратқа түсетін сейсмикалық күштің есебін анықтаған кезде, екі коэффициенттің тек біреуін ғана алу керек (мәні үлкенін):  $I = a_g$ , немесе  $h$ . үдеуінің есептеу мәнін анықтағанда ескерілетін, жауаптылық коэффициенті қарастырылады.

(В.11) өрнегіне сәйкес, қарастырылып отырған бес қабатты ғимараттың коэффициентінің  $h$  мәні 1,0-ге тең, және жауаптылық коэффициенті  $I = 1,0$  (В.2 қара).

«Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Негізгі талаптар» оқу құралының 6.2.2.1.6 тарау бөліміне сәйкес, сейсмикалық әсерлерді модальды-

спектрлік әдіспен анықтау кезінде ғимараттың неізгі әрекетін елеулі ықпал етуші, өзгерудің барлық түрлері ескерілуі тиіс. Мысалда бұл талап орындалды деп есептеуге болады, өйткені жоғарыда келтірілген оқу құралының 6.2.2.1.7 тарау бөліміне сәйкес, келесі шарттар орындалуда:

ескерілген өзгерудің сегіз түрі, ғимараттың ұзына бойлайтын бағыты (X осі бойымен) үшін, нәтижелі модальды  $M_k$  массалардың қосындысы ғимараттың жалпы массасының 97,0 %-ын құрайды;

ескерілген өзгерудің сегіз түрі, ғимараттың көлденең бағыты (Y осі бойымен) үшін, нәтижелі модальды  $M_k$  массалардың қосындысы ғимараттың жалпы массасының 96,8 %-ын құрайды.

Модальды  $M_k$  массаның шамасы, өзгерудің әрбір түрі үшін, мына өрнекпен анықталады

$$M_k = \frac{\left[ \sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k(x_j) \right]^2}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k^2(x_j)}, \quad (B.14)$$

Берілген мысалдың B.3 бойынша массалары анықталған есептік сызбаның барлық торабы үшін сейсмикалық күштері анықталады.

Ұзына бойлау бағытындағы қабаттар бойынша сейсмикалық әсердің бір неізгі екінші түрі үшін, сейсмикалық  $F_i$  күштердің анықталуы төменде келтірілген. ғимараттың бойлық бағытындағы ауытқулардың неізгі сарыны үшін.

Бірінші қабат үшін, ғимараттың бойлық бағытындағы ауытқулардың неізгі сарыны үшін. (X осімен) сейсмикалық әсердің екінші түрі үшін  $T_1 = 0,728$  с периодымен былай анықталады:

Реакцияның есептік спектрі  $S_d(T_k)$   $T_1 = 0,728$  с  $> T_C = 0,640$  с (B.7) өрнегімен анықталады:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot \left[ \frac{0,640}{0,728} \right] = 2,668 \text{ м/с}^2,$$

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2 > a_g = 0,2 \quad S \quad a_g = 0,2 \quad 1,1 \quad 0,45 \quad 9,81 = 0,970 \text{ м/с}^2.$$

$\eta_{ik}$  коэффициенті (B.13) өрнегімен анықталады:

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \cdot \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j X_k^2(x_j)} = \frac{8 \cdot (300 \cdot 8 + 300 \cdot 21 + 300 \cdot 33 + 300 \cdot 42 + 222 \cdot 47)}{300 \cdot 8^2 + 300 \cdot 21^2 + 300 \cdot 33^2 + 300 \cdot 42^2 + 222 \cdot 47^2} = 0,223$$

әсерлі модальды масса  $m_{ik}$  (B.12) өрнегімен анықталады:

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 0,223 = 67,0 \text{ т};$$

есептік сейсмикалық жүк  $F_{ik}$  (B.10) өрнегімен анықталады:

$$F_{ik,1} = \eta \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 67,0 = 179 \text{ кН}.$$

Екінші қабат үшін, ғимараттың бойлық бағытындағы ауытқулардың неізгі сарыны үшін. ғимараттың ұзына бойлайтын бағытымен (X осімен) сейсмикалық әсердің екінші түрі үшін  $T_1 = 0,728$  с алынды:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \quad \eta_{ik} = 0,584; \quad m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 0,584 = 175,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,2} = \eta \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 175,0 = 467 \text{ кН}.$$

Үшінші қабат үшін, ғимараттың бойлық бағытындағы ауытқулардың неізгі сарыны үшін. ғимараттың ұзына бойлайтын бағытымен (X осімен) сейсмикалық әсердің екінші түрі үшін  $T_1 = 0,728$  с алынды:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \quad \eta_{ik} = 0,917; \quad m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 0,917 = 275,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,3} = \eta \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 275,0 = 734 \text{ кН}.$$

Төртінші қабат үшін, ғимараттың бойлық бағытындағы ауытқулардың неізгі сарыны үшін. ғимараттың ұзына бойлайтын бағытымен (X осімен) сейсмикалық әсердің екінші түрі үшін  $T_1 = 0,728$  с алынды:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \quad \eta_{ik} = 1,167; \quad m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 1,167 = 350,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,4} = S_d(T_k) m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 350,0 = 934 \text{ кН.}$$

Бесінші қабат үшін, ғимараттың бойлық бағытындағы ауытқулардың негізгі сарыны үшін. ғимараттың ұзына бойлайтын бағытымен (X осімен) сейсмикалық әсердің екінші түрі үшін  $T_1 = 0,728$  с алынды:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \quad T_k = 1,306; \quad m_{ik} = m_i \quad T_k = 222 \cdot 1,306 = 290,0 \text{ т;}$$

$$F_{ik,5} = S_d(T_k) m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 290,0 = 774 \text{ кН.}$$

Осыған ұқсас, жоғарыда келтірілген өрнектер арқылы, есептік сызбаның әрбір торабына түсетін сейсмикалық жүк, ғимараттың ұзына бойлау бағытымен (X осімен) түсетін сейсмикалық әсердің мәнді түрлер және ғимараттың көлденең бағытымен (Y осімен) түсетін сейсмикалық әсердің мәнді түрлері анықталады.

Сейсмикалық әсерлерді, қолданушыда бар бағдарламен (мысалы, SCAD) есептеуге, қажет жағдайда, түзетулер мен анализдермен сейсмикалық күшті анықтаудағы алғашқы берілулер бағдарламаға салынған болғанда.

В.2 кестеде, SCAD бағдарламасымен, сейсмикалық жүктің  $F_i$  есептеудің жиынтықталған мәндері жеке өзгерудің түрлері бойынша, екі ортогоналдық бағыттар үшін есептелген, ал төменде, әр бағыттың негізгі түрі үшін, бұл жүктердің қабаттарға бөлінуі көрсетілген қабаттар бойынша әр бағыттағы ауытқулардың негізгі сарыны үшін.

**В.2 кесте – Сейсмикалық әсер кезіндегі көлденең түсірілген күштерді есептеу шамалары**

Ауысудың түрінің №	Ғимаратқа ұзына бойлау бағытымен түсірілген сейсмикалық күштің (кН) есептеудің жиынтық мәні (X осімен)	Ғимаратқа көлденең бағытымен түсірілген сейсмикалық күштің (кН) есептеудің жиынтық мәні (Y осімен)
1	0	2910
2	3000	0
3	0	0
4	0	426
5	420	0
6	0	0
7	0	173
8	172	0

Жиынтық мәні В.2 кестеде келтірілген, әр бағыттардың негізгі түрлері үшін, есептелген сейсмикалық күштерді  $F_i$  қабаттағы ауытқулардың негізгі сарыны қабаттарға болу төмендегідей:

а) **Сейсмикалық әсердің** ғимараттың ұзына бойлау бағыты (X осі) үшін:

бірінші қабат үшін 172 кН;  
 екінші қабат үшін 452 кН;  
 үшінші қабат үшін 708 кН;  
 төртінші қабат үшін 906 кН;  
 бесінші қабат үшін 762 кН;

б) **Сейсмикалық әсердің** ғимараттың көлденең бағыты (Y осі) үшін:

бірінші қабат үшін 164 кН;  
 екінші қабат үшін 438 кН;  
 үшінші қабат үшін 686 кН;  
 төртінші қабат үшін 882 кН;  
 бесінші қабат үшін 740 кН.

Ғимараттың ұзына бойлау бағытындағы есептік сейсмикалық ықпалдың әсері кезіндегі (X осімен) ауысудың негізгі 2 түрі үшін ауытқулардың негізгі сарыны, жоғарыда әр қабат үшін есеп-

телген жиынтық мәні  $F_{ik} = 3088$  кН SCAD бағдарламамен есептегенде пайда болған мәндерден айырмашылығы болады (В.2 кестеде  $F_i = 3000$  кН). Бұл масса мен орын ауыстыруын анықтаудағы дәлсіздіктермен түсіндіріледі.

В.2 кестеде келтірілген, сейсмикалық ықпалдың, кездейсоқ эксцентриситеттермен сейсмикалық ықпалдың есептеулері, эксцентриситеттермен  $e_x = 0$  м және  $e_y = 0$  м есептеуімен алынған шамалары.

В.5 келтірілген, кездейсоқ эксцентриситеттері ескерілген сейсмикалық ықпалдың есептеулері, эксцентриситеттерінің есебі қарастырылған бағдарламалардың есептеулерін анықталулары мүмкін.

Берілген мысалда бұл түскен жүктер «Жер сілкінуге тұрақты ғимараттарды салуды жобалау. Азаматтық ғимараттарды салуды жобалау. Негізгі талаптар» оқу құралының 6.2.2.2.3 тарау бөліміне сәйкес анықталған. Осы бөлім бойынша, кеңестік үлгіні қолдану кезінде, кездейсоқ эксцентриситеттерімен пайда болған айналдыру әсерлері, статистикалық айналу кездерінің  $M_{ai}$  жиынтығына сәйкес келетін, әр қабат үшін тік өске қатысты қимылдайтын, салдарлы әсерлер ретінде көрсетілуі мүмкін

$$M_{ai} = e_{ai} F_i, (B.15)$$

мұндағы  $M_{ai}$  - әр қабатқа оның тік өсіне қатысты қолдануға берілген айналдыру кезі;  
 $e_{ai}$  - — случайный эксцентриситет массы  $i$ -го оқу құралының осы В.5 үлгісінің (В.9) формуласы бойынша анықталған для всех значимых направлений;  
 $F_i$  -  $i$  қабатына әсер ететін, барлық мәнді бағыттар үшін, (В.10) өрнегімен анықталатын, көлденең күш.

Статистикалық айналу кездерінің  $M_{ai}$  жиынтығын анықтау кезінде, қарастырылған бағыт бойынша, ғимараттың ауытқуының тек негізгі тон сәйкес келетін теріс таңбалысы да (барлық қабаттар үшін бірдей алынатын) көлденең сейсмикалық күш ескеріледі.

Жоғарыда көрсетілген оқу құралының 6.2.2.2.3 ширатылым әсерлерін есепке алу бойынша келтірілген нұсқауларды көрсеткіштерге сәйкес, ғимаратты есептеу кезінде (В.15) өрнегін, үнемі жоспар және биіктігі бойынша жүйеленгендігі ұсынылады.

Сейсмическая нагрузка от кручения  $F_{i,кр}$  в данном примере определялась 2.18 [9] келтірілген (10) формулаға ұқсас қабылданған келесі формула бойынша қолдану ұсынылады:

$$F_{i,кр} = \frac{C_{ai} \cdot \lambda_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai}, (B.16)$$

мұндағы  $C$  қаралып отырған "а" конструкциясының  $i$  - інші қабатының деңгейіндегі қаттылығы;

$a$  -  $i$  інші қабаттың қаттылық ортасынан қарастырылып отырған  $a$  конструкциясына дейінгі ара қашықтық;

$K$  - ғимараттың бұрыштық қаттылығы  $i$  - інші жабудың деңгейінің көлденең жазықтыққа бұрылғанды, келесі өрнекпен анықталатын:

$$K_{i\phi} = \sum_{a=1}^n (C_{ai}^y \cdot \lambda_{xa}^2 + C_{ai}^x \cdot \lambda_{ya}^2), (B.17)$$

мұндағы  $C$  және  $C$   $i$  інші қабаттың деңгейіне сәйкес ұзына бойлау және көлденең бағыттардың әрбір тік конструкциялардың қаттылығы:

$x_a$ ,  $y_a$  - ұзына бойлау және көлденең бағыттардың сәйкес әрбір тік конструкцияның қаттылық ортасына дейінгі ара қашықтық.

Берілген мысалда айналдыру кезіндегі сейсмикалық ықпалдары әр эксцентриситет үшін жеке анықталған. Ғимараттың бұрылуынан барлық қабаттарға түсетін сейсмикалық ықпалдың, ұзына бойлау бағытта ( $X$  өсімен) сейсмикалық әсердің негізгі түрі үшін, жоғарыда көрсетілген жүктің  $F_i$  әр қабатқа әсер ететін анықтамасы төменде көрсетілген.

Қарастырылып отырған мысалда берілген ғимараттың тік конструкцияның қаттылығы бір қабат үшін бірдей болғандықтан, қаттылық ортасы қабаттың геометриялық ортасында орналасқан және  $F_{i,кр}$  айналдырудың сейсмикалық жүгі (А және В қатарлары үшін ұсынылған сейсмикалық әсерге Х өсімен) келесі өрнекпен анықталады:

Бірінші қабат үшін:

$$F_{i,кр,1} = \frac{C_{ai} \cdot \lambda_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai} = \frac{\lambda_a}{\sum_{a=1}^n \lambda_{xa}^2} \cdot e_{ai} \cdot F_i = \frac{6,0}{6,0^2 + 6,0^2} \cdot 0,6 \cdot 172 = 8,6 \text{ кН}$$

Екінші қабат үшін:  $F_{i,кр,2} = 22,6 \text{ кН}$ ;

Үшінші қабат үшін:  $F_{i,кр,3} = 35,4 \text{ кН}$ ;

Төртінші қабат үшін:  $F_{i,кр,4} = 45,3 \text{ кН}$ ;

Бесінші қабат үшін:  $F_{i,кр,5} = 38,1 \text{ кН}$ ;

Алынған күштер есептік сызбаның торабына А және В қатарларымен әр түрлі таңбамен салынады - үстемесі 9. Эксцентриситет  $e_{ai} = e_y = 0,6 \text{ м}$  (үстемесі 10) үшін жоғарыда анықталған ықпалдар кері бағыт алады.

Айналдыру кезінде түскен жүк көлденең бағыт (У өсімен) үшін эксцентриситеті  $e_x = 1,5 \text{ м}$  (үстемесі 7 және 8) осыған үйлес, жүк ғимараттың барлық алты өсіне өз таңбаларымен түсірілгені ескерле отыра анықталады.

### В.8 Ғимаратқа түсірілген есептік жүк

Ғимараттың есептік моделінің жүктемесі, осы мысалда алынған, SCAD бағдарламасының есебі үшін төменде келтірілген.

1 жүктеме тұрақты ықпал;

2 жүктеме конструкцияның өз салмағы;

3 жүктеме қабатаралық жабудың ауыспалы жүгі;

4 жүктеме жабуға түсетін қарлы жүгі;

5 жүктеме Х бағытындағы ғимаратқа түсірілетін көлденең сейсмикалық жүк (кездейсоқ эксцентриситет есептелмегенде);

6 жүктеме У бағытындағы ғимаратқа түсірілетін көлденең сейсмикалық жүк (кездейсоқ эксцентриситет есептелмегенде);

7 жүктеме У бағытындағы ғимаратқа түсірілетін көлденең сейсмикалық жүк ғимараттың айналуынан кездейсоқ эксцентриситетімен  $e_x = 1,5 \text{ м}$ ;

8 жүктеме У бағытындағы ғимаратқа түсірілетін көлденең сейсмикалық жүк ғимараттың айналуынан кездейсоқ эксцентриситетімен  $e_x = -1,5 \text{ м}$ ;

9 жүктеме Х бағытындағы ғимаратқа түсірілетін көлденең сейсмикалық жүк ғимараттың айналуынан кездейсоқ эксцентриситетімен  $e_x = -0,6 \text{ м}$ ;

10 жүктеме Х бағытындағы ғимаратқа түсірілетін көлденең сейсмикалық жүк ғимараттың айналуынан кездейсоқ эксцентриситетімен  $e_x = 0,6 \text{ м}$ ;

Ғимаратқа түсірілген желдің ықпалы сейсмикалық әсердің жоғарылығын ескере отырып есепте алынбаған.

### В.9 Есептеуде ескерілген әсерлер комбинациясы

Сейсмикалық әсердің әрбір бағыты үшін ауысудың мәнді формаларының периодтары «Жер сілкінуге тұрақты ғимараттарды салуды жобалау. Азаматтық ғимараттарды салуды жобалау. Негізгі талаптар» оқу құралының (6.7) өрнектерінің шарттарын қанағаттандырғандықтан, яғни  $T_{k+1} \geq 0,9 T_k$ , көлденең сейсмикалық әсердің модалдық реакциясы бір компоненттен бір біріне

байланыспайтындай болып қарастырылады және әсердің ең үлкен  $E_E$  шамасы бұл сейсмикалық әрекеті "түбір астындағы қосындының квадраты" ретінде анықталады, бұл жоғарыда көрсетілген оқу құралының 6.2.2.3.2 бөліміне сәйкес:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ek}^2}, (B.18)$$

мұндағы  $E_E$  қарастырылған сейсмикалық әрекеттің әсері (күш салу, орнын ауыстыру, т.с.с.);  $E_{Ek}$  сейсмикалық әрекеттің әсерінің мәні, ауысудың  $k$  формасымен.

Сейсмикалық әрекеттің екіден бастап көлденең компоненттері әсер комбинациясы кезіндегі, 6.2.2.4 «Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының бөліміне сәйкес, бұл компоненттер бір уақытта әрекет етеді, құрылыс реакциясы әр компонент үшін бөлек (B.18) өрнегімен есептелген.  $E_E$  әрекет әсерлерінің ең жоғарғы мәні, сейсмикалық ықпалдың екі көлденең компоненттерінің біруақыттағы әрекетімен келісілген, берілген мысалда жоғарыда келтірілген оқу құралының (6.14) және (6.15) өрнектерінің қолданылуымен есептелінген :

$$a) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy}, (B.19)$$

$$б) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy}, (B.20)$$

мұндағы "+" «с...комбинация» деп түспалданады;

$E_{Edx}$  құрылыстың көлденең  $X$  өсі бойымен сейсмикалық ықпал қосымшасынан таңдалып алынған әрекет әсерін көрсетеді;

$E_{Edy}$  құрылыстың ортогоналдық  $Y$  өсі бойымен сейсмикалық ықпал қосымшасынан таңдалып алынған әрекет әсерін көрсетеді.

Өрнектегі әр компонентінің таңбасы, қарастырылып отырған әрекет әсері үшін қолайсыз алынған.

Сейсмикалық есептік жағдай кезінде  $E_d$  әрекет әсері мәні " Жер сілкінісіне тұрақты ғимараттар мен құрылыстар. Жалпы ережесі. Сейсмикалық әрекет" оқу құралының 3.3.4 тарауына сәйкес, сейсмикалық әрекеттер комбинациясынан басқа әрекеттермен, ҚР ҚН EN 1990 6.4.3.4 бөлімінің (6.12b) өрнегімен анықталады :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, (B.21)$$

Әрекеттер әсерінің есептік мәні  $E_d$  тұрақты есептеу ситуациясы үшін ҚР ҚН EN 1990 6.4.3.2 бөлімінің берілген (6.10) өрнегімен комбинациядан анықталады :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, (B.22)$$

мұндағы  $G_{k,j}$  тұрақты әрекеттің  $j$  сипаттамалық мәні;

$P$  алдын ала салынған күштің репрезентативтік мәнін анықтаушы;

$A_{Ed}$  ( $A_{Ed} = 1 A_{Ek}$ ) сейсмикалық әрекеттің есептік мәні ;

$\psi_{2,i}$  айнымалы әрекеттің квазитұрақты мәніне коэффициент;

$Q_{k,i}$  айнымалы әрекетпен бірге жүретін сипаттамалық мәні  $i$ ;

$\gamma_{G,j}$ ,  $\gamma_P$ ,  $\gamma_{Q,i}$  тұрақты әрекеттің, алдын ала салынған күштің әрекеті және айнымалы әрекеттердің жеке коэффициенті;

$\psi_{0,i}$  айнымалы әрекеттердің комбинациялы мәніне коэффициент;

Сейсмикалық есептік жағдай үшін жүктеу комбинациясы, осы есептеуде алынған, B.3 кестесінде келтірілген.

Кестеде бағандардағы әрекет ететін әсерлерді анықтау кезіндегі қажетті 41 комбинация көрсетілген (нұсқаулықтың 4.3 қараңыз), мұнда сейсмикалық емес жүктеме әрекетінің әсерінен, сейсмикалық есеп жағдайларының әрекеті және сейсмикалық есептің әрекетін санағандағы әсер берілген нұсқаулықта сәйкестендіріп көрсетілген. (4.6) формулаға сәйкес жеке есепке алынады.

**В.3-кесте – Жүктемелер комбинациясының кестесі (сейсмикалық есептік жағдай)**

[illegible]



Сейсмикалық әрекет комбинациясынан басқа тұрақты түрдегі есептік жағдайлар есепке алынған (негізгі комбинациялар)

$$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,35 \text{ "+" } \langle 3 \rangle \times 1,5 \text{ "+" } \langle 4 \rangle \times 1,5 \times 0,5;$$

$$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,35 \text{ "+" } \langle 3 \rangle \times 1,5 \times 0,7 \text{ "+" } \langle 4 \rangle \times 1,5.$$

### В.10 Екінші текті әсерлер есебі

Есепті орындаған кезде ғимарат конструкциясының бұзылуын есепке алатын екінші түрдегі әсерлерді есепке алу қажет (Р-Δ әсерлер).

«Сейсмотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» нұсқаулығының 7.2.2.2. сәйкес (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1 қараңыз), екінші түрдегі әсерлер (Р-Δ әсерлер) ғимараттың барлық қабаттарында орындалатын келесі жағдайлар есепке алынбауы мүмкін:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10, \text{ (В.23)}$$

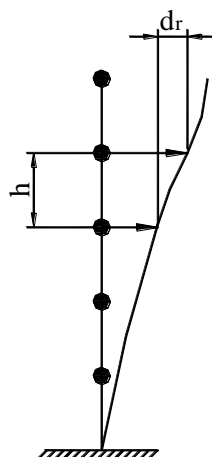
Онда:  $\theta$  – қабаттың қисаюын сипаттайтын коэффициент;

$P_{\text{tot}}$  – сейсмикалық есептік сәтте қабат және оның үстінде қарастырылатын сомалық есептік вертикальды жүктеме;

$V_{\text{tot}}$  – қабат деңгейіндегі сомалық сейсмикалық көлденең күш;

$h$  – қабаттың биіктігі;

$d_r$  – қарастырылатын қабаттың жоғарғы және төменгі жабындысының,  $d_s$  орташа горизонтальды ауысуының әр түрлілігін анықтайтын қабаттың есептік қисаюы (В.5 суретті қараңыз).



**В.5 сурет – қарастырылатын қабаттың жоғарғы және төменгі жабындысының  $d_s$  орташа горизонтальды ауысуының  $d_r$  әр түрлілігін анықтау**

Қарастырылып отырған қабаттың горизонтальды ауысуының көрсеткіші  $d_s$  жоғарыда

берілген нұсқаулықтың Жоғарыда аталған оқулықтың 6.2.2.5 тармағының (6.20) формуласына сәйкес анықталады:

$$s = q_d \cdot d_e, \text{ (B.24)}$$

онда  $d_s$  – есептік сейсмикалық әрекетті шақыратын конструктивтік жүйе нүктесін ауыстыру;

$q_d$  –  $q$  тең болатын егер басқасы анықталмаса, тең болатын ауысу кезіндегі жүргізу коэффициенті ;

$d_e$  – реакцияның есептік спектрге негізделген сызықтық есеп нәтижесімен анықталған конструктивтік жүйенің сол нүктеден ауысуы.

Жоғарыда аталған оқулықтың 3.4.1.1 б) 1-ескертуіне сәйкес, аражабынның көлденең ауысуының орташа мәні ретінде аражабын шеттеріндегі көлденең ауысулардың орташа арифметикалық мәнін қабылдау қажет.

«Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2.5.2 тармағында көрсетілгендей,  $d_e$  ауысуды анықтау кезінде сейсмикалық әрекеттің бұрау әсерін есепке алу керек.

Жоғарыдағы нұсқаулықтың 7.2.2.3. және 7.2.2.3 сәйкес егер  $0,1 < \theta \leq 0,2$  болса, онда екінші түрдегі әсерді жуықтатып,  $1/(1 - \theta)$  тең қылып, сейсмикалық әрекет әсерінің маңызы коэффициентіне көбейту керек.  $\theta$  коэффициентінің маңызы 0,3 жоғары болмау керек.

Егер каркасты есептеу арнайы бағдарламалық қамтамасыз етумен қолданылса, екінші түрдегі әсер автоматты түрде есептеледі және бағдарлама әрекетің әсерінің маңызын жоғарылатып көрсетеді. Арнайы бағдарламалар болмаған жағдайда бұл тексеріс орындалады.

Бұл мысалда тексеріс жүргізілген және  $\theta$  қабаттардың қисаю коэффициенті сейсмикалық әрекет комбинациясы үшін SCAD бағдарламасы бойынша ғимарат каркасының жалпы есебі нәтижесін анықтайды. Ол В.3. кестеде көрсетілген.

(В.23) көрсетіліміне сәйкес орындалған  $\theta$  коэффициент есебі В.4. кестеде (А қатары бойынша рама үшін) және В.5. кестесінде (6 ось бойынша рама үшін) берілген. Бір ғана әрекет ету максимальды әсерінің айналасы комбинациясы үшін (В.3 кесте бойынша 38 комбинация).

**В.4 кесте –  $\theta$  қабаттың қисаю коэффициентін анықтау (А қатары бойынша рама)**

Қабат	Жалпы есеппен алғандағы орташа ауысуы, $d_e$	Ауысу, $d_s = d_e \cdot q$	Ауысудың әр түрлілігі, $d_f$	Қабаттағы толық гравитациялық жүктеме, $P_{tot}$	Сомалық сейсмикалық көлденең күш, $V_{tot}$	Қабаттың биіктігі, $h$	Қабаттың қисаюының коэффициенті, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	48,5	194,0	22,0	748	350	3300	0,017
4	43,0	172,0	38,0	1876	562	3300	0,039
3	33,5	134,0	50,0	3176	736	3300	0,065
2	21,0	84,0	52,0	4593	865	3300	0,084
1	8,0	32,0	32,0	5945	958	3300	0,060

$P_{tot}$  және  $V_{tot}$  жүктемесі және  $d_e$  ауысуы 38 комбинациясы үшін SCAD бағдарламасы есебінен алынды. Рамалардың тармақтарының ауысуы мм А қатары бойынша берілген және 6 ось бойынша В.6. және В.7. суреттерде көрсетілген.

Нәтижеде көрсетілгендей, В.4. және В.5. кестелердегі көрсетікштер жағдайы (В.23) ғимараттың барлық қабаттары үшін орындалады, яғни, коэффициент  $\theta < 0,1$ , соған байланысты, екінші түрдегі әсерлер берілген ғимаратқа сәйкес есепке алынбайды (Р-Δ әсер) және каркас элементтерін тексеру үшін әрекет әсерлерінің маңызы ұлғайтылмай SCAD бағдарламасы бойынша

жалпы каркас есебі нәтижесімен қабылданады.

5.3.2(4) сәйкес ҚР ҚН EN 1993-1-1 егер осы пункттің көрсетілім (5.7) жағдайы орындалса, көлденең ауытқу түріндегі каркас үшін жалпы рама есептеріндегі жеткіліксіздікті есепке алмауға болады (ҚР ҚН EN 1998-1 қабылданған мәніне сәйкес көрсетілген):

$$V_{tot} > 0,15 \cdot P_{tot}, (B.25)$$

Ғимарат мысалындағы бұл жағдайлар барлық қабаттарға қатысты орындалады:

- бірінші қабат үшін А қатары рамасы бойынша:

$$V_{tot} = 958 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 5945 = 892 \text{ кН};$$

- екінші қабат үшін А қатары рамасы бойынша:

$$V_{tot} = 865 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 4593 = 690 \text{ кН};$$

- үшінші қабат үшін А қатары рамасы бойынша:

$$V_{tot} = 736 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 3176 = 476 \text{ кН};$$

- төртінші қабат үшін А қатары рамасы бойынша:

$$V_{tot} = 562 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 1876 = 281 \text{ кН};$$

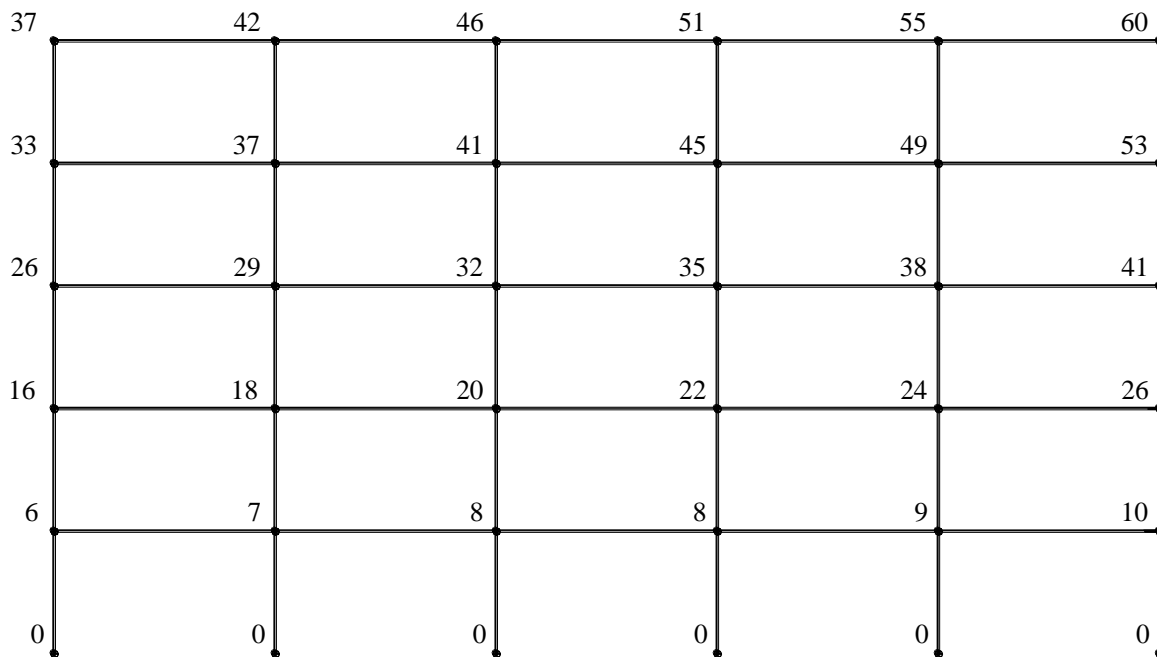
- бесінші қабат үшін А қатары рамасы бойынша:

$$V_{tot} = 350 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 748 = 112 \text{ кН}.$$

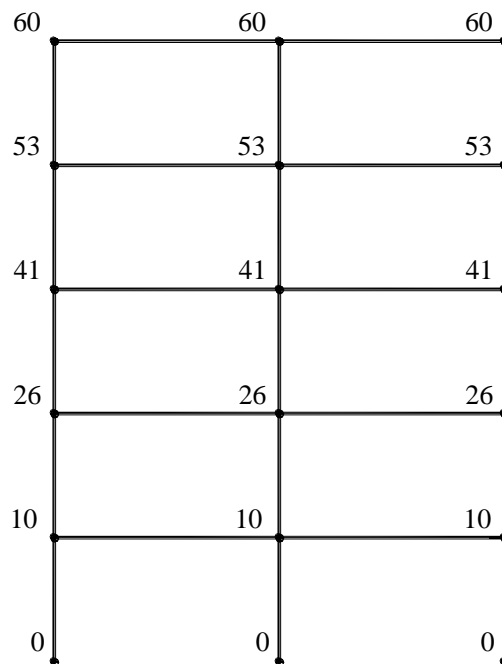
6 осьті рама бойыншаи 6 это условие тоже выполняется.

#### В.5 кесте – Ө қабаттардың қисаю коэффициентін анықтау (6 ось рамасы бойынша)

Қабат	Жалпы есептен алғандағы орташа ауысу, $d_e$	Ауысу, $d_s = d_e \cdot q$	Ауысудың әр түрлілігі, $d_r$	Қабаттағы толық гравитациялық жүктеме, $P_{tot}$	Сомалық сейсмикалық көлденең күш, $V_{tot}$	Қабаттың биіктігі, $h$	Қабаттың қисаюын коэффициенті, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	60,0	240,0	28,0	262	70	3300	0,032
4	53,0	212,0	48,0	630	166	3300	0,055
3	41,0	164,0	60,0	1022	229	3300	0,081
2	26,0	104,0	64,0	1430	285	3300	0,098
1	10,0	40,0	40,0	1830	346	3300	0,064



В.6 сурет – А қатары бойынша рама тармақтарының мм ауысуы



В.7 сурет– 6 осьті рама тармақшалары бойынша мм ауысуы

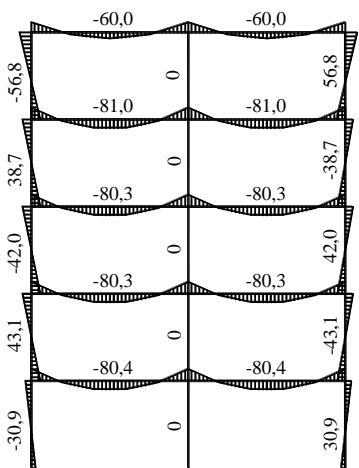
#### В.11 Каркасты жалпы есептеу нәтижесі

Каркас элементтерін (бағандар мен білік-ригельдер) тексеру үшін SCAD бағдарламасы бойынша орындалған жалпы есеп нәтижелері бойынша алынған көрсеткіштер қарастырылады. Төменде элементтік нөмірлері бар 2 ось бойынша өтетін раманың сызбасы SCAD бағдарламасының есептеулері бойынша жасалып келтірілген (В.8 сурет) және осы рама үшін қажетті болып табылатын кН осьтік күші үшін және кН·м иілу кезеңдері үшін қажетті эпюралар

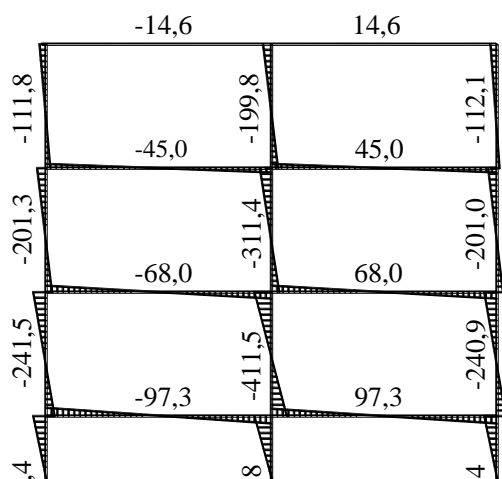
мәні келтірілген (В.9 ÷ В.13-суреттер).

	191		192	
42	189	78	190	60
41	187	77	188	59
40	131	76	132	58
4	129	28	130	16
3		27		15

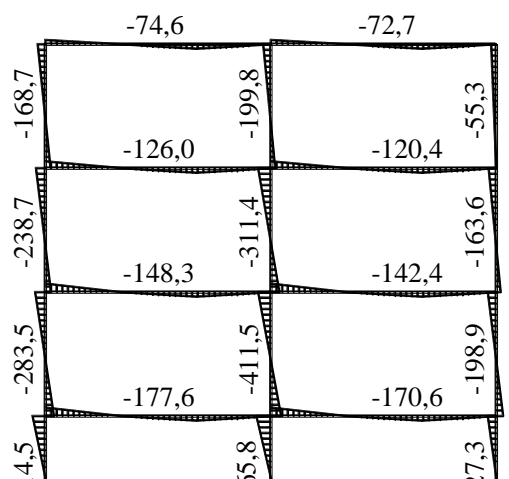
В.8-сурет – элемент нөмірлері бар  
2 ось көрсеткіштері



В.9-сурет – сейсмикалық емес  
MEd,G кезеңдердің мәні



В.12 сурет –38 күштік комбинациясы үшін  $M_{Ed,z}$  кезең эпюрасы



В.13 сурет –38 күштік комбинациясы үшін  $N_{Ed}$  осьтік көрсеткіш эпюрасы

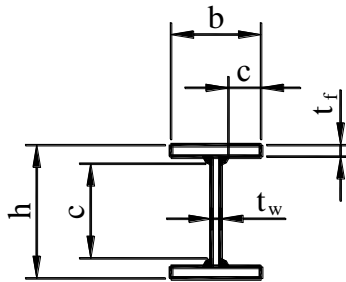
В.9 суретте  $M_{Ed,G}$  иілу кезеңдерінің сйесмикалық емес жағдайларға байланысты эпюрасы көрсетілген (суммарлы гравитациялық мәні –  $G_k + 0,3 Q_k$ ) ол жүктеме бойынша есепке алынады, ал В.10 суретте – айналу жағдайын есепке ала отырып, сейсмикалық әсер жағдайларының екі горизонталь компонентіне байланысты тиімділік комбинацияларын есептеу арқылы қабылданатын  $M_{Ed,E,y}$  кезеңдерінің бір эпюра жағдайы қарастырылған. В. 11 және В 12 суреттерде 38 сейсмикалық комбинациясы үшін  $M_{Ed,y}$  және  $M_{Ed,z}$  В.3 дәл осы комбинация үшін кестеде көрсетілген мәні қарастырылған, ал В.13 суретте  $-N_{Ed}$  осьтік күш эпюрасы қарастырылған.

### В.12 Каркас элементтерінің көлденең қиылыстарының классификациясы

Каркас элементтерінің қарсылық көрсету есептік мәндері (тасымалдау қабілеті) осы элементтердің көлденең қиылыстарының класына байланысты болып табылады, яғни бұл жерде элементтің жекелеген бөліктерінің ені мен қалыңдығы қарастырылады және берілген оқу құралының 2.8 кестесі бойынша қабылданатын көлденең қиылыс жүктемесінің мәндік көрсеткіштері қабылданады.

а) Сығымдалған-иілгіш білік-ригельдің қиылыс класын анықтау дәнекер қиылыс бойынша бірінші және екінші қабаттар үшін қарастырылады (В.14- сурет) – мұндағы элемент мәні мынаған тең 131 ( $N_{Ed} = 0,14$  кН,  $M_{Ed} = 177,6$  кН·м). S275 маркалы болат ағымдылық әрекетінің шектік көрсеткіші  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>, сәйкес EN 10025-2 жүргізіледі.

- биіктігі  $h = 350,0$  мм;
- ені  $b_f = 170,0$  мм;
- қабырғаларының қалың;
- сөрелерінің қалыңдығы



**В.14 сурет – Бірінші және екінші қабаттарға арналған екітаврлы білік-ригельдердің қиылысу мөлшерлері**

Элемент қиылысының класын анықтау кезінде жекелеген қиылыстардың әрбір бөлігін бөлек қарастыру қажет (екітавр үшін: сөрелер үшін жеке, қабырғалар үшін жеке). Қиылысу жағдайларын ең соңында классификациялау осы оқу құралының 2.5.2.3 сәйкес қолайла жағдайлар шегі бойынша жүзеге асырылады. Мысалы, егер екітаврдың үлес салмағы бірінші кластың қиылысы, ал қабырғасы – екінші класс қиылысы болатын болса, онда қиылыс екінші класты қиылыс болып классификацияланады.

Иілгіш элемент ретіндегі ригель үшін қиылыс қабырғаларының класын анықтау.

Білік-ригельдің осьтік күші шағын болғандықтан, балканы тек иілу үшін ғана жұмыс істеп тұрған бөлік ретінде қарастыруға болады.

Қабырғалардың қиылысы үшін қарастырылатын мөлшер мынаған тең:  $c_w = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 350,0 - 2 \cdot 12,0 - 2 \cdot 5,0 = 316,0$  мм,

мұндағы  $h_{ш} = 5,0$  мм – қабырғаның сөреге бекітілген жерінің биіктігі.

Қабырғаға арналған қалыңдық енінің қатынасы:  $\frac{c_w}{t_w} = \frac{316,0}{6,0} = 52,6$

Болаттың ағымдағы ағындылық жағдайына тәуелділік коэффициенті мынаған тең:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Берілген оқу құралының 2.8 кестесі бойынша 1-класты қиылыс қатынасының мүмкін болатын мөлшері:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,2. \text{ Осылайша, } \frac{c_w}{t_w} = 52,6 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,2.$$

Екітаврдың қиылысу қабырғасы, ригель иілгіш түрінде қарастырылады, – 1 класты қиылыс.

Сығыла майысқан элемент ретінде қарастыра отырып, ригель қабырғасы қимасының

сыныбын анықтау. Білік-ригельге арналған қабырғаның сығымдалған-иілгіш элемент ретіндегі қиылысу класын анықтау.

Сығымдау және иілу әсері бірдей қарастырылған элемент қиылысының көлденең класы қиылыс кернеу жағдайының қалыпты көрсеткішіне тәуелді болып табылады. Алайда, сығымдау-иілу элементтерінің класын анықтау процедурасын жеңілдету мақсатында осы оқу құралының 2.8. кестесінде көрсетілген жағдайларды пайдалануға болады. Егер қиылыс әрекеті 1 немесе 2 қиылысу жағдайы ретінде классификацияланатын болса, онда классификация нәтижесі қалыпты кернеу эпюраларынсыз қабылданады. Дегенмен, қиылыс әрекеті 3 немесе 4 класты қиылыс ретінде қарастырылатын болса, онда қалыпты жағдайдағы эпюралар талап етіледі және оны сығымдау-иілу элементінің көлденең қиылысы класын анағұрлым дәл анықтау мақсатында пайдаланылады.

Берілген оқу құралының 2.8 кестесінде 3-ші класты сығымдалған қиылыс әрекетінің мүмкін болатын қатынасы берілген:  $\frac{c}{t} \leq 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot 0,92 = 38,6$ . Осылайша,  $\frac{c_w}{t_w} = 52,6 > 42 \cdot \varepsilon = 38,6$ .

Екітаврдың қабырғасы есептеудің жеңілдетілген әдістемесі бойынша 4 класты қиылыс элементтерінің қатарына жатқызылады. Бұдан шығатын қорытынды, қиылыс класын анықтау процедурасын анағұрлым дәл орындау үшін қалыпты кернеу эпюрасы жағдайын қарастыру қажет. Бұл үшін осы оқу құралының (2.1) Мәніне сәйкес  $\alpha$  параметрі анықталады:

$$\alpha = \frac{1}{c_w} \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r) \right) = \frac{1}{316} \cdot \left( \frac{350}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{140}{6 \cdot 275} - (12 + 5) \right) = 0,5$$

Берілген оқу құралының 2.8 кестесіне сәйкес, төменде көрсетілгендей 1 класты қиылыс жағдайын анықтаудың шектік мәні қарастырылады  $\alpha \leq 0,5$ :  $\frac{c}{t} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = \frac{36 \cdot 0,92}{0,5} = 66,2$ .

Осылайша,  $\frac{c_w}{t_w} = 52,6 < \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = 66,2$ .

Екітаврдың қиылыс қабырғасы оны сығымдалған-иілген алыпта есептеу барысында 1 класты қиылыс көрсеткішіне тең саналады.

Сөрелер үшін бұл мөлшер төмендегі көрсеткіштерге тең:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (170 - 6 - 2 \cdot 5) / 2 = 77,0$  мм,

Сөре салмағының сөре қабырғасына қатынасы:  $\frac{c}{t_f} = \frac{77,0}{12,0} = 6,4$

Осы оқу құралының 2.8. кестесі бойынша 1-класты қиылыс нүктелері үшін қатынас көрсеткішінің шектік мәні келесі көрсеткіштерге тең:

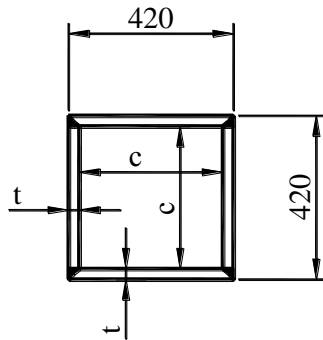
$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,3. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t_f} = 6,4 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,3.$$

Екітаврдың қиылысу сөресі – 1 класты қиылысу.

Бұдан шығатын қорытынды, берілген екітавр қиылысы тұтас алып қарағанда 1 класты көлденең көрсеткіш ретінде қарастырылады.

б) Дәнекерленген шаршы қиылысу нүктесінің төрт беттен тұратын бірінші және үшінші қабаттар аралығына арналған сығымдалған-иілгіш бағанының қиылысу нүктесін анықтау төмендегіше жүзеге асырылады: - элемент 27 ( $N_{Ed} = 1250,0$  кН,  $M_{Ed,y} = 524,8$  кН·м и  $M_{Ed,z} = 138,2$  кН·м). Мұндағы S275 маркалы болаттың номиналды ағымдылық шектік мәні  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>.





- мөлшері  $c = 384,0$  мм
- қалыңдығы  $t = 18,0$  мм

### В.15 сурет – Бірінші ÷ үшінші қабаттардың бағандарының қиылысу нүктелерінің мөлшері

Берілген оқу құралының 2.5.2.4 сәйкес, сығымдалған-икемді элементтің классификациясын орындау барысында үрдісті жеңілдету мақсатында бұл элементті сығымдалған қалыпта пайдаланады және әрбір сығымдалған элемент үшін 2.8 кестенің жағдайлары пайдаланылады. Егер қиылысу жағдайлары 1 немесе 2 ретінде қарастырылатын болса, онда классификация нәтижесін қандай да бір нақты кернеу жағдайларын есепке алып жүргізгендегі нақты есептеулер ретінде қарастыруға болады.

Қабырғалардың қиылысуы үшін «с» мөлшері келесі көрсеткіштерге тең ретінде қарастырылады:  $c = h - 2 \cdot t = 420,0 - 2 \cdot 18,0 = 384,0$  мм,

Қабырғалардың енінің оның қалыңдығына қатынасы:  $c / t_w = 384,0 / 18,0 = 21,3$ .

Болаттың ағымдағы ағындылық қасиетіне байланысты коэффициент:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$

Оқу құралының 2.8 кестесі бойынша 1 класты қиылыс мөлшерінің мүмкін болатын шектік қатынасы төмендегідей болады:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,4. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t_w} = 21,3 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30,4.$$

Бағанның шаршылық қиылысының қабырғасы – 1 класты қиылыс.

Шаршылық қиылыс тек сығымдалған ішкі бөліктер бойынша классификацияланады, бұл секілді бағандардың қиылысуы 1 класты қиылыс көрсеткіші ретінде қабылданады және оған байланысты қиылысу класына анағұрлым дәл анықтау жағдайларын жүзеге асыру қажеттілігі туындай қоймайды.

Каркастың басқа элементтерінің қиылысу кластары да дәл осындай жолмен анықталады. Кластарды анықтау нәтижелері бойынша каркастың барлық элементтері көлденең қиылыс жағдайының 1 класына жатқызылады.

Берілген оқу құралының 3.1 кестесіне сәйкес, ғимараттың орташа (DCM) икемділік класы және мысал ретінде алынған  $q = 4$  әрекетінің коэффициенті сығымдау және иілу үшін жұмыс істейтін диссипативті элементтер үшін 1 немесе 2 көлденең қиылыс кластары бойынша қарастырылады. Берілген каркастың диссипативті аймақтары білік-ригельдерде қарастырылған, олардың қиылысу нүктелері 1 класс бойынша анықталады.

**В.13 Каркас элементтерін есептеу****В.13.1 Бірінші және екінші этаждардың білік-ригельдері****В.13.1.1 Жалпы есептеудің 38 комбинациядағы (131 элемент В.8.суреті бойынша) әсер ету нәтижесі**

Біліктің сол жақ шеті үшін (ішкі күш салу) әсер ету нәтижесін есептеу:

орталық сығу күші:  $N_{Ed} = 140 \text{ Н};$

июші кезең:  $M_{Ed,y} = -177600 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,z} = -145 \text{ Н}\cdot\text{м};$

көлденең күштер (жиынтығы):  $V_{Ed} = 96220 \text{ Н};$

көлденең күштер (сейсмикалық емес әсерлерден):  $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}.$

Әсер ету нәтижесін есептеу (ішкі күш салу) біліктің оң жақ шеті үшін:

орталық сығу күші:  $N_{Ed} = 110 \text{ Н};$

июші кезең:  $M_{Ed,y} = -170500 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,z} = -130 \text{ Н}\cdot\text{м};$

көлденең күштер (жиынтығы):  $V_{Ed} = 95820 \text{ Н};$

көлденең күштер (сейсмикалық емес әсерлерден):  $V_{Ed,G} = 64360 \text{ Н}.$

**В.13.1.2 Геометриялық сипаттаулар**

Арқалық-ригельдің пісірмелі қоставрлы гимасының геометриялық сипаттамалары:

– қиманың толық биіктігі –  $h = 350,0 \text{ мм};$

– сөрелер қимасы –  $b_f = 170,0 \text{ мм}, t_f = 12,0 \text{ мм};$

– қабырға қимасы –  $h_w = 326,0 \text{ мм}, t_w = 6,0 \text{ мм};$

– қиманың ауданы –  $A = 6040 \text{ мм}^2;$

– инерция моменттері –  $I_y = 13390,0 \text{ см}^4; I_z = 983,2 \text{ см}^4;$

– инерция радиустары –  $i_y = 14,9 \text{ см}; i_z = 4,0 \text{ см};$

– кедергінің пластикалық моменттері –  $W_{pl,y} = 848,9 \text{ см}^3; W_{pl,z} = 176,3 \text{ см}^3;$

– ширатылым инерциясының моменті –  $I_t = 28,5 \text{ см}^4;$

– секториалдық (бұрмалау) инерциясының моменті –  $I_\omega = 280640,0 \text{ см}^6.$

Арқалық-ригельдің номиналдық аққыштық шегі –  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2 = 27500 \text{ Н/см}^2.$

**В.13.1.3 Білік қимасының салмақ түсетін (қарсылығы) төзімділігін тексеру****В.13.1.3.1 Орталық сығу күшінде біліктің салмақ түсіру мүмкіндігі**

1 класты көлденең қима үшін сығу кезіндегі салмақ түсіру мүмкіндігін есептеу маңызы берілген құралдың (2.8) Өрнегі бойынша анықталады:

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6040 \cdot 275}{1,0} = 1661000 \text{ Н},$$

мұнда  $\gamma_{M0} = 1,0$  – салмақ түсіру мүмкіндігінің төзімділігін анықтау кезіндегі қауіпсіздік жеке коэффициенті.

Берілген құралдың (2.7) Өрнегі жағдайында біліктің сол жақ шеті үшін сығу кезіндегі төзімділігін тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{140}{1661000} = 0,0001 < 1,0$$

Төзімділік жағдайы орындалады.

Диссипативті зоналар, яғни майысқақ топсалардың жасалу зоналары, бұл жағдайда ғимарат каркасының білік-ригелінде қарастырылғандықтан, берілген құралдың 4.2.2 Бөліміне сәйкес (4.3) Өрнек жағдайында орындалуы тексеріледі:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,0001 < 0,15$$

В.13.1.3.2 Біліктің июші кезеңдегі салмақ түсіру мүмкіндігі

Салмақ түсіру мүмкіндігінің иілудің У күшті орталығына қатысты 1 класты көлденең қимасын есептеу мәні берілген құралдың (2.10) Өрнегі бойынша анықталады:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8489 \cdot 27500}{1,0} = 23345000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 233450 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Берілген құралдың (2.9) және (2.4) Өрнектері жағдайында біліктің сол жақ шеті үшін иілу кезіндегі (майысқақ топсалардың жасалуын есептей отырып):

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{177600}{233450} = 0,761 < 1,0$$

Төзімділік жағдайы орындалады.

В.13.1.3.3 Біліктің көлденең күштер әсері кезіндегі салмақ түсіру мүмкіндігі

Көлденең қиманың майысқақ кезеңдегі жылжуға салмақ түсіру мүмкіндігін есептеу мәні осы құралдың (2.14) Өрнегі бойынша анықталады:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1956 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 310560 \text{ Н},$$

мұнда  $A_v$  – жылжу ауданы, ол жүктемелі дәнекерленген қоставрлы қима үшін қатар жатқан қабырғаға қарай, келесі өрнек бойынша (осы құралдың 2.5.3.4 қара) анықталады:

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 326 \cdot 6 = 1956 \text{ мм}^2,$$

мұнда  $\eta = 1,0$  – 2.5.3.4 ескертуі бойынша қабылданған.

Қарастырылатын біліктегі майысқақ топсалардың жасалуы жағдайындағы көлденең күш  $V_{Ed}$  есептеуі осы құралдың 4.2.2 Бөлімі бойынша анықталады.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 64760 + 77820 = 142580 \text{ Н},$$

мұнда  $V_{Ed,G}$  – сейсмикалық емес әсерлердің көлденең күштердегі есептеу мәні;  $V_{Ed,M}$  – көлденең күштердің майысқақ кезеңдер қосымшаларындағы  $M_{pl,Rd,A}$  и  $M_{pl,Rd,B}$  А және В біліктерінің шеткі қималарындағы карама-қарсы белгілерімен есептеу мәні.

Аралығы  $L = 6,0$  м білік-ригел үшін және екі шетінде диссипативті зоналары бар біліктер үшін майысқақ кезеңдегі көлденең күш тең:

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = 2 \cdot 233450 / 6,0 = 77820 \text{ Н}$$

Осы құралдың (4.3) Өрнегі жағдайында көлденең күштің әсерінен біліктің сол жақ шетінің төзімділігін майысқақ топсалардың жасалу мүмкіндігін ескере отырып тексереді:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{142580}{310560} = 0,459 < 0,5$$

Төзімділік жағдайы орындалады.

Бұл жағдай осы құралдағы 2.5.3.5 иілу кезеңі және көлденең күш әсер етуіне ұшыраған элементтер үшін сәйкес келеді, сондықтан көлденең күштердің салмақ түсіру мүмкіндігіне иілуге әсерін елемеуге болады. Бұл жағдайда салмақ түсіру мүмкіндігі өзгерістері қабырғалардың жергілікті төзімділігін олардың қабырғаларын қатты бекітпей-ақ жоғалтпай қабылданады, сол себепті құралдың (2.18) Өрнегіне сәйкес және ҚР ҚЕ EN 1993-1-5 5 Бөлімімен келісіліп төмендегі жағдайлар орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{326}{6} = 54,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

Демек, өзгерістерден қабырғаның төзімділік жоғалтуын тексеру қажет емес.

В.13.1.3.4 Орталық күштен екіорталықты иілу Двухосный изгиб с осевым усилием

Осы құралдағы 2.5.3.6 Бөлім баяндалған баламалы әдістерге дәстүрлі жақындау есебінде, барлық қималар үшін, оның ішінде көлденең қима төзімділігін әрбір күш салу үшін (қазіргі күш салу/салмақ түсіру мүмкіндігі) қатынастарын желілік қосуден жақындата бағалайтын тексеруді қолдануға болады. Сыртқы әсерлердің комбинациясына  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$  ұшыраған 1, 2 немесе 3 класты көлденең қималар үшін, бұл әдісті 6.2.1(7) ҚР ҚН EN 1993-1-1 Бөліміне сәйкес келесі белгілерді қолданып пайдалануға болады:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{140}{1661000} + \frac{177600}{233450} + \frac{145}{48480} = 0,764 < 1,0$$

мұндағы  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  және  $M_{Rd,z}$  – көлденең қималардың сыныбына тәуелді және ығысудың көлденең күшінің әрекетімен шарттастырылған барлық мүмкін төмендетуші факторлар кіретін салмақ түсетін қабілеттіліктің есептеу мәндері.

Мұнда салмақ түсіру мүмкіндігінің иілудің  $Z$  әлсіз орталығына қатысты 1 класты көлденең қимасын есептеу мәні берілген құралдың (2.10) Өрнегі бойынша анықталады:

$$M_{z,Rd} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{176,3 \cdot 27500}{1,0} = 4848000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 48480 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

Осьтік күштің мәні  $N_{Ed}$ , аз болғандықтан, оқу құралының 2.5.3.6 бойынша осьтік күштің қолданылуы кезіндегі майысуға салмақ түсетін қабілеттілікті тексеру орындалған жоқ.

#### В.13.1.4 Біліктің салмақ түсіру мүмкіндігі(қарсылығы) төзімділігін тексеру

В.13.1.4.1 Сығу кезіндегі біліктің салмақ түсіру мүмкіндігі

Осы құралдың 2.5.4.1.2 сәйкес, майысу кезінде  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  кезінде,

орнықтылықты жоғалтуды елемеуге болады және тек қиманың беріктігін тексеру керек.

1 класты көлденең қималар үшін шартты майысу шамасы  $\bar{\lambda}$  осы құралдың (2.37) Өрнегінде анықталады:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{600}{14,9} \cdot \frac{1}{86,8} = 0,464 > 0,2, \text{ где } L_{cr} = 600 \text{ см} - \text{біліктің есептелген ұзындығы};$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8 - \text{стерженнің шартты шектеудегі}$$

майысу шамасы материалдың серпімді жұмысына қарап жорамалдау арқылы анықталады.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 13390}{600^2} = 7710980 \text{ Н}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{140}{7710980} = 0,0002 < 0,04$$

Демек, сығу кезінде біліктің орнықтылықты жоғалтуын тексеру қажет емес.

В.13.1.4.2 Жазық формадағы майысқақ топсалы біліктердің орнықтылығын жоғалту кезінде босату аралығындағы учасоктар ұзындығы орнықтылығын тексеру

2.5.4.4.3 құралындағы сәйкес, егер босату аралығындағы ұзындық орнықты ұзындықтан аспайтын болса, онда учасоктардағы босату аралығындағы жазық түрдегі иілу орнықтылығы қамтамасыз етіледі.

Арқалық үшін:  $h/t_f = 350,0/12,0 = 29,2 < 40\varepsilon = 40 \cdot 0,92 = 36,8$  шарты орындалады.

Моменттерді сызықтық бөлу және елеусіз осьтік сығылу кезіндегі тұрақты ұзындық оқу

құралының (2.49) формуласына сәйкес,  $-1 < \psi < 0,625$  болғанда,:

$$L_{\text{stable}} = (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z = (60 - 40 \cdot 0) \cdot 0,92 \cdot 4,0 = 220 \text{ см} < L = 240 \text{ см тең,}$$

мұндағы  $L = 240$  см – жазықтықтан босатылмаған арқалықтың төменгі сөресінің сығылған аймағының ұзындығы;

$$\psi = \frac{M_{\text{Ed,min}}}{M_{\text{pl,Rd}}} = \frac{0}{233450} = 0 - \text{осы учаскедегі соңғы моменттердің қатынасы.}$$

Оқу құралының 2.5.4.5 сәйкес, майысудың жазық нысаны орнықтылығының шығынын есепке алу талап етілмейді, егер оқу құралының формуласы бойынша босатулар арасындағы учаскенің ұзындығы  $L$ :

$$L_m = \frac{38 \cdot i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{\text{Ed}}}{A}\right) + \frac{1}{756 \cdot C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{\text{pl,y}}^2}{A \cdot I_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} =$$

$$\frac{38 \cdot 4,0}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{140}{6040}\right) + \frac{1}{756 \cdot 1,879^2} \cdot \left(\frac{848900^2}{6040 \cdot 285000}\right) \cdot \left(\frac{275}{235}\right)^2}} = 240 \text{ см} \approx L = 240 \text{ см,}$$

болса,

мұндағы,  $\psi = 0 / (-177600) = 0$  тең майысу моменттерінің қатынасына арналған, оқу құралының Е.1 кестесі бойынша мәні  $C_1 = 1,879$  деп қабылданған.

2.5.4.4.3 келтірілген шарт орындалмағандықтан (сығылған аймақтың ұзындығы  $L$  тұрақты ұзындықтан  $L_{\text{stable}}$  асып кетеді), онда үлгіде майысу кезіндегі арқалықтың ұзындығын тексеру орындалады.

В.13.1.4.3 Майысу кезіндегі орнықтылығы бойынша арқалықтың салмақ түсетін қабілеттілігі Арқалықтың есептік ұзындығы арқалықтың төменгі сөресінің сығылған аймағының ұзындығына тең қабылданады  $L = 240$  см.

Майысу кезіндегі орнықтылық жоғалған кезде шартты икемділікті  $\bar{\lambda}_{\text{LT}}$  анықтау үшін ең алдымен осы оқу құралының Е Қосымшасындағы формулалар бойынша анықталатын серпімділік қиын моментті  $M_{\text{cr}}$  есептеу талап етіледі.

Сығылған төменгі сөренің учаскесіндегі соңғы майысу моменттерінің мәндерінің қатынасы:

$$\psi = 0 / (-177600) = 0.$$

$\psi = 0$  үшін, (Е.1) кестесі бойынша  $C_1 = 1,879$  мәні қабылданады.

Майысудың жазық нысанының орнықтылығы шығынының серпімділік қиын моменті  $M_{\text{cr}}$  оқу құралының (Е.2) формуласы бойынша анықталады:

$$M_{\text{cr}} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_{\omega}}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 983,2}{240^2} \cdot$$

$$\cdot \left( \frac{2806400}{983,2} + \frac{240^2 \cdot 8100000 \cdot 28,5}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 983,2} \right)^{0,5} = 124516570 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

мұндағы  $E = 21000000$  Н/см<sup>2</sup> – болаттың серпімділік модулі;

$G = 8100000$  Н/см<sup>2</sup> – болаттың ығысу модулі.

Орнықтылық шығынының майысу нысанына арналған шартты икемділік оқу құралының 2.5.4.2.2 сәйкес анықталады:

$$\bar{\lambda}_{\text{LT}} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{8489 \cdot 27500}{124516570}} = 0,433$$

Геометриялық сипаттамалары:  $h / b = 350,0 / 170,0 = 2,059$

Оқу құралының 2.12 кестесіне сәйкес пісірмелі қоставрлы қималар үшін  $h / b > 2$  кезінде

2.11-кесте бойынша бастапқы жетіспеушілікті есепке алатын коэффициент қабылданатын орнықтылықтың қисық сызығы «d» қолданылады,  $\alpha_{LT} = 0,76$ .

Орнықтылықтың төмендету коэффициентін анықтауға арналған шама:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,433 - 0,2) + 0,433^2 \right] = 0,682$$

Майысудың жазық нысаны орнықтылығының шығыны кезіндегі төмендету коэффициенті:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,682 + \sqrt{0,682^2 - 0,433^2}} = 0,827$$

Майысудың жазық нысанының орнықтылығы бойынша арқалықтың салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні (2.40) формула бойынша анықталады:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,827 \cdot 848,9 \cdot \frac{27500}{1,0} = 19306000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 193060 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

мұндағы  $\gamma_{M1} = 1,0$  – орнықтылық бойынша салмақ түсетін қабілеттілікті анықтау кезіндегі жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Майысудың жазық нысанының орнықтылығына арналған (2.39) формуланың шарттарын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = \frac{177600}{193060} = 0,92 < 1,0$$

Сайысу кезінде арқалықтың орнықтылық шарты орындалады.

Қарастырылып отырған арқалықтағы осьтік күш  $N_{Ed}$  аз болғандықтан, сығылу-майысу элементі ретінде арқалықтың орнықтылығын тексеру 2.5.4.3 сәйкес орындалған жоқ.

Арқалық-ригельдің осы тармақта келтірілген есептеулері арқалықтың колоннамен қосылған жеріндегі диссипативтік аймақтарды қалыптастыру болжамында орындалды, себебі ҚР ҚН EN 1998-1 арқалықты қарастыратын 6.6.2-тармағында пластикалық топсалардың орындарын тағайындау бойынша ұсынымдар бермейді.

В.13.2 тармағында шетелдегі және Қазақстандағы жобалау тәжірибесінен қабылданған колонналары бар арқалықтардың қосылу желілерінің нұсқалары берілген және диссипативтік аймақтарды тағайындау бойынша негізделген пластикалық топсаларды қалыптастырудың нақты орындарының тағайындалуы ескеріле отырып, оның қимасын нақтылайтын арқалықтың есебі келтірілген.

### В.13.2 Білік-ригельдердің бағанмен біріктірілуі

В.13.2.1 Берілген мысалда біліктерді біріктіру бағанмен тікелей байланыстырылған дәнекер бойынша қарастырылған. Есептеу жағдайлары біріктіру типтерінің нұсқаларының (В. 16 сурет) бірінде келтірілген, бұл жерде пластикалық шарнир білік-ригельдің бағанмен біріктірілген тұсынан біршама белгілі қашықтықта құрылады В.13.2.2. келтірілген. Мұндай шешімнің негізі төменде көрсетілген. Тағы да екі осы біріктірілу жағдайына байланысты келтірілген конструктивті шешім нұсқалары қарастырылып отыр (В. 17 және В. 18 суреттерін қараңыз).

В.16 және В.17 суреттерде көрсетілген қосылыстар, сонымен қатар SAC Joint Venture (2001) Report 350 [12] сілтемелерінің бірінде келтірілген есептеу жағдайдарының бірі қарастырылып отыр (В.1.13.2.3 қараңыз).

В.18 суретте көрсетілген қосылыс нұсқасы (В.1.13.2.4 қараңыз) Қазақстанда 1977 жылы әзірленген және сол уақыттан бастап қолданылып келеді.

В.13.2.2 Біліктердің бағандармен қосылған жеріндегі дәнекерленген қосылыстар орналастырылған жердегі білік-ригельдерге байланысты тірек бағандары орналастырылған бөлік сейсмикалық күш әсері кезінде максималды иілу жағдайында болады, ол біліктердің қосылған

жерінде тірек қозғаушы күшінің айтарлықтай мәніне тең болуы мүмкін. Дәнекерленген қосылыстардың және оларға жанасып жатқан дәнекер тігістер үстіндегі металлдың осал болып келетіндігіне байланысты, ригельдердің басқа осал бөліктері бойынша салыстырмалы түрде жанасымды болып келеді, олар арқылы кейбір бұзылу көріністері өтуі мүмкін және оларда ешқандай деформациялық әрекет жағдайлары қарастырылмайды. Біліктердің бағандармен біріккен тұстарындағы осал бөліктердің қауіптілік жағдайларының мөлшерін азайту үшін білік қосылыстарын айтарлықтай мөлшерде ұлғайту қажет болады, яғни олардың максималды қысым көрсеткіштері берілген оқу құралының 3.5 қарастырылған жағдайларды толығымен қанағаттандыра алады. Ригельдер қиылысының тірек нүктелерін кеңіту әрекетін төменде көрсетілген суреттерде берілгендей жалпақ болаттан тұратын қосымша элементтерді дәнекерлеп жалға уарқылы жүзеге асыру туралы ұсыныс жасалады.

ЕСКЕРТУ В.16 – В.18 суреттерде көрсетілгендей, табақ болаттан жасалған қсымша элементтерді ерітіп пісіру арқылы сөрелердің енін кеңейту есебінен ригельдердің тіреуіш қималарын дамытуды жүзеге асыру ұсынылады.

Осылайша, пластикалық топса колонналы арқалықтың тіреуішті пісіру қосылысын морт қираулардан сақтандырғыш ролін орындайтын болады.

ЕСКЕРТУ КСРО жиыrmасыншы ғасырдың 70-жылдарында анықталған колонналы арқалықтың пісірмелі қосылыс орындарындағы , ал кейінірек Нортридждегі Northridge (1994) және Кобэдегі Kobe (1995) жер сілкіністерінің салдарын шетелдік мамандардың талдауы кезіндегі морт қираулар.

Төменде көрсетілген тармақтардың шешіміне байланысты сенімділік көрсеткіштері дәнекердің көмегімен білікті бағанмен қосуға негізделеді, оның арасында сөрелер мен пластикалық шарнирдің түйіскен тұстары ЦНИИП тарапынан жобалық конструкция ретінде (Мэскеу) [10] қайта қарастырылады. Дәл осы сынақтар ригель сөрелерінің бағандармен накладкалар арқылы қосылу әрекеттерінің тіпті анағұрлым сенімсіз деп танылған қысымдалған тұстарының өзіндегі тармақтарының оншалықты деңгеде сенімді емес екендігін анықтап отыр. Бұл тармақтардағы бұзылу жағдайлары дәнекерленген қосылыстардың тұсында жүзеге асырылады және қалай болғанда да жүктемелердің аз мөлшері көрсеткіші нәтижесінде жүзеге асырылады.

Жоғарыда көрсетілгендерді есепке ала отырып, типтік тармақтық қосылыстың бір түрі ғана қарастырылатын болып отыр.

В.13.2.3 Біліктің бағанмен қосылу тармағының нұсқаларын есептеу

В.13.2.1 көрсетілгендей, желінің конструктивтік шешімінің бұл нұсқасы мен есебі Federal Emergency Management Agency FEMA-350 [12] құжатының нұсқаулығындағы ережелерге негізделген. Арқалықта пластикалық топсаның пайда болуы, колоннаның сөресімен қосылған едәуір қашықтықта арқалық сөрелерінің дөңгелек ойықтары (әлсіреуі) есебінен орындалады (В.16 сурет).

ЕСКЕРТУ Шетелдік әдебиетте арқалықтағы мұндай аймақтар «reduced beam sections – RBS» немесе «‘dogbone’ design» деп аталады.

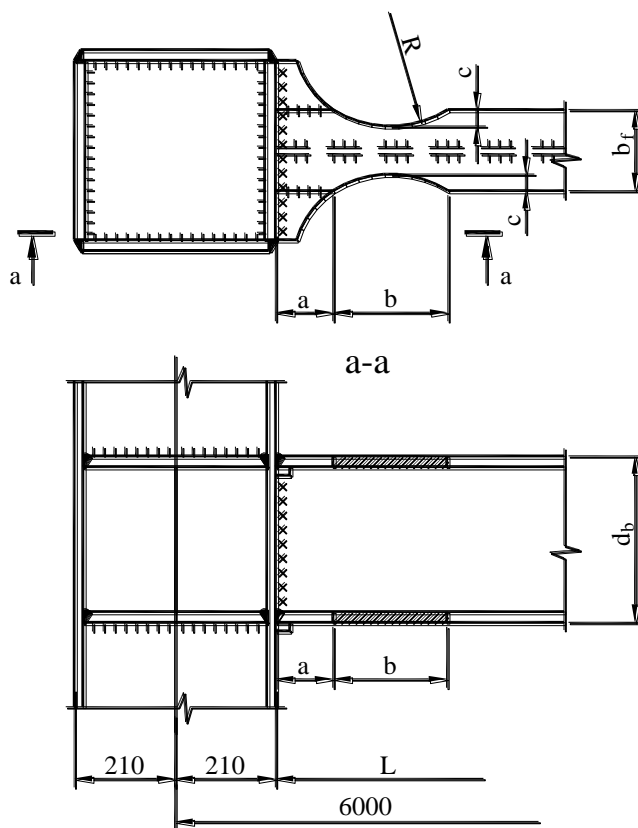
RBS аймағы бағаннан белгілі бір қашықтықта болатындықтан, оған бағанның сөрелерінен ойыққа дейінгі ара қашықтық («a» өлшем), ойықтық тереңдігі («b» өлшем) және ойықтың ұзындығы («c» өлшем) және ойықтың радиусы («R» өлшем) болатындай етіп қарастырылады. Біліктің тар бөлігіндегі және баған сөрелерінің арасындағы айырмашылық көрсеткіштерін азайту мақсатында «a» және «b» өлшемдерін аз-аздан ғана қабылдау қажет, бұл жерде аталған өлшемдерді бағанның сөрелерінің жоғары көрсеткіш мәні және RBS аймағы ретінде

қарастырылады. FEMA-350 нұсқаулығында берілген қашықтықта және кесімдер бойынша келесі мөлшерлер ұсынылады:

$$a = (0,5 \div 0,75) \cdot b_f; \quad b = (0,65 \div 0,85) \cdot d_b; \quad c = (0,2 \div 0,25) \cdot b_f; \quad R = \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c},$$

мұндағы  $b_f$  – білік сөресіндегі ені;

$d_b$  – біліктің биіктігі.



**В.16-сурет – Біліктердегі RBS аймақтары және біліктің қосылған жеріндегі тармақ**

Берілген мысалда келесі мәндер есепке алынады:

$$a = 0,705 \cdot b_f = 0,705 \cdot 170,0 = 120,0 \text{ мм}; \quad b = 0,685 \cdot d_b = 0,685 \cdot 350,0 = 240,0 \text{ мм};$$

$$c = 0,205 \cdot b_f = 0,205 \cdot 170,0 = 35,0 \text{ мм}; \quad R = (4 \cdot 35,0^2 + 240,0^2) / 8 \cdot 35,0 = 223,0 \text{ мм}$$

Кесім аймағының орталығындағы кедергі  $W_{pl,RBS}$  көрсеткішінің пластикалық кезеңі төмендегі мәндерге тең болып табылады:

$$W_{pl,RBS} = W_{pl,b} - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) = 8489 - 2 \cdot 35 \cdot 1,2 \cdot (35 - 1,2) = 5650 \text{ см}^3$$

RBS аймағының орталығындағы біліктің мүмкін болатын пластикалық кезеңі мынаған тең болады:

$$M_{pl,Rd,RBS} = W_{pl,RBS} \cdot f_y = 5650 \cdot 27500 = 15537000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 155370 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

Жалпы есеп көрсеткіші бойынша қарастырылған 131 элемент бойынша алынған кезеңдердің эпюраларына сәйкес, ара қашықтықтағы аймақ орталығының есептік кезеңдері бойынша  $M_{Ed,RBS}$  келесі мәндері қарастырылады  $\ell$ , оның мәні мынаған тең:  
 $\ell = d_k / 2 + a + b / 2 = 420 / 2 + 120 + 240 / 2 = 450 \text{ мм}$

$$M_{Ed,RBS} = 177600 \cdot (2400 - 450) / 2400 = 144300 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

Мұндағы 2400 мм – кезеңдердің эпюраларының иілу нүктелеріне (нөлдік нүкте) дейінгі ара қашықтығы.



Берілген оқу құралы бойынша (4.1) Мәні шарттарының орындалуын тексеру пластикалық шарнирдің келесі мәндері бойынша қарастырылады:

$$\frac{M_{Ed,RBS}}{M_{pl,Rd,RBS}} = \frac{144300}{155370} = 0,93 < 1,0$$

Біліктің мықтылық мәнінің шарттары келесі жағдайда жүзеге асырылады.

Пластикалық шарнирдің тұсындағы  $V_{Ed}$  көлденең есептік суммарлы күш көрсеткіші берілген оқу құралының 4.4.1 бойынша анықталады:

$$V_{Ed,RBS} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,M,RBS} = 64760 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 60930 = 148540 \text{ Н},$$

Мұндағы  $V_{Ed,M,RBS}$  - иілу кезіндегі орнықтылықты жоғалту кезінде анықтау үшін басында серпімді критикалық моментті  $M_{cr}$  есептеп шығару қажет, ол осы құралдың Е Қосымшасы формулалары бойынша анықталады:  $V_{Ed,M,RBS} = 2 \cdot M_{pl,Rd,RBS} / L_1 = 2 \cdot 155370 / 5,1 = 60930 \text{ Н},$

Мұндағы  $L_1$  – біліктердің екі басындағы пластикалық шарнирлердің аралығындағы қашықтық:

$$L_1 = 6000 - 420 - 2 \cdot (120 + 240 / 2) = 5100 \text{ мм} = 5,1 \text{ м};$$

$\gamma_{ov} = 1,25$  – оқу құралының 2.2.2.2 сәйкес мықтылық резервінің коэффициенті.

Жалпы есеп бойынша қабылданған сейсмикалық емес әсер ету жағдайларынан туындайтын көлденең күш мәні:  $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}$

Пластикалық кезеңге байланысты көлденең қиылыс әрекетінің тасымалдау қабілетінің есептік мәні жоғарыда В.1.13.1.3.3 көрсетілген, мұнда біліктердің көрсеткіштері есепке алынады:  $V_{pl,Rd} = 310560 \text{ Н}.$

Оқу құралындағы тасымал кезіндегі мықтылыққа негізделген әрекет күшін тексеру мәні (4.3) бойынша:

$$\frac{V_{Ed,RBS}}{V_{pl,Rd}} = \frac{148540}{310560} = 0,478 < 0,5$$

Қозғалыс барысында мықтылық шарттары орындалады.

Бұл жерде ҚР ҚН EN 1993-1-1 егер осы пункттің көрсетілім (5.7) жағдайы орындалса, көлденең ауытқу түріндегі каркас үшін жалпы рама есептеріндегі жеткіліксіздікті есепке алмауға болады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{326}{6} = 54,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

Бұл жерде,  $M_{y,Rd}$  и  $M_{z,Rd}$  – салмақ түсіру мүмкіндігінің көлденең қима класына байланысты және барлық төмендетуші мүмкін болатын факторларды қосатын, мерзімді көлденең күш әсерінен болатын өзгерістермен бірге есептеу мәні.

Орталық күштің  $N_{Ed}$  төмен мәніне байланысты, осы құралдың 2.5.3.6 бойынша салмақ түсіру мүмкіндігіне орталық күш иілуінің әсері орындалған жоқ:

$$M_{Ed,connection} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,RBS} \cdot (a + b / 2) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 155370 + 148540 \cdot (0,12 + 0,24 / 2) = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Біліктің иіндісі бойынша оның тасымалдау қабілеттілігі жағдайларының есептік мәні жоғарыда В.1.13.1.3.2 көрсетуілген:  $M_{pl,Rd,y} = 233450 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$M_{Ed,connection} = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{pl,Rd,y} = 233450 \text{ Н} \cdot \text{м}$  мәнінде болғандықтан, бағанның сөрелеріндегі біліктің қиылыс нүктелерін күшейту қажет болады, бұл оқу құралының В.1.13.2.2 көрсетілген, ол жалпақ болат беттерден тұратын қосылыстарды дәнекерлеу жолымен жасалады.

Баған сөрелерінің кедергіге ұшырау көрсеткіштерінің байланысты талап етілетін кезеі мына мәндерге тең:

$$W_{pl, tp} = M_{Ed, connection} \cdot \gamma_{M0} / f_y = 24929000 \cdot 1,0 / 27500 = 907,0 \text{ см}^3$$

Қосылыс орынында сөрелері 200 x 12 мм және қабырғасы 326 x 6 мм коставр қимасы талап етіледі  $W_{pl} = 997,0 \text{ см}^3$ . Бірақ Қазақстанда орындалған осындай желілердің зерттеу нәтижелеріне сәйкес, қосымша элементтерді В.16-суретте көрсетілгендей, колоннаның жиектеріне шығару қажет. Бұл ретте колонна сөресінің қырындағы арқалықтың күшейтілген қимасының салмақ түсетін қабілеттілігі:

$$M_{pl, Rd, con} = W_{pl, con} \cdot f_y = 18630 \cdot 27500 = 51232000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 512320 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{Ed, connection} = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

тең.

Колонна сөресінің қырындағы арқалықтың беріктік шарты орындалады.

Берілген үлгіде колонналы арқалықтың қосылысы толық ерітіп пісіру арқылы жапсарлас жіктерді пісіру арқылы, жиектемелердің тиісті дайындығымен және оқу құралының 3.5.2 сәйкес жіктердің сапасына физикалық бақылау жасай отырып орындалады, сондықтан бұл қосылысты беріктік резерві бойынша критерийді қанағаттандырады деп есептеуге болады.

ЕСКЕРТУ Конструкциялардың пластикалық резервтерін қолдануға кедергі болуы мүмкін факторлардың бірі кернеу ақыштық шегіне жеткен кездегі сатыдан ертерек басталуы мүмкін конструкцияның орнықтылық шығынының қауіптілігі болып табылады. Арқалықтың орнықтылық шығынынан тысқары, жоғарыда келтірілген есептеулердің нәтижелеріне сәйкес толық қамтамасыз етілетін жергілікті орнықтылық шығынының қауіптілігі пайда болады.

[13] келтірілген, AISC (American Institute of Steel Construction) қабылдаған ережелерде, I-8-1 кестеде арқалықтың сөрелері мен қабырғалары үшін енінің қалыңдығына шекті қатынастары көрсетілген.

Көбінесе, майысу және сығылу кезінде илемдік және пісіру элементтерінің сөрелерінде шекті қатынас көрсетілген:  $b/t \leq 0,3 \sqrt{E/f_y}$ , мұндағы  $b$  – сөренің салбырауы.

Тексеріліп отырған арқалық үшін бұл шарт орындалады:

$$b/t = (170 - 6)/(2 \cdot 12) = 6,8 < 0,3 \cdot \sqrt{E/f_y} = 0,3 \cdot \sqrt{210000/275} = 8,3$$

Қабырғалар үшін майысып сығыюу кезінде шекті қатынас көрсетілген:  $h/t_w \leq 2,45 \sqrt{E/f_y}$ .

Тексеріліп отырған арқалық үшін бұл шарт та орындалады:

$$h/t_w = 326/6 = 54,3 < 2,45 \cdot \sqrt{E/f_y} = 2,45 \cdot \sqrt{210000/275} = 67,7$$

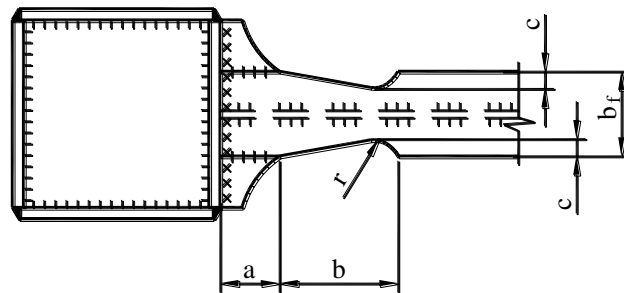
Бұл тексерулер сығылып-майысатын диссипативтік элементтер үшін көлденең қималардың сыныптарына (1 және 2 сыныптар) қойылатын осы оқу құралының 333.3 келтірілген талаптармен расталады.

В.13.2.4 Колонналы арқалықтың қосылу желісінің конструктивтік шешімдерінің нұсқалары

Төменде колоннаның арқалық-ригельге ерітіп пісрген жерінен едәуір қашықтықтағы ойықтармен сөрелердің қимасын азайту арқылы пластикалық топса қалыптастырылатын колонналы арқалық-ригельдің қосылу желісі шешімінің өзге де мүмкін нұсқалары көрсетілген.

В.17 суретте В.13.2.3 келтірілген нұсқаулар мен есептеулерге ұқсас шетелдік әдебиеттен алынған [14] конструктивтік шешім көрсетілген. Айырмашылығы пластикалық топсаны қалыптастыру орнының ойық нысаны мен арқалық сөрелеріндегі дөңгелек ойықтардың орнына конустық ойықтардың болуы ғана.

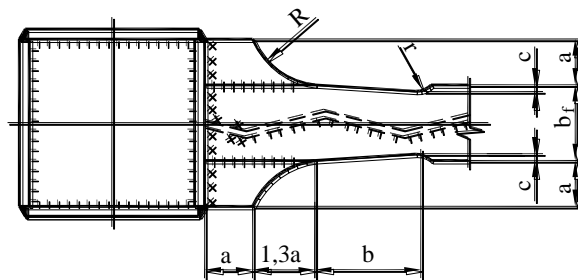
ЕСКЕРТУ Осы әдебиетте [14] сөрелердің қирауына әкеліп соғуы мүмкін аталған конструктивтік шешімнің ойықтарындағы кіріс бұрыштары көрсетілген. Практикада, бұл бұрыштарды радиусы бойынша орындауға болады (В.17 суретте көрсетілгендей) және онда қирауға әкелетін кернеудің көтерілген шоғырлануы да болмайды.



**В.17-сурет – RBS аймақтарында бағанның білікпен қосылған тармақтарының нұсқасы**

Білік-ригельдердің жұмысы негізінен пластикалық кезеңде жүзеге асырылатын болғандықтан, ригельдің тасымалдылық қабілетінің анағұрлым қауіп тудыарлық жағдайлары қабырғаның жергілікті тұрақтылығының жоғалуына әкеліп соғуы мүмкін. Бұл жағдай Қазақстандағы сараптамалық зерттеулер нәтижесімен расталып отыр. Жүргізілген зерттеу жұмыстарының қорытындысы бойынша, бұл қабырғалардың мықтылық деңгейін арттыру жағдайлары олардың қалыңдығын арттыру және вертикалды қаттылық қойылымына негізделіп жасалады, ал гофрирлеу арқылы жүзеге асырылатын әрекет түрлері қабырғаның жергілікті және жалпы тұрақтылығының деңгейін көтереді [1].

В.18 суретте жұқа көлденең-гофрирленген қабырғасы бар қоставрлы дәнекерленген біліктердің желілері бойынша конструктивті шешім көрсеткіштері қарастырылған, оларда шамадан тыс жүк түсу жағдайларының пластикалық деформациялануының шектік мәндері беріледі, олар «тең кедергі аймақтарында» жүргізіледі және білік-ригельдің сөрелерінде тікелей жүзеге асырылады [2, 3].



**В.18 сурет –Қазақстанда қолданылатын тең кедергі аймақтары бар бағандармен біріктірілген біліктердің қосылу тармақтарының нұсқасы**

ЕСКЕРТУ Мұндай тармақты конструкциялау және есептеу берілген оқу құралының Б қосымшасының Б.3 сәйкес орындалады.

### **В.13.3 Бірінші, екінші және үшінші қабаттар бағаны**

#### **В.13.3.1 Қиыстырудың негізгі есебі (В.8 суреттің 27 элементі) ықпалының әсері**

Бағанның төменгі бөлігіне түсетін сейсмикалық емес жүктің ықпалының әсері:

Сығудың өстік күші:  $N_{Ed,G} = 1244000 \text{ Н}$ ;

Иілу кезі:  $M_{Ed,G,z} = -213,0 \text{ Нм}$ ;

Көлденең күш:  $V_{Ed,G,y} = 120 \text{ Н}$ .

Бағанның түбіне түсетін сейсмикалық жүктің ықпалының әсері:

Сығудың өстік күші:  $N_{Ed,E} = 5940 \text{ Н}$ ;

Иілу кезі:  $M_{Ed,E,z} = -138400 \text{ Н·м}$ ;  $M_{Ed,E,y} = 524800 \text{ Н·м}$ ;

Көлденең күш:  $V_{Ed,E,y} = 62140 \text{ Н}$ ;  $V_{Ed,E,z} = 235200 \text{ Н}$ .

Бағанның үстіне түсетін сейсмикалық емес жүктің ықпалының әсері:

Сығудың өстік күші:  $N_{Ed,G} = 1237000 \text{ Н}$ ;

Иілу кезі:  $M_{Ed,G,z} = 187 \text{ Нм}$ ;

Көлденең күш:  $V_{Ed,G,y} = 120 \text{ Н}$ .

Бағанның үстіне түсетін сейсмикалық жүктің ықпалының әсері:

Сығудың өстік күші:  $N_{Ed,E} = 5940 \text{ Н}$ ;

Иілу кезі:  $M_{Ed,E,z} = 66720 \text{ Н·м}$ ;  $M_{Ed,E,y} = -251500 \text{ Н·м}$ ;

Көлденең күш:  $V_{Ed,E,y} = 62140 \text{ Н}$ ;  $V_{Ed,E,z} = 235200 \text{ Н}$ .

### В.13.3.2 Геометриалық сипаттама:

Бағанның төрт рет дәнекермен қиғандағы шаршы пішінді қиманың геометриялық сипаттамалары:

- қиманың өлшемдері –  $h \times b = 420,0 \times 420,0 \text{ мм}$ ;

- қиманың қалыңдығы –  $t = 18,0 \text{ мм}$ ;

- қиманың ауданы –  $A = 28940 \text{ мм}^2$ ;

- инерция кезі –  $I_y = I_z = 78114,0 \text{ см}^4$ ;

- инерция радиусы –  $i_y = i_z = 16,4 \text{ см}$ ;

- кедергінің пластикалық кезі –  $W_{pl,y} = W_{pl,z} = 4366,2 \text{ см}^3$ ;

- айналдырудың инерция кезі –  $I_t = 312,6 \text{ см}^4$ ;

Құрыш бағанның ақыштығының номиналдық шегі –  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2 = 27500 \text{ Н/см}^2$ .

### В.13.3.3 Әсердің есептік нәтижесін анықтау

Бағандардың есептік ісерлер ықпалы қиыстыруға, осы оқу құралының 4.3.1 (4.5) өрнекпен тексеріледі.

Бағанның түбі үшін:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1244000 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 5940 = 1252820 \text{ Н} ;$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 524800 = 779330 \text{ Н·м} ;$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 235200 = 349270 \text{ Н}$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = (-213) + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot (-138400) = -205740 \text{ Н·м} ;$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 120 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 62140 = 92400 \text{ Н} .$$

Мұнда  $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  и  $V_{Ed,G}$  – әсердің нәтижесі бағандағы сейсмикалық емес күштің ықпалының әсері, сейсмикалық есептік жағдай үшін қиыстыру әсеріне кіргізілген. Тұрақты жүктен басқа қиыстыру коэффициенті  $\gamma_2 = 0,3$ . болатын ауыспалы жүк кірістірілген.

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  и  $V_{Ed,E}$  – бағанға есептік сейсмикалық әрекеттің салдарының әсері.

$$\Omega = M_{pl,Rd,RBS} / M_{Ed,RBS} = 155370 / 144300 = 1,08$$

Коэффициент – диссипативтік зоналар орналасқан барлық арқалықтың ең кіші мәні. Бұл мысалда диссипативтік зоналар екінші, үшінші және бесінші қабаттардағы арқалық ригелдерде орналасқан.

$\gamma_{ov} = 1,25$  – оқулықтың 2.2.2.2 сәйкес, беріктілік резервінің коэффициенті, ал 1,1 – қауіпсіздіктің жеке коэффициенті. материал беріктігіне.

### В.13.3.4 Бағанның қимасының тасмалдауыш қабілеттілігін тексеру

В.13.3.4.1 Осьтық сығу күші әрекеті кезіндегі тасмалдауыш қабілеттілігі.

Бірінші сыныпты көлденең қима үшін сығу кезіндегі тасмалдауыш қабілетінің есептік мәні осы оқу құралының (2.8) өрнегімен анықталады.

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28940 \cdot 275}{1,0} = 7958500 \text{ Н}$$

Мұндағы  $\gamma_{M0}=1,0$  – тасмалдауыш қабілетінің беріктігін анықтайтын жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Сығу кезіндегі беріктілік осы оқу құралының (2.7) өрнегінің шарттары бойынша тексеріледі:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1252820}{7958500} = 0,158 < 1,0$$

Сығу кезіндегі беріктілік шарты орындалады

В.13.3.4.2 Иілу кездегі тасмалдауыш қабілеті

Бірінші сыныпты көлденең қиу кезіндегі иелу тасмалдауыш қабілетінің есептік мәні осы оқулықтың (2.10) өрнегі арқылы анықталады.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4366,2 \cdot 27500}{1,0} = 120070000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1200700 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Бағанның иілу кезіндегі беріктігі осы оқулықтың (2.9) өрнегінің шартымен тексеріледі:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{779330}{1200700} = 0,650 < 1,0$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{205740}{1200700} = 0,172 < 1,0$$

Иілу кезіндегі беріктік шарты орындалады.

В.13.3.4.3 көлденең күштің әсері кезіндегі тасмалдауыш қабілеті

Көлденең қиманың пластикалық кезеңге жылжуының тасмалдауыш қабілетінің есептік мәні осы оқулықтың (2.14) өрнегі арқылы анықталады.

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{13824 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 2194900 \text{ Н}$$

мұндағы  $A_v$  – дәнекерленген қораптық қималар үшін қабырғаға параллель жүкпен мына өрнекпен анықталатын жылжу ауданы. (2.5.3.4 құралды қара):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 2 \cdot (420 - 2 \cdot 18) \cdot 18 = 13824 \text{ мм}^2$$

мұндағы  $\eta=1,0$  – 2.5.3.4 тарау бөліміндегі ескерту бойынша артық алынған.

Ұлттық қосымшада ҚР ҚН EN 1993-1-5 S460-қа дейінгі құрыш үшін 1,2 алынуы ұсынылған.

Бағанның жылжу мықтылығы осы оқу құралының (2.13) өрнегінің шартымен тексеріледі:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{349270}{2194900} = 0,160 < 1,0$$

Жылжу ауданы  $A_v$  дәнекерленген қораптық қима үшін сөреге параллель жүк түскенде, мынау өрнек арқылы анықталады (оқу құралының 2.5.3.4 тарау бөлімін қара):

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) = 28940 - 2 \cdot (420 - 2 \cdot 18) \cdot 18 = 15116 \text{ мм}^2$$

Көлденең қиманың жылжуына тасмалдауыш қабілеттілігінің есептік мәні тең :

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15116 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 2400000 \text{ Н}$$

Оқу құралындағы (2.13) өрнегінің шарттарын тексеру бағанның жылжу беріктігі үшін:

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{92400}{2400000} = 0,040 < 1,0$$

Жылжу кезіндегі беріктілік шарты орындалады.

Жылжу кезіндегі тасмалдауыш қабілеттілігін есептеуге қабырғалардың жергілікті беріктілігінің жоғалу мүмкіндігі есепке алынбаған, қырлары қатты бекітілмеген. Өйткені оқу құралындағы (2.18) өрнегіне сәйкес және ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 бөліміне байланысты келесі шарт орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(420 - 2 \cdot 18)}{18} = 21,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

мұндағы оқу құралының 2.5.3.4 тарау бөліміне сәйкес 1,0.

В.13.3.4.4 Иілту кезімен көлденең күштің қатар әрекеті кезіндегі тасмалдауыш қабілеті.

Оқу құралының 2.5.3.5 тарау бөлімі бойынша келесі шарттар орындалады:

$$V_{Ed,z} = 349270 \text{ Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0,5 \cdot 2194900 = 1097450 \text{ Н}$$

$$V_{Ed,y} = 92400 \text{ Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,y} = 0,5 \cdot 2400000 = 1200000 \text{ Н}$$

Көлденең күштің есебі пластикалық кезеңдегі қиманың жылжу тасмалдауыш қабілетінің жартысынан кем болғандықтан олардың иілу кезіндегі қиманың тасмалдауыш қабілеттілігін ескермеуге болады.

В.13.3.4.5 Иілу кезімен осьтік сығу күшінің біріккен әсерінің тасмалдауыш қабілеті.

Осы оқу құралының 2.5.3.6.1 тарау бөліміне сәйкес осьтік күштің иілу тасмалдауыш қабілетіне әсерін есепке алмауға болады, егер (2.23) және (2.24) өрнектерінің шарттары орындалатын болса:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{және} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Осы мысалда:

$$N_{Ed} = 1252820 \text{ Н} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 7958500 = 1989600 \text{ Н}$$

$$N_{Ed} = 1252820 \text{ Н} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot (420 - 2 \cdot 18) \cdot 18 \cdot 275}{1,0} = 950400 \text{ Н}$$

(2.24) өрнегінің шарты орындалмағандықтан тексеру жүргізілуі керек.

Осьтік күштің дәнекерленген 1 сыныпты қораптық көлденең қимаға әсері кезіндегі иілуге тасмалдауыш қабілетінің есептік мәні оқу құралының (2.29) және (2.30) өрнектерімен орындалады:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_w) = 1200700 \cdot (1 - 0,158) / (1 - 0,5 \cdot 0,478) = 1328500 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{pl,Rd,y}$$

$$\text{Мұндағы } a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (28940 - 2 \cdot 420 \cdot 18) / 28940 = 0,478 < a_w = 0,5;$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1252820 / 7958500 = 0,158$$

$$M_{N,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_f) = 1200700 \cdot (1 - 0,158) / (1 - 0,5 \cdot 0,5) = 1348000 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{pl,Rd,z}$$

$$\text{мұндағы } a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A = [28940 - 2 \cdot (420 - 2 \cdot 18) \cdot 18] / 28940 = 0,522 > a_f = 0,5,$$

Сондықтан -  $a_f = 0,5$  қолданылады.

Оқу құралының (2.29) және (2.30) өрнектерінің шарттары орындалмағандықтан, яғни

$$M_{N,Rd,y} > M_{pl,Rd,y} \quad \text{және} \quad M_{N,Rd,z} > M_{pl,Rd,z} \quad \text{келесі есептеулерде } M_{N,Rd,y} = M_{N,Rd,z} = M_{c,Rd} = 1200700 \text{ Нм.}$$

алынады.

Қимада екі кезең әсер екендіктен, екіосьтік иілудің беріктігін тексеру осы оқу құралындағы (2.31) өрнегіне сәйкес жүргізіледі:

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{N,Rd,z}}\right)^{\beta} = \left(\frac{779330}{1200700}\right)^{1,708} + \left(\frac{205740}{1200700}\right)^{1,708} = 0,530 < 1,0$$

мұнда тікборышты бос қима үшін 2.5.3.6.1 сәйкес есептеледі:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot 0,158^2} = 1,708 < 6,0$$

Коэффициенттері 2.5.3.6.1 тарау бөліміне сәйкес, ежелгі дәстүрлі сызықтық озара байланысқа орала отыра, артығымен бірге тең деп алуға болады:

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{N,Rd,z}}\right)^{\beta} = \left(\frac{779330}{1200700}\right)^1 + \left(\frac{205740}{1200700}\right)^1 = 0,820 < 1,0$$

Осы тік күшпен екі осьтік иілудің біріккен әсерінің беріктік шарты орындалады.

Оқу құралының 2.5.3.6 тарау бөлімінде айтылғандай әдістерге альтернативтік дәстүрлі тәсіл ретінде барлық қималар үшін тексеруге болады. Көлденең қиманың беріктігі әр әрекет үшін қатынастардың сызықтық қосылуымен бағаланады. 1,2,3 сыныпты көлденең қима үшін сыртқы  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$  әрекеттердің әсеріне ілігуі, бұл әдісті келесі критерийді қолдану ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(7) тарауына сәйкес пайдалануға болады.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{1252820}{7958500} + \frac{779330}{1200700} + \frac{205740}{1200700} = 0,978 < 1,0$$

Бұл критерийдің қолданылуы себебі, қауіпсіз және өте жақын тез шешім алу, мысалы, элементтің қимасының өлшемдерін алғаш анықтау үшін, ақтың нәтиже алуға есептеулерді түзете алу мүмкіндігі алынды.

Беріктіктің барлық шарттары орындалғандықтан, қабылданған қима қалады.

### **В.13.3.5 Бағанның тасымалдық қабілеті (кедергі) орнықтылығы бойынша бойынша тексеру**

В.13.3.5.1 Ұзына бойлай сығу кезіндегі бағанның тасымалдық қабілетінің орнықтылығы.

Осы оқу құралының 2.5.4.1.2. тарау бөлімдеріне сәйкес, орнықтылығы төмендеген  $\bar{\lambda} \leq 0,2$

немесе иілгіштігі  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  болған жағдайда қиманың тек беріктігін тексеру қажет.

1 сыныпты көлденең қиманың иілгіштігі  $\bar{\lambda}$  оқу құралының (2.37) өрнегімен анықталады:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{230}{16,4} \cdot \frac{1}{86,8} = 0,162 < 0,2$$

мұндағы  $L_{cr} = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 330 = 230$  см - бағанның екі осьтері үшін алынған есептік ұзындылығы. Бұл мысалда оқу құралының Е қосымшасы, бағанның ұштары қатаң бекітілгендігі есепке алынып қолданылған.

Шартты иілгіштікті анықтайтын иілгіштік тең:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 78114}{230^2} = 306130000 \text{ Н}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{1252820}{306130000} = 0,004 < 0,04$$

Сондықтан, орнықтылықтың жойылуын тексеру қажет етілмейді. Бірақ осы мысалда бұл тексеру орындалды.

Орнықтылықтың төмендету коэффициентін анықтау үшін? шамасы осы оқу құралының 2.5.4.1.2. бөлімдеріне сәйкес анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,162 - 0,2) + 0,162^2 \right] = 0,504$$

мұндағы  $\alpha = 0,49$  коэффициент, бастапқы жетілмегендігі ескерілген, оқу құралының 2.9 кестесінен «с» орнықтылығын жоғалту қисығы үшін алынған, дәнекерленген қорапты қима үшін 2.10 кестесінен қабылданған  $b / t_f = 420 / 18 = 23,3 < 30$  и  $h / t_w < 30$  қатынастарымен.

Сығу әсерінен орнықтылықтың жоғалуы кезіндегі төмендету коэффициенті ?? оқу құралының (2.36) өрнегімен анықталады:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,504 + \sqrt{0,504^2 - 0,162^2}} = 1,019 > 1,0$$

мәні қабылданған.

Сығу кезіндегі орнықтылықтың тасымалдауыш қабілетінің есептік мәні оқу құралының (2.35) өрнегімен анықталады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \cdot 28940 \cdot 275}{1,0} = 7958500 \text{ Н}$$

мұндағы  $\gamma_{M1} = 1,0$  орнықтылықтың қауіпсіздік жеке коэффициенті.

Сығу кезіндегі бағанның орнықтылығы үшін тексеру шарты оқу құралының (2.34) өрнегінің шарттарын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1252820}{7958500} = 0,158 < 1,0$$

Ұзына бойлай сығымдау кезіндегі бағанның орнықтылық шарты орындалады.

#### **В.13.3.5.2 Бағанның иілу кезіндегі орнықтылығын бойынша тасымалдауыш қабілеті.**

Бағанның бүйір беті де, айналдыру кезінде де бекітулер болмағандықтан иілу кезінде орнықтылықтың жоғалу мүмкіншілігі бойынша бағанның толық ұзындығын  $L = 330$  см тексеру керек.

Бағанға әсер ететін жағдайлар:

Бағанның түбіне (төмен жағына):  $M_{Ed,y} = 779330 \text{ Н·м}$  и  $M_{Ed,z} = -205740 \text{ Н·м}$

Колоннаның жоғарғы жағында:

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot (-251500) = -373480 \text{ Н·м};$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = 187 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 66720 = 99270 \text{ Н·м}.$$

Иілу кезіндегі орнықтылықтың жоғалуының шартты иілуін  $\bar{\lambda}_{LT}$  анықтау үшін алдымен осы оқу құралындағы Е қосымшасындағы формулалармен анықталатын  $M_{cr}$  қатты қиын кезін есептеу талап қойылады.

Ұштық иілу кездерінің мәндерінің қатынастары у осі үшін:

$$\psi = (-373480) / 779330 = -0,479$$

С-дің жуық мәні осы оқу құралының (Е.3) өрнегімен анықталады:

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,479) + 0,52 \cdot (-0,479)^2 = 2,670 < 2,7$$

Бұл мән осы оқу құралының Е1 кестесіндегі С-дің мәніне сәйкес келеді.

Бағанның қимасы тұйық, айналдыру кезінде қаттылығы өте жоғары болғандықтан, ығыстырылған айналуы қарастырмауға және қиын кезін анықтағанда бұмалаудың ықпалы қажет емес, яғни қиын кез өрнегінде  $I / I_z = 0$  деп қабылданады.



Жазық пішінді иілудің  $M_{cr}$  орнықтылығының жоғалуының қатты қиын кезі, осы оқу құралының (Е.2) өрнегімен анықталады.

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 2,670 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 78114,0}{330^2} \cdot \left( \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 312,6}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 78114,0} \right)^{0,5} = 163838000 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Мұндағы  $E = 21000000 \text{ Н/см}^2$  -құрыштың серпімділік модулі

$G = 8100000 \text{ Н/см}^2$  құрыштың жылжу модулі

Орнықтылықтың жоғалуының иілмелі түрі үшін шартты иілу, оқу құралының 2.5.4.2.2. бөліміне сәйкес анықталады:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4366,2 \cdot 27500}{163838000}} = 0,271$$

Осы оқу құралының 2.12 кестесі бойынша, дәнекерленген қораптық қима үшін қисық орнықтылық «d»жолданылған, бұл үшін оқу құралының 2.11 кестесіне сәйкес бастапқы жетілмегендікті ескеретін коэффициент  $\chi_{LT} = 0,76$  қабылданған.

Орнықтылықтың төмендеткіш коэффициентін анықтау шамасы

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,271 - 0,2) + 0,271^2 \right] = 0,564$$

Жазық пішінді иілудің орнықтылықты жоғалту кезіндегі төмендету коэффициенті

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,564 + \sqrt{0,564^2 - 0,271^2}} = 0,944$$

Жазық пішінді иілудің орнықтылығы бойынша бағанның тасымалдау қабілетінің есептік мәні осы оқу құралының (2.40) формуласы бойынша анықталады:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,944 \cdot 4366,2 \cdot \frac{27500}{1,0} = 113346000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1133460 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Майысудың жазық нысаны орнықтылығына арналған (2.39) формуланың шартын тексеру (y осі үшін):

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{779330}{1133460} = 0,690 < 1,0$$

z осіне арналған соңғы майысу моменттерінің мәндерінің қатынасы:

$$\psi = 99270 / (-205740) = -0,482$$

Шеттік иілу кезіндегі мәндер қатынасы z осі үшін  $C_1$  жуық мәні осы оқу құралдың (Е.3) өрнегімен анықталады.

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,482) + 0,52 \cdot (-0,482)^2 = 2,675 < 2,7$$

Жазық пішінді иілудің  $M_{cr}$  орнықтылықты жоғалту қиын кезі:

$$M_{cr} = 2,675 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 78114,0}{330^2} \cdot \left( \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 312,6}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 78114,0} \right)^{0,5} = 1641448000 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Иілім

пішінді орнықтылықты жоғалтудың шартты иілгіштігі:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_z \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4366,2 \cdot 27500}{1641448000}} = 0,27$$

Орнықтылықтың төмендеткіш коэффициентін анықтау шамасы

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,27 - 0,2) + 0,27^2 \right] = 0,563$$

Жазық пішінді иілудің орнықтылықты жоғалту кезіндегі төмендету коэффициенті

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,563 + \sqrt{0,563^2 - 0,27^2}} = 0,946$$

Жазық пішінді иілудің орнықтылығы бойынша бағанның тасымалдау қабілетінің есептік мәні:

$$M_{b,Rd,z} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,946 \cdot 4366,2 \cdot \frac{27500}{1,0} = 113587000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1135870 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Жазық пішінді иілудің орнықтылық шартын тексеру (z осі үшін):

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{b,Rd,z}} = \frac{205740}{1135870} = 0,181 < 1,0$$

Бағанның жазық пішінді иілудің орнықтылық шарты орындалады ( қиманың әрбір осі қатысты).

Оқу құралдың 2.5.4.2.2 тарау бөліміне сәйкес  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,271 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$  шарттың орындалуына байланысты жазық пішінді иілудің орнықтылығын баған үшін тексерудің қажеті жоқ.

В.13.3.5.3 Бағанның тасымалдауыш қабілеті орнықтылығы бойынша иілім мен остік сығудың біріккен әсері үшін.

Ию кезі мен остік сығудың біріккен ықпалы 1 сыныпты қиманың, осы оқу құралдың (2.46), (2.47) өрнектерінің шарттарын қанағаттандырулары тиіс.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$N_{Rk} = f_y \cdot A \quad \text{және} \quad M_{Rk,i} = f_y \cdot W_{pl,i}$$

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – өзара байланыс коэффициенті, осы оқу құралдың 2.5.4.3.2 тарау бөлімінің нұсқасымен анықталады, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қосымшаның 2 альтернативті әдістің ережелеріне сәйкес келеді.

Қос ості иілген осьтік сығымдау кезінде көрсетілген өзара байланыс коэффициентінің төртеуін де анықтау талап етіледі.

Мысалда бағанның тұйық шаршы пішінді қимасы алынғандықтан, оқу құралының 2.5.4.3.1 тарау бөліміне сәйкес, айналу өзгерісіне ұшырамаған. Сондықтан, өзара байланыс коэффициентін оқу құралының 2.15 кестесі бойынша анықтауға болады.

Осы оқу құралдың 2.17 кестесі бойынша  $C_{mi}$  тұрақты кезге эквивалентті ауысу коэффициенті анықталады. Бекіту нүктелерінің арасында түсетін жүк болмағандықтан, эквивалентті тұрақты кезі үшін барлық үш коэффициент  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  и  $C_{mLT}$  берілген кестенің бірінші жолындағы өрнектің көмегімен анықталады.

У-у осінің айналасына ию және z-z жазықтығына бекіту кездерде:

$$\text{для } \psi = (-373480) / 779330 = -0,479; \quad C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,479) = 0,408 > 0,4$$

z-z осінің айналдыра ию және у-у жазықтығына бекіту кездерде:

$$\text{для } \psi = (-99270) / 205740 = -0,483; \quad C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,483) = 0,407 > 0,4$$

у-у осінің айналдыра ию және у-у жазықтығына бекіту кездерде:

для  $\psi = -0,479$ ;  $C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,479) = 0,408 > 0,4$

1,2 сыныптық ұзына бойлаған қима үшін өзара байланыс коэффициенті  $k_{yy}$  (пластикалық қасиетін ескере отырып) тең:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,408 \cdot \left[ 1 + (0,162 - 0,2) \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} \right] = 0,406 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,408 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} \right) = 0,459.$$

Өзара байланыс коэффициенті  $k_{zz}$  тең:

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,407 \cdot \left[ 1 + (0,162 - 0,2) \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} \right] = 0,405 <$$

$$< C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,407 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} \right) = 0,458.$$

Өзара байланыс коэффициенті  $k_{yz}$  тең:

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,405 = 0,243$$

Өзара байланыс коэффициенті  $k_{zy}$  тең:

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,406 = 0,244$$

Орнықтылықтың шарттарын сыға-иілген элементтер үшін өзара байланыс формулалары (2.46) және (2.47) арқылы тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} +$$

$$+ 0,406 \cdot \frac{779330}{0,944 \cdot 4366,2 \cdot 275 / 1,0} + 0,243 \cdot \frac{205740}{4366,2 \cdot 275 / 1,0} = 0,480 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} +$$

$$+ 0,244 \cdot \frac{779330}{0,944 \cdot 4366,2 \cdot 275 / 1,0} + 0,405 \cdot \frac{205740}{4366,2 \cdot 275 / 1,0} = 0,395 < 1,0.$$

Бағанның орнықтылығының шарттары сығымдау-иілу элементі ретінде орындалады.

1-ші, 2-ші, 3-ші қабаттардағы бағандардың қимасы беріктіктің және орнықтылықтың барлық шарттарына сәйкес болғандықтан қалыңдығы 18 мм беттерден жасалған өлшемдері 420\*420 мм болатын шаршы көлденең қима қабылданады.

#### В.13.4 Негізгі қанқа элементтерін есептеу нәтижесі

Осы мысалда қаралған ғимараттың қанқа элементтеріне барлық тексеру есептері жасалды. Жасалған есептеулердің нәтижесі В.1.1 тарауында көрсетілген, алдын ала қабылданған қима тасымалдаушы қабілетінің беріктігі мен орнықтылығына қойылатын барлық талаптарға сай екенін көрсетеді.

#### В.14 Пластикалық өзгеру механизмінің қалыптасу шартын тексеру

Жақтаудың пластикалық өзгеру механизміне қолайлы жағдай жасау үшін бағанның иілу беріктігі арқалықтың иілу беріктігінен артық болуы керек. Егер бағанның иілу беріктігі осы оқу құралының 4.1.4 болса, бұл талап орындалды деп есептеуге болады.

$$M_{Rc} \geq 1,3 M_{Rb}, (B.26)$$

мұндағы  $M_{Rc}$  кезендердің есептік мәндерінің қосындасы басты жалғанудағы бағанның иілуінің ең төмен тасымалдауыш қабілетін анықтайтын, осьтік күштің әрекетін ескере отырып анықталған.

$M_{Rb}$  басты жалғанудағы арқалықтың иілу тасымалдауыш қабілетін анықтайтын кезендердің есептік мәндерінің қосындысы.

ЕСКЕРТУ Әдебиеттерде бұл шарт “strong column – weak beam” деп аталады.

Мысалда иімділік шарты 2 қабаттың ортаңғы торабы жақтауының 2 осі бойынша анықталады. Баған мен арқалық жалғанған, есептеуі жоғарыда келтірілген.

1 ден 2 қабаттардың жақтаулар бағандары дәнекерленген қораптық қимамен қалыңдығы 18 мм, өлшемдері 420\*420 мм листтармен жасалған.

Бағанның тасымалдауыш қабілеті, иілу кезі мен осьтік сығу күші біріккен кездегі, B.13.3.4.5 анықталған:

$$M_{Rc,N} = 1200700 \text{ Нм.}$$

Жақтаудың арқалық- ригелі дәнекерленген қос тавриі қима сөрелері 7,0\*12 мм листтен және қабырғалары 326\*6 мм листтен жасалған. Баған мен арқалықтың жалғану тараптың есебі, арқалықтағы пластикалық шарнирдің қалыптасуы бағанның сөрелерінен қашықтығы отыра, B.1.13.2.3- те келтірілген. Есептің нәтижесі бойынша, бағанның қырындағы арқалықтың қимасы жақсартылған нәтиже көрсеткішін көрсетіп отыр. Арқалықтың жақсартылған қимасының тасымалдауыш қабілеттілігі мынаған тең:

$$M_{Rb,con} = 512320 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Бұл тасымалдауыш қабілеті бағанның сөрелерінің қырындағы арқалықтың жалғанған жерінің пластикалық кезеңнің, B.13.2.3 пластикалық шарнирдің пайда болуы ескеріле отырыла анықталған, ең жоғары мүмкіншілігінен үлкен:

$$M_{Ed,connection} = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Торапта бір қиманың екі бағаны және қосылуға тасымалдауыш қабілеттері бірдей 2 арқалық жалғанған. (B.26) өрнегінің шарттарын тексеру:

$$\Sigma M_{Rc,N} = 2 \cdot 1200700 = 2401400 \text{ Н} \cdot \text{м} > 1,3 \cdot M_{Rb,con} = 1,3 \cdot 2 \cdot 512320 = 1332030 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Пластикалық өзгерудің қалыптасу шарттары орындалған.

### B.15 Бұзылудың шектеуді тексеру талаптары

Егер ғимараттың қабаттар арасындағы қисықтығы «Жер сілкінуге тұрақты ғимараттарды салуды жобалау. Азаматтық ғимараттарды салуды жобалау. Негізгі талаптар» оқу құралының (7.7) өрнегіне сәйкес келгенде, ғимарат үшін қолданылған, құрылымдық емес элементтері, конструкцияның бұзылуына әсер етпейтіндей етіп, бекітілген болса, бұзылудың шектеудің талаптары орындалды деп есептеледі.

$$d_{ts} \cdot v \leq 0,01 \cdot h \quad (B.27)$$

мұндағы  $d_{ts}$  - есеп жасалған сейсмикалық әрекеттен пайда болған және «Жер сілкінуге тұрақты ғимараттарды салуды жобалау. Азаматтық ғимараттарды салуды жобалау. Негізгі талаптар» оқу құралының 7.3.2.1 және 7.3.2.2 бөлімдерінің сәйкес есептелген қабат ауытқуы.

Бұл мысалға алынған ғимарат үшін, жоғарыда көрсетілген оқу құралының (7.8) өрнегіне сәйкес, қабаттардың ауытқуларының есептік мәні  $d_{rs} = d_r$  және осы оқу құралының (B.24) өрнегімен есептелетін, қабаттардың орталық көлденең ауысуын  $d_s$  қолданып анықталады.

$h$  - ғимараттың биіктігі.

$\nu$  - бұзылуды шектеудің талаптарына сай, сейсмикалық әрекеттердің ең аз қайталану периодын есепке алатын, редукция коэффициенті.

Коэффициенті жоғарыда көрсетілген оқу құралының 7.3.2.3 бөлімдері бойынша қабылданады.

Бұл мысалдағы жауапкершілігі 2 классты ғимарат үшін коэффициенттің мәні 0,5-ке тең деп алынған.

SCAD бағдарлама есептеуі бойынша есептелінген ең жоғары әсермен жүктеу комбинациясы үшін (B.3 кестесі бойынша 38 комбинация) қабатаралық жабулардың деңгейіндегі қанқаның ауытқу мәні ( $d_s$ ) және қанқаның қабаттарындағы ауытқуы (қисаюы) мәні ( $d_{rs}$ ) B.6. кестесінде келтірілген.

Осы үлгідегі қабаттың биіктігі  $h = 3300$  мм, олай болса, қабат қиғаштығының ең жоғары рауалы мәні:  $0,01 \cdot h = 0,01 \cdot 3300 = 33$  мм тең.

**B.6 кестесі - қабатаралық жабулардың деңгейіндегі қанқаның ауысуы ( $d_s$ ) және қабаттардың ауытқуы ( $d_{rs}$ )**

биіктігі бойынша жабу №	сейсмикалық әрекеттердің комбинациялары үшін ауысу мәні $d_s$ (мм)		биіктігі бойынша қабат №	сейсмикалық әрекеттердің комбинациялары үшін ауытқу мәні ( $d_{rs}$ ) мм	
	көлденең бағыты осімен) (y	ұзына бойлау бағыты осімен) (z		көлденең бағыты осімен) (y	ұзына бойлау бағыты осімен) (z
5	240	194	5	28	22
4	212	172	4	48	38
3	164	134	3	60	50
2	104	84	2	64	52
1	40	32	1	40	32

B.6 кестеде көрсетілгендей, 2 қабат үшін ауытқудың ең жоғарғы мәні  $d_{rs, \max} = d_{rs} = 64 \cdot 0,5 = 32$  мм шектелген мәннен кіші.

B.6 кестеде келтірілген мәліметтер анализі, қарастырылған ғимараттың қабаттарының ауытқулары (B.27) өрнегінің шарттарын қанағаттандырып отыр, сондықтан ҚР ҚН EN 1998-1 нормасының талаптары бұзылуды шектеу бойынша орындалады.

**Г Қосымшасы**  
(ақпараттық)

**Концентрлес байланыстарымен тіректі ғимаратты сейсмикалық әсерлерге есептеу  
мысалы**

**Г мысалы Концентрлес диагоналды байланыстарымен тіректі ДСМ созымдылығы  
сыныбының бес қабатты болат констукциялы ғимаратын сейсмикалық әсерлерге есептеу**

**Г.1 Бастапқы деректер**

Х - тәрізді диагоналды концентрлес байланыстарымен болат тірегімен бес қабатты ғимаратты сейсмикалық әсерлерге есептеуді орындау қажет. Белгіленуі бойынша қарастырылатын ғимарат қоғамдық ғимараттар санатына жатады.

Ғимараттың жауапкершілік сыныбы «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» Құралының 5.1 Кестесіне сәйкес, II қабылданған.

Қарастырылатын ғимараттың ұстындардың осьтері бойынша 18,0 × 18,0 м габаритті өлшемдермен, жоспарда квадрат пішіні бар. Ұстындардың қадамы 6,0 м екі бағытта. Барлық қабаттардың биіктігі 3,3 м.

Қарастырылатын ғимараттар көлденең сейсмикалық әсерлерге осьтік күштерге ұшыраған басым элементтер ұшырайтындықтан, онда бойлық (Х осімен) және көлденең (У осімен) бағыттарда ғимараттың құрылымдық типі, бұл құралдың 2.3.1 сәйкес, концентрлес байланыстарымен тіректерге жатады. Байланыстар барлық қабаттарда орта аралықтарда ғимарат периметрі бойынша, 1 және 4 осьтер бойынша, және А және Г қатарлары бойынша орналасқан. Тіректің ұстындары арқалықтармен және аражабын тақтайларымен қосылған.

Схемалық жоспары мен кесінділер Г.1 суретінде берілген, ал тіректің жалпы түрі - Г.2 суретінде.

Бұл мысалда алдын ала есеп бойынша алынған ғимарат тірегінің құрылымдық элементтерінің қималары келесідей:

а) Ұстындар –НЕА профилінен прокатты болат екітаврлы қималар:

– байланыстық жүйеге кіретін Б, В қатарлары және 2,3 осьтер бойынша бірінші және екінші қабаттардың колонналары үшін НЕА 360 профилі қабылданды;

– Б, В қатарлары және 2,3 осьтер бойынша бірінші және екінші қабаттардың орташа колонналары үшін НЕА 280 профилі қабылданды;

– Б, В қатарлары және 2,3 осьтер бойынша үшіншіден бесіншіге дейінгі қабаттардың колонналары үшін НЕА 320 профилі қабылданды;

– Б, В қатарлары және 2,3 осьтер бойынша үшіншіден бесіншіге дейінгі қабаттардың орташа колонналары үшін НЕА 240 профилі қабылданды;

– А, Г қатарлары және 1,4 осьтер бойынша біріншіден бесіншіге дейінгі қабаттардың бұрыфштық колонналары үшін НЕА 180 профилі қабылданды.

б) Арқалықтар – IPN профилінен прокатты болат екі таврлы қималар:

– бірінші, екінші, үшінші және төртінші қабаттардың үстінде аражабындарда А, Г шеткі қатарлары бойынша және 1, 4 осьтері бойынша арқалықтар үшін IPN 260 профилі алынған;

– бесінші қабаттың үстінде аражабында А, Г шеткі қатарлары бойынша және 1, 4 осьтері бойынша арқалықтар үшін IPN 240 профилі алынған;

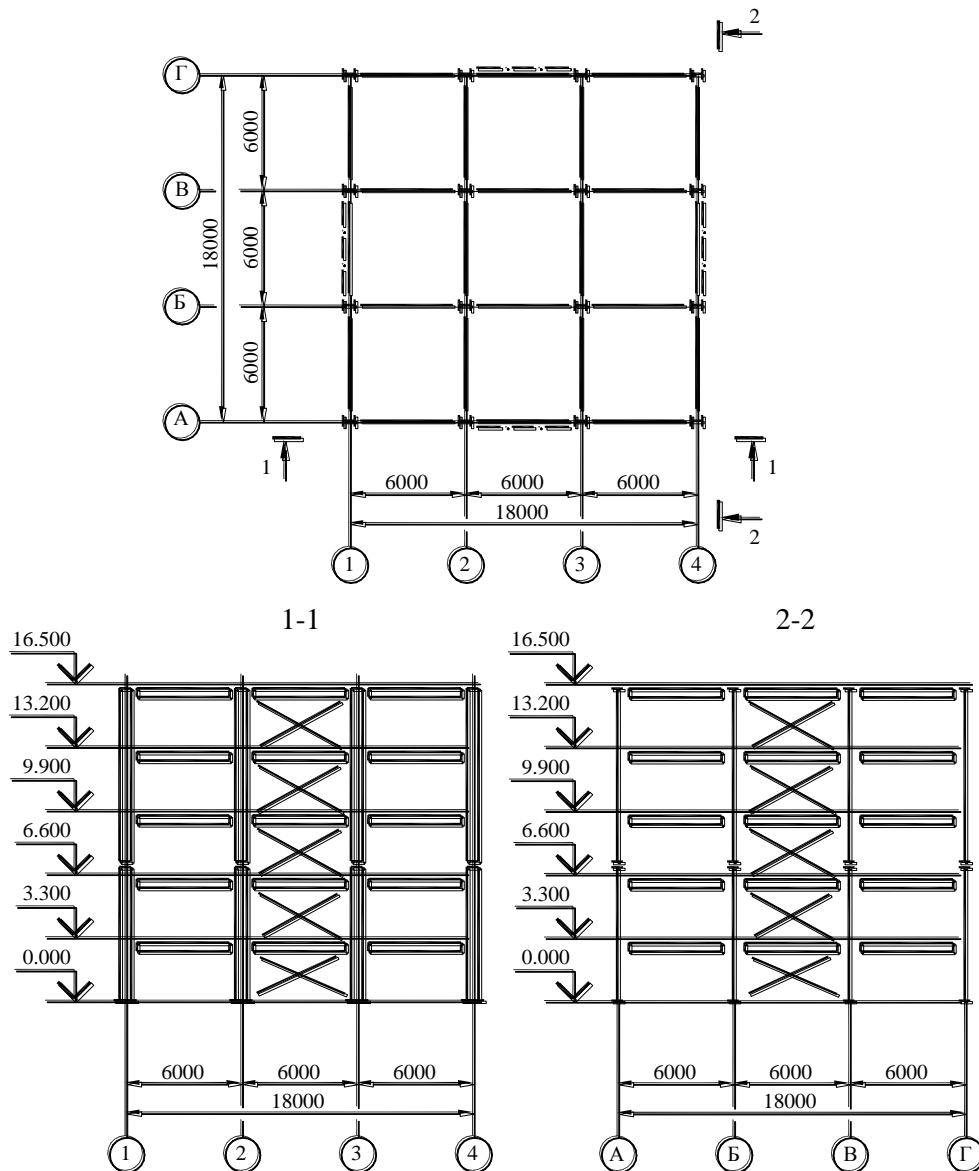
– бірінші, екінші, үшінші және төртінші қабаттардың үстінде аражабындарда Б, В орта қатарлар бойынша және 2, 3 осьтері бойынша арқалықтар үшін IPN 320 профилі алынған;

– бесінші қабаттың үстінде аражабында Б, В орта қатарлар бойынша және 2, 3 осьтері бойынша арқалықтар үшін IPN 280 профилі алынған.

в) Концентрлес байланыстар– тік бұрышты қиманың тұйық профильдерінен:

- бірінші қабатта –□ 160×80×10 мм, болат S355H осы құралдың 2.2 Кестесі бойынша;
- екінші және үшінші қабаттарда –□ 140×70×8 мм, S355H болат;
- төртінші қабатта –□ 120×60×8 мм, болат S235H осы құралдың 2.2 Кестесі бойынша;
- бесінші қабатта –□ 100×60×3,6 мм, болат S235H.

#### ТИПТІК ҚАБАТТЫҢ ЖОСПАРЫ



Г.1 сурет – Ғимараттың сызбалық жоспары және каркас кесімдері

Аражабындары мен жабын қалыңдығы 180 мм тұтасқұйма темірбетон алынған.

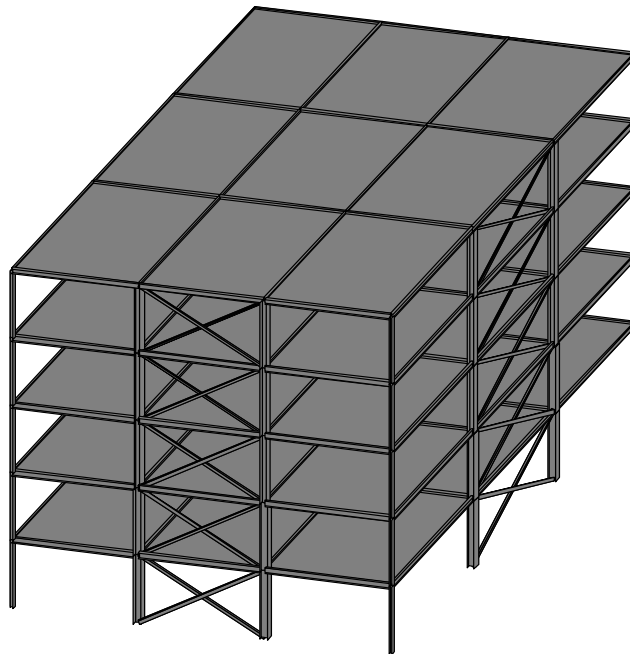
Аражабындары жеңіл тиімді материалдардан тіректі құрылымнан алынған.

Сыртқы қабырғалық қоршаулар шыны пакеттермен толтырумен алюминий профильдерден сөрелік түптемелерден алынған.

Ғимараттың төбесі – біріктірілген, орамдық материалдардан.

Ғимараттың құрылымдық элементтерінің материалы:

- тіректің барлық ұстындары – S355 болат осы құралдың 2.2 Кестесі бойынша;
- тіректің барлық арқалықтары – S275 болат осы құралдың 2.2 Кестесі бойынша;
- концентрлес байланыстар – болат жоғарыда көрсетілген;
- аражабындар мен жабынның тақтайлары – C25/30 сыныпты бетон.



Г.2 сурет– Ғимарат каркасының жалпы көрінісі

Бұл ғимарат жоспарда және биіктігі бойынша реттеуші ретінде жіктеледі, себебі келесі талаптар орындалады:

- ғимараттың құрылымдық жүйесінде массалар мен көлденең сұйықтықтарды екі ортогоналды осьтерге қатысты жоспарда симметриялы бөлу;
- жоспарда ғимараттың конфигурациясы жинақы, шығыңқыларсыз алынған;
- жоспарда аражабындардың қаттылығы тік құрылымдық элементтердің (ұстындардың) көлденең қаттылығынан асады;

–  $\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 18,0/18,0 = 1,0$  тең жоспардағы ғимараттың иілгіштігі, 4,0 – жоспарда реттеуші деп жіктелген ғимараттарға бұл құралдың 2.4 Бөлімшесінде көрсетілген шамадан аспайды. Бұл жерде  $L_{\max}$  және  $L_{\min}$  – ортогоналды бағыттардағы жоспардағы ғимараттың өлшемдері;

– көлденең жүктемелерді қабылдайтын тіректің барлық құрылымдары ғимараттың үстіне дейін іргетастан үзілмейтін;

– көлденең қаттылықтар және жекелеген қабаттардың массалары тұрақты немесе ғимараттың үстіне негізден кішірейеді.

Қарастырылатын ғимарат диссипативті құрылымдық, яғни диссипативті элементтер деп аталатын ғимараттың тірегінің элементтерінің берік емес мінезінің арқасында сейсмикалық әсерлерге кедергілесу қасиетінің есебінен энергияның гистерезисті шашылуына және пластикалық деформациялануына қасиетіне мінезді ескерумен жобаланған. Бұл тіректе пластикалық деформациялардың дамуы концентрлес X- тәрізді байланыстардың созылған диагональдарында қарастырылған.

Жобаланатын ғимарат бұл құралдың 2.1.1 сәйкес, құрылымдардың созымдылығының орта DCM сыныбына жатады. Айналуға жеткілікті қаттылыққа ие және DCM созымдылық сыныбына



сәйкес келетін, жоспарда және биіктігі бойынша тұрақты концентрлес диагоналды байланыстарымен қаңқаларға арналған құралдың 2.3.2 және 2.5 кестесіне сәйкес,  $q$  мінез коэффициенті  $q = 4$  тең деп алынады.

Есепте қабылданған тұрақты және ауыспалы (қоса салынған) жүктемелердің мәндері осы құралдың В Қосымшаның В.1 Кестесінде келтірілген.

## Г.2 Сейсмикалық қауіптілік және құрылыс алаңындағы грунттық жағдайлары

Бұл мысалда қарастыратын ғимараттың құрылыс алаңы орналасқан аймақ үшін қабылданған:

- ең жоғары күшею мәні  $a_{gR(475)}$  карта бойынша  $I-1_{475} - 0,45g$ ;
- ең жоғары күшею мәні  $a_{gR(2475)}$  карта бойынша  $I-1_{2475} - 0,60g$ ;
- карта бойынша аймақтың сейсмикалылығы  $I-2_{475} - 9$  балл;
- карта бойынша аймақтың сейсмикалылығы  $I-2_{2475} - 9$  балл.

Инженерлік- геологиялық ізденіс нәтижелерінің негізінде белгіленген сейсмикалық қасиеттер бойынша құрылыс алаңының топырақ жағдайлары «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ереже. Сейсмикалық әсерлер» Құралдың 3.1 Кестесі бойынша II типке сәйкес келеді.

Инженерлік- геологиялық ізденіс нәтижелері бойынша және микросейсмикалық аймақтау картасы бойынша алаңның сейсмикалылығы 9 баллды құрайды.

ЕСКЕРТУ Қазақстан Республикасының аумағын жалпы сейсмикалық аумақтау карталары әлі әзірленуге жататындықтан, жоғарыда келтірілген аймақ пен құрылыс алаңының сейсмикалық қауіптілігі туралы деректер шартты алынған.

Бұл құралдың В Қосымшасының В.2 сәйкес, объектілердің бұзылуының жоқтығы бойынша талапты тексерген кезде ескерілетін  $a_g$  күшейтудің есептік мәні ретінде, құралдың (В.1) және (В.2) формулаларымен анықталатын екі мәннен үлкенін қабылдау қажет.

Бұл мысалда қабылданған II жауапкершілік сыныпты ғимарат үшін жауапкершілік коэффициентінің мәні  $\gamma_1 = 1,0$  тең.

(В.1) және (В.2) формулаларынан үлкен ең жоғары күшею мәні анықталады  $a_g$ :

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} = 1,0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,6g = 0,40g$$

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} = 1,0 \cdot 0,45g = 0,45g$$

Есептеу үшін күшеюдің  $a_g$  есептік мәні алынған:  $a_g = 0,45g$ .

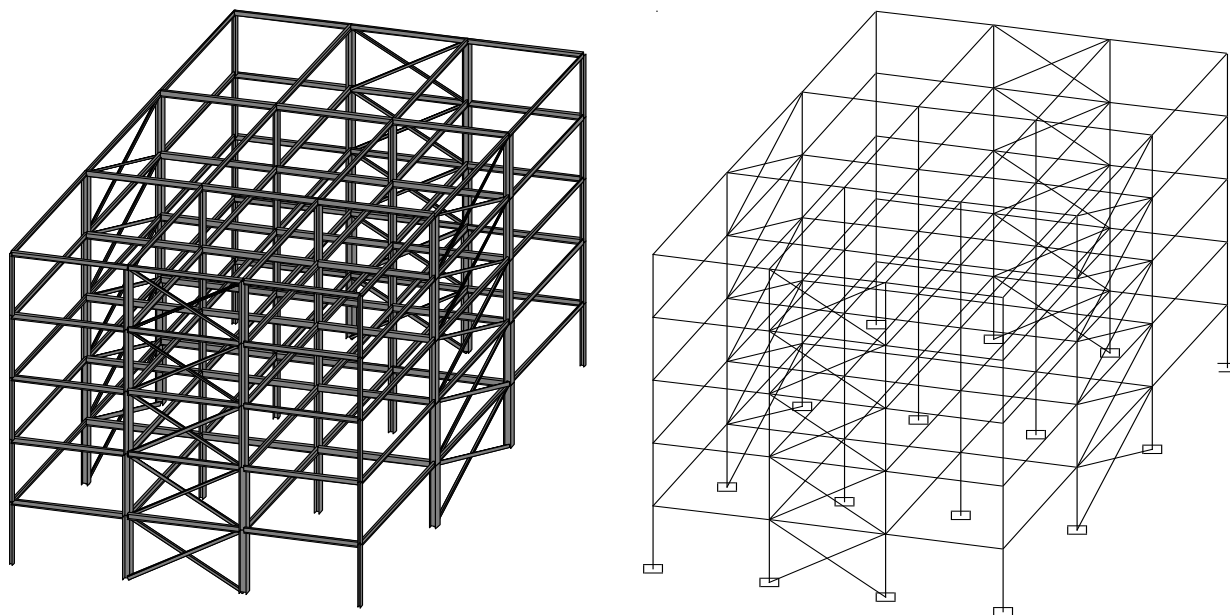
## Г.3 Ғимараттың есептік моделі

Ғимараттың есептік үлгісі ұстындарды, аркалықтар мен концентрлес диагоналды байланыстарды сипаттайтын өзектік соңғы элементтерден (Г.3 сурет) кеңістіктік жүйе түрінде алынған. Ғимараттың барлық құрылымдық элементтерінің өлшемдері (ұстындар, аркалықтар мен байланыстар) олардың жобалық өлшемдеріне сәйкес келетін болып қабылданған.

Топырақ негізінің иілгіштігі есепте ескерілмеген. Қоршайтын құрылымдар мен аражабындардың тіректің жұмысына әсері есепте ескерілмеген. Есептік үлгінің аражабын тақтайлары есепте ескерілмеген. Қабатаралық жабындар мен аражабынның дискілері өз жазықтығында жете қалыптаспайтын етіп берілген.

Есептік үлгіде ескерілмеген, құрылымдық және құрылымдық емес элементтердің салмақтары, сондай-ақ оларға қоса тіркелетін жүктемелер көлденең аркалықтарға берілген.

Сейсмикалық жүктемелерлі анықтау және сейсмикалық әсерлерді есептеу кезінде ескерілетін ғимараттың массалары есептік схеманың тораптарында шоғырланған болып қабылданған және тұрақты және ауыспалы жүктемелерді ескерумен анықталған.



Г.3 сурет – Ғимараттың есептік схемасы

Ғимараттың массаларын анықтау кезінде тұрақты және ауыспалы жүктемелер осы құралдың В Қосымшасының (В.3) Формуласына сәйкес құрастырылған.

(В.3) Формуласында алынған және сейсмикалық әсерлерді анықтау үшін қолданылатын  $\psi_{\text{Б}}$  комбинациялар коэффициенті құралдың (В.4) Формуласы бойынша есептелген.

Бұнымен қоса  $\varphi$  коэффициентінің мәні «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» Құралының 4.1 Кестесі бойынша алынған. Бұл мысалда ауыспалы жүктемелер үшін қабатаралық аражабындарға коэффициенті  $\varphi = 0,8$  алынған.

$\psi_{2i}$  коэффициентінің мәндері «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» Құралының 4.2 Кестесі бойынша алынған:

- ауыспалы жүктемелер үшін қабатаралық аражабындарға – 0,3;
- жабынға қарлық жүктемелер үшін – 0.

(В.4) Формулаға сәйкес  $\psi_{\text{Б}}$  коэффициенттерінің келесі мәндері алынған:

- ауыспалы жүктемелер үшін қабатаралық аражабындарға – 0,24;
- жабынға қарлық жүктемелер үшін – 0.

Массалар есептік схеманың барлық тораптары үшін (В.3) Формуласы бойынша немесе есептік бағдарламасының көмегімен анықталады (бұл мысалда – SCAD бағдарламасының көмегімен).

Төменде  $\psi_{\text{Б}}$  коэффициентін ескерумен, ғимарат қабаттары бойынша қосымша массалар келтірілген.:

- бірінші және екінші қабаттар үшін –  $m_1 = m_2 = 262$  т;
- үшінші және төртінші қабаттар үшін –  $m_3 = m_4 = 262$  т;
- бесінші қабат үшін –  $m_5 = 195$  т.

Тұрақты есептік жағдайлар үшін, ғимарат жабынына қарлық жүктеме бұл құралдың В Қосымшасының В.1.3 бойынша қабылданған:  $S = 1,0 \text{ кН/м}^2$ .

#### Г.4 Материалдардың есептік сипаттамалары

Осы құралдың 2.2 Бөлімшесіне сәйкес, тірек элементтері үшін бөлімшеде келтірілген барлық талаптарды қанағаттарынатын келесі материалдар алынған көрсетілген тарауда келтірілген:

– барлық ұстындар үшін EN 10025-2 бойынша аққыштық шегінің номиналды мәнімен  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  және уақыттық кедергімен  $f_u = 490 \text{ Н/мм}^2$  S355 болаты алынды;

– барлық арқалықтар үшін EN 10025-2 бойынша аққыштық шегінің номиналды мәнімен  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$  және уақыттық кедергімен  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$  S275 болаты алынды;

– концентрлес байланыстар үшін EN 10210-1 бойынша аққыштық шегінің номиналды мәнімен  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  және  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$  және уақыттық кедергімен  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$  және  $f_u = 360 \text{ Н/мм}^2$  сәйкесінше, S355H және S235H болаттар алынды.

#### Г.5 Есептік сейсмикалық әсердің параметрлерін анықтау

Бұл мысалда сейсмикалық жүктемелер ҚР ҚН EN 1998-1 4.3.3.2 келтірілген көлденең күш әдісіне қарағанда неғұрлыс қатаң жағдайда сейсмикалық әсерлерді анықтау мүмкіндік беретін, «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» Құралының 6.2.2 сәйкес «модалды- спектрлік әдіспен» анықталған.

Қарастырылып отырған ғимаратқа сейсмикалық әсер бір уақытта әрекет ететін, ортогоналды бағыттардағы көлденең құраушылармен екі құраушыты болып алынған. Екі құраушы реакцияның бірдей спектрлерімен сипатталған.

Сейсмикалық әсердің көлденең құраушыларын сипаттайтын реакцияның есептік спектрі  $S_d(T)$ , бұл құралдың В Қосымшасының (B.5) ÷ (B.7) Формулалары бойынша анықталған.

«Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ереже. Сейсмикалық әсерлер» Құралының 3.5 кестесіне сәйкес II типті қабылданған топырақ жағдайлары үшін:

$$T_B = 0,25 \text{ с}, T_C = 0,64 \text{ с}.$$

Топырақ жағдайларының II типі үшін S коэффициенті бұл құралдың (B.8) өрнегінің көмегімен анықталады:  $1,1 \leq S = (1,8 - 2 \cdot a_g / g) \leq 1,6$ .

Г.2 қабылданған есептік күшею мәні үшін  $a_g = 0,45g$ , S коэффициенті тең:  $S = (1,8 - 2 \cdot a_g / g) = (1,8 - 2 \cdot 0,45g / g) = 0,9 < 1,1$ .

Сондықтан есеп үшін алынады  $S = 1,1$ .

Созымдылықтың орта DCM сыныбына сәйкес келетін концентрлес X- тәрізді диагоналды байланыстары бар берілген тірек үшін, мінез коэффициенті  $q = 4$  тең деп алынған (мысалдың Г.1 қараңыз).

Ғимаратты есептеген кезде, мысалдың Г.7 анықталатын көлденең сейсмикалық жүктемелерден басқа, массалардың орналасуында белгісіздіктермен және сейсмикалық қозғалыстың кеңістіктік вариациясымен себепші болған, жоспарда ғимараттың айналу әсерлері ескерілген.

Массалардың орналасуында белгісіздіктерді және сейсмикалық қозғалыстың кеңістіктік вариациясын ескеру үшін, әрбір қабатта i массалардың есептік орталықтары бұл құралдың (B.9) Өрнегі бойынша анықталатын, кездейсоқ эксцентриситет шамасына әрбір бағытта номиналды күйіне қатысты ығысқан  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$

Бұл ережеге сәйкес ғимаратты есептеу кезінде номиналды күйге қатысты массалардың мүмкін ығысуының бес нұсқалары ескерілген:

$$1) e_x = 0 \text{ м}, e_y = 0 \text{ м};$$

$$2) e_x = 0,9 \text{ м}, e_y = -0,9 \text{ м};$$

- 3)  $e_x = -0,9$  м,  $e_y = 0,9$  м;  
 4)  $e_x = -0,9$  м,  $e_y = -0,9$  м;  
 5)  $e_x = 0,9$  м,  $e_y = 0,9$  м.

### Г.6 Ғимаратты модальды талдау нәтижелері

Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау үшін пішіндер бойынша жеке ауытқулары кезінде ғимараттың кезеңдері мен қозғалуларын білу қажет болғандықтан, бұл құралдың (В.3) өрнегі бойынша анықталған массалармен ғимаратты есептеу орындалған. Модальды талдау кезінде ғимараттың жеке ауытқулардың кезеңдері мен пішіндері сызықтық- беріктік жұмысын болжап, құрылымның мінезін сипаттайтын есептік модельді қолданумен (Г.1.3 қараңыз) анықталған. Есептеу сейсмикалық әсерлердің екі ортогоналды бағыттары үшін «SCAD» бағдарламасының көмегімен орындалған. Әрбір бағыт үшін есепте ескерілген ғимараттың жеке ауытқу пішіндерінің саны сегіз деп алынған.

Есептеу нәтижесінде кезеңнің әрбір бағыты мен ауытқу пішіндері бойынша жеке ауытқулар кезінде жылжулар үшін келесі маңыздылары алынған:

а) ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсер үшін (есепте қабылданған Х осі бойынша):

– кезеңдер:  $T_1 = 0,808$ ;  $T_2 = 0,285$ ;  $T_3 = 0,173$ ;

– бірінші пішін үшін қабаттар бойынша қозғалу (ауытқулардың негізгі сарыны):

$X_1 = 13$  мм;  $X_2 = 25$  мм;  $X_3 = 36$  мм;  $X_4 = 46$  мм;  $X_5 = 53$  мм.

б) ғимараттың көлденең бағытында сейсмикалық әсер үшін (есепте қабылданған У осі бойынша):

– кезеңдер – кезеңдер –  $T_1 = 0,880$ ;  $T_2 = 0,319$ ;  $T_3 = 0,202$ ;

– бірінші пішін үшін қабаттар бойынша қозғалу (ауытқулардың негізгі сарыны):

$U_1 = 12$  мм;  $U_2 = 26$  мм;  $U_3 = 39$  мм;  $U_4 = 50$  мм;  $U_5 = 59$  мм.

### Г.7 Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау

Таңдалған бағытта есептік сейсмикалық жүктеме  $F_{ik}$  «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 6.2.2.1 (6.1) өрнегіне сәйкес келетін, бұл құралдың В Қосымшасы (В.10) өрнегі бойынша модальды- спектрлі әдіспен анықталған:

$$F_{ik} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik}$$

Сейсмикалық жүктеме Г.3 осы мысал бойынша анықталған есептік схеманың барлық тораптары үшін анықталады.

Төменде ғимараттың бойлық бағытымен сейсмикалық әсерлердің бір екінші пішіні үшін қабаттар бойынша  $F_i$  қосынды сейсмикалық жүктемелердің анықтамасы келтірілген (Х осі бойынша).

«Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 5.6 2 Қосымшаға сәйкес, биіктігі бес қабаттан артық ғимараттарға есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау кезінде екі коэффициенттердің біреуін ғана қабылдау қажет (мәні үлкенін):  $\gamma_1$  – күшеюдің есептік мәнін анықтау кезінде ескерілетін жауапкершілік коэффициенті  $a_g$ , немесе  $\gamma_h$ . Бұл құралдың (В.11) өрнегіне сәйкес, қарастырылып отырған бес қабатты ғимарат үшін  $\gamma_h$  коэффициентінің мәні 1,0 тең және жауапкершілік коэффициенті  $\gamma_1 = 1,0$  (Г.2 қар.).

Бірінші қабат үшін, ауытқулардың негізгі сарыны үшін ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсердің ауытқуларының екінші пішіні үшін (Х осімен) кезеңі  $T_1 = 0,808$  с,

анықталады:

– реакциялардың есептік спектрі  $S_d(T_k)$   $T_1 = 0,808$  с  $> T_C = 0,640$  үшін Бұл құралдың В Қосымшасының (В.7) өрнегі бойынша анықталады:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot \left[ \frac{0,640}{0,808} \right] = 2,404 \text{ м/с}^2,$$

бұнымен қоса  $S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2 > \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot S \cdot a_g = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 0,45 \cdot 9,81 = 0,970 \text{ м/с}^2$ .

– коэффициент  $\eta_{ik}$  (В.13) Өрнегі бойынша анықталады:

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \cdot \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j X_k^2(x_j)} = \frac{13 \cdot (262 \cdot 13 + 262 \cdot 25 + 262 \cdot 36 + 262 \cdot 46 + 195 \cdot 53)}{262 \cdot 13^2 + 262 \cdot 25^2 + 262 \cdot 36^2 + 262 \cdot 46^2 + 195 \cdot 53^2} = 0,329;$$

– тиімді модалдық масса  $m_{ik}$  құралдың (В.12) Өрнегі бойынша анықталады:

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 0,329 = 86,2 \text{ т};$$

– есептік сейсмикалық жүктеме  $F_{ik}$  құралдың (В.10) Өрнегі бойынша анықталады:

$$F_{ik,1} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 86,2 = 207 \text{ кН}$$

Екінші кабат үшін, ауытқулардың негізгі сарыны үшін ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсердің ауытқуларының екінші пішіні үшін (Х осімен) кезеңі  $T_1 = 0,808$  с, алынды:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 0,633; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 0,633 = 165,9 \text{ т};$$

$$F_{ik,2} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 165,9 = 400 \text{ кН}.$$

Үшінші кабат үшін, ауытқулардың негізгі сарыны үшін ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсердің ауытқуларының екінші пішіні үшін (Х осімен) кезеңі  $T_1 = 0,808$  с, алынды:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 0,912; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 0,912 = 239,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,3} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 239,0 = 575 \text{ кН}.$$

Төртінші кабат үшін, ауытқулардың негізгі сарыны үшін ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсердің ауытқуларының екінші пішіні үшін (Х осімен) кезеңі  $T_1 = 0,808$  с, алынды:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 1,165; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 1,165 = 305,2 \text{ т};$$

$$F_{ik,4} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 305,2 = 734 \text{ кН}.$$

Бесінші кабат үшін, ауытқулардың негізгі сарыны үшін ғимараттың бойлық бағытында сейсмикалық әсердің ауытқуларының екінші пішіні үшін (Х осімен) кезеңі  $T_1 = 0,808$  с, алынды:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 1,342; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 195 \cdot 1,342 = 261,7 \text{ т};$$

$$F_{ik,5} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 261,7 = 629 \text{ кН}.$$

Осыған ұқсас, жоғарыда келтірілген өрнектер бойынша, ғимараттың бойлық бағытымен сейсмикалық әсердің барлық маңызды пішіндері үшін (Х осімен) және ғимараттың көлденең бағытымен сейсмикалық әсердің барлық маңызды пішіндері үшін (У осімен) есептік схеманың әрбір торабы үшін сейсмикалық жүктемелер анықталады. Ғимараттың барлық кабаттарында барлық тораптар үшін анықталған алынған сейсмикалық жүктемелер есептік схемаға квазистатикалық әсерлер ретінде беріледі және әсерлер анықталады.

«Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 6.2.2.1.6 сәйкес, модалды- спектрлі әдіспен сейсмикалық әсерлерді анықтау кезінде ғимараттың жалпы реакциясына едәуір әсер ететін ауытқулардың барлық пішіндерін ескеру қажет. Бұл мысалда бұл талапты орындалған деп санауға болады, себебі жоғарыда көрсетілген құралдың 6.2.2.1.7 сәйкес, келесі шарттар орындалады:

– ғимараттың бойлық бағытымен ауытқулардың сегіз пішіндері үшін ескерілетін  $M_k$  тиімді модалдық массалардың сомасы (Х осімен) ғимараттың жалпы массасынан 98,7 % құраған;

– ғимараттың көлденең бағытымен ауытқулардың сегіз пішіндері үшін ескерілетін  $M_k$  тиімді модалдық массалардың сомасы (У осімен) ғимараттың жалпы массасынан 97,8 % құраған.

Сейсмикалық әсерлерге есептеуді сондай-ақ қажет болған жағдайда бағдарламадағы

сейсмикалық жүктемелерді анықтау бойынша негізгі деректерді талдаумен және түзетумен, пайдаланушыдағы бағдарламалардың (мысалы, SCAD) көмегімен орындауға болады.

Г.1 Кестесінде SCAD бағдарламасы бойынша есептеу кезінде бұл мысалда алынған екі ортогоналды бағыттар үшін есептелген жеке ауытқулардың нысандары бойынша  $F_i$  есептік сейсмикалық жүктемелердің қосынды мәндері алынған, төменде әрбір бағыттың негізгі пішіні үшін қабаттар бойынша бұл жүктемелердің бөлінуі келтірілген.

**Г.1 кесте – Сейсмикалық әсерлер кезінде есептік көлденең жүктемелердің шамалары**

Ауытқулар пішінінің №	Ғимараттың бойлық бағытта әсері кезінде есептік сейсмикалық жүктемелердің қосынды мәндері (кН) (X осімен)	Ғимараттың көлденең бағытта әсері кезінде есептік сейсмикалық жүктемелердің қосынды мәндері (кН) (Y осімен)
1	0	2197
2	2442	0
3	0	0
4	0	376
5	365	0
6	0	0
7	0	117
8	98	0

Қосынды мәні Г.1 келтірілген әрбір бағыт үшін негізгі пішіндер үшін  $F_i$  есептік сейсмикалық жүктемелерді қабаттар бойынша бөлу, келесідей:

а) ғимараттың бойлық бағытымен сейсмикалық әсер ету кезінде (X осімен):

- бірінші қабат үшін – 190 кН;
- екінші қабат үшін – 376 кН;
- үшінші қабат үшін – 558 кН;
- төртінші қабат үшін – 710 кН;
- бесінші қабат үшін – 608 кН;

б) ғимараттың көлденең бағытымен сейсмикалық әсер ету кезінде (Y осімен):

- бірінші қабат үшін – 156 кН;
- екінші қабат үшін – 332 кН;
- үшінші қабат үшін – 500 кН;
- төртінші қабат үшін – 643 кН;
- бесінші қабат үшін – 566 кН.

Әрбір қабат үшін жоғарыда есептелген ауытқулардың негізгі екінші пішіні үшін ғимараттың бойлық бағытымен (X осімен) әсер ету кезінде есептік сейсмикалық жүктемелердің  $\sum F_{ik} = 2545$  кН тең қосынды мән, SCAD бағдарламасы бойынша есептеу кезінде алынған мәннен біраз ерекше ( $\sum F_i = 2442$  кН болатын Г.1 кестесін қар.). Бұл массалар мен ауыспалылығын анықтау кезіндегі қателіктермен түсіндіріледі.

Г.1 кестесінде келтірілген сейсмикалық жүктемелердің шамалары  $e_x = 0$  м және  $e_y = 0$  м кездейсоқ эксцентриситеттермен есептен алынған.

Г.5 келтірілген кездейсоқ эксцентриситеттерді ескерумен есептік сейсмикалық жүктемелер эксцентриситеттерді есептеу қарастырылған бағдарламалар бойынша есептеу кезінде анықталуы мүмкін.

Бұл мысалда бұл жүктемелер «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 6.2.2.2.3 сәйкес анықталған, оған сәйкес

әрбір қабат үшін құралдың (В.15) Өрнегі бойынша әрбір қабаттың тік осіне қатысты қолданылатын статикалық айналатын сәттер  $M_{ai}$  есептелген.

Әрбір қабат үшін айналу  $F_{i,кр}$  сейсмикалық жүктеме 2.18 [9] ұқсастық бойынша алынған (В.16) Өрнек бойынша анықталған. осы оқу құралының, (10) формуласына ұқсас қабылданған, 2.18 [9] келтірілген.

Мысалда әрбір эксцентриситет үшін айналу  $F_{i,кр}$  сейсмикалық жүктемелер жеке анықталған. Төменде әрбір қабатқа қолданылатын  $F_i$  жүктемелер жоғарыда келтірілген бойлық бағытта (Х осімен) сейсмикалық әсердің негізгі пішіні үшін ғимарат бұрылысынан барлық қабаттар бойынша  $F_{i,кр}$  сейсмикалық жүктемелердің анықтамасы келтірілген.

Ғимараттың қарастырылатын мысалында тік құрылымдардың қаттылықтары екі ортогоналды осьтерге қатысты симметриялы болғандықтан, қаттылықтар ортасы қабаттың геометриялық ортасында тұр.

Қарама- қарсы белгілерімен А және Г қатарлары бойынша салынған Х осімен сейсмикалық әсер үшін  $F_{i,кр}$  айналу  $F_{i,кр}$  жүктемелер, құралдың (В.16) Өрнегі бойынша есептелген:

– бірінші қабат үшін:

$$F_{i,кр,1} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{\sum_{a=1}^n (C_{ai}^x \cdot \ell_{ya}^2)} \cdot e_{ai} \cdot F_i =$$

$$= \frac{(2510+33090) \cdot 2 \cdot 9,0}{(2510+33090) \cdot 9,0^2 \cdot 4 + (33090+13670 \cdot 3,0^2 \cdot 4)} \cdot 0,9 \cdot 190 = 8,3 \text{ кН},$$

мұнда ғимараттың бірінші қабаты үшін бұрыштық (айналатын) қаттылық көлденең жазықтықта бұрылған кезде құралдың (В.17) Өрнегі бойынша анықталған;

– екінші қабат үшін:  $F_{i,кр,2} = 17,1 \text{ кН}$ ;

– үшінші қабат үшін:  $F_{i,кр,3} = 25,0 \text{ кН}$ ;

– төртінші қабат үшін:  $F_{i,кр,4} = 31,7 \text{ кН}$ ;

– бесінші қабат үшін:  $F_{i,кр,5} = 27,2 \text{ кН}$ .

Қарама- қарсы белгілерімен Б және В қатарлары бойынша салынған Х осімен сейсмикалық әсер үшін  $F_{i,кр}$  айналу  $F_{i,кр}$  жүктемелер тең:

– бірінші қабат үшін:

$$F_{i,кр,1} = \frac{(33090+13670) \cdot 2 \cdot 3,0}{(2510+33090) \cdot 9,0^2 \cdot 4 + (33090+13670 \cdot 3,0^2 \cdot 4)} \cdot 0,9 \cdot 190 = 3,6 \text{ кН} ;$$

– екінші қабат үшін:  $F_{i,кр,2} = 6,2 \text{ кН}$ ;

– үшінші қабат үшін:  $F_{i,кр,3} = 9,8 \text{ кН}$ ;

– төртінші қабат үшін:  $F_{i,кр,4} = 12,5 \text{ кН}$ ;

– бесінші қабат үшін:  $F_{i,кр,5} = 11,2 \text{ кН}$ .

Алынған күштер есептік схеманың тораптарына салынған – 9 жүктелу. Эксцентриситет үшін  $e_{ai} = e_y = 0,9 \text{ м}$  (10 жүктелу) жоғарыда аталған жүк салмақтардың кері бағыты бар.

Осыған ұқсас эксцентриситеттермен  $e_x = \pm 0,9 \text{ м}$  (7 және 8 жүктелулер) көлденең бағытта (У осімен) сейсмикалық әсер үшін айналу  $F_{i,кр}$  жүктемелер анықталған.

## Г.8 Ғимаратқа түсірілген есептік жүк

Төменде SCAD бағдарламасы бойынша есептеу үшін, берілген мысалда алынған ғимараттың есептік моделінің жүктемелері келтірілген:

1 жүктелу – құрылымдардың меншікті салмағы;

2 жүктелу – тұрақты жүктеме;

3 жүктелу – қабатаралық жабындарға ауыспалы (қоса салынған) жүктеме;

4 жүктелу – жабынға қар жүктеме;

5 жүктелу – Х бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме (кездейсоқ эксцентриситеттерді ескерусіз);

6 жүктелу – У бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме (кездейсоқ эксцентриситеттерді ескерусіз);

7 жүктелу – Ғимараттың кездейсоқ эксцентриситетпен бұралуынан У бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме  $e_x = 0,9$  м;

8 жүктелу – Ғимараттың кездейсоқ эксцентриситетпен бұралуынан У бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме  $e_x = -0,9$  м;

9 жүктелу – Ғимараттың кездейсоқ эксцентриситетпен бұралуынан Х бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме  $e_y = -0,9$  м;

10 жүктелу – Ғимараттың кездейсоқ эксцентриситетпен бұралуынан Х бағытында ғимаратқа көлденең сейсмикалық жүктеме  $e_y = 0,9$  м.

Сейсмикалық әсерлердің жоғары деңгейін ескере отырып, ғимаратқа жел жүктемелері есепте ескерілмеді.

### Г.9 Есептеуде ескерілген әсерлер комбинациясы

Сейсмикалық әсердің әрбір бағыты үшін ауықтулардың маңызды пішіндерінің кезеңдері «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» Құралының (6.7) Өрнегінің шартына қанағаттандыратындықтан, яғни  $T_{k+1} \leq 0,9 \cdot T_k$ , онда сейсмикалық әсерлердің  $E_E$  максималды шамасы бұл құралдың (В.18) Өрнегі бойынша анықталған.

Сейсмикалық әсердің екі көлденең құраушыларының бір уақытта әсерімен себепші болған  $E_E$  әсерлерінің максималды мәндері, бұл мысалда Бұл құралдың В Қосымшасының (В.19) және (В.20) Өрнектерін пайдаланумен есептелген. Бұл өрнектерде әрбір құраушының белгісі қарастырылатын әсер үшін неғұрлым қолайсыз деп қабылданған.

Сейсмикалық есептік жағдайда әсерлердің  $E_d$  есептік мәні бұл құралдың (В.21) Өрнегі бойынша анықталған. Бұл есепте қабылданған сейсмикалық есептік жағдай үшін жүктелулер комбинациясы Г.2 Кестесінде келтірілген. Жүктелулер диагоналды байланыстарда созушы күштер туындайтын белгілермен қабылданған.

11 комбинация жеке бөлінген, сейсмикалық есептеу жағдайларына арналған комбинацияға енгізілген сейсмикалық емес жүктемелердің әрекетінен болатын арқалықтар мен колонналардағы (5.4 қар.) ықпалдардың әсерлерін анықтау кезінде болатындықтан, есептеудің сейсмикалық ықпалдарынан болатын әсерлер оқу құралының (5.2) формуласына сәйкес бөлек есепке алынады.

Тұрақты есептеу жағдайларына арналған ықпалдардың әсерлері  $E_d$  оқу құралының (В.22) формуласына сәйкес анықталды. Тұрақты есептеу жағдайлары үшін келесі комбинациялар (негізгі комбинациялар) есепке алынды:

– 12-комбинация - ( $\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle$ )  $\times 1,35$  “+”  $\langle 3 \rangle \times 1,5$  “+”  $\langle 4 \rangle \times 1,5 \times 0,5$ ;

– 13-комбинация - ( $\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle$ )  $\times 1,35$  “+”  $\langle 3 \rangle \times 1,5 \times 0,7$  “+”  $\langle 4 \rangle \times 1,5$ .



**Г.2 Кесте – Жүктелулердің комбинациялар кестесі (сейсмикалық есептік жағдай үшін)**

Комбинация №	Жүктелулер комбинациясы
1	«5» × (-1,0) “+” «6» × (-0,3)
2	«5» × (-0,3) “+” «6» × (-1,0)
3	(«5» + «10») × (-1,0) “+” («6» + «7») × (-0,3)
4	(«5» + «10») × (-0,3) “+” («6» + «7») × (-1,0)
5	(«5» + «9») × (-1,0) “+” («6» + «7») × (-0,3)
6	(«5» + «9») × (-0,3) “+” («6» + «7») × (-1,0)
7	(«5» + «10») × (-1,0) “+” («6» + «8») × (-0,3)
8	(«5» + «10») × (-0,3) “+” («6» + «8») × (-1,0)
9	(«5» + «9») × (-1,0) “+” («6» + «8») × (-0,3)
10	(«5» + «9») × (-0,3) “+” («6» + «8») × (-1,0)
11	(«1» + «2») × 1,0 “+” «3» × 0,3

**Г.10 Екінші текті әсерлер есебі**

Есептеулерді орындаған кезде ғимарат құрылымының деформацияланған геометриясын ескеретін, екінші текті әсерлерді (Р-Δ әсерлер) ескеру қажет. Екінші текті әсерлер ескерілмеуі мүмкін, егер ғимараттың барлық қабаттары үшін қабаттардың қисаю коэффициенті  $\theta \leq 0,10$  болған кезде, бұл құралдың (В.23) Өрнегінің шарты орындалса.

(В.23) өрнегінде  $d_f$  қабаттың есептік қисаюы қарастырылатын қабаттың жоғарғы және төменгі аражабындарының орта көлденең ауыспалылықтарының  $d_s$  айырмасы ретінде анықталады. Қарастырылатын қабаттың аражабындарының көлденең ауысулары  $d_s$  құралдың (В.24) Өрнегіне сәйкес анықталады.

Егер тірек есебі арнайы бағдарламалық қамтамасыз етуді қолданумен орындалса, екінші текті әсерлер автоматты ескеріледі және бағдарлама әсерлердің жоғары мәндерін береді. Бұл мысалда бұл тексеру орындалған және қабаттардың қисаю коэффициенті  $\theta$  Г.2 кестесінде келтірілген сейсмикалық әсерлердің комбинациялары үшін SCAD бағдарламасы бойынша ғимарат тірегінің жалпы есеп нәтижелері бойынша анықталған.

(В.23) Өрнегіне сәйкес орындалған  $\theta$  коэффициент есебі А қатары бойынша жақтау үшін Г.3 Кестесінде (Г.2 Кестесі бойынша 3 және 11 жүктелулер комбинациясы үшін) және 4 осі бойынша жақтау үшін Г.4 Кестесінде (Г.2 Кестесі бойынша 6 және 11 жүктелулер комбинациясы үшін) келтірілген.

Комбинациялар үшін  $P_{tot}$  және  $V_{tot}$  жүктелулер және  $d_e$  ауысулар SCAD бағдарламасы бойынша есептен алынған. А қатары мен 4 осі бойынша тораптардың ауысулары Г.4 және Г.5 Кестелерінде келтірілген.

Г.3 және Г.4 Кестелерінде келтірілген нәтижелерден (В.23) Өрнегі ғимараттың барлық қабаттары үшін орындалатыны шығады, яғни  $\theta < 0,1$  коэффициенті сәйкесінше бұл ғимарат үшін екінші текті әсерлер (Р-Δ әсер) ескерілмеуі мүмкін және тірек элементтерін тексеру үшін әсерлердің мәндері арттырусыз SCAD бағдарламасы бойынша тіректің жалпы есебінің нәтижелері бойынша алынады.

ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.2(4) сәйкес тіректер үшін жақтаулардың жалпы есебінде көлденең ауытқулар түріндегі жетілмегендіктерді есепте ескермеуге болады, егер ) бұл құралдың (В.25) Өрнегінің шарты орындалса:  $V_{tot} > 0,15 \cdot P_{tot}$ .

Бұл шарт мысалда қарастыратын ғимараттың барлық қабаттары үшін орындалады, мысалы:

– ғимараттың бірінші қабаты үшін қатар бойынша жақтаулар А:  $V_{tot} = 1370 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 5480 = 822 \text{ кН}$ ;

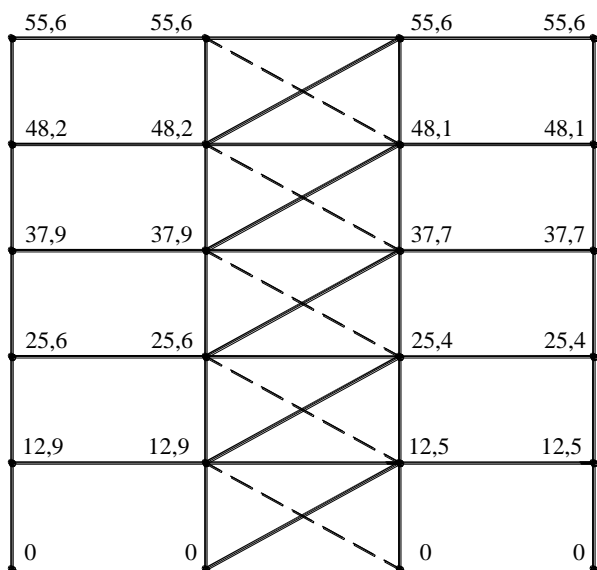
– бірінші қабат үшін 4 осі бойынша жақтаулар:  $V_{tot} = 1551 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 5612 = 842 \text{ кН}$ .

**Г.3 Кесте –θ қабаттардың қисаю коэффициентін анықтау (А қатар бойынша жақтау)**

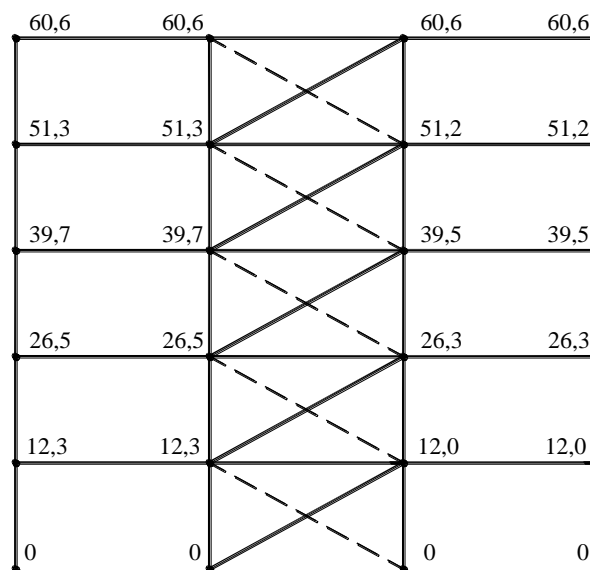
Қабат	Жалпы есептен орта ауысу, $d_e$	Ауысу, $d_s = d_e \cdot q$	Ауысулар айырмасы, $d_r$	Қабаттағы толық гравитациялық жүктеме, $P_{tot}$	Қосынды сейсмикалық көлденең күш, $V_{tot}$	Қабат биіктігі, $h$	Қабаттың қисаю коэффициенті, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	55,6	222,0	29,0	507	309	3300	0,015
4	48,2	193,0	42,0	1453	742	3300	0,025
3	37,8	151,0	49,0	2606	1020	3300	0,038
2	25,5	102,0	51,0	3804	1106	3300	0,053
1	12,8	51,0	51,0	5480	1370	3300	0,062

**Г.4 Кесте –θ қабаттардың қисаю коэффициентін анықтау (4 осі бойынша жақтау)**

Қабат	Жалпы есептен орта ауысу, $d_e$	Ауысу, $d_s = d_e \cdot q$	Ауысулар айырмасы, $d_r$	Қабаттағы толық гравитациялық жүктеме, $P_{tot}$	Қосынды сейсмикалық көлденең күш, $V_{tot}$	Қабат биіктігі, $h$	Қабаттың қисаю коэффициенті, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	60,6	242,0	37,0	553	416	3300	0,015
4	51,2	205,0	47,0	1557	874	3300	0,026
3	39,6	158,0	52,0	2749	1150	3300	0,038
2	26,4	106,0	57,0	4019	1260	3300	0,055
1	12,2	49,0	49,0	5612	1551	3300	0,054



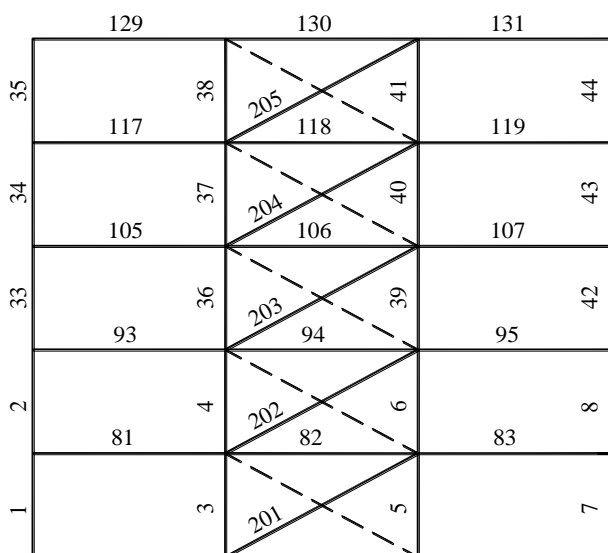
**Г.4 сурет – А қатары бойынша  
тораптардың ауысуы мм**



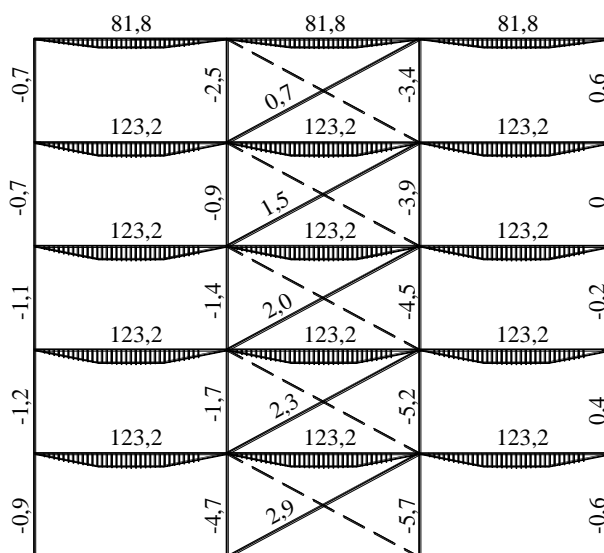
**Г.5 сурет – 4 осі бойынша  
тораптардың ауысуы мм**

### Г.11 Каркасты жалпы есептеу нәтижесі

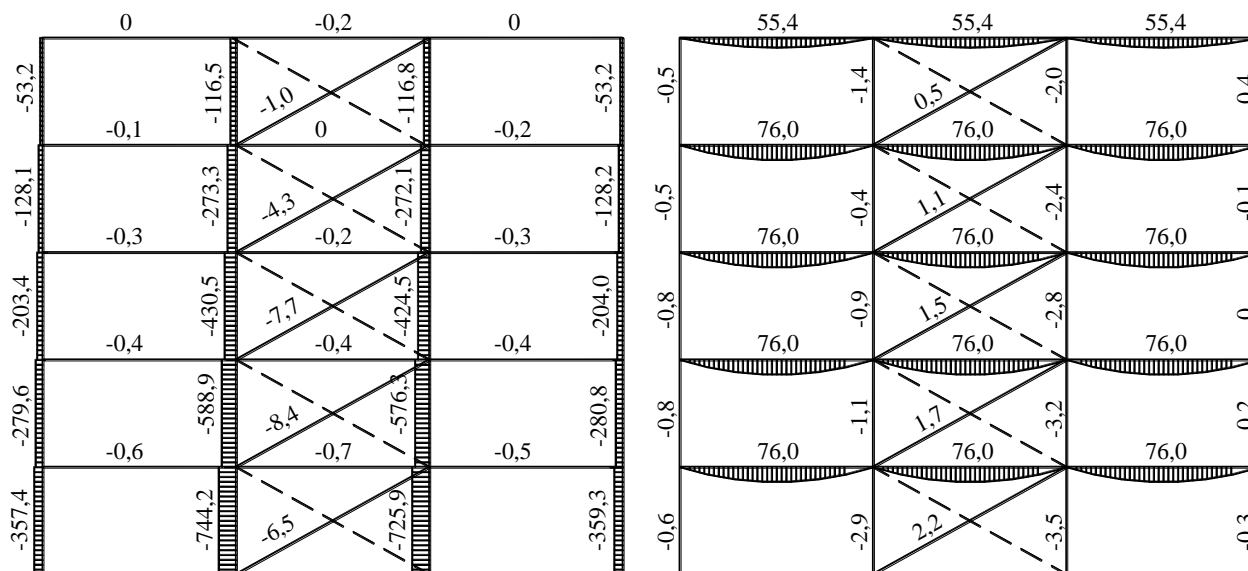
Тірек элементтерін тексеру үшін әсерлердің мәндері (ұстындар, арқалықтар және байланыстар) SCAD бағдарламасы бойынша орындалған жалпы есеп нәтижелері бойынша қабылданады. Төменде SCAD бағдарламасы бойынша есептен (Г.6 сурет) элемент нөмірлерімен А қатары бойынша жақтаудың схемалары және кН·м иілуші сәттер мен бұл жақтау үшін кН осьтік күштердің эпюрлары (Г.7 ÷ Г.11 Суреттер) келтірілген.



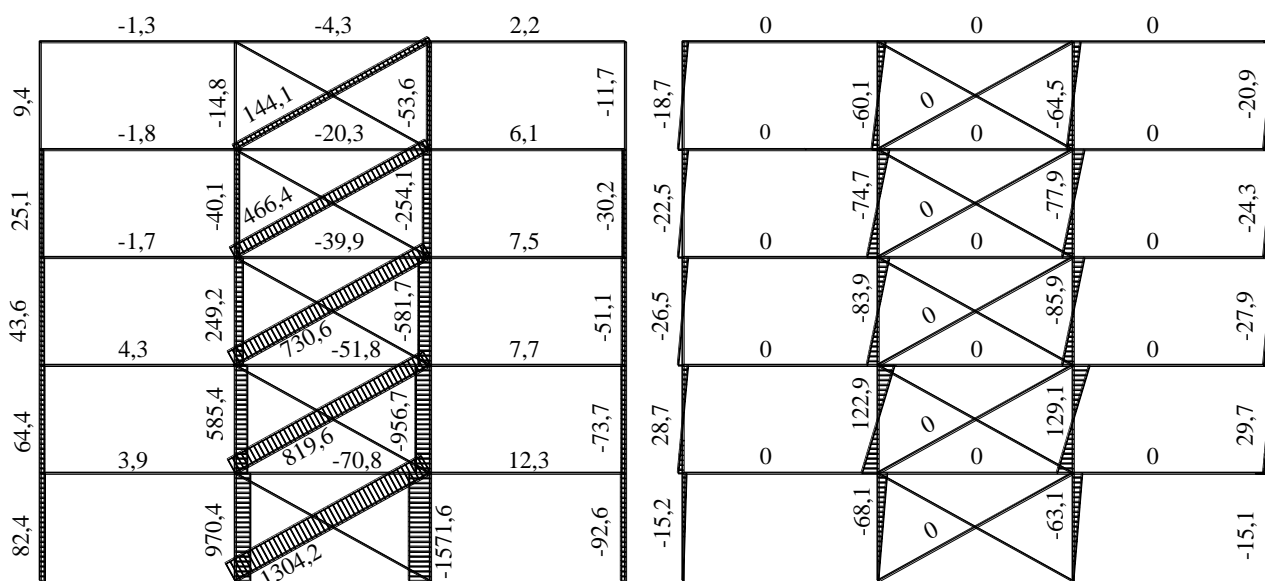
**Г.6 Сурет – Элемент нөмірлерімен  
А қатары бойынша жақтау схемалары**



**Г.7 Сурет – Тұрақты комбинация үшін  
 $M_{Ed,y}$  иілуші сәттер эпюрасы**



Г.8 Сурет –Гравитациялық жүктемелерден осьтік күштердің эпюрасы  $N_{Ed,G}$  Г.9 Сурет– $M_{Ed,G,y}$  гравитациялық жүктемелерден иілуші сәттер эпюрасы



Г.10 Сурет – Осьтік күштердің эпюрасы  $N_{Ed,E}$  сейсмикалық жүктемелерден

Г.11 Сурет – Иілуші сәттер эпюрасы  $M_{Ed,E,y}$  сейсмикалық жүктемелерден

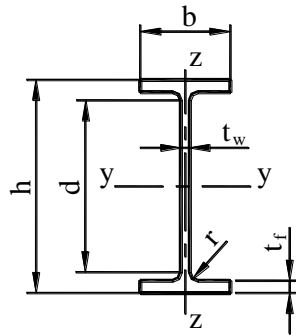
Г.7 суретінде тұрақты есептік жағдай үшін (комбинация 12) иілуші сәттер эпюрасы  $M_{Ed,G}$  көрсетілген, Г.8 суретте осьтік күштердің эпюрасы  $N_{Ed,G}$  көрсетілген, ал Г.9 суретте– сейсмикалық емес жүктемелердің әрекет етуінен иілуші сәттер эпюрасы  $M_{Ed,G,y}$  (гравитациялықтар сомасы– Г.2 Кестедегі 11 комбинация). Г.10 Суретте осьтік күштердің эпюрасы  $N_{Ed,E}$  көрсетілген, ал Г.11 суретте – бұралуды ескерумен сейсмикалық әсерден  $M_{Ed,E,y}$  иілуші сәттердің бірінің эпюрасы  $M_{Ed,E,y}$  (Г.2 Кестесіндегі 3 комбинация).

Г.4 ÷ Г.11 суреттерінде үзік сызықтармен Х—тәрізді концентрлес байланыстардың диагональдары, қабылданған есептік жүктелуде сейсмикалық әсер кезінде сығылған, яғни қаттылығы тіректі жалпы есептеуде ескерілмеген.

## Г.12 Каркас элементтерінің көлденең қиылыстарының классификациясы

Тірек элементтері кедергілерінің есептік мәндері (көтергіш қасиеті) бұл элементтердің бойлық қималарының сыныбына байланысты, ол элемент қисмасының жекелеген бөліктерінің енінің қалыңдығына қатынасына және жүктемемен көлденең қиманың жұмыс сипатына байланысты бұл құралдың 2.8 Кестесі бойынша қабылданады.

а) Жақтаулардың бірінші және екінші қабаттары үшін IPN 260 прокаттық екітаврлы қиманың қысылған- майысатын арқалығының қисмасының сыныбын анықтау А, Г қатарлары бойынша және 1, 4 осьтері бойынша – элемент 82 ( $N_{Ed} = 7,7$  кН және  $M_{Ed} = 123,2$  кН·м тұрақты комбинация үшін). S275 маркалы болат аққыштықтың номиналды шегімен  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>, EN 10025-2 сәйкес.



- биіктігі  $h = 260,0$  мм;
- ені  $b = 113,0$  мм;
- қабырға қалыңдығы  $t_w = 9,4$  мм;
- сөре қалыңдығы  $t_f = 14,1$  мм;
- домалану радиусы  $r = 9,4$  мм;
- қабырғаның тура бөлігінің биіктігі  $d = 208,9$  мм

## Г.12 Сурет – Бірінші және екінші қабаттардың екітаврлы ригелінің қисмасының өлшемдері

Бүкіл элементтің қима сыныбын анықтау үшін қиманың әрбір бөлігінің сыныбы жеке анықталады (екітавр үшін: сөре құламасы үшін жеке, қабырға үшін жеке). Қиманы біржолата жіктеу бұл құралдың 2.5.2.3 сәйкес қиманың азырақ қолайлы бөлігінде қажет.

Қысылатын- майысатын элементті жіктеуді орындаған кезде, бұл құралдың 2.5.2.4 сәйкес, жеңілдету үшін элементті қысылған деп санайды және қысылған элемент үшін құралдың 2.8 Кестесінің шарттарын қолданады. Егер қима 1 немесе 2 сыныпты қима ретінде жіктелсе, онда жіктеу нәтижесін кернеулердің нақты бөлінуін ескерумен неғұрлым дәл есептеулерсіз қабылдауға болады.

Қабырға қисмасы үшін мөлшері  $c_w = d = 208,9$  мм,

Биіктіктің қабырға үшін қалыңдыққа қатынасы:  $\frac{c_w}{t_w} = \frac{208,9}{9,4} = 22,3$

Болаттың аққыштық шегіне байланысты коэффициент, тең:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$

Бұл құралдың 2.8 кестесі бойынша қысуға ұшыраған 1-ші сынып қималары үшін шекті мүмкін қатынас:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,4$ . Осылайша,  $\frac{c_w}{t_w} = 22,3 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30,4$ .

Сығылу бойынша екітавр қабырғасының қисмасы 1 сыныпқа жатады, сондықтан қима сыныбын анықтаудың неғұрлым дәл процедурасын орындау қажет.

Сөре үшін мөлшері тең:  $c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (113 - 9,4 - 2 \cdot 9,4) / 2 = 42,4$  мм,

Сөре құламасының сөре қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_f} = \frac{42,4}{14,1} = 3,0$

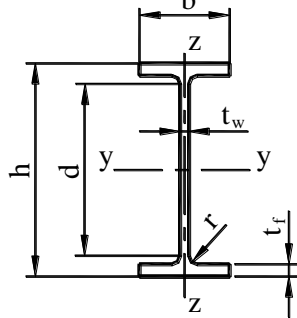
Бұл құралдың 2.8 Кестесі бойынша сығуға ұшыраған 1-ші сыныпты қималар үшін шекті

мүмкін қатынас:  $\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,3$ . Осылайша,  $\frac{c}{t_f} = 3,0 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,3$ .

Екітавр қимасының сөресі -1 топты қима.

Сәйкесінше, екітаврдың бұл қимасы тұтастай 1 сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

б) НЕА 360 прокаттық екітаврлы қимадан орындалған байланыс жүйесіне кіретін Б, В қатарлары мен 2,3 осьтері бойынша бірінші және екінші қабаттардың сығылатын – иілетін ұстындарының қимасы сыныбын анықтау – 5 және 6 элементтер ( $N_{Ed} = 956,7$  кН және  $M_{Ed} = 129,1$  кН·м сейсмикалық жүктемелерден). Маркалы болат S355 аққыштықтың номиналды шегімен  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>, EN 10025-2-ге сәйкес.



- биіктігі  $h = 350,0$  мм;
- ені  $b = 300,0$  мм;
- қабырға қалыңдығы  $t_w = 10,0$  мм;
- сөре қалыңдығы  $t_f = 17,5$  мм;
- домалану радиусы  $r = 27,0$  мм;
- қабырғаның тура бөлігінің биіктігі  $d = 261,0$  мм

### Г.13 Сурет – Бірінші және екінші қабаттардың екітаврлы ұстынының қимасы мөлшері

Жіктеу сығылатын- иілетін элемент үшін секілді орындалады.

Қабырға қимасы үшін мөлшері  $c_w = d = 261,0$  мм,

Биіктіктің қабырға үшін қалыңдыққа қатынасы:  $\frac{c_w}{t_w} = \frac{261,0}{10,0} = 26,1$

Болаттың аққыштық шегіне байланысты коэффициент, тең:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$

Бұл құралдың 2.8 Кестесі бойынша сығуға ұшыраған 1-ші сыныпты қималар үшін шекті

мүмкін қатынас:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,814 = 26,9$ . Осылайша,  $\frac{c_w}{t_w} = 26,1 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,9$ .

Екітавр қабырғасының қимасы 1 сыныпқа жатады және қиманың сыныбын анықтаудың неғұрлым дәл рәсімін орындаудың қажеті жоқ.

Сөре үшін «с» мөлшері тең:  $c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (300,0 - 10,0 - 2 \cdot 27,0) / 2 = 118,0$  мм,

Сөре құламасының сөре қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_f} = \frac{118,0}{17,5} = 6,7$

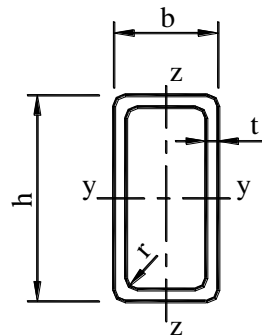
Бұл құралдың 2.8 Кестесі бойынша сығуға ұшыраған 1-ші сыныпты қималар үшін шекті

мүмкін қатынас:  $\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,814 = 7,3$ . Осылайша,  $\frac{c}{t_f} = 6,7 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,3$ .

Екітавр қимасының сәресі -1 сыныпты қима.

Сәйкесінше, екітаврдың бұл қимасы тұтастай 1 сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

в) прокатты тік бұрышты қимадан бірінші қабаттың созылған диагоналды байланыс қимасының сыныбын анықтау  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм - элемент 201 ( $N_{Ed} = 1304,2$  кН). Маркалы болат S355H аққыштықтың номиналды шегімен  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>, EN 10210-1-ге сәйкес.



- биіктігі  $h = 160,0$  мм;
- ені  $b = 80,0$  мм;
- қалыңдығы  $t = 10,0$  мм

#### Г.14 Сурет – Бірінші қабаттың диагоналды байланыс қимасының мөлшерлері

Диагоналды X- тәрізді байланыстарда диагоналды элемент тек созылуға істейді деп қабылданған, бірақ мысалда байланыс қимасының сыныбы анықталған, себебі байланыстар қималары  $\bar{\lambda}$  шартты иілгіштік мәндерімен шектеледі.

Ішкі домалану радиусының мөлшері белгілі тік бұрышты түтікшелі қима үшін, сығу учаскесінің енін мынаған тең деп алуға болады:

$$c = h - 3 \cdot t = 160,0 - 3 \cdot 10,0 = 130,0 \text{ мм, «с» -ға қиманың үлкен мөлшерін алып.}$$

$$\text{Қабырға биіктігінің қабырға қалыңдығына қатынасы: } \frac{c}{t_w} = \frac{130,0}{10,0} = 13,0$$

Болаттың аққыштық шегіне байланысты коэффициент, S355 маркасы үшін тең:  $\varepsilon = 0,814$

Бұл құралдың 2.8 Кестесі бойынша сығуға ұшыраған 1-ші сыныпты қималар үшін шекті мүмкін қатынас:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,814 = 26,9$ . Осылайша,  $\frac{c}{t_w} = 13,0 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,9$ .

Байланыстың тік бұрышты қимасының қабырғасы - 1 сыныпты қима.

Тік бұрышты қима тек сығылған ішкі бөліктер бойынша жіктеледі, сәйкесінше, берілген байланыс қимасы 1 сыныптың көлденең қимасы ретінде жіктеледі.

г) Прокаттық тік бұрышты қимадан төртінші қабаттың созылған диагоналды байланыс қимасының сыныбын анықтау  $\square 120 \times 60 \times 8$  мм - элемент 224 ( $N_{Ed} = 543,7$  кН). S235H маркалы болат аққыштықтың номиналды шегімен  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>, EN 10210-1-ге сәйкес.

$$\text{Сығу учаскесінің ені тең: } c = h - 3 \cdot t = 120,0 - 3 \cdot 8,0 = 96,0 \text{ мм}$$

$$\text{Қабырға биіктігінің қабырға қалыңдығына қатынасы: } \frac{c}{t_w} = \frac{96,0}{8,0} = 12,0$$

Болаттың аққыштық шегіне байланысты коэффициент, тең:  $\varepsilon = 1,0$

Бұл құралдың 2.8 Кестесі бойынша сығуға ұшыраған 1-ші сыныпты қималар үшін шекті мүмкін қатынас:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33,0$ . Осылайша,  $\frac{c}{t_w} = 12,0 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0$ .

Байланыстың тік бұрышты қимасының қабырғасы - 1 сыныпты қима және, сәйкесінше, бұл байланыс қимасы 1 сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

Осыған ұқсас тірек элементтерінің басқа қималары үшін сыныптар анықталған. Есептеу нәтижелері бойынша тіректің барлық элементтері қимасы 3 сыныпқа жататын Б, В қатарлары және 2,3 осьтері бойынша орта ұстындардан басқа бойлық қималардың 1 және 2 сыныбына жатады.

### Г.13 Каркас элементтерін есептеу

#### Г.13.1 Бірінші қабаттың диагоналды Х-тәрізді байланыстары

##### Г.13.1.1 Әсер ету нәтижелері (Г.6 суреті бойынша 201 элемент)

Әсер етулердің есептік әсерлері:

осьтік созу күші –  $N_{Ed} = 1304200 \text{ Н}$ .

##### Г.13.1.2 Геометриялық сипаттамалар

Байланыс қимасы –  $\square 160 \times 80 \times 10 \text{ мм}$ , S355H болат EN 10210-1 бойынша.

Байланыстың тік бұрышты қимасының геометриялық сипаттамалары:

– қиманың ауданы –  $A = 4290 \text{ мм}^2$ ;

– инерция радиусы –  $i_y = 5,47 \text{ см}$ ;

– инерция радиусы –  $i_z = 3,1 \text{ см}$ ;

Байланыс болатының аққыштығының номиналды шегі –  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

##### Г.13.1.3 Білік қимасының салмақ түсетін (қарсылығы) төзімділігін тексеру

Бұл мысалдағы диагоналды Х-тәрізді байланыстар созылуға істейтін диссипативті элементтер болып табылады, олар үшін бұл құралдың 5.3 Бөлімшесінің талаптары орындалуы тиіс.

Көтергіш қасиетінің есептік мәні көлденең қиманы созу кезінде созылымды кезеңде бұл құралдың (2.4) Өрнегі бойынша анықталады:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4290 \cdot 355}{1,0} = 1522950 \text{ Н},$$

мұндағы  $\gamma_{M0} = 1,0$  – беріктік бойынша көтергіш қасиетті анықтаған кездегі жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Құралдың 2.5.3.1 сәйкес, байланыс қимасында бұрандамалар болмағандықтан, созылуға көтергіш қасиетінің есептік мәні  $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$ .

Байланыстың бойлық қимасында созатын күштің  $N_{Ed}$  есептік мәні бұл құралдың (2.3) Өрнегінің шартын қанағаттандырады:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1304200}{1522950} = 0,856 < 1,0$$

Құралдың 5.3.5 келтірілген беріктік шарты орындалады.

Бұл құралдың 5.3.1 сәйкес, Х- тәрізді диагоналды байланыстарымен тіректерде шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  мәндермен шектелген болуы тиіс:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

Бұрандамалы қосылыстарымен тік бұрышты тұйық профильдерден байланыс элементтерінің есептік ұзындығы ҚР ҚН EN 1993-1-1 ВВ Қ Қосымшасының ВВ.1.3(2)В сәйкес  $L_{cr} = 1,0 L$ , тең деп алынады.

Жазықтықтағы байланыстың есептік ұзындығы:  $L_{cr,1} = 1,0 \cdot L_1 = 1,0 \cdot 342,0 = 342,0 \text{ см}$ .

Жазықтықтан байланыстың есептік ұзындығы:  $L_{cr,2} = 1,0 \cdot L_2 = 1,0 \cdot 685,0 = 685,0 \text{ см}$ .

1 сыныптың бойлық қималары үшін шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  (2.37) Өрнегі бойынша бұл құралдың 2.5.4.1.3 сәйкес анықталады.

Байланыс жазықтығындағы шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  тең:



$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr,1}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3420}{3,1} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,45,$$

мұндағы  $\lambda_1$  иілгіштік бұл құралдың 2.5.4.1.3 сәйкес келесі өрнек бойынша анықталады:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

Байланыс жазықтығындағы шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  тең:  $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,2}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{685,0}{5,47} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,64.$

Шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  бұл құралдың 5.3.1 шартын қанағаттандырады.

Бұл тіректе концентрлес диагоналды байланыстарымен диссипативті емес элементтер болып табылатын арқалықтар мен ұстындарды есептеу үшін, диссипативті емес элементтерді жобалау кезінде беріктік резервін ескеретін  $\Omega$  коэффициентінің мәнін есептеу қажет.

Құралдың 5.4.1 сәйкес, бірінші қабат байланысы үшін  $\Omega$  коэффициенті тең:

$$\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 1522950 / 1304200 = 1,168$$

### Г.13.2 Төртінші қабаттың диагоналды Х-тәрізді байланыстары

#### Г.13.2.1 Әсер ету нәтижелері (224 элемент SCAD бойынша жалпы есептен)

Әсер етулердің есептік әсерлері:

осьтік созу күші –  $N_{Ed} = 543700$  Н.

#### Г.13.2.2 Геометриялық сипаттамалары

Байланыс қимасы –  $\square 120 \times 60 \times 8$  мм, болат S235H EN 10210-1 бойынша.

Байланыстың тік бұрышты қимасының геометриялық сипаттамалары:

– қиманың ауданы –  $A = 2560$  мм<sup>2</sup>;

– инерция радиусы –  $i_y = 4,08$  см;

– инерция радиусы –  $i_z = 2,3$  см;

Байланыс болатының аққыштығының номиналды шегі –  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Г.13.2.3 Байланыс қимасының көтеріш қасиетін тексеру

Көтергіш қасиетінің есептік мәні көлденең қиманы созу кезінде созылымды кезеңде тең болады:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2560 \cdot 235}{1,0} = 601600 \text{ Н}.$$

Байланыстың бойлық қимасында созушы  $N_{Ed}$  күштің есептік мәнін тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{543700}{601600} = 0,904 < 1,0$$

Төртінші қабаттың байланыс беріктігі шарты орындалады.

Жазықтықтағы байланыстың есептік ұзындығы:  $L_{cr,1} = 1,0 \cdot L_1 = 1,0 \cdot 342,0 = 342,0$  см.

Жазықтықтан байланыстың есептік ұзындығы:  $L_{cr,2} = 1,0 \cdot L_2 = 1,0 \cdot 685,0 = 685,0$  см.

Байланыс жазықтығындағы шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  тең:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr,1}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3420}{2,3} \cdot \frac{1}{93,9} = 1,58,$$

мұндағы иілгіштік  $\lambda_1$  тең:  $\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$

Байланыс жазықтығындағы шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  тең:  $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,2}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{685,0}{4,08} \cdot \frac{1}{93,9} = 1,79.$

Шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  бұл құралдың 5.3.1 шартын қанағаттандырады.

Диссипативті емес элементтерді жобалау кезінде ескерілетін  $\Omega$  коэффициенті, төртінші қбат байланысы үшін тең:  $\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 601600 / 543700 = 1,107$ .

Қалған қабаттар бойынша диагоналды байланыстар осыған ұқсас есептелген. Барлық байланыстардың қималары бұл құралдың 5.3 Бөлімшесінің талаптарын қанағаттандырады.

Байланыс есебінің нәтижелері Г.5 Кестеде келтірілген.

**Г.5 кесте – Диагоналды X- тәрізді байланыстарды есептеу нәтижелері**

Қабат	Есептік сұлба бойынша элемент №	Байланыс қимасы	Байланыс қимасындағы иілгіштік	Байланыс жазықтығынан иілгіштік	Коэффициент $\Omega$
1	201	□ 160×80×10	1,45	1,64	1,168
2	222	□ 140×70×8	1,64	1,86	1,156
3	223	□ 140×70×8	1,64	1,86	1,350
4	224	□ 120×60×8	1,58	1,79	1,107
5	225	□ 100×60×3,6	1,49	2,00	1,252

Бұл құралдың 5.3.8 сәйкес, диагоналды байланыстардың бір текті диссипативті қимылын қамтамасыз ету үшін беріктік резервінің  $\Omega$  коэффициентінің максималды мәні минималды мәннен 25 %-дан артыққа ерекшеленбеуі қажет. Бұл мысалда бұл шарт былай орындалады:  $\Omega_{max} / \Omega_{min} = 1,350 / 1,107 = 1,22 < 1,25$ .

### **Г.13.3 А, Г қатарлары және 1, 4 осьтері бойынша жақтаулардың бірінші және екінші қабаттарының арқалықтары**

#### **Г.13.3.1 Әсер ету нәтижелері (Г.6 сурет бойынша 82 элемент)**

Әсер етулердің есептік әсерлері (усилия) тұрақты есептік жағдай үшін (негізгі комбинация):

осьтік сығу күші –  $N_{Ed} = 7700$  Н;

иілуші сәт (арқалықтың ортасында):  $M_{Ed,y} = 123200$  Н·м;

көлденең сәт (арқалықтың ұштарында):  $V_{Ed} = 63600$  Н.

Сейсмикалық комбинация үшін әсер етулердің есептік әсерлері (күштер):

а) сейсмикалық емес жүктемелердің әсерінен:

осьтік сығу күші –  $N_{Ed,G} = 730$  Н;

иілуші сәт (арқалықтың ортасында):  $M_{Ed,G,y} = 76000$  Н·м;

көлденең сәт (арқалықтың ұштарында):  $V_{Ed,G} = 39500$  Н.

б) сейсмикалық жүктемелерден:

осьтік сығу күші –  $N_{Ed,E} = 70810$  Н;

иілуші сәт:  $M_{Ed,E,y} = 0$ .

Арқалықтардың тіректің созылымдық деформациялану тетігін қамтамасыз ету үшін беріктік резерві болуы тиіс, сондықтан бұл құралдың 5.4 Бөлімшесіне сәйкес, сейсмикалық есептік жағдайда күштердің мәндері шетелдік әдебиетте келтірілген және (5.2) Өрнегінің мәніне тең төменде келтірілген мәндер бойынша анықталады:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 730 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 70810 = 108510 \text{ Н};$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 76000 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad V_{Ed} = 39500 \text{ Н},$$

мұндағы  $\Omega = 1,107$  – бұл мысалдың Г.1.13.2.3 анықталған минималды мән;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – құралдың 2.2.2.2 сәйкес беріктік резервінің коэффициенті, ал 1,1 – жеке қауіпсіздік коэффициенті.

### Г.13.3.2 Геометриялық сипаттамалары

Арқалықтың екітаврлы қимасының геометриялық сипаттамалары:

- арқалық қимасы – IPN 260, болат S275 EN 10025-2 бойынша;
- қиманың ауданы –  $A = A = 5330 \text{ мм}^2$ ;
- инерция сәті –  $I_y = 5740,0 \text{ см}^4$ ;
- инерция радиусы –  $i_y = 10,38 \text{ см}$ ;
- кедергілесудің иілімді сәті –  $W_{pl,y} = 514,0 \text{ см}^3$ ;
- Арқалық болатының аққыштығының номиналды шегі –  $f_y = 27500 \text{ Н/см}^2$ .

### Г.13.3.3 Арқалық қимасының көтергіш қасиетін (кедергілесуін) беріктік бойынша тексеру

Г.13.3.3.1 Осьтік сығушы күш кезінде арқалықтың көтергіш қасиеті

Көтергіш қасиетінің есептік мәні сығу кезінде 1 сыныпты көлденең қима үшін бұл құралдың (2.8) Өрнегі бойынша анықталады:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5330 \cdot 275}{1,0} = 1465750 \text{ Н}$$

Тұрақты есептік жағдай үшін (негізгі комбинация) сығу кезінде беріктік үшін құралдың (2.7) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{7700}{1465750} = 0,01 < 1,0$$

Сейсмикалық комбинация үшін сығу кезінде беріктік үшін шартты тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{108510}{1465750} = 0,08 < 1,0$$

Арқалықтың беріктік шарты сығу кезінде орындалады.

Г.13.3.3.2 Иілуші сәт кезінде арқалықтың көтергіш қасиеті

Көтергіш қасиетінің есептік мәні иілуге  $Y$  мықты осіне қатысты 1 сыныпты көлденең қима үшін бұл құралдың (2.10) Өрнегі бойынша анықталады:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{514,0 \cdot 27500}{1,0} = 14135000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 141350 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Негізгі комбинация үшін иілу кезінде беріктік үшін бұл құралдың (2.9) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{123200}{141350} = 0,872 < 1,0$$

Иілу кезінде арқалықтың беріктік шарты орындалады.

Г.13.3.3.3 Бойлық күштің әсері кезінде арқалықтың көтергіш қасиеті

Созылымды кезеңде қозғалуға көлденең қиманың көтергіш қасиетінің есептік мәні бұл құралдың (2.14) Өрнегі бойынша анықталады:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1964 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 311840 \text{ Н},$$

мұндағы  $A_v$  – келесі өрнек бойынша қабырғаға параллель жүктемемен прокаттық екітаврлық

кималар үшін анықталатын қозғалыс ауданы (бұл құралдың 2.5.3.4):

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 5330 - 2 \cdot 113 \cdot 14,1 + (9,4 + 2 \cdot 9,4) \cdot 14,1 = 1746 \text{ мм}^2,$$

$$\text{но не менее } A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 208,9 \cdot 9,4 = 1964 \text{ мм}^2,$$

мұндағы  $\eta = 1,0$  – 2.5.3.4 ескертпе бойынша қабылданған.

Бойлық күштің әсері кезінде беріктік үшін құралдың (2.13) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{63600}{311840} = 0,204 < 1,0$$

Бойлық күштің әсері кезінде беріктік шарты орындалады.

Бұнымен қоса қозғалуға көтергіш қасиет қаттылық қырларымен бекітілмеген қабырғаның жергілікті жағдайының жоғалтуын ескерусіз қабылданады, сондықтан құралдың (2.18) Өрнегіне сәйкес және ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 Бөліміне сәйкес келесі шарт орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{208,9}{9,4} = 22,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

Сәйкесінше, қырды қозғалыстан орнықтылық жоғалтуына тексеру қажет емес.

Г.13.3.3.4 Иілуші сәт пен осьтік сығушы күштің бірлескен әсері кезінде көтергіш қасиет

Бұл құралдың 2.5.3.6.1 сәйкес, У мықты осіне қатысты иілуге көтергіш қасиетке осьтік күштің әсерін ескермеуге болады, егер (2.23) және (2.24) Өрнектердің шарты орындалса:  $N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$

$$\text{және } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Бұл мысалда негізгі комбинация үшін:

$$N_{Ed} = 7700 \text{ Н} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1465750 = 366440 \text{ Н};$$

$$N_{Ed} = 7700 \text{ Н} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 208,9 \cdot 9,4 \cdot 275}{1,0} = 270000 \text{ Н}.$$

Сейсмикалық комбинация үшін:

$$N_{Ed} = 108510 \text{ Н} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1465750 = 366440 \text{ Н};$$

$$N_{Ed} = 108510 \text{ Н} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 208,9 \cdot 9,4 \cdot 275}{1,0} = 270000 \text{ Н}.$$

Өрнектер шарты орындалатындықтан, бұл құралдың 2.5.3.6 бойынша иілумен осьтік күштің әсері кезінде көтергіш қасиетті тексеру қажет емес.

ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(7) сәйкес,  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  және  $M_{z,Ed}$  сыртқы әсерлермен күштердің комбинациясына ұшыраған 1, 2 немесе 3 сыныпты бойлық кималар үшін, беріктікті тексеру үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.2) Өрнегі қолданылуы мүмкін, онда бойлық кималардың беріктігі әрбір күш үшін «әсер етуші күш/көтергіш қасиет» қатынастарын сызықтық қосумен бағаланады. Негізгі комбинация үшін беріктік тең:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{7700}{1465750} + \frac{123200}{141350} = 0,878 < 1,0$$

мұндағы  $N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  және  $M_{z,Rd}$  – бойлық қималар сыныбына байланысты және қозғалыстың бойлық күшінің әсерімен себепші болған, барлық мүмкін төмендетуші факторларды қамтитын көтергіш қасиетінің есептік мәндері.

Сейсмикалық комбинация үшін беріктік тең:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{108510}{1465750} + \frac{76000}{141350} = 0,612 < 1,0$$

Бірінші және екінші қабаттардың IPN 260 қима арқалығының беріктігі қамтамасыз етілді.

**Г.13.3.4 Орнықтылық бойынша арқалықтың көтергіш қасиетін (кедергілесуін)**

**тексеру**

Г.13.3.4.1 Сығу кезінде орнықтылық бойынша арқалықтың көтергіш қасиеті

Бұл құралдың 2.5.4.1.2 сәйкес,  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  иілгіштік кезінде немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  кезінде,

арқалықтың орнықтылықты жоғалтуын елемуге және қиманы тек беріктікке тексеруге болады.

1 сыныпты бойлық қималар үшін шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  бұл құралдың (2.37) Өрнегі бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{600}{10,38} \cdot \frac{1}{86,8} = 0,665 > 0,2, \quad \text{мұндағы } L_{cr} = 600 \text{ см} - \text{арқалықтың есептік}$$

ұзындығы;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 5740}{600^2} = 3305530 \text{ Н};$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{108510}{3305530} = 0,033 < 0,04$$

Сәйкесінше, арқалықты сығу кезінде кезінде орнықтылықты жоғалтуға тексеру қажет емес.

Г.13.3.4.2 Иілу кезінде орнықтылық бойынша арқалықтың көтергіш қасиеті

Құралдың 2.5.4.2.1 сәйкес, сығылған сөренің жеткілікті бекітуімен арқалықтар иілудің жазық пішін орнықтылығын жоғалтады. Бұл мысалда арқалықтың жоғарғы сөресі аражабынның темірбетон тақтайымен қосылғанын болжайды (құралдың 2.15 суретінде көрсетілген қосылыс типі бойынша), бұл оның сығылған сөресі үшін жеткілікті бекіту болып табылады және сондықтан иілу кезінде орнықтылыққа тексеру және иілетін- сығылатын элемент ретінде тексеруді орындау қажет емес.

**Г.13.3.5 Пайдалану жарамдылығы бойынша арқалықтың шекті күйін тексеру**

Арқалықтың иілулері мен динамикалық әсерлерін тексеруді ҚР ҚН EN 1993-1-1 7.2 Бөлімшесінің талаптарына сәйкес орындау қажет.

**Г.13.4 Байланыс жүйесіне кіретін Б, В қатарлары және 2, 3 осьтері бойынша бірінші және екінші қабаттардың ұстындары****Г.13.4.1 Әсер ету нәтижелері (В.8 Суреті бойынша 5 элемент)**

Ұстынның түбі үшін сейсмикалық емес жүктемелердің ықпалынан әсер ету нәтижелері (күштер):

осьтік сығу күші:  $N_{Ed,G} = 725900 \text{ Н};$

иілу моменттері:  $M_{Ed,G,y} = 0; M_{Ed,G,z} = 0;$

көлденең күштер:  $V_{Ed,G,z} = 1100 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 700 \text{ Н}$

Ұстынның түбі үшін сейсмикалық емес жүктемелердің ықпалынан әсер ету нәтижелері:

осьтік сығу күші:  $N_{Ed,E} = 1571600 \text{ Н};$

иілу моменттері:  $M_{Ed,E,y} = 0; M_{Ed,E,z} = 0;$

көлденең күштер:  $V_{Ed,E,z} = 19580 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 4550 \text{ Н}.$

Ұстынның жоғарғысы үшін сейсмикалық емес жүктемелердің ықпалынан әсер ету нәтижелері:

осьтік сығу күші:  $N_{Ed,G} = 723100 \text{ Н};$

иілу моменттері:  $M_{Ed,G,y} = 3500 \text{ Н} \cdot \text{м}; M_{Ed,G,z} = 2300 \text{ Н} \cdot \text{м};$

көлденең күштер:  $V_{Ed,G,z} = 1100 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 700 \text{ Н}.$

Ұстынның жоғарғысы үшін сейсмикалық жүктемелердің ықпалынан әсер ету нәтижелері:  
осьтік сығу күші:  $N_{Ed,E} = 1571600 \text{ Н}$ ;  
иілу моменттері:  $M_{Ed,E,y} = 63100 \text{ Н·м}$ ;  $M_{Ed,E,z} = 14950 \text{ Н·м}$ ;  
көлденең күштер:  $V_{Ed,E,z} = 19580 \text{ Н}$ ;  $V_{Ed,E,y} = 4550 \text{ Н}$ .

#### Г.13.4.2 Геометриялық сипаттамалары

Ұстынның екітаврлы қимасының геометриялық сипаттамалары:

- ұстынның қимасы – HEA 360, S355 болат EN 10025-2 бойынша;
- қиманың ауданы –  $A = 14280 \text{ мм}^2$ ;
- инерция моменттері –  $I_y = 33090,0 \text{ см}^4$ ;  $I_z = 7887,0 \text{ см}^4$ ;
- инерция радиустары –  $i_y = 15,22 \text{ см}$ ;  $i_z = 7,43 \text{ см}$ ;
- кедергінің пластикалық моменттері –  $W_{pl,y} = 2088,0 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,z} = 802,3 \text{ см}^3$ ;
- айнарудың инерция сәті –  $I_t = 148,8 \text{ см}^4$ ;
- секториалдық инерция моменті (бұрмалау) –  $I_\omega = 2177000,0 \text{ см}^6$ .

Ұстын болатының аққыштығының номиналды шегі –  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2 = 35500 \text{ Н/см}^2$ .

#### Г.13.4.3 Әсер етудің есептік нәтижелерін анықтау

Ұстынның тіректің созылымдық деформациялану тетігін қамтамасыз ету үшін беріктік резерві болуы тиіс, сондықтан бұл құралдың 5.4 Бөлімшесіне сәйкес, сейсмикалық есептік жағдайда күштердің мәндері шетелдік әдебиетте келтірілген және (5.2) Өрнегінің мәніне тең төменде келтірілген мәндер бойынша анықталады:

$\Omega = 1,107$  – бұл мысалдың Г.1.13.2.3 анықталған минималды мән;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – құралдың 2.2.2.2 сәйкес беріктік резервінің коэффициенті, а 1,1 – жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Ұстынның үсті үшін әсер етулердің есептік әсерлері:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 723100 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 1571600 = 3115270 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 3500 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 63100 = 99550 \text{ Н·м};$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 1100 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 19580 = 30900 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = 2300 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 14950 = 25060 \text{ Н·м};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 700 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 4550 = 7630 \text{ Н}.$$

Ұстынның төмені үшін әсер етулердің есептік әсерлері:

$$N_{Ed} = 725900 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 1571600 = 3118070 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = 0; V_{Ed,z} = 30900 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,z} = 0; V_{Ed,y} = 7630 \text{ Н}.$$

#### Г.13.4.4 Ұстын қимасының беріктік бойынша көтергіш қасиетін (кедергілесуін)

тексеру

Г.13.4.4.1 Осьтік сығушы күш кезінде көтергіш қасиет

Көтергіш қасиетінің есептік мәні сығу кезінде 1 сыныпты көлденең қима үшін бұл құралдың (2.8) Өрнегі бойынша анықталады:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14280 \cdot 355}{1,0} = 5069400 \text{ Н}$$

Сығу кезінде беріктік үшін құралдың (2.7) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{3115270}{5069400} = 0,615 < 1,0$$

Ұстынның беріктік шарты сығу кезінде орындалады.

Г.13.4.4.2 Иілуші сәт кезінде көтергіш қасиеті

Көтергіш қасиетінің есептік мәні иілуге У мықты осіне қатысты 1 сыныпты бойлық қима

үшін бұл құралдың (2.10) Өрнегі бойынша анықталады, ол тең:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20880 \cdot 35500}{1,0} = 74124000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 741240 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Z әлсіз осіне қатысты иілуге көтергіш қасиетінің есептік мәні тең:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8023 \cdot 35500}{1,0} = 28482000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 284820 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Иілу кезінде ұстынның беріктігі үшін бұл құралдың (2.9) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{99550}{741240} = 0,135 < 1,0$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{25060}{284820} = 0,088 < 1,0$$

Иілу кезінде ұстынның беріктік шарты орындалады.

Г.13.4.4.3 Бойлық күштің әсері кезінде көтергіш қасиеті

Созылымды кезеңде, бұл құралдың (2.14) Өрнегі бойынша анықталатын қозғалуға көлденең қиманың көтергіш қасиетінің есептік мәні, тең:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2660 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 545200 \text{ Н},$$

мұндағы  $A_v$  – келесі өрнек бойынша қабырғаға параллель жүктемемен прокаттық екітаврлық қималар үшін анықталатын қозғалыс ауданы (бұл құралдың 2.5.3.4):

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 14280 - 2 \cdot 300 \cdot 17,5 + (10,0 + 2 \cdot 27,0) \cdot 17,5 = 2660 \text{ мм}^2,$$

но не менее  $A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 2610 \cdot 10,0 = 2610 \text{ мм}^2,$

Қабырғаға параллель бойлық күштің әсері кезінде беріктік үшін құралдың (2.13) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{30900}{545200} = 0,057 < 1,0.$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 – де сөрелерге параллель күштің әсері кезінде прокаттық екітаврлық қималар үшін қозғалыс ауданын анықтау бойынша нұсқаулар бар. Олар үшін дәнекерлеу екітаврлары үшін келтірілген ұсыныстар әділ деп қабылдауға болады. Сонда сөрелерге параллель күш кезінде  $A_v$  қозғалыс ауданы тең:

$$A_v = A - \Sigma(h_w \cdot t_w) = 14280 - 261 \cdot 10 = 11670 \text{ мм}^2$$

Сөрелерге параллель күш кезінде созылымды кезеңде қозғалуға көлденең қиманың көтергіш қасиетінің есептік мәні тең:

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11670 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 2391950 \text{ Н}$$

Сөрелерге параллель бойлық күштің әсері беріктік шартын тексеру:

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{7630}{2391950} = 0,003 < 1,0.$$

Бойлық күштің әсері кезінде беріктік шарты орындалады.

Бұнымен қоса қозғалуға көтергіш қасиет қаттылық қырларымен бекітілмеген қабырғаның жергілікті жағдайының жоғалтуын ескерусіз қабылданады, сондықтан құралдың (2.18) Өрнегіне сәйкес және ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 Бөліміне сәйкес келесі шарт орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2610}{10,0} = 26,1 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,814}{1,0} = 58,6,$$

мұндағы  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,814$ , а  $\eta = 1,0$  бұл құралдың 2.5.3.4 сәйкес

Сәйкесінше, қырды қозғалыстан орнықтылық жоғалтуына тексеру қажет емес.

Г.13.4.4.4 Иілуші сәт пен бойлық күштің бірлескен әсері кезінде көтергіш қасиет

Құралдың 2.5.3.5 сәйкес, келесі шарттар орындалады:

$$V_{Ed,z} = 30900\text{Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0,5 \cdot 545200 = 272600\text{Н};$$

$$V_{Ed,y} = 7630\text{Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,y} = 0,5 \cdot 2391950 = 1196000\text{Н}.$$

Есептік бойлық күштер созылымды кезеңде қозғалуға қиманың көтергіш қасиетінің жартысынан аз болғандықтан, иілу кезінде қиманың көтергіш қасиетіне әсерін елемеуге болады.

Г.13.4.4.5 Иілуші сәт пен осьтік сығатын күштің бірлескен әсері кезінде көтергіш қасиет

Бұл құралдың 2.5.3.6.1 сәйкес, У мықты осіне қатысты иілуге көтергіш қасиетке осьтік күштің әсерін ескермеуге болады, егер (2.23) және (2.24) Өрнектердің шарты орындалса:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{және} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Бұл мысалда:  $N_{Ed} = 3115270\text{Н} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5069400 = 1267350\text{Н};$

$$N_{Ed} = 3115270\text{Н} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 2610 \cdot 10,0 \cdot 355}{1,0} = 463280\text{Н}.$$

Өрнек шарттары орындалмайтындықтан, тексеру қажет.

1 сыныпты прокаттық екітаврлы бойлық қималар үшін осьтік күштің әсері кезінде У мықты осіне қатысты созылымды кезеңде иілуге көтергіш қасиетінің есептік мәні құралдың (2.26) Өрнегі бойынша анықталады:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) = 741240 \cdot (1 - 0,615) / (1 - 0,5 \cdot 0,265) = 328970\text{Н} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd,y}$$

мұндағы  $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (14280 - 2 \cdot 300 \cdot 17,5) / 14280 = 0,265 < a = 0,5;$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 3115270 / 5069400 = 0,615.$$

$n = 0,615 > a = 0,265$  болғандықтан, көтергіш қасиетінің есептік мәні Z әлсіз осіне қатысты иілуге (2.28) Өрнегі бойынша анықталады:

$$M_{N,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] = 284820 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{0,615 - 0,265}{1 - 0,265} \right)^2 \right] = 220230\text{Н} \cdot \text{м}$$

Құралдың (2.21) Өрнегінің шарттарын орындауды тексеру:

$$M_{Ed,y} = 99550\text{Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,y} = 328970\text{Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,z} = 25060\text{Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,z} = 220230\text{Н} \cdot \text{м}.$$

Иілу мен осьтік күштің бірлескен әсері кезінде ұстынның беріктік шарты орындалады.

Қимада бір уақытта екі сәт әсер еткендіктен, бұл құралдың (2.31) Өрнегіне сәйкес екі осьтік иілу кезінде беріктікті тексеру орындалады:

$$\left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{N,Rd,z}} \right)^\beta = \left( \frac{99550}{328970} \right)^{1,0} + \left( \frac{25060}{220230} \right)^{1,0} = 0,417 < 1,0,$$

мұндағы  $\alpha$  және  $\beta$  коэффициенттері, 2.5.3.6.1 сәйкес, бірге тең артықпен алуға болады, осылайша дәстүрлі сызықтық өзара әрекеттесуге оралып.

2.5.3.6.1 бойынша анықталатын беріктік шарты, осьтік күштің бірлеске әрекеті мен екі осьтік иілу кезінде орындалады.

ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(7) сәйкес,  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  және  $M_{z,Ed}$  сыртқы әсерлермен күштердің комбинациясына ұшыраған 1, 2 немесе 3 сыныпты бойлық қималар үшін, беріктікті тексеру үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.2) Өрнегі қолданылуы мүмкін, онда бойлық қималардың беріктігі әрбір күш үшін «әсер етуші күш/көтергіш қасиет» қатынастарын сызықтық қосумен бағаланады.



Бұл өрнекке сәйкес, ұстынның беріктігі тең:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{3115270}{5069400} + \frac{99550}{741240} + \frac{25060}{284820} = 0,837 < 1,0$$

Бұл тексерістің белгіленуі, соңғы нәтиже алу үшін 2.5.3.6.1 сәйкес есептеуді түзету мүмкіндігі бола отырып, мысалы, элемент қимасының бастапқы мөлшерлерін анықтау үшін, тез жақындастырылған және қауіпсіз шешім алудан тұрады.

#### Г.13.4.5 Ұстын қимасының орнықтылық бойынша көтергіш қасиетін (кедергілесуін) тексеру

Г.13.4.5.1 Бойлық сығу кезінде ұстынның орнықтылық бойынша көтергіш қасиеті

Бұл құралдың 2.5.4.1.2 сәйкес,  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  иілгіштік кезінде немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  кезінде,

арқалықтың орнықтылықты жоғалтуын елемеге және қиманы тек беріктікке тексеруге болады.

1 сыныпты бойлық қималар үшін шартты иілгіштік  $\bar{\lambda}$  бұл құралдың (2.37) Өрнегі бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{15,22} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,284 > 0,2,$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{7,43} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,582 > 0,2$$

мұндағы  $L_{cr} = 1,0 \cdot L = 330$  см – құралдың Е Қосымшасы бойынша бұл мысалда қабылданған, екі осьтер үшін ұстынның есептік ұзындығы.

Шартты иілгіштікті анықтау үшін иілгіштік тең:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 33090}{330^2} = 62994200 \text{ Н}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{3115270}{62994200} = 0,049 > 0,04$$

2.5.4.1.2 шарттары орындалмайтындықтан, сығу кезінде орнықтылықты жоғалтуға тексеру қажет.

Орнықтылықты жоғалту кезінде  $\chi$  орнықтылықты төмендетуші коэффициентін анықтау үшін  $\Phi$  шамасы  $U$  осіне қатысты құралдың 2.5.4.1.2 сәйкес анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34 \cdot (0,284 - 0,2) + 0,284^2 \right] = 0,555,$$

мұндағы коэффициент  $\alpha = 0,34$ , бастапқы жетілмегендіктерді ескереді,  $h / b = 350 / 300 = 1,17 < 1,2$  тең дер, және  $t_f \leq 100$  мм қалыңдығы кезінде қима мөлшерлерінің қатынасымен прокаттық екітаврлық қималар үшін 2.10 Кесте бойынша қабылданған «b» орнықтылық жоғалтуының қисығы үшін құралдың 2.9 Кестесі бойынша қабылданған.

Сығу кезінде орнықтылықты жоғалту кезінде  $U$  осіне қатысты төмендетуші коэффициент  $\chi$  құралдың (2.36) Өрнегі бойынша анықталады:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,555 + \sqrt{0,555^2 - 0,284^2}} = 0,969$$

Көтергіш қасиетінің есептік мәні сығу кезінде орнықтылық бойынша  $U$  осіне қатысты құралдың (2.35) Өрнегі бойынша анықталады:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,969 \cdot 14280 \cdot 355}{1,0} = 4912250 \text{ Н},$$

мұндағы  $\gamma_{M1} = 1,0$  – орнықтылық бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті.

У осіне қатысты сығу кезінде ұстынның орнықтылығы үшін құралдың (2.34) Өрнегінің шартын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{3115270}{4912250} = 0,634 < 1,0.$$

Орнықтылықты жоғалту кезінде Z осіне қатысты  $\chi$  коэффициенті үшін  $\Phi$  шамасы тең:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,582 - 0,2) + 0,582^2 \right] = 0,763,$$

мұндағы  $\alpha = 0,49$  коэффициенті прокаттық екітаврлы қималар үшін 2.10 кесте бойынша алынған «с» орнықтылық жоғалтуының қисығы үшін құралдың 2.9 Кестесі бойынша қабылданған.

Сығу кезінде орнықтылықты жоғалту кезінде Z осіне қатысты  $\chi$  төмендетуші коэффициент тең:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{0,763^2 - 0,582^2}} = 0,796$$

Көтергіш қасиетінің есептік мәні сығу кезінде орнықтылық бойынша Z осіне қатысты тең:

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,796 \cdot 14280 \cdot 355}{1,0} = 4035240 \text{ Н}$$

Z осіне қатысты сығу кезінде ұстынның орнықтылық шартын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{3115270}{4035240} = 0,772 < 1,0.$$

Бойлық сығу кезінде ұстынның орнықтылық шарты орындалады.

Г.13.4.5.2 Иілу кезінде ұстынның орнықтылық бойынша көтергіш қасиеті

Ұстынның бүйір бекітулері, айнарудан ашылулары болмағандықтан, иілу кезінде орнықтылық жоғалту мүмкіндігіне  $L = 3,3$  м ұстынның толық ұзындығын тексеру қажет.

Ұстынға сәттер әсер етеді:

Ұстынның астында:  $M_{Ed,y} = 0$ ;  $M_{Ed,z} = 0$

Ұстынның үстінде:  $M_{Ed,y} = 99550 \text{ Н} \cdot \text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = 25060 \text{ Н} \cdot \text{м}$ .

Иілу кезінде орнықтылықты жоғалту кезінде  $\bar{\lambda}_{LT}$  шартты иілгіштікті анықтау үшін бұл құралдың Е Қосымшасының формулалары бойынша анықталатын  $M_{cr}$  берік сыни сәтті есептеу қажет.

У осі үшін ұштық иілуші сәттердің мәндерінің қатынасы:  $\psi = 0$ .

Бұл құралдың Е Қосымшасының Е.1 Кестесі бойынша қабылданған  $\psi = 0$  үшін  $C_1$  мәні:  $C_1 = 1,879$ .

Иілудің жалпақ пішіннің  $M_{cr}$  орнықтылықты жоғалтудың берік сыни сәті бұл құралдың Е Қосымшасының (Е.2) Өрнегі бойынша анықталады:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 7887,0}{330^2} \cdot \left( \frac{21770000}{7887,0} + \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 1488}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 7887,0} \right)^{0,5} = 532535670 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

мұндағы  $E = 21000000 \text{ Н/см}^2$  – болаттың беріктік модулі;

$G = 8100000 \text{ Н/см}^2$  – болаттың қозғалыс модулі.

Орнықтылық жоғалтуының иілетін пішіні үшін шартты иілгіштік құралдың 2.5.4.2.2 сәйкес анықталады:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{20880 \cdot 35500}{532535670}} = 0,373$$

Бұл құралдың 2.12 Кестесіне сәйкес прокаттық екітаврлы қималар үшін  $h / b = 350 / 300 = 1,17 < 2,0$  қатынасы кезінде «а» орнықтылық қисығы қолданылады, ол үшін құралдың 2.11 Кестесі бойынша бастапқы жетілмегендіктерді ескеретін коэффициент қабылданады,  $\alpha_{LT} = 0,21$ .

Орнықтылықты төмендетуші коэффициентті анықтау үшін шама:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,373 - 0,2) + 0,373^2 \right] = 0,588$$

Иілудің жалпақ пішінінің орнықтылықты жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,588 + \sqrt{0,588^2 - 0,373^2}} = 0,959$$

Көтергіш қасиетінің есептік мәні иілудің жалпақ пішінінің орнықтылығы бойынша ұстынның Өрнегі бойынша анықталады (2.40) бұл құралдың:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,959 \cdot 20880 \cdot \frac{35500}{1,0} = 71085000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 710850 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Иілудің жалпақ пішінінің орнықтылығы үшін құралдың (2.39) Өрнегінің шарты тексеру (Y осі үшін):

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{99550}{710850} = 0,140 < 1,0$$

Z осі үшін ұштық иілуші сәттердің мәндерінің қатынасы:  $\psi = 0$ .

$C_1$  мәні  $\psi = 0$  үшін Е.1 Кестесі бойынша қабылданған:  $C_1 = 1,879$ .

Иілудің жалпақ пішінінің орнықтылық жоғалтуының берік сыни сәті  $M_{cr}$ :

$$M_{cr} = 532535670 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Орнықтылық жоғалтуының иілуші пішіні үшін шартты иілгіштік:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8023 \cdot 35500}{532535670}} = 0,231$$

Орнықтылықты төмендетуші коэффициентті анықтау үшін шама:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,231 - 0,2) + 0,231^2 \right] = 0,530$$

Иілудің жалпақ пішінінің орнықтылықты жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,530 + \sqrt{0,530^2 - 0,231^2}} = 0,993$$

Ұстынның иілуінің жалпақ пішінінің орнықтылығы бойынша көтергіш қасиетінің есептік мәні (Z осі үшін):

$$M_{b,Rd,z} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,993 \cdot 8023 \cdot \frac{35500}{1,0} = 28282300 \text{ Н} \cdot \text{см} = 282823 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Иілудің жалпақ пішінінің орнықтылық шартын тексеру (Z осі үшін):

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{b,Rd,z}} = \frac{25060}{282823} = 0,089 < 1,0$$

Ұстын үшін иілудің жалпақ пішінінің орнықтылық шартын (қиманың әрбір осіне қатысты) орындалады.

Құралдың 2.5.4.2.2 сәйкес,  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,373 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$  шарты орындалатындықтан, Ұстын үшін

иілудің жалпақ пішінінің орнықтылығын тексеруді елемеуге болар еді.

Г.13.4.5.3 Иілу мен осьтік сығудың бірлескен әсері кезінде ұстынның орнықтылық бойынша көтергіш қасиеті

Қималардың 1 сыныбының элементтері үшін иілу мен осьтік сығудың бірлескен әсері кезінде бұл құралдың (2.46) және (2.47) Өрнектерінің шарттарын бір уақытта қанағаттандыруы тиіс:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 ;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 ,$$

мұндағы  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  және  $M_{Rk,i} = f_y \cdot W_{pl,i}$  ;

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-1 В Қосымшасында 2 баламады әдіс үшін нұсқауларға сәйкес келетін бұл құралдың 2.5.4.3.2 нұсқаулар бойынша анықталатын өзара әрекеттесу коэффициенттері. Осьтік сығу кезінде екіосьтік иілумен өзара әрекеттесудің барлық төрт коэффициентін анықтау қажет.

Ұстынның не бүйірлік ауысуына қарсы, не бұралуына қарсы бекітулері жоқ, және сәйкесінше бұралу деформацияларына ұшырауы мүмкін. Сәйкесінше, өзара әрекеттесу коэффициенттерін құралдың 2.16 кестесі бойынша анықтау қажет.

Бұл құралдың 2.17 Кестесі бойынша эквивалентті тұрақты сәтке өту  $C_{mi}$  коэффициенттері анықталады. Бекіту нүктелері арасында бекіту жоқ болғандықтан, эквивалентті тұрақты сәт үшін барлық үш  $C_{mi}$  коэффициенттер  $C_{my}$ ,  $C_{m\alpha}$  және  $C_{mLT}$  көрсетілген кестенің бірінші жолағынан өрнегінің көмегімен анықталады.

у-у осінің айналасында иілу және z-z жазықтығында бекітулер кезінде:

$$\psi = 0 \text{ үшін; } C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6 > 0,4 .$$

z-z осінің айналасында иілу және у-у жазықтығында бекітулер кезінде:  $\psi = 0$  үшін;

$$C_{mz} = 0,6 .$$

у-у осінің айналасында иілу және у жазықтығында бекітулер кезінде:  $\psi = 0$  үшін;

$$C_{mLT} = 0,6 .$$

Өзара әрекеттесу коэффициенті  $k_{yy}$  1 және 2 сыныпты көлденең қима үшін (созылымдық қасиеттерін ескерумен) тең:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 + (0,284 - 0,2) \cdot \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,632 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right) = 0,904 .$$

Өзара әрекеттесу коэффициенті  $k_{zz}$  тең:

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[ 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 + (2 \cdot 0,582 - 0,6) \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,861 <$$

$$< C_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right) = 1,248 .$$

Өзара әрекеттесу коэффициенті  $k_{yz}$  тең:  $k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,861 = 0,517$ .

Өзара әрекеттесу коэффициенті  $k_{zy}$  үшін  $\bar{\lambda}_z > 0,4$  тең:

$$k_{zy} = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,582}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,872 >$$

$$> \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,779.$$

(2.46) және (2.47) өзара әрекеттесу формулалары бойынша иілетін- сығылатын элементтер үшін орнықтылық шарттарын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} +$$

$$+ 0,632 \cdot \frac{99550}{0,959 \cdot 20880 \cdot 355 / 1,0} + 0,517 \cdot \frac{25060}{802,3 \cdot 355 / 1,0} = 0,768 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} +$$

$$+ 0,872 \cdot \frac{99550}{0,959 \cdot 20880 \cdot 355 / 1,0} + 0,861 \cdot \frac{25060}{802,3 \cdot 355 / 1,0} = 0,832 < 1,0.$$

Иілетін- сығылатын элементтер үшін орнықтылық шарты орындалады.

Байланыс жүйесіне кіретін бірінші және екінші қабаттардың ұстындарының қимасы беріктік пен орнықтылықтың барлық шарттарын қанағаттандыратындықтан, HEA 360 профильді екітаврлы қиманы қабылдау қалады.

### Г.13.5 Тірек элементтерін есептеу нәтижелері

Бұл мысалда қарастырылатын ғимарат үшін тіректің барлық элементтерін (ұстындар, аркалықтар мен диагоналды байланыстар) тексерушілік есептеулер орындалған. Есептеу нәтижелері, Г.1 қарастырылған қиманың қабылданған алдын ала қималары беріктік пен орнықтылық бойынша көтергіш қасиеттің барлық талаптарын қанағаттандыратынын көрсетті.

### Г.13.6 Бірінші қабаттың диагоналды байланыстарын бекіту торабын есептеу

Г.13.6.1 Диагоналды байланысты бірінші қабаттың қимасы (201 элемент) – жабық тік бұрышты профиль  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм S355H болаттан EN 10210-1 бойынша аққыштықтың номиналды шегімен  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>.

Құралдың 3.5.3 сәйкес, бұрыштық дәнекерлеу жіктері мен бұрандамалық диссипативті емес қосылыстар бұл тармақтың (3.1) Өрнегіне сәйкес анықталатын күшке есептеледі:

$$N_{соед} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1522950 = 2094000 \text{ Н},$$

мұндағы  $N_{pl,Rd}$  – Г.13.1.3 анықталған созыымды кезеңде байланыстың көлденең қимасының көтергіш қасиеті:  $N_{pl,Rd} = 1522950 \text{ Н}$ ;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – құралдың 2.2.2.2 сәйкес беріктік резервінің коэффициенті, ал  $1,1$  – жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Г.1.13.6.2 Бұл мысалда диагоналды Х тәрізді байланыстардың бекітілуі 10.9 сыныпты бұрандамаларда қарастырылған, ол бұл құралдың 2.2.3.2 нұсқаулары бойынша қабылданған.

Құралдың 3.5.4 сәйкес, қосылыстар үшін бұрандамалы қосылыстардың В және С санаттарын пайдалану ұсынылады (ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.2 Кестесі). Бірақ бұл тармақта қарастырылатын торап үшін қабылданған бұрандамалармен сондай-ақ кесінді қосылыстардың да мүмкін болатыны көрсетілген (ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.2 Кестесі бойынша А санаты).

Г.1.13.6.3 ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.1 Кестесіне сәйкес, 10.9 беріктік сыныбының бұрандамалары үшін аққыштық шегінің номиналды мәні тең  $f_{yb} = 900$  Н/мм<sup>2</sup>, ал созылуға уақыттық кедергілесу –  $f_{ub} = 1000$  Н/мм<sup>2</sup>.

Брутто байланыс қимасы мен фасонка үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті:  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Нетто фасонка қимасы үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Бұрандамалар үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

#### Г.1.13.6.4 Тесіктердің орналасуы мен мөлшерлері

Тесіктердің мөлшерлері EN 1090-2 6.6.1 11 Кестесі бойынша қабылданады. Бұл тармаққа сәйкес, аймақаралық бұрандамалар үшін тесіктің номиналды диаметрі бұрандама өзегінің диаметріне тең болуы тиіс. EN 14399-8 сәйкес, аймақаралық бұрандамалар өзектің номиналды диаметрі бұрандамалық бөліктің номиналды диаметріне қарағанда 1 мм артық. Сондықтан бұрандамаларды бекіту торабында қабылданғандар үшін M42 диаметр тесіктердің диаметрі тең  $d_0 = 43$  мм.

Диагоналды X тәрізді байланыстардың бекіту торабының схемасы Г.15 суретте келтірілген.

Бұрандамалардың осьтері арасындағы ең үлкен қашықтық ( $p_1$  және  $p_2$  қадамдары) келесі ең аз мәндермен шектеледі:  $p_{\max} = 14 \cdot t = 14 \cdot 30 = 420$  мм және  $p_{\max} = 200$  мм. Мұндағы,  $t$  – қосылған неғұрлым жұқа элементтердің қалыңдығы.

– күштің бойымен шетке дейінгі минималды қашықтық тең:  $e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 43 = 51,6$  мм ;

– күштің көлденеңімен шетке дейінгі минималды қашықтық тең:  $e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 43 = 51,6$  мм ;

– күштің бойымен бұрандамалардың қадамы тең:  $p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 43 = 94,6$  мм ;

– күштің көлденеңімен бұрандамалардың қадамы тең:  $p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 43 = 103,2$  мм .

Бұрандамалардың осьтерінің арасындағы ( $p_1$  және  $p_2$  қадамдар) максималды қашықтық келесі мәндердің ең азымен шектеледі:  $p_{\max} = 14 \cdot t = 14 \cdot 30 = 420$  мм және  $p_{\max} = 200$  мм. Бұл жерде  $t$  – неғұрлым жіңішке қосылатын элементтердің қалыңдығы.

Қарастырылатын торап үшін қашықтықтардың келесі мәндері қабылданған:

$e_1 = 55$  мм;  $e_2 = 70$  мм;  $p_1 = 95$  мм;  $p_2 = 105$  мм  $< p_{\max} = 200$  мм.

#### Г.1.13.6.5 Бұрандамалы қосылысты есептеу

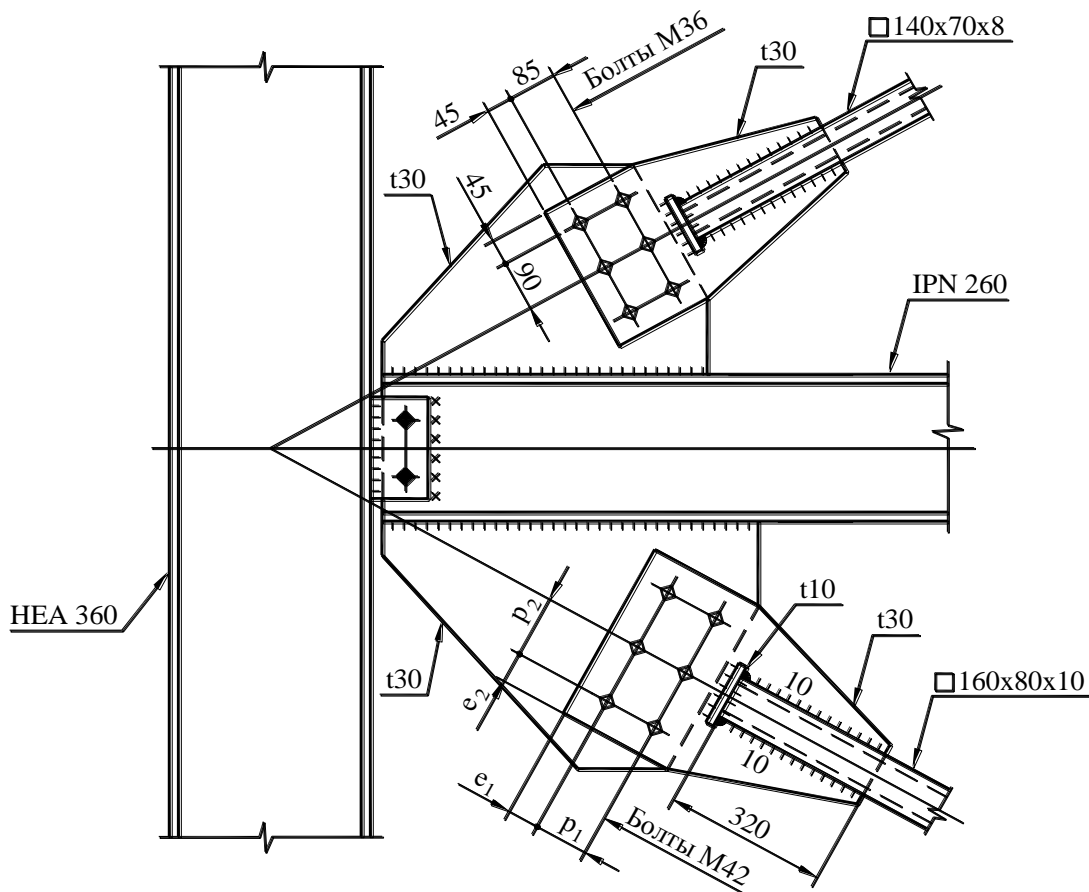
Бұл мысалда қабылданған қосылыс, ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4.1 сәйкес, А санатына жатады – кесінді қосылыс, онда Г.13.6.1 анықталған элементтегі есептік күш ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.2 Кестесіне сәйкес, бұрандамалардың кесілу мен мыжылуға көтергіш қасиетінен аспауы тиіс.

Есептік кесуге бір бұрандаманың көтергіш қасиеті ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4 Кестесінде келтірілген өрнектер бойынша анықталады. Бұл торап үшін бұрандамалар бір жазықтықта кесіледі деп алынған (Г.15 Суретті қар.) және кесу жазықтығы бұрандаманың жазық бөлігі арқылы өтеді, сондықтан  $\alpha_v = 0,6$ .

Брутто қабылданған бұрандамалар қимасының ауданы M42:  $A = 1451$  мм<sup>2</sup>.

Кесуге бір бұрандаманың көтергіш қасиеті:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 1000 \cdot 1451}{1,25} = 696480 \text{ Н}.$$



Г.15 Сурет – Диагоналды X тәрізді байланыстарды бекіту торабының сұлбасы

Бір бұрандама үшін майысуға қосылыстың есептік көтергіш қасиеті ҚР ҚН EN 1993-1-8. 3.4 Кестесінде келтірілген өрнектер бойынша анықталады.

Байланыстың даигоналды элементінің кесетін фасонкасы мен арқалық фасонкасы қалыңдығы  $t = 30$  мм S355 болаттан қабылданған, аққыштықтың номиналды шегімен  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> және уақыттық кедергімен  $f_u = 490$  Н/мм<sup>2</sup>.

М42 бір бұрандама үшін майысуға қосылыстың көтергіш қасиеті тең:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,719 \cdot 0,426 \cdot 490 \cdot 43 \cdot 30}{1,25} = 370310 \text{ Н},$$

мұндағы  $d = 43$  мм – бұрандаманың номиналды диаметрі;

$t = 30$  мм – неғұрлым жіңішке қосылатын элементтердің қалыңдығы;

$\alpha_b$  – мәні жоғарыда аталғандардан ең аз болып қабылданған коэффициент,  $\alpha_d$ ,  $f_{ub} / f_u$  және 1,0:

– шеткі бұрандамалар үшін күштің бойымен  $\alpha_d$  коэффициенті өрнек бойынша анықталады:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{55}{3 \cdot 43} = 0,426;$$

– орта бұрандамалар үшін күштің бойымен  $\alpha_d$  коэффициенті өрнегі бойынша анықталады:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{95}{3 \cdot 43} - \frac{1}{4} = 0,486;$$

$$- f_{ub} / f_u = 1000 / 490 = 2,041.$$

Коэффициент  $\alpha_b$  қабылданды:  $\alpha_b = 0,426$ .

$k_1$  – күштің бойымен шеткі бұрандамалар үшін коэффициент, оның мәні 2,5 мәнінен ең аз

болып қабылданған және:

$$k_1 = 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{70}{43} - 1,7 = 2,858;$$

$$k_1 = 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{105}{43} - 1,7 = 1,719$$

Коэффициент  $k_1$  қабылданды:  $k_1 = 1,719$ .

Бұл құралдың 3.5.5 сәйкес, кесуге істейтін бұрандамалық қосылыстар үшін, бұрандамалар  $F_{v,Rd}$  кесігіне есептік кедергі майысуға  $F_{b,Rd}$  есептік кедергіден 1,2 есе артық болуы тиіс.

Бұл үлгіде:  $F_{v,Rd} / F_{b,Rd} = 696480 / 370310 = 1,88 > 1,2$  болғандықтан, 3.5.5 шарт орындалады.

Қосылыстағы «n» бұрандамалардың қажетті саны:

$$n = N_{соед} / F_{b,Rd} = 2094000 / 370310 = 5,7 \text{ шт}$$

Байланыстың диагоналды элементтерін бекіту екі қатарға орналасқан алты бұрандамаларда қабылданады.

Г.13.6.6 Созу кезінде беріктік бойынша фасонкалардың көтергіш қасиеті

Осы құралдың 2.5.3.1 сәйкес, бұрандамалар үшін тесіктерімен байланыстың диагоналды элементінің кесетін фасонкасының қимасы үшін созуға көтергіш қасиетінің есептік мәні  $N_{t,Rd}$  келесілерден ең кіші деп қабылданады:

– бұл құралдың (2.4) Өрнегі бойынша анықталатын созылымды кезеңде брутто фасонканың көлденең қимасының көтергіш қасиетінің есептік мәні:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10500 \cdot 355 / 1,0 = 3727500 \text{ Н} > N_{соед} = 2094000 \text{ Н},$$

мұндағы  $A = 350 \cdot 30 = 10500 \text{ мм}^2$  – фасонка қимасының ауданы.

– бұл құралдың (2.5) Өрнегі бойынша анықталатын созылымды кезеңде нетто фасонканың көлденең қимасының көтергіш қасиетінің есептік мәні:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 6630 \cdot 490}{1,25} = 2339060 \text{ Н} > N_{соед} = 2094000 \text{ Н},$$

мұндағы нетто фасонка қимасының ауданы тең:  $A_{net} = 350 \cdot 30 - 3 \cdot 43 \cdot 30 = 6630 \text{ мм}^2$ .

Бұл құралдың (2.3) Өрнегі бойынша анықталатын созылған фасонканың беріктік шарты орындалады:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = N_{соед} / N_{u,Rd} = 2094000 / 2339060 = 0,895 < 1,0.$$

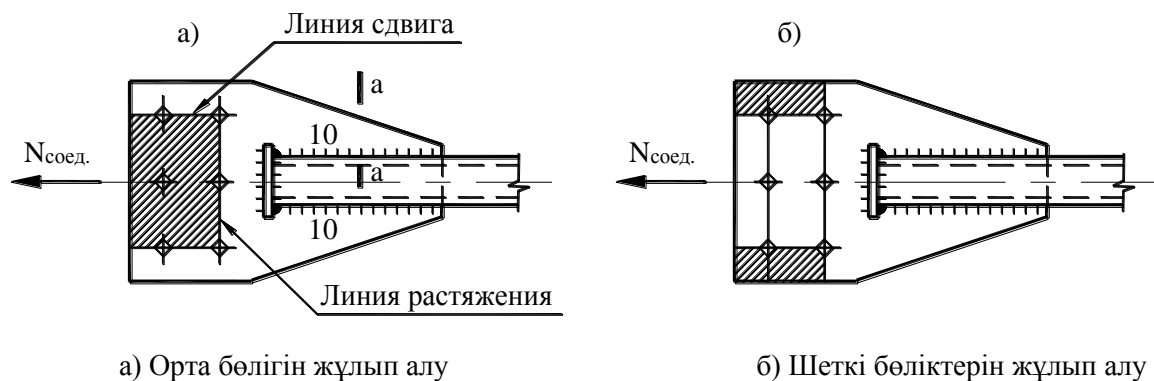
Арқалық фасонкасының қимасы артық, сондықтан ол тексерілмейді.

Г.13.6.7 Материалды жұлып алуға шеткі аймақты есептеу (соғу)

ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.2 тармағына сәйкес, шеткі аймақтың материалын жұлып алу тесіктердің желісімен созатын күштердің әсерінен оның алшақтауымен болатын, тесіктер тобының қозғалыс бетінің бойымен бұрандамалар қатарының немесе тобының қозғалуы салдарынан болады.

Байланыстың диагоналды элементінің кесетін фасонка материалын жұлып алу схемасы Г.16 суретте көрсетілген.





а) Орта бөлігін жұлып алу  
 б) Шеткі бөліктерін жұлып алу  
**Г.16 Сурет – Байланыстың диагоналды элементінің кесінді фасонкасының материалын жұлып алу схемалары**

Байланыстың диагоналды элементінің кесетін фасонкасының есептік көтергіш қасиеті фасонканың орта бөлігінің материалын жұлып алу кезінде, қозғалтатын күшті эксцентриситетсіз бұрандамалардың симметриялық тобына берген кезде ҚР ҚН EN 1993-1-8 (3.9) Өрнегі бойынша анықталады:

$$V_{\text{eff},I,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 490 \cdot (2 \cdot 105 - 2 \cdot 43) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (95 + 55 - 43 - 0,5 \cdot 43) \cdot 30 \cdot 2 / 1,0 = 2509700 \text{ Н},$$

мұндағы  $A_{nt}$  – нетто созылған аймақ қимасының ауданы;

$A_{nv}$  – нетто қозғалатын аймақ қимасының ауданы.

ҚР ҚН EN 1993-1-8 (3.9) Өрнегі бойынша анықталған фасонканың шеткі бөлігінің материалын жұлып алу кезінде байланыстың диагоналды элементінің кесетін фасонкасының есептік көтергіш қасиеті:

$$V_{\text{eff},I,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 2 \cdot [490 \cdot (70 - 0,5 \cdot 43) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (95 + 55 - 43 - 0,5 \cdot 43) \cdot 30 / 1,0] = 2192190 \text{ Н}.$$

Жұлып алуға байланыстың диагоналды элементінің кесетін фасонкасының минималды көтергіш қасиеті Г.1.13.6.1 анықталған қосылыс үшін есептік күштен артық:

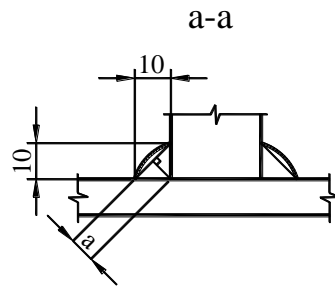
$$V_{\text{eff},I,Rd} = 2192190 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 2094000 \text{ Н}.$$

Байланыстың диагоналды элементінің фасонкасының беріктік шарты орындалады.

Г.13.6.8 Байланыстың диагоналды элементіне кесетін фасонканы бекітудің дәнекерлеу жіктерін есептеу

Қалыңдығы  $t = 30$  мм фасонканы қимасы  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм байланыс элементінің жабық тік бұрышты профиліне бекітетін дәнекерлеу жіктері бұрыштық дәнекерлеу жіктеріне жатады.

Мысалда 10 мм тең катеттерімен дәнекерлеу жіктері алынған. Бұнымен қоса, ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.2 сәйкес, дәнекерлеу бұрыштық жігінің «а» тиімді қалыңдығы, тең –  $a = 7$  мм (Г.17 суретті қараңыз). Дәнекерлеу жігінің  $\ell_{ш}$  тиімді ұзындығы, ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.1 сәйкес, «а» қос тиімді биіктігін шегерумен тігістің толық ұзындығына (Г.15 суретті қараңыз) тең деп алынған:  $\ell_{ш} = 320 - 2 \cdot 7 = 306$  мм.



**Г.17 Сурет – Байланыстың диагоналды элементіне кесінді фасонканы бекітетін дәнекерлеу жіктерінің схемасы**

ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.3 сәйкес, қабылданған бұрыштық дәнекерлеу жігінің есептік көтергіш қасиеті жеткілікті болып саналады, себебі көрсетілген (4.2) Өрнегінің шарты орындалады:

$$F_{w,Ed} = 1710 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1760 \text{ Н/мм},$$

мұндағы  $F_{w,Ed}$  – қабылданған төрт жік үшін анықталатын дәнекерлеу жігі ұзындығының бірлігіне әсер ететін сыртқы күштердің есептік мәні (Г.17 суретті қараңыз):

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{соед}}{4 \cdot \ell_{ш}} = \frac{2094000}{4 \cdot 306} = 1710 \text{ Н/мм};$$

$F_{w,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-8 (4.3) Өрнегі бойынша анықталатын дәнекерлеу жігінің ұзындық бірлігіне көтергіш қасиетінің есептік мәні:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 251,5 \cdot 7 = 1760 \text{ Н/мм},$$

мұндағы  $f_{vw,d}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-8 (4.4) Өрнегі бойынша анықталатын қозғалуға дәнекерлеу жігінің есептік беріктігі:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 251,5 \text{ Н/мм}^2,$$

мұндағы  $f_u$  – қосылатын элементтерден азырақ берік созылуға уақыттық кедергінің номиналды мәні;

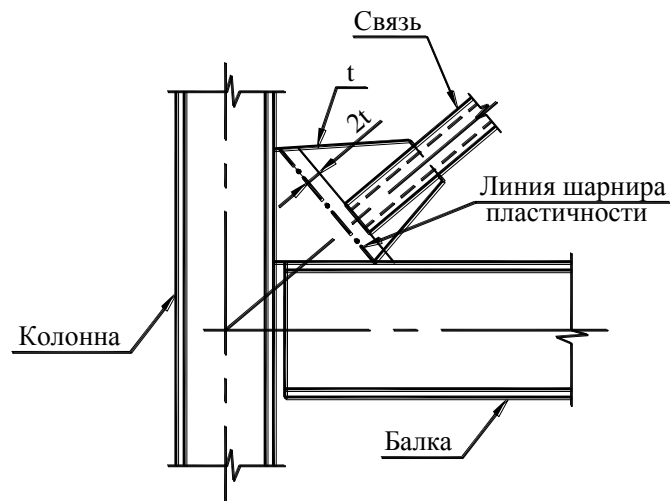
$\beta_w = 0,9$  – ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.1 кестесі бойынша алынатын S355 болат үшін түзету коэффициенті.

Қабылданған бұрыштық дәнекерлеу жіктері ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5 Бөлімшесінің барлық талаптарын қанағаттандырады. Мысалда бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің көтергіш қасиетін анықтаудың жеңілдетілген әдісі келтірілген. Бағытталған әдіс бойынша бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің көтергіш қасиетін анықтау ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.2 және оған құралда келтірілген.

Аркалықтың бекітілуін есептеу кезінде, оған байланыстар қосылған жағдайда, осы байланыстардың қосымша күштерін есепке алу қажет.

Г.13.6.9 Тіректің көтергіш элементтеріне Х- тәрізді диагоналды байланыстарды бекітудің құрылымдық шешімдерінің нұсқалары

ҚР ҚН EN 1998-1 тіректің көтергіш элементтеріне (аркалықтар, ұстындар) Х- тәрізді диагоналды байланыстарды бекітудің құрылымдық шешімдер бойынша ұсыныстар жоқ. Шетелдік әдебиетте Г.18 суретте көрсетілген диссипативті элементтер секілді істейтін концентрлес диагоналды байланыстарды бекіту нұсқасы келтіріледі. Бұл торапта байланыстың диагоналды элементі мен фасонка созымдылығы топсасы желісінің арасындағы, 2t тең немесе артық қашықтық диагоналды байланыстың орнықтылығын қамтамасыз ететіні қарастырылған.



**Г.18 Сурет – Шетелдік әдебиет бойынша байланыстардың диагоналды элементтерін бекіту**

Қазақстанда келтірілген зерттеулер бойынша, Г.18 суретте көрсетілген, байланыс фасонкасын бір уақытта ұстын мен арқалыққа бекіту сенімді емес, себебі фасонканы ұстынға немесе арқалыққа бекітетін дәнекерлеу жіктері бойынша бұзылу жүреді. Байланыстарды бекіту тораптары үшін А Қосымшасында келтірілген құрылымдық шешімдерді қабылдау қажет. Байланыстарда есептеу туралы ақпараты Б қосымшасында келтірілген энергия сорғыштарды қолдану ұсынылады.

#### **Г.14 Бұзылуларды шектеу бойынша талаптарды тексеру**

Бұзылуларды шектеу бойынша талап орындалған болып саналады, егер құрылымдық емес элементтер құрылымның деформациялануына әсер етпейтіндей бекітілген ғимараттың қабатаралық құламалары бұл құралдың (В.27) Өрнегіне сәйкес келсе:

$$d_{rs} \cdot v \leq 0,01 \cdot h$$

Сейсмикалық әсерлердің қайталанушылығының неғұрлым төмен кезеңін ескеретін  $v$  редукция коэффициентінің мәні, II жауапкершілік сыныбының ғимараты үшін бұл мысалда «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» құралының 7.3.2.3 сәйкес 0,5-ке тең деп алынған.

SCAD бағдарламасы бойынша есептеу кезінде алынған қабатаралық аражабындардың ( $d_s$ ) деңгейлеріндегі тірек ауысуларының мәндері және сейсмикалық әсерлердің комбинациялары үшін тірек құламаларының ( $d_{rs}$ ) мәндері екі ортогоналды бағыттар кезінде Г.6 кестесінде келтірілген.

**Г.6 кесте – Тіректің ( $d_s$ ) қабатаралық жабындары деңгейлеріндегі ауысулар мен қабаттардың құламалары ( $d_{rs}$ )**

Биіктігі бойынша аражабын №	Есептік әсер ету кезінде сейсмикалық комбинациялар үшін ауысулардың мәндері $d_s$ (мм)		Биіктігі бойынша қабат №	Есептік әсер ету кезінде сейсмикалық комбинациялар үшін құламалардың мәндері $d_{rs}$ (мм)	
	көлденең бағытта (У осімен)	бойлық бағытта (Х осімен)		көлденең бағытта (У осімен)	бойлық бағытта (Х осімен)
5	242	222	5	37	29
4	205	193	4	47	42
3	158	151	3	52	49
2	106	102	2	57	51
1	49	51	1	49	51

Қабат биіктігі бұл мысалда  $h = 3300$  мм, демек қабаттың құламасының максималды мүмкін мәні тең:  $0,01 \cdot h = 0,01 \cdot 3300 = 33$  мм. Г.6 Кестесінің деректерінен, екінші қабат үшін құламасының максималды мүмкін мәні  $d_{rs, \max} = d_{rs} \cdot v = 57 \cdot 0,5 = 28,5$  мм тең екені, мүмкіннен кем екені көрініп тұр.

Г.6 Кестеде келтірілген деректерді талдау, қарастырылатын ғимараттың қабаттарының құламалары (В.27) Өрнегін қанағаттандыратынын көрсетеді, және сәйкесінше, бүлінулерді шектеу бойынша ҚР ҚН EN 1998-1 нормаларының талаптары орындалады.

**Д қосымшасы**  
(ақпараттық)

**Бір бағыттағы моменттік жақтаулары мен өзге бағыттағы эксцентрлік байланыстары бар ғимарат қаңқасының сейсмикалық ықпалын есептеу үлгісі**

**Д мысалы. ДСМ сыныпты бес қабатты болат конструкциялардан жасалған ғимараттың сейсмикалық ықпалын есептеу**

**Д.1 Бастапқы деректер**

Бір бағытта жақтаулары, ал өзге бағытта – эксцентрлік байланыстары орналасқан болат қаңқалы бес қабатты ғимараттың сейсмикалық ықпалын есептеуді орындау талап етіледі. Өз мақсаты бойынша ғимарат қоғамдық ғимараттар санатына жатқызылады.

Ғимараттың жауапкершілігі «Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 5.1.-кестесіне сәйкес II сынып ретінде қабылданған.

Жоспарда қарастырылып отырған ғимараттың нысаны шаршылы, габариттік өлшемдері колонналардың осьтері бойынша  $18,0 \times 18,0$  м. Колонналардың ара қашықтығы екі бағытта да 6,0 м. Барлық қабаттардың биіктігі 3,3 м.

Ғимараттың конструктивтік тұрпаты осы оқу құралының 2.3.1 сәйкес, көлденең бағытта (Х осі бойынша) – моменттік жақтаулы қаңқадан, ұзына бойлық бағытта (У осі бойынша) – эксцентрлік байланыстары бар қаңқадан тұрады. Қарастырылып отырған ғимаратта ұзына бойлық бағыттағы сейсмикалық ықпалдарға кедергі келтіретін жақтаулар ғимараттың барлық қатарлары бойынша, ал сейсмикалық ықпалды қабылдайтын эксцентрлік байланыстар 1 және 4-ші шеткі осьтер бойынша ғана орналасқан. Қаңқадағы жақтаулар ғимараттың барлық осьтері бойынша аражабын арқалықтарымен жалғастырылған.

Сұлбалық жоспар мен кесіндер Д.1-суретте, ал қаңқаның жалпы түрі – Д.2-суретте көрсетілген.

Ғимарат қаңқасының конструктивтік элементтерінің қималары бұл үлгіде алдын ала есептеу бойынша төмендегідей қабылданған:

а) Колонналар – табақтардан тұратын болаттан жасалған пісірмелі қос таврлы қимадан:

– ғимараттың бірінші және екінші қабаттарындағы барлық колонналардың  $380 \times 28$  мм табақтан жасалған сөрелері және  $394 \times 16$  мм табақтан жасалған қабырғалары бар қос таврлы көлденең қимасы бар;

– ғимараттың үшінші, төртінші және бесінші қабаттарындағы барлық колонналардың  $380 \times 22$  мм табақтан жасалған сөрелері және  $406 \times 14$  мм табақтан жасалған қабырғалары бар қос таврлы көлденең қимасы бар.

б) бойлық бағыттағы арқалықтар-ригельдер (А, Б, В және Г қатарлары бойынша) – табақтан тұратын болат пісірмелі қос таврлы қимасы бар:

– ғимараттың бірінші және екінші қабаттарының аражабынындағы ригельдердің  $160 \times 10$  мм табақтан жасалған сөрелері және  $330 \times 6$  мм табақтан жасалған қабырғалары бар пісірмелі қос таврлы көлденең қимасы бар;

– ғимараттың үшінші және төртінші қабаттарының аражабынындағы ригельдердің  $140 \times 10$  мм табақтан жасалған сөрелері және  $2800 \times 6$  мм табақтан жасалған қабырғалары бар пісірмелі қос таврлы көлденең қимасы бар;

– ғимараттың бесінші қабатының аражабынындағы ригельдердің  $90 \times 8$  мм табақтан жасалған сөрелері және  $284 \times 6$  мм табақтан жасалған қабырғалары бар пісірмелі қос таврлы

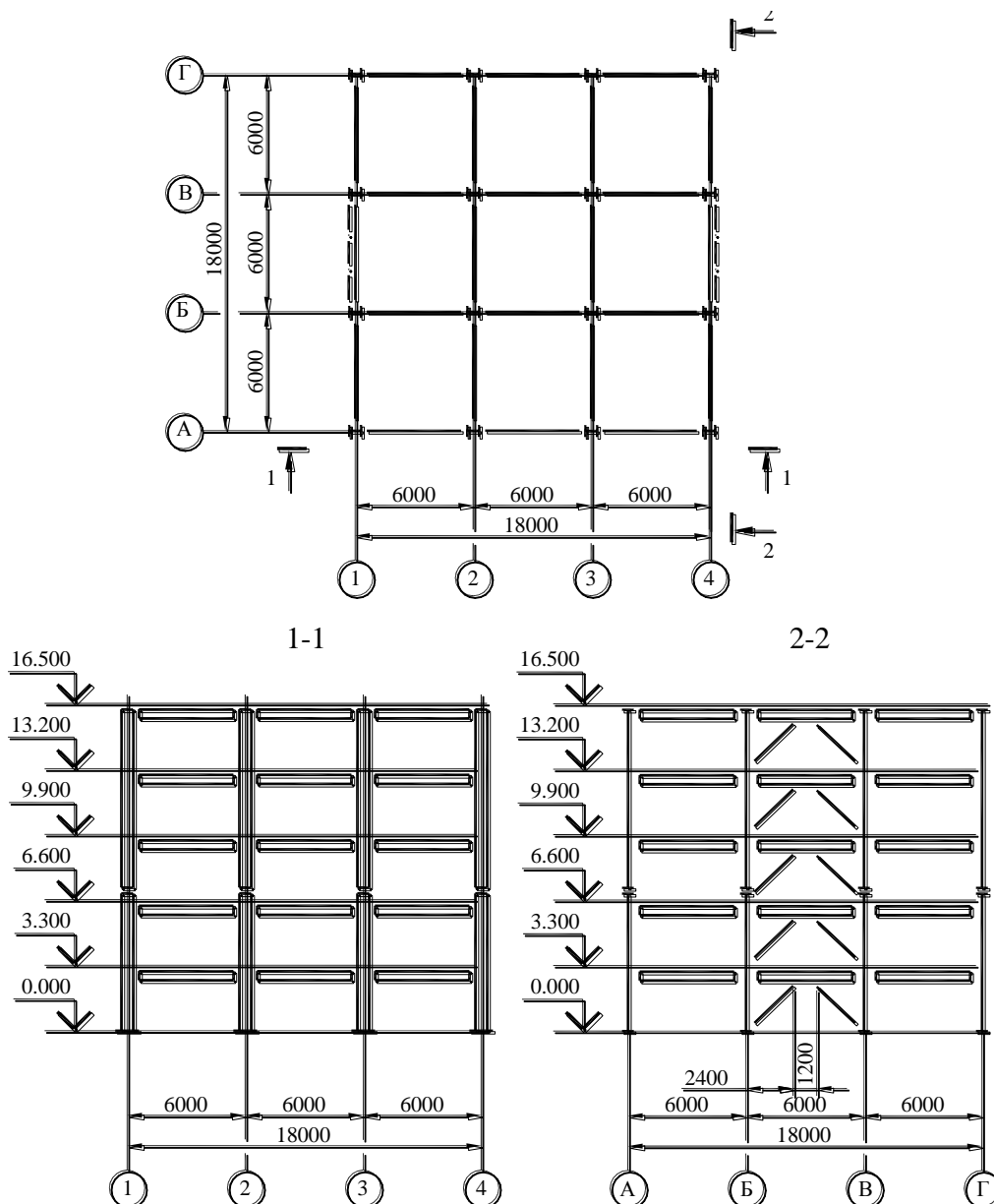
көлденең қимасы бар.

в) бойлық бағыттағы аражабындардың арқалықтары – табақтардан тұратын болат пісірмелі қос таврлы қимасы бар:

– ғимараттың барлық аражабынындарындағы арқалықтардың көлденең бағыттағы 2 және 3 осьтері бойынша 150×12 мм табақтан жасалған сөрелері және 276×6 мм табақтан жасалған қабырғалары бар пісірмелі қос таврлы көлденең қимасы бар;

– ғимараттың барлық аражабынындарындағы арқалықтардың көлденең бағыттағы А – Б және В – Г өткіндерінде 1 және 4 осьтері бойынша 140×10 мм табақтан жасалған сөрелері және 280×6 мм табақтан жасалған қабырғалары бар пісірмелі қос таврлы көлденең қимасы бар.

### ТИПТІК ҚАБАТТЫҢ ЖОСПАРЫ



Д.1 – сурет. Ғимарат қаңқасының сұлбалық жоспары және кесіндері

г) Б – В өткініндегі 1 және 4 осьтер бойынша орналасқан көлденең сейсмикаға қарсы звенолары бар табақтан жасалған болат пісірмелі қос таврлы қимасы бар арқалықтар:

– бірінші қабаттың арқалығының ортасындағы ұзындығы 1200 мм сейсмикаға қарсы звено үшін – 280×20 мм табақтан жасалған сөрелері және 460×18 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима, арқалықтың қалған бөлігі – 280×25 мм табақтан жасалған сөрелері және 460×20 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима;

– екінші қабаттың арқалығының ортасындағы ұзындығы 1200 мм сейсмикаға қарсы звено үшін – 260×18 мм табақтан жасалған сөрелері және 414×16 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима, арқалықтың қалған бөлігі – 260×22 мм табақтан жасалған сөрелері және 414×18 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима;

– үшінші қабаттың арқалығының ортасындағы ұзындығы 1200 мм сейсмикаға қарсы звено үшін – 260×16 мм табақтан жасалған сөрелері және 368×16 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима, арқалықтың қалған бөлігі – 260×18 мм табақтан жасалған сөрелері және 368×16 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима;

– төртінші қабаттың арқалығының ортасындағы ұзындығы 1200 мм сейсмикаға қарсы звено үшін – 160×14 мм табақтан жасалған сөрелері және 322×10 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима, арқалықтың қалған бөлігі – 160×14 мм табақтан жасалған сөрелері және 322×6 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима;

– бесінші қабаттың арқалығының ортасындағы ұзындығы 1200 мм сейсмикаға қарсы звено үшін – 85×6 мм табақтан жасалған сөрелері және 188×4 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима, арқалықтың қалған бөлігі – 85×6 мм табақтан жасалған сөрелері және 188×4 мм табақтан жасалған қабырғасы бар қоставрлы қима.

д) ғимараттың көлденең бағытындағы эксцентрілік байланыстар Б – В өткініндегі 1 және 4 осьтер бойынша – түйық профильді қимада:

– бірінші қабатта - □ 250×250×12,5 мм;

– екінші қабатта - □ 200×200×12,5 мм;

– үшінші қабатта - □ 180×180×12,5 мм;

– төртінші қабатта - □ 160×160×10 мм;

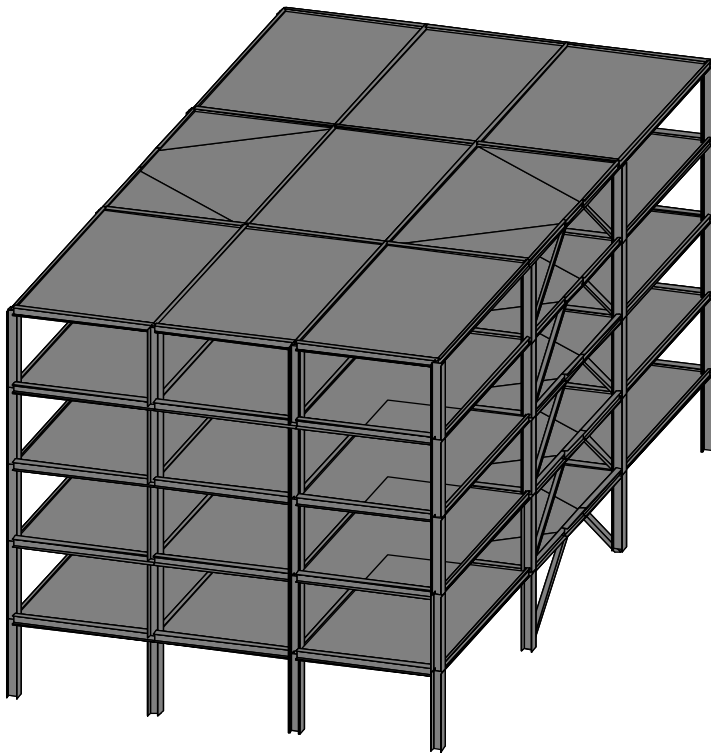
– бесінші қабатта - 120×120×8 мм.

Аражабындар мен жабындар қалыңдығы 180 мм монолитті темірбетонмен қабылданған.

Арақабырғалар жеңіл тиімді материалдардан жасалған қаңқалы конструкциялармен қабылданған.

Сыртқы қабырғалық қоршаулар шыны пакеттермен толтырылған алюминий профильдерден жасалған сөрелік қапсырмалармен қабылданған.

Ғимараттың төбесі – аралас, рулонды материалдардан.



Д.2 – сурет. Ғимарат қаңқасының жалпы түрі

Ғимараттың конструктивтік элементтерінің материалы:

- барлық колонналар, арқылық-ригельдер және Б-В өткініндегі 1 және 4 осьтер бойынша орналасқан сейсмкалық қарсы звенолары бар арқалықтардан басқа, қаңқаның арқалықтары – осы оқу құралының 2.2.-кестесі бойынша S355 болаттан;
- эксцентрлік байланыстар – осы оқу құралының 2.2.-кестесі бойынша S355 болаттан;
- барлық қабаттағы Б-В өткініндегі 1 және 4 осьтер бойынша орналасқан сейсмкалық қарсы звенолары бар арқалықтар - оқу құралының 2.2.-кестесі бойынша S235 болаттан;
- жабындармен аражабындардың плиталары – C25/30 сыныпты бетоннан жасалған.

Бұл ғимарат төмендегідей талаптар орындалатын болғандықтан, биіктігі бойынша да, жоспарда да тұрақты ретінде жіктеледі:

- ғимараттың конструктивтік жүйесіндегі массалар мен көлденең қаттылықтрады бөлу шамамен жоспардағы екі ортогоналды бағытқа салыстырмалы түрде симметриялы;
- жоспардағы ғимараттың конфигурациясы, жинақы, шығыңқыларсыз қабылданған;
- жоспардағы аражабындар қаттылығы тік конструктивтік элементтердің (колонналардың) көлденең қаттылығынан асып түседі;

$\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 18,0 / 18,0 = 1,0$  тең жоспардағы ғимараттың икемділігі осы оқу құралының 2.4.-қосалқы тарауында көрсетілген 4,0 шамадан аспайды. Мұндағы  $L_{\max} = 18,0$  м – әріптік осьтердің бойлық жоспарындағы ғимараттың мөлшері,  $L_{\min} = 18,0$  м – сандық осьтердің бойлық жоспарындағы ғимараттың мөлшері;

- көлденең жүктемелерді қабылдайтын қаңқаның барлық конструкциялары ғимараттың іргетасынан жоғарысына дейін үзіліссіз;

- жекелеген қабаттардың көлденең қаттылықтары мен массалары тұрақты немесе ғимараттың негіздемесінен жоғары қарай бірте-бірте азайып отырады.

Осы үлгіде ғимараттың ортогоналдық бағыттарға арналғанына қарамастан, әр түрлі



конструктивтік тұрпаттар қабылданған, екі бағыттағы да конструктивтік жүйенің қаттылығы мен қарама-қарсылығы бір-біріне жақын.

Ғимарат биіктігі бойынша және жоспардағы тұрақты нысан ретінде жіктеледі, себебі мұнда төмендегідей талаптар орындалады:

- ғимараттың конструктивтік жүйесіндегі массалар мен көлденең қаттылықтардың бөлінуі жоспардағы ортогоналдық екі бағытқа қатысты симметриялы;
- жоспардағы ғимараттың конфигурациясы жинақы, еш шығыңқысыз қабылданған;
- жоспардағы аражабындардың қаттылығы тікелей конструктивтік элементтердің (колонналардың) көлденең қаттылығынан асып түседі;
- жоспардағы ғимараттың икемділігі  $\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 18,0 / 18,0 = 1,0$  тең, жоспардағы тұрақты нысан ретінде жіктелген ғимараттарға арналған оқу құралының 2.4 көрсетілген шамасы 4-тен кем. Мұндағы  $L_{\max}$  және  $L_{\min}$  – жоспардағы ғимараттың ортогоналдық бағыттағы мөлшерлері;
- көлденең жүктемелерді қабылдайтын қаңқаның барлық конструкциялары ғимараттың іргетасынан төбесіне дейін үзіліссіз;
- жекелеген қабаттардың көлденең қаттылықтары мен массалары тұрақты немесе ғимараттың негізінен жоғары қарай бірте-бірте азая береді.

Қарастырылып отырған ғимарат диссипативтік конструктивтік тәртіпті, яғни диссипативтік аймақтармен аталған ғимарат бөліктерінің қабілеттіліктері есебінен энергияны пластикалық деформациялауға және гистерезистік таратуға ие қабілеттілігін ескере отырып, серпінді тәртіптің арқасында сейсмикалық ықпалдарға қарсы тұратын болады. Ғимараттың осы қаңқасындағы диссипативтік аймақтар байланыстары бар жақтаулардың бағытындағы эксцентрлік байланыстар бекітілетін арқалықтардың сейсмикаға қарсы звеноларында және колонна қабырғаларының панельдік аймақтарында және арқалық-ригельдерде қарастырылған.

Жобаланып отырған ғимарат осы оқу құралының 2.2.1.- тармағына сәйкес, орташа DCM сыныбына сәйкес келеді. Осы оқу құралының 2.3.2.-тармағына және 2.5.-кестесіне сәйкес жоспарда және биіктігі бойынша ширатуға жеткілікті қаттылыққа ие тұрақты моменттік жақтаулы қаңқаларға арналған тәртіп коэффициенті  $q = 4$  тең деп қабылданған және DCM иілімділік сыныбы эксцентрлік байланыстары бар қаңқалар үшін де тәртіп коэффициенті  $q = 4$  деп қабылданған.

Қабылданған тәртіп коэффициенттері және иілімділік сыныбы осы оқу құралының 2.3.2.7 және 2.3.2.8 талаптарын қанағаттандырады.

Есептеулерде есепке алынған тұрақты және ауыспалы (қоса берілген) жүктемелердің мәндері осы оқу құралының В қосымшасының В.1-кестесі бойынша қабылданған.

## Д.2 Құрылыс алаңының сейсмикалық қауіптілігі және топырақ жағдайлары

Осы үлгіде қарастырылып отырған ғимарат құрылысының алаңы орналасқан аймақ үшін В.1 үлгісінің параметрлері қабылданған:

- $I_{1475} = 0,45 \cdot g$  картасы бойынша шекті жылдамдықтың мәні  $a_{gR(475)}$ ;
- $I_{12475} = 0,60 \cdot g$  картасы бойынша шекті жылдамдықтың мәні  $a_{gR(2475)}$ ;
- $I_{2475}$  картасы бойынша аймақтың сейсмикалылығы – 9 балл;
- $I_{22475}$  картасы бойынша аймақтың сейсмикалылығы – 9 балл.

Сейсмикалық қасиеттері бойынша құрылыс алаңының топырақ жағдайлары «Сейсмикалық тұрақты ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» оқу құралының 3.1.-кестесі бойынша II тұрпатқа сәйкес келеді.

Инженерлік-геологиялық іздестірулердің нәтижелері бойынша және шағын сейсмикалық аймақтандыру картасы бойынша құрылыс алаңының сейсмикалылығы 9 баллды құрайды.

Осы үлгіде қабылданған II жауапкершілікті сыныптағы ғимарат үшін жауапкершілік

коэффициентінің мәні  $\gamma_1 = 1,0$  тең.

(В.1) және (В.2) формулаларынан ең үлкен шекті жылдамдық мәні  $a_g$  анықталады:

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} = 1,0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,6g = 0,40g$$

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} = 1,0 \cdot 0,45g = 0,45g$$

Есептеуге арналған жылдамдықтың есептік мәні  $a_g = 0,45g$  тең деп қабылданған.

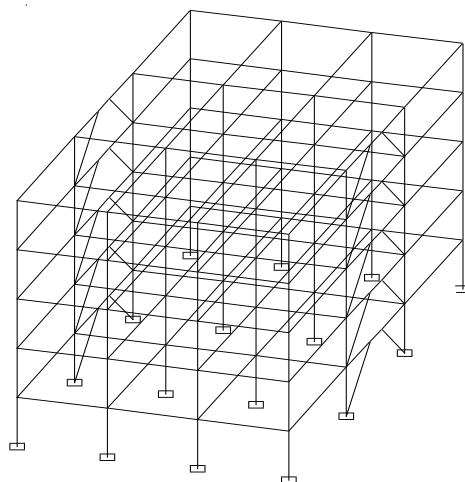
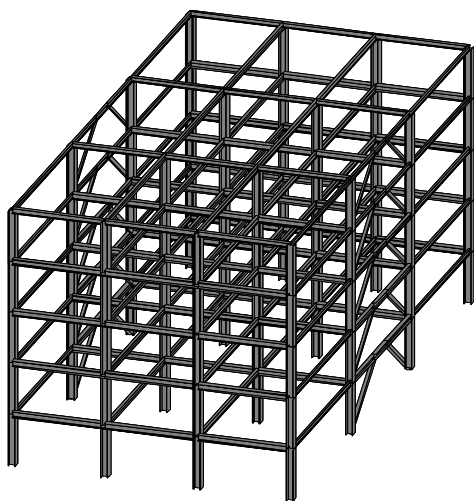
### Д.3 Ғимараттың есептік моделі

Ғимараттың есептік моделі колонналарды, арқалықтарды және байланыстарды сипаттайтын өзектік соңғы элементтерден тұратын кеңістіктік жүйе түрінде қабылданған (Д.3 суретін қар.). Ғимараттың барлық конструктивтік элементтерінің өлшемдері оларың тиісті жобалық өлшемдеріне сәйкес қабылданған.

Топырақ негізінің икемділігі есептеу кезінде есепке алынған жоқ. Қоршау конструкциялары мен арақабырғалардың қаңқаның жұмысына ықпалы есептеу кезінде есепке алынған жоқ. Аражабын плиталары есептеу моделінде есепке алынған жоқ. Қабатаралық аражабындардың дискілері мен жабындары өз жазықтығында деформацияланбайтын түрде берілген.

Есептеу моделінде есепке алынбаған конструктивтік және конструктивтік емес элементтердің салмақтары, сондай-ақ оларға қоса берілген жүктемелер көлденең арқалықтарға жіберілген.

Сейсмикалық жүктемелерді анықтау және сейсмикалық ықпалдардың әсерін есептеу кезінде есепке алынатын ғимараттың массалары есептеу сұлбаларының желілеріндегі шоғырланулармен қабылданған, сондай-ақ тұрақты және ауыспалы жүктемелерді есепке ала отырып анықталған.



Д.3 – сурет. Ғимараттың конструктивтік және есептік моделі

Ғимараттың массаларын анықтау кезінде тұрақты және ауыспалы жүктемелер осы оқу құралының В Қосымшасының (В.3) формуласына сәйкес құрамдастырылды.

Ғимараттың есептік сейсмикалық жүктемелерін анықтау кезінде ескерілетін ғимарат массаларын есептеу үшін коэффициенті және сейсмикалық ықпалдар әсерін анықтау үшін қолданылатын (В.3) формуласында қабылданған комбинациялар  $\psi_E$  оқу құралының (В.4) формуласы бойынша есептелді.

Осы үлгіде қабатаралық жабындардың ауыспалы жүктемелеріне арналған коэффициент  $\varphi =$

0,8 тең.

«Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 4.2-кестесі бойынша қабылданған коэффициент шамалары  $\psi_{2i}$ :

- қабатаралық жабындардың ауыспалы жүктемелері үшін – 0,3;
- жабынға түсетін қардың жүктемесі үшін – 0 тең.

(В.4) формуласына сәйкес алынған төмендегі коэффициент мәндері  $\psi_{Ei}$ :

- қабатаралық жабындардың ауыспалы жүктемелері үшін – 0,24;
- жабынға түсетін қардың жүктемесі үшін – 0.

Осы үлгідегі массалар есептеу сұлбасының барлық желілерінде SCAD бағдарламасының көмегімен анықталды. Ғимараттың жалпы массасы, коэффициентті  $\psi_{Ei}$  есепке алғанда,  $\Sigma m = 1245$  т тең.

Тұрақты есептеу жағдайларында қабылданған ғимарат жабынына түсетін қардың жүктемесі осы оқу құралының В қосымшасының В.3 үлгісі қабылданған:  $S = 1,0$  кН/м<sup>2</sup>.

#### Д.4 Материалдардың есептеу сипаттамалары

Колонналар мен қаңқалардың арқалық-ригельдеріне арналған S275 болаты EN 10025-2 бойынша, осы оқу құралының 22.2.-қосалқы тарауына сәйкес, номиналдық аққыштық шегінің мәні  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>. Байланыстардың элементтері үшін EN 10210-1 бойынша номиналдық аққыштық шегінің мәні  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> S355 болаты және номиналдық аққыштық шегінің мәні  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> S275 болаты қабылданған.

2.2 сәйкес, қаңқа элементтері үшін көрсетілген қосалқы тарауда келтірілген барлық талаптарды қанағаттандыратын төмендегідей материалдар қабылданған:

–барлық колонналар, барлық арқалық-ригельдер және сейсмикалық қарсы звенолардан тұрмайтын арқалықтар үшін EN 10025-2 бойынша аққыштық шегінің номиналдық мәні  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> және уақытша кедергісі  $f_u = 490$  Н/мм<sup>2</sup> S355 болат қабылданды;

– сейсмикалық қарсы звенолары бар арқалықтар және сейсмикалық қарсы звенолардың өздері үшін, сондай-ақ колонна қабырғаларының панельдік аймақтары үшін EN 10025-2 бойынша аққыштық шегінің номиналдық мәні  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup> және уақытша кедергісі  $f_u = 360$  Н/мм<sup>2</sup> S235 болат қабылданды;

– эксцентрілік байланыстар үшін EN 10210-1 бойынша аққыштық шегінің номиналдық мәні  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> және уақытша кедергісі  $f_u = 510$  Н/мм<sup>2</sup> S355 болаты қабылданды.

#### Д.5 Есептік сейсмикалық ықпалдардың параметрлерін анықтау

Осы үлгідегі ғимараттың сейсмикалық жүктемелері «Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2-тармағына сәйкес, модальдық-спектралдық әдіспен анықталды.

Қарастырылып отырған ғимараттың сейсмикалық ықпалы бір мезгілде әрекет ететін ортогоналдық бағыттардағы қос компонентті көлденең компоненттермен қабылданған.

Сейсмикалық ықпалдың көлденең компоненттерін сипаттайтын реакция спектрі  $S_d(T)$  осы оқу құралының В қосымшасының (В.5) - (В.7) формулалары бойынша анықталды.

«Сейсмикалық тұрақты ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Жалпы ережелер. Сейсмикалық ықпалдар» оқу құралының 3.5.-кестесіне сәйкес қабылданған II тұрпатты топырақ жағдайлар үшін:

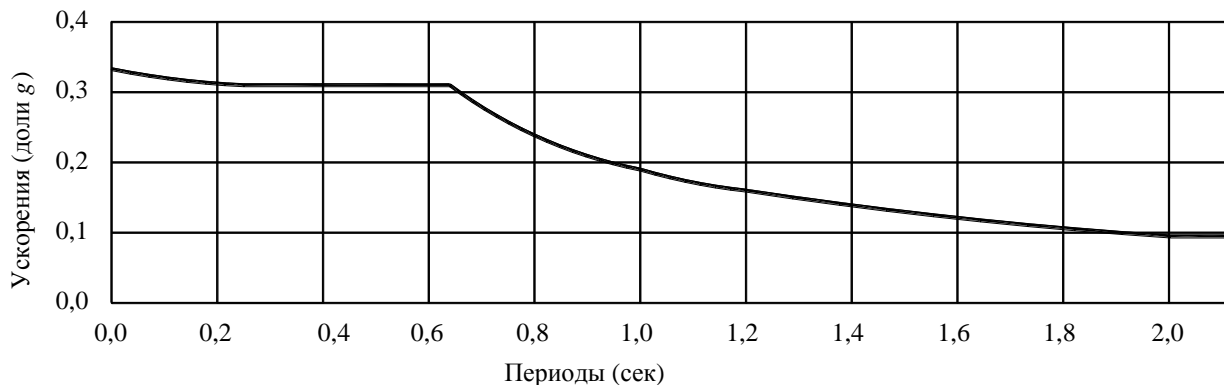
$$T_B = 0,250 \text{ с}, T_C = 0,640 \text{ с}.$$

Осы оқу құралының В қосымшасының (В.8) формуласының көмегімен анықталған есептеу

жылдамдығы  $a_g = 0,45g$  мен II тұрпатты топырақ жағдайларына арналған  $S$  коэффициенті  $S = 1,1$  тең.

Сейсмикалық ықпалдың екі бағытына арналған тәртіп коэффициенті  $q = 4$  тең деп қабылданды (Д.1 үлгісін қар.).

Тәртіп коэффициенті  $q = 4$  кездегі қарастырылып отырған ғимараттың сейсмикалық ықпалын сипаттайтын реакциялардың есептік спектрі Д.4.-суретте көрсетілген.



Д.4 – сурет. Тәртіп коэффициенті  $q = 4$  болған кездегі реакцияларды есептеу спектрі

Ғимаратты есептеу кезінде жоспардағы массалардың ауысуындағы белгісіздіктер мен сейсмикалық қозғалыстың кеңістіктік вариациясын ескеру үшін, әр қабаттағы массаны есептеу орталықтары  $i$  осы оқу құралының (В.9) формуласы бойынша оқыс эксцентриситеттің шамасына  $e_{ai}$  әр бағыттағы номиналдық жағдайға қатысты екі ортогоналдық бағыт үшін тең ығыстырылды:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = 0,05 \cdot 18,0 = 0,9 \text{ м}$$

Осы жағдайға сәйкес ғимаратты есептеу кезінде номиналдық жағдайға қатысты араласуы мүмкін массалардың бес нұсқасы ескерілді:

- 1)  $e_x = 0 \text{ м}, e_y = 0 \text{ м};$
- 2)  $e_x = 0,9 \text{ м}, e_y = -0,9 \text{ м};$
- 3)  $e_x = -0,9 \text{ м}, e_y = 0,9 \text{ м};$
- 4)  $e_x = -0,9 \text{ м}, e_y = -0,9 \text{ м};$
- 5)  $e_x = 0,9 \text{ м}, e_y = 0,9 \text{ м}.$

#### Д.6 Ғимаратты модальдық талдау нәтижелері

Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау үшін нысандары бойынша жеке ауытқулары кезіндегі ғимараттың кезеңдері мен ығысуларын білу қажет болғандықтан, осы оқу құралының (В.3) формуласы бойынша анықталған массаларымен SCAD бағдарламасы бойынша ғимаратты есептеу орындалды. Модальдық талдау кезінде ғимараттың жеке ауытқуларының нысандары мен кезеңдері олардың желілік-серпінділік жұмысының болжамындағы конструкциялардың тәртібін сипаттайтын есептеу моделін (Д.1.3 - тармағын қар.) қолдану арқылы анықталды. Есептеу сейсмикалық ықпалдың екі ортогоналдық бағыттары үшін орындалды. Әрбір бағыт үшін есептеуде ескерілген ғимараттың жеке ауытқуларындағы нысандар саны сегіз болып қабылданды.

Есептеу нәтижесінде әр бағытқа арналған төмендегі елеулі кезеңдер мен ауытқулар нысандары бойынша жеке ауытқулар кезіндегі ығысулар алынды:

а) ғимараттың бойлық бағытындағы сейсмикалық ықпал үшін (есептеуде қабылданған  $X$  осі бойынша):

– кезеңдер:  $T_1 = 0,12; T_2 = 0,223; T_3 = 0,117;$

– бірінші нысанға арналған қабаттар бойынша ығысулар:

$X_1 = 6,9$  мм;  $X_2 = 18,9$  мм;  $X_3 = 31,1$  мм;  $X_4 = 40,7$  мм;  $X_5 = 46,7$  мм.

б) ғимараттың көлденең бағытындағы сейсмикалық ықпал үшін (есептеуде қабылданған  $Y$  осі бойынша):

– кезеңдер –  $T_1 = 0,510$ ;  $T_2 = 0,198$ ;  $T_3 = 0,117$ ;

– екінші нысанға арналған қабаттар бойынша ығысулар:

$Y_1 = 4,8$  мм;  $Y_2 = 10,5$  мм;  $Y_3 = 16,9$  мм;  $Y_4 = 23,1$  мм;  $Y_5 = 27,6$  мм.

#### Д.7 Есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау

Таңдалған бағыттағы есептік сейсмикалық жүктеме  $F_{ik}$  «Сейсмикалық төзімді ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау, Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2.1-тармағындағы (6.1) формуласына сәйкес,  $B$  қосымшасының (B.10) формуласы бойынша модальдық-спектралдық әдіспен анықталды:

$$F_{ik} = \gamma_h \cdot S_d \cdot (T_k) \cdot m_{ik}.$$

Ғимараттың ( $X$  осі бойынша) бойлық бағытындағы сейсмикалық ықпалға арналған реакциялардың есептік спектрі  $T_1 = 0,712$  с  $> T_C = 0,640$  с кезеңділігімен оқу құралының  $B$  қосымшасының (B.7) формуласы бойынша анықталды:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot \left[ \frac{0,640}{0,712} \right] = 2,728 \text{ м/с}^2,$$

және  $S_d(T) = 2,728 \text{ м/с}^2 > \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot S \cdot a_g = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 0,45 \cdot 9,81 = 0,970 \text{ м/с}^2$ .

Ғимараттың ( $Y$  осі бойынша) көлденең бағытындағы сейсмикалық ықпалға арналған реакциялардың есептік спектрі  $S_d(T_k)$   $T_B = 0,250$  с  $< T_2 = 0,510$  с  $< T_C = 0,640$  с кезеңділігімен оқу құралының  $B$  қосымшасының (B.6) формуласы бойынша анықталды:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} = 3,035 \text{ м/с}^2.$$

Үлгіде есептік сейсмикалық жүктемелерді анықтау және бұл жүктемелерге ғимараттың есебі реакциялардың есептік спектрін  $S_d(T)$  анықтау және осы бағдарламаға салынған сейсмикалық жүктемелерді анықтау жөніндегі бастапқы деректерге арналған түзету коэффициентін енгізе отырып, жоғарыда келтірілген айырмашылықтың ескерілуімен SCAD бағдарламасы бойынша орындалды.

«Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» оқу құралының 6.2.2.1.6-тармақшасына сәйкес, сейсмикалық әсерлерді модальдық-спектралдық әдіспен анықтау кезінде ғимараттың жалпы реакциясына шын мәнінде ықпал ететін ауытқулардың барлық нысандарын есепке алу қажет. Осы үлгідегі бұл талапты орындалған деп санауға болады, өйткені жоғарыда көрсетілген оқу құралының 6.2.2.1.7-тармақшасына сәйкес келесі шарттар орындалады:

– ғимараттың бойлық бағытындағы ( $X$  осі бойынша) ауытқулардың есептелген сегіз нысаны үшін тиімді модальдық массалар жиынтығы  $M_k$  ғимараттың жалпы массасының 94,6 % құрады;

– ғимараттың көлденең бағытындағы ( $Y$  осі бойынша) ауытқулардың есептелген сегіз нысаны үшін тиімді модальдық массалар жиынтығы  $M_k$  ғимараттың жалпы массасының 97,2 % құрады.

Д.1 – кестеде SCAD бағдарламасы бойынша есептеу кезінде екі ортогоналдық бағыт үшін осы үлгіде есептелген жеке ауытқулардың нысандары бойынша есептік сейсмикалық жүктемелердің жиынтық мәндері келтірілген.

Д.1-кестеде келтірілген сейсмикалық жүктемелердің шамалары оқыс эксцентриситеттері бар есептеуден алынған  $e_x = 0$  м және  $e_y = 0$  м.

Осы үлгідегі оқыс эксцентриситеттерді есепке алғандағы есептік сейсмикалық жүктемелер «Сейсмикалық тұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы

талаптар» оқу құралының 6.2.2.2.3-тармақшасына сәйкес (В.15) формуласы бойынша анықталған әр қабаттың  $i$  көлденең оське қатысты әрекет ететін статикалық ширатылым моменттерінің  $M_{ai}$  сәттерінің жиынтық қосымшасын ескере отырып, анықталды:  $M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$

Ширатылымның сейсмикалық жүктемесі  $F_{i,кр}$  осы оқу құралының (В.16) теңдеуі бойынша анықталды:  $F_{i,кр} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{K_{iф}} \cdot M_{ai}$ , мұндағы  $K_{iф} = \sum_{a=1}^n (C_{ai}^y \cdot \ell_{xa}^2 + C_{ai}^x \cdot \ell_{ya}^2)$ .

Осы үлгіде әрбір эксцентриситет үшін ширатылымның сейсмикалық жүктемелері жеке-жеке анықталды.

#### Д.1 – кесте. Сейсмикалық ықпал ету кезіндегі есептік көлденең жүктемелердің шамалары

Ауытқу нысандарының №	Ғимараттың бойлық бағытындағы (Х осі бойынша) ықпалдар кезіндегі есептік сейсмикалық жүктемелердің жиынтық мәндері (кН)	Ғимараттың көлденең бағытындағы (У осі бойынша) ықпалдар кезіндегі есептік сейсмикалық жүктемелердің жиынтық мәндері (кН)
1	2647	0
2	0	2955
3	0	0
4	402	0
5	0	520
6	0	0
7	0	152
8	166	0

#### Д.8 Ғимаратқа есептік жүктемелер

Төменде осы үлгіде қабылданған ғимараттың есептік моделінің SCAD бағдарламасы бойынша есептеуге арналған жүктемелері келтірілген .

1 жүктеме – конструкциялардың дербес салмағы;

2 жүктеме – тұрақты жүктеме;

3 жүктеме – қабатаралық жабындардың ауыспалы (қоса берілген) жүктемесі;

4 жүктеме – жабынға түсетін қар жүктемесі;

5 жүктеме – Х бағытындағы ғимаратқа түсетін көлденең сейсмикалық жүктеме (оқыс эксцентриситеттердің есепке алынуынсыз);

6 жүктеме – У бағытындағы ғимаратқа түсетін көлденең сейсмикалық жүктеме (оқыс эксцентриситеттердің есепке алынуынсыз);

7 жүктеме – У бағытындағы ғимаратқа түсетін оқыс эксцентриситеті  $e_x = 0,9$  м көлденең сейсмикалық жүктеме;

8 жүктеме – У бағытындағы ғимаратқа түсетін оқыс эксцентриситеті  $e_x = - 0,9$  м көлденең сейсмикалық жүктеме;

9 жүктеме – Х бағытындағы ғимаратқа түсетін оқыс эксцентриситеті  $e_x = - 0,9$  м көлденең сейсмикалық жүктеме;

10 жүктеме – Х бағытындағы ғимаратқа түсетін оқыс эксцентриситеті  $e_x = 0,9$  м көлденең сейсмикалық жүктеме.

Сейсмикалық ықпалдардың жоғары деңгейі ескеріле отырып, ғимаратқа түсетін жел жүктемелері есептеуде есепке алынған жоқ.

#### Д.9 Есептеулерде ескерілген ықпалдардың комбинациялары

Сейсмикалық ықпалдың әрбір бағыты үшін ауытқулардың елеулі нысандарының кезеңдері  $T_{k+1} \leq 0,9 \cdot T_k$  шартын қанағаттандыратын болғандықтан, көлденең сейсмикалық ықпалдың бір компонентінен шығатын модальдық реакциялар бір-біріне тәуелсіз ретінде қарастырылады және осы сейсмикалық ықпал әсерінің ең жоғары шамасы  $E_E$  осы оқу құралының (B.18) формуласы бойынша анықталады:  $E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ek}^2}$ .

Сейсмикалық ықпалдың екі көлденең компоненттерінің бір мезгілдік әрекетімен шарттастырылған  $E_E$  ықпалы әсерлерінің ең жоғары мәндері осы үлгіде осы оқу құралының (B.19) және (B.20) формулаларын қолдана отырып есептелді:

$$E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{Edy} \text{ және } 0,30 \cdot E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy}.$$

Бұл теңеулердің комбинацияларындағы әр компоненттің белгісі қарастырылып отырған ықпал әсері үшін неғұрлым қолайсыз түрі ретінде қабылданды.

Осы үлгідегі сейсмикалық есептеу жағдайындағы ықпалдар әсерлерінің есептік мәні  $E_d$  оқу құралында ұсынылған сейсмикалық ықпалдар комбинациясынан өзге ықпалдармен (B.21) формуласы бойынша анықталды.

Осы үлгіде қабылданған сейсмикалық есептеу жағдайларына арналған жүктемелердің комбинациялары Д.2 кестесінде келтірілген.

41 комбинация жеке бөлінген, сейсмикалық есептеу жағдайларына арналған комбинацияға енгізілген сейсмикалық емес жүктемелердің әрекетінен болатын колонналардағы, аркалықтардағы және байланыстардағы (осы оқу құралының 6.3 және 6.4 қар.) ықпалдардың әсерлерін анықтау кезінде болатындықтан, есептеудің сейсмикалық ықпалдарынан болатын әсерлер оқу құралының (6.18) және (6.19) формулаларына сәйкес бөлек есепке алынады.

Тұрақты есептеу жағдайларына арналған ықпалдардың әсерлері  $E_d$  оқу құралының (B.22) формуласына сәйкес анықталды. Тұрақты есептеу жағдайлары үшін келесі комбинациялар (негізгі комбинациялар) есепке алынды:

$$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,35 \text{ “+” } \langle 3 \rangle \times 1,5 \text{ “+” } \langle 4 \rangle \times 1,5 \times 0,5;$$

$$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,35 \text{ “+” } \langle 3 \rangle \times 1,5 \times 0,7 \text{ “+” } \langle 4 \rangle \times 1,5.$$

**Д.2 – кесте. Жүктемелер комбинацияларының кестесі (сейсмикалық есептеу жағдайы)**

Комбинациялар нөмірі	Жүктемелердің комбинациялары
1	$\langle 5 \rangle \times (+1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+0,3)$
2	$\langle 5 \rangle \times (+1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-0,3)$
3	$\langle 5 \rangle \times (-1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+0,3)$

Д.2 – кесте. Жүктемелер комбинацияларының кестесі (сейсмикалық есептеу жағдайы)  
(жалғасы)

Комбинациялар нөмірі	Жүктемелердің комбинациялары
4	$\langle 5 \rangle \times (-1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-0,3)$
5	$\langle 5 \rangle \times (+0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+1,0)$
6	$\langle 5 \rangle \times (-0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+1,0)$
7	$\langle 5 \rangle \times (+0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-1,0)$
8	$\langle 5 \rangle \times (-0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-1,0)$
9	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
10	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
11	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
12	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
13	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
14	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
15	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-1,0)$
16	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-1,0)$
17	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
18	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
19	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
20	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
21	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
22	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
23	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-1,0)$
24	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-1,0)$
25	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+0,3)$
26	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-0,3)$
27	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+0,3)$
28	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-0,3)$
29	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+1,0)$
30	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+1,0)$
31	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-1,0)$
32	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-1,0)$
33	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+0,3)$
34	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-0,3)$
35	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+0,3)$
36	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-0,3)$
37	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+1,0)$
38	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (+1,0)$
39	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-1,0)$
40	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 8 \rangle) \times (-1,0)$
41	$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,0 \text{ “+” } \langle 3 \rangle \times 0,3$



**Д.10 Екінші текті әсерлерді есепке алу**

Есептеулерді орындау кезінде ғимарат конструкциясының деформацияланған геометриясын есепке алатын екінші текті әсерлерді (Р-Δ әсерлер) ескеру қажет. Екінші текті әсерлер (Р-Δ әсер), егер ғимараттың барлық қабаттары үшін осы оқу құралының (В.23) формуласының шарты

орындалатын болса, ескерілмеуі мүмкін:  $\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$ ,

(В.23) формуласында қабаттың есептік қиғаштығы  $d_r$ , қарастырылып отырған қабаттың жоғарғы және төменгі аражабындарының көлденең ауысуларының айырмасы ретінде анықталады. Қарастырылып отырған қабаттың аражабындарының көлденең ауысулары  $d_s$  осы оқу құралының (В.24) формуласы бойынша анықталады.

Ауысуларды анықтау кезінде сейсмикалық ықпалдың ширатылу әсерлері есепке алынады.

Осы үлгіде қабаттар қиғаштығының коэффициенті  $\theta$  Д.2 кестеде келтірілген сейсмикалық ықпалдардың комбинацияларына арналған SCAD бағдарламасы бойынша ортақ есептеу нәтижелері бойынша анықталды. (В.23) формуласына сәйкес, коэффициенттің  $\theta$  есебі ықпалдардың ең жоғары әсерлері бар жүктемелердің бір комбинациясына арналған Г қатары бойынша жақтау үшін Д.3 кестеде және 4 ось бойынша жақтау үшін Д.4 кестеде келтірілген (Д.2 кесте бойынша 41 және 19 жүктеме комбинациялары).

**Д.3 – кесте. Қабаттар қиғаштығының коэффициентін  $\theta$  анықтау**

(Г қатары бойынша жақтау үшін)

Қабат	Жалпы есептеудің орташа ауысуы, $d_e$	Ауысу, $d_s = d_e \cdot q$	Ауысу айырмашылығы, $d_r$	Қабаттағы толық гравитациялық жүктеме, $P_{tot}$	Жиынтық сейсмикалық көлденең күш, $V_{tot}$	Қабаттың биіктігі, $h$	Қабат қиғаштығының коэффициенті, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	49,8	199	26	330	110	3300	0,024
4	43,3	173	41	768	258	3300	0,037
3	33,0	132	52	1202	373	3300	0,051
2	20,1	80	50	1642	444	3300	0,056
1	7,4	30	30	2085	543	3300	0,035

Жүктемелер  $P_{tot}$  және  $V_{tot}$  мен ауысулар  $d_e$  SCAD бағдарламасы бойынша есептеуден алынған. Г қатары және 4 осі бойынша жақтаулар желілерінің ауысулары Д.5 және Д.6 суреттерде келтірілген.

**Д.4 – кесте. Қабаттар қиғаштығының коэффициентін  $\theta$  анықтау  
( 4 ось бойынша жақтау үшін)**

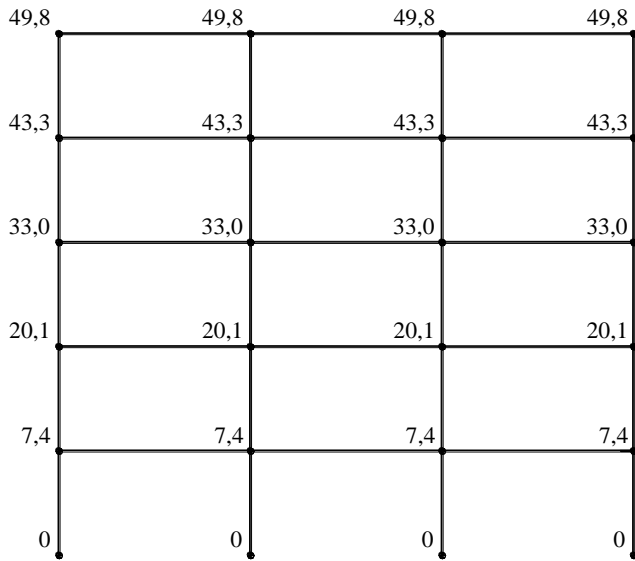
Қабат	Жалпы есептеудің орташа ауысуы, $d_e$	Ауысу, $d_s = d_e \cdot q$	Ауысу айырмашылығы, $d_f$	Қабаттағы толық гравитациялық жүктеме, $P_{tot}$	Жиынтық сейсмикалық көлденең күш, $V_{tot}$	Қабаттың биіктігі, $h$	Қабат қиғаштығының коэффициенті, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	46,7	187	24	426	213	3300	0,015
4	40,7	163	39	1125	365	3300	0,037
3	31,1	124	48	1939	480	3300	0,059
2	19,0	76	48	2824	559	3300	0,074
1	6,9	28	28	3625	642	3300	0,048

Д.3 және Д.4 кестелерінен (В.23) формуласының шарты ғимараттың барлық қабаттары үшін орындалатынын білуге болады, яғни коэффициент  $\theta < 0,1$ , демек бұл ғимарат үшін екінші текті әсерлер (Р-Δ әсер) есепке алынбауы мүмкін және қаңқа элементтерін тексеруге арналған ықпал әсерлерінің мәндері ұлғайтусыз жалпы есептеу нәтижелері бойынша қабылданады.

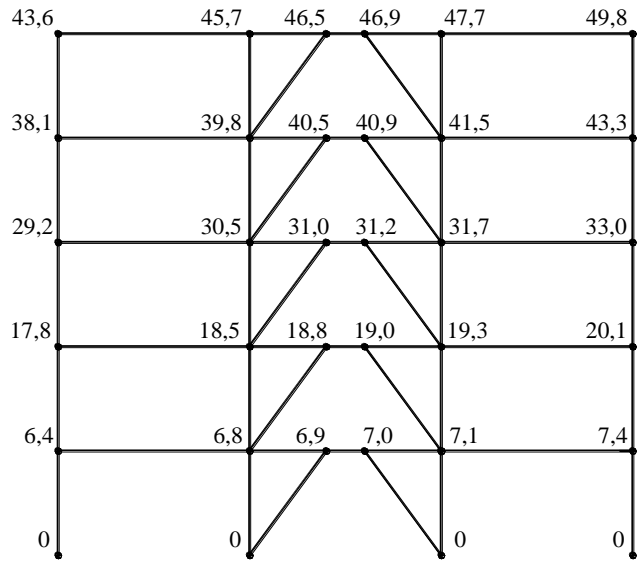
#### **Д.11 Қаңқаның жалпы есебінің нәтижелері**

Қаңқа элементтерін (колонналарды, арқалықтарды және байланыстарды) есептеу үшін ықпал әсерлерінің мәндері SCAD бағдарламасы бойынша орындалған жалпы есептеу нәтижелері бойынша қабылданады.

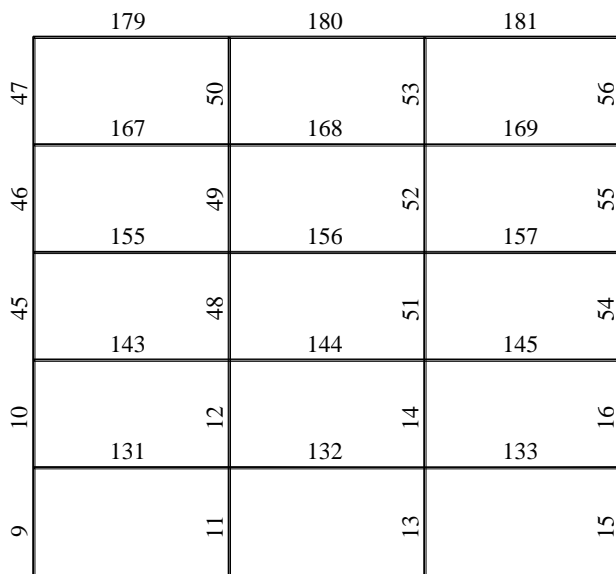
Төменде Б қатары және 1 осі бойынша SCAD бағдарламасы бойынша есептеу элементтерінің нөмірлері бар желілердің сұлбалары (Д.7 және Д.8 суреттер) және осьтік күштердің  $N_{Ed}$  иілу моменттерінің  $M_{Ed}$  (кН·м алғанда) осы желілер үшін Д.2 кестедегі комбинациялардың біріндегі ықпалдардың ең жоғары әсерлерін беретін эпюралар келтірілген (Д.9 - Д.14 суреттер).



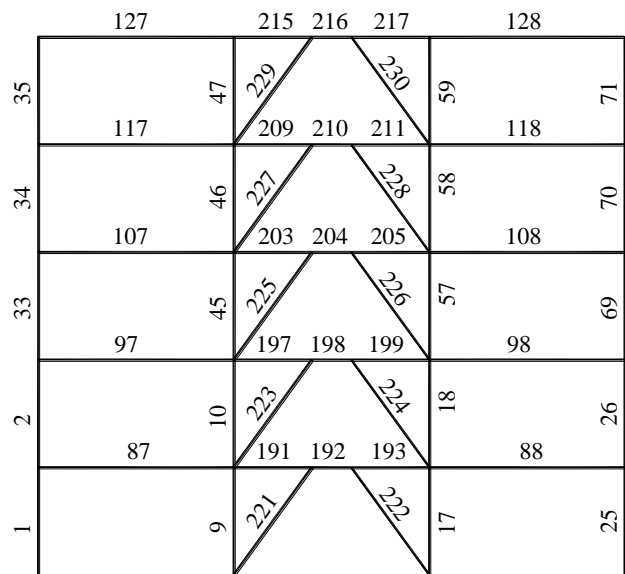
Д.5 – сурет. Г қатары бойынша желілердің ауысуы, мм



Д.6 – сурет. 4 осі бойынша желілердің ауысуы, мм



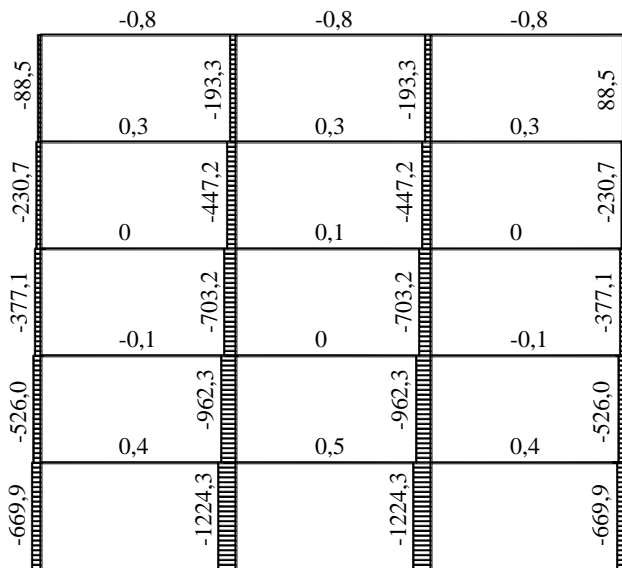
Д.7 – сурет. Б қатары бойынша элементтерінің нөмірлері бар жақтау сұлбасы



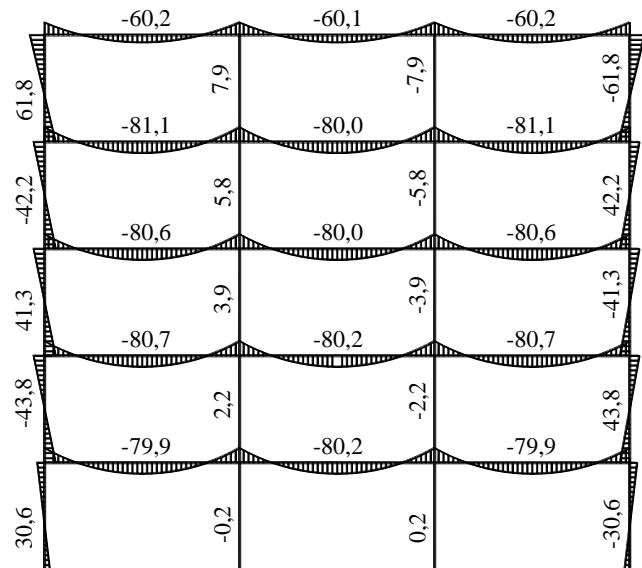
Д.8 – сурет. 1 осі бойынша элементтерінің нөмірлері бар жақтау сұлбасы

Д.9 және Д.10 суреттерде жүктемелердің сейсмикалық емес (жиынтық гравитациялық – Д.2 кестесінде 41-комбинация) әрекетінен Б қатары бойынша жақтауға арналған осьтік күштердің  $N_{Ed,G}$  және майысу моменттерінің  $M_{Ed,G,y}$  эпюралары көрсетілген.

Д.11 және Д.12 суреттерде ширатылымды есепке ала отырып (Д.2 кестедегі 19-комбинация), сейсмикалық ықпалдың екі көлденең компоненттерінен Б қатары бойынша жақтауға арналған осьтік күштердің  $N_{Ed,G}$  және майысу моменттерінің  $M_{Ed,G,y}$  біреуінің эпюралары көрсетілген.

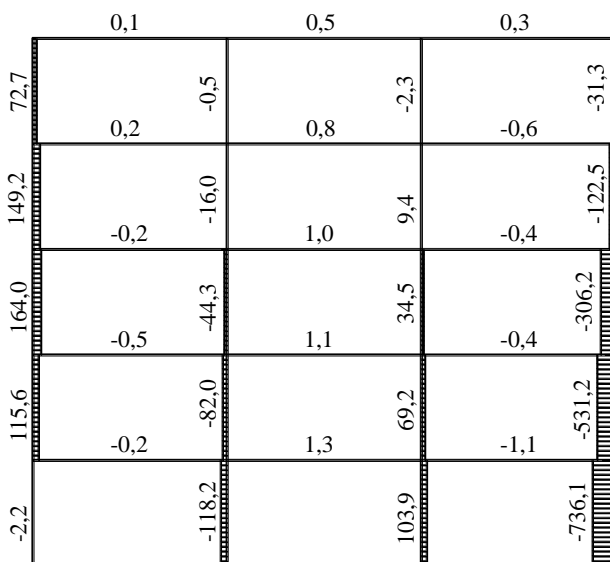


Д.9 – сурет. Гравитациялық күштерден осьтік күштердің  $N_{Ed,G}$  эпюрасы (Б қатары)



Д.10 – сурет. Гравитациялық күштерден иілу моменттерінің  $M_{Ed,y}$  эпюрасы (Б қатары)

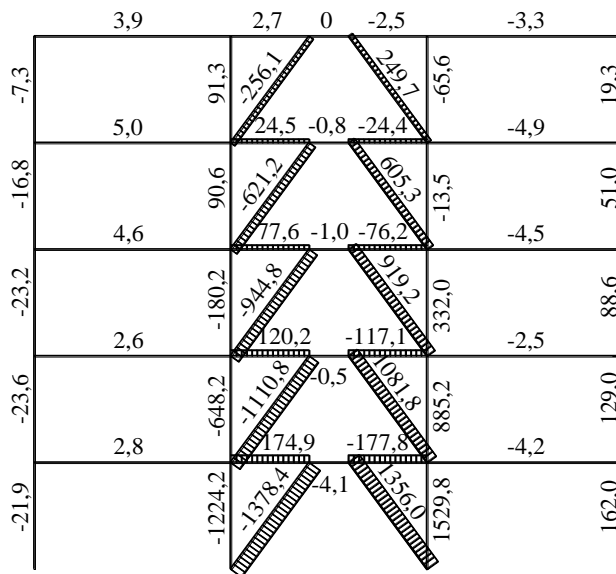
Д.13 және Д.14 суреттерде ширатылымды есепке ала отырып (Д.2 кестедегі 22-комбинация), сейсмикалық ықпалдың екі көлденең компоненттерінен болатын әсерлердің комбинациясынан I ось бойынша жақтауға арналған осьтік күштердің  $N_{Ed,G}$  және майысу моменттерінің  $M_{Ed,G,y}$  біреуінің эпюралары көрсетілген.



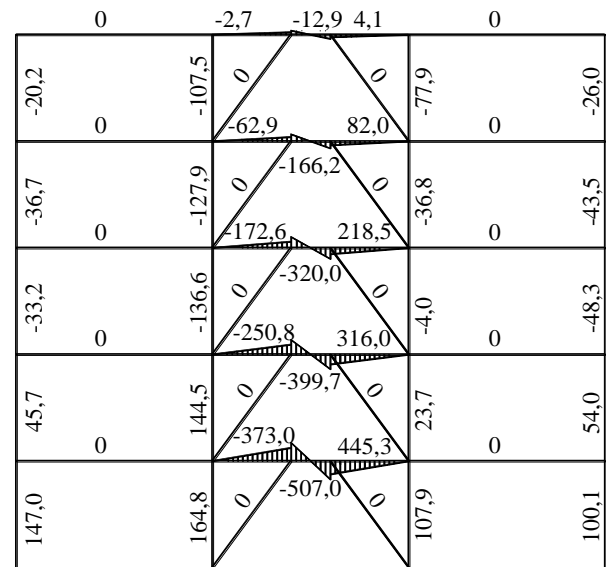
Д.11 – сурет. Сейсмикалық күштерден осьтік күштердің  $N_{Ed,E}$  эпюрасы (Б қатары)



Д.12 – сурет. Сейсмикалық күштерден иілу моменттерінің  $M_{Ed,E,y}$  эпюрасы (Б қатары)



Д.13 – сурет. Сейсмикалық күштерден осьтік күштердің  $N_{Ed,E}$  эпюрасы (1-ось)

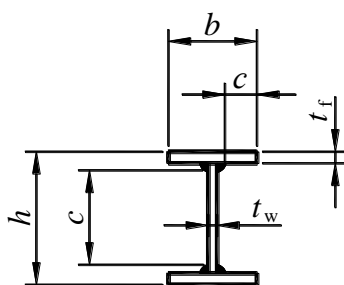


Д.14 – сурет. Сейсмикалық күштерден иілу моменттерінің  $M_{Ed,E,y}$  эпюрасы (1-ось)

#### Д.12 Қаңқа элементтерінің көлденең қималарының жіктелімі

Қаңқа элементтері кедергілерінің (салмақ түсетін қабылеттілігінің) есептік мәндері осы оқу құралының 2.8.-кесте бойынша қабылданатын жүктеменің көлденең қимасының жұмыс сипаты мен элемент қимасының жекелеген бөліктерінің қалыңдығына енінің қатынасына қарай осы элементтердің көлденең қималарының сыныбына тәуелді.

а) бірінші және екінші қабаттарға арналған пісірмелі қос таврлы қиманың арқалық-ригелі қимасының сыныбын анықтау - Д.7-сурет бойынша 143-элемент. EN 10025-2 сәйкес, S355 таңбалы болаттың номиналдық аққыштық шегі  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$



- биіктігі  $h = 350,0 \text{ мм}$ ;
- ені  $b = 160,0 \text{ мм}$ ;
- қабырғасының қалыңдығы  $t_w = 6,0 \text{ мм}$ ;
- сөресінің қалыңдығы  $t_f = 10,0 \text{ мм}$

Д.15 – сурет. Бірінші және екінші қабаттардың қоставрлы арқалық-ригелі қимасының өлшемдері

Арқалық-ригельдегі осьтік күш аз болғандықтан, арқалықты тек майысуға жұмыс істейді деп есептеуге болады.

Қабырға қимасы үшін «с» мөлшері:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 350,0 - 2 \cdot 10,0 - 2 \cdot 5,0 = 320,0 \text{ мм}$  тең,

мұндағы  $h_{ш} = 5,0 \text{ мм}$  – сөреге қабырғаны бекіту жігі катетінің биіктігі.

Қабырға енінің қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_w} = \frac{320,0}{6,0} = 53,4$  тең.

Болаттың аққыштық шегіне тәуелді коэффициент:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$  тең.

Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша 1-сыныпты қимаға арналған шекті рауалы қатынас:

$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,814 = 58,6$ . Осылайша,  $\frac{c}{t_w} = 53,4 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,6$

Ригельді иілгіш деп есептегенде, қоставр қимасының қабырғасы 1– сыныпты қима.

Сөреге арналған с өлшемі:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (160,0 - 6,0 - 2 \cdot 5,0) / 2 = 72,0$  мм тең,

Сөре салмағының сөре қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_f} = \frac{72,0}{10,0} = 7,2$

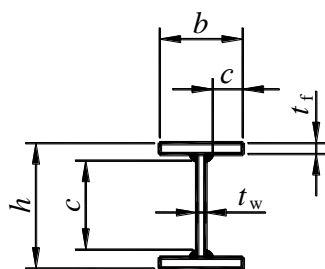
Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша 1-сыныпты қимаға арналған шекті рауалы қатынас:

$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,814 = 7,3$ . Осылайша,  $\frac{c}{t_f} = 7,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,3$

Қоставр қимасының сөресі 1– сыныпты қима.

Демек, қоставрдың осы қимасы 1-сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

б) бірінші және екінші қабаттарға арналған пісірмелі қос таврлы қиманың сығылып иілген колонналары қимасының сыныбын анықтау (Д.16-сурет) - Д.7-сурет бойынша 11-элемент. EN 10025-2 сәйкес, S235 таңбалы болаттың номиналдық аққыштық шегі  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>



- биіктігі  $h = 450,0$  мм;
- ені  $b = 380,0$  мм;
- қабырғасының қалыңдығы  $t_w = 16,0$  мм;
- сөресінің қалыңдығы  $t_f = 28,0$  мм

**Д.16 – сурет. Бірінші және екінші қабаттардың қоставрлы колонналары қимасының өлшемдері**

Сығылған майысу элементін жіктеуді орындау кезінде оқу құралының 2.5.2.4 сәйкес, жеңілдету үшін элементті сығылған ретінде есептейді және сығылған элементке арналған 2.8 – кестенің шарттарын қолданады. Егер қима 1 және 2 сыныпты қима ретінде жіктелетін болса, онда жіктеу нәтижесін кернеудің нақты бөлінуін есепке ала отырып, мейлінше дәл есептеулерсіз қабылдауға болады.

Қабырға қимасы үшін «с» мөлшері:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 450,0 - 2 \cdot 28,0 - 2 \cdot 8,0 = 378,0$  мм, мұндағы  $h_{ш} = 8,0$  мм – сөреге қабырғаны бекіту жігінің биіктігі.

Қабырға енінің қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_w} = \frac{378,0}{16,0} = 23,6$

Болаттың аққыштық шегіне тәуелді коэффициент:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$

Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша сығылуға бейімделген 1-сыныпты қимаға арналған

шекті рауалы қатынас:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33,0. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t_w} = 23,6 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0.$$

Қоставрлы қабырғаның қимасы 1-сыныпқа жатады және оның қимасын анықтау үшін нақты процедураларды орында қажет емес.

$$\text{Сөреге арналған } c \text{ өлшемі: } c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (380,0 - 16,0 - 2 \cdot 8,0) / 2 = 174,0 \text{ мм},$$

$$\text{Сөре салмағының сөре қалыңдығына қатынасы: } \frac{c}{t_f} = \frac{174,0}{28,0} = 6,2.$$

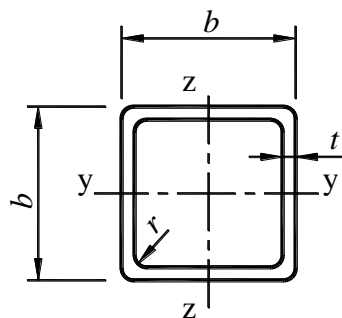
Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша сығылуға бейімделген 1-сыныпты қимаға арналған шекті рауалы қатынас:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9,0. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t_f} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9,0.$$

Қоставр қимасының сөресі 1- сыныпты қима.

Демек, қоставрдың осы қимасы толығымен 1-сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

в) □ 250×250×12,5 мм шаршы қиманың тұйық илем кесінінен бірінші қабаттың эксцентрлік байланысы қимасының сыныбын анықтау - Д.17-сурет бойынша 221-элемент. EN 10210-1 сәйкес, S235таңбалы болаттың номиналдық аққыштық шегі  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$



- биіктігі  $b = 250,0 \text{ мм}$ ;
- ені  $b = 250,0 \text{ мм}$ ;
- қалыңдығы  $t = 12,5 \text{ мм}$ .

Д.17– сурет. Бірінші қабаттың эксцентрлік байланысы қимасының өлшемдері

Шаршы қиманың тұйықталған профилі үшін, шеңберлеудің ішкі радиусының белгісіз шамасын сығылу учаскесінің еніне тең деп қабылдауға болады:

$$c = b - 3 \cdot t = 250,0 - 3 \cdot 12,5 = 212,5 \text{ мм}.$$

$$\text{Қабырға енінің қалыңдығына қатынасы: } \frac{c}{t} = \frac{212,5}{12,5} = 17,0.$$

S235 таңбалы болаттың аққыштық шегіне тәуелді коэффициенті:  $\varepsilon = 1,0$  тең.

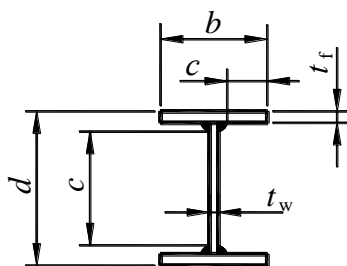
Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша сығылуға бейімделген 1-сыныпты қимаға арналған шекті рауалы қатынас:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33,0. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t} = 17,0 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0.$$

Байланыс қимасының қабырғасы – 1 –сыныпты қима.

Осы оқу құралының 2.8-кестесіне сәйкес тұйықталған шаршы қима тек сығылған ішкі бөліктер бойынша ғана жіктеледі, демек, байланыстың осы қимасы да 1-сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

г) бірінші қабаттың сейсмикаға қарсы буыны қимасының сыныбын анықтау (Д.17-сурет) – Д.8-сурет бойынша 192-элемент. EN 10025-2 сәйкес, S235таңбалы болаттың номиналдық аққыштық шегі  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$



- биіктігі  $h = 500,0$  мм;
- ені  $b = 280,0$  мм;
- қабырғасының қалыңдығы  $t_w = 18,0$  мм;
- сөресінің қалыңдығы  $t_f = 20,0$  мм

#### Д.18 – сурет. Бірінші қабаттың сейсмикаға қарсы буыны қимасының өлшемдері

Бірінші қабаттағы арқалықтың сейсмикаға қарсы звеносындағы осьтік күш аз болғандықтан, оны тек майысуға жұмыс істейді деп есептеуге болады.

Қабырға қимасы үшін «с» мөлшері:  $c = d - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 500,0 - 2 \cdot 20,0 - 2 \cdot 8,0 = 444,0$  мм, мұндағы  $h_{ш} = 8,0$  мм – сөреге қабырғаны бекіту жігінің биіктігі.

Қабырға енінің қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_w} = \frac{444,0}{18,0} = 24,7$ .

S235 таңбалы болаттың аққыштық шегіне тәуелді коэффициенті:  $\varepsilon = 1,0$

Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша 1-сыныпты қимаға арналған шекті рауалы қатынас:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 1,0 = 72,0. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t_w} = 24,7 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72,0.$$

Қоставр қимасының қабырғасы - 1- сыныпты қима.

Сөреге арналған с өлшемі:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (280,0 - 18,0 - 2 \cdot 8,0) / 2 = 123,0$  мм тең,

Сөре салмағының сөре қалыңдығына қатынасы:  $\frac{c}{t_f} = \frac{123,0}{20,0} = 6,2$

Осы оқу құралының 2.8-кестесі бойынша 1-сыныпты қимаға арналған шекті рауалы қатынас:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9,0. \text{ Осылайша, } \frac{c}{t_f} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9,0.$$

Қоставр қимасының сөресі 1- сыныпты қима.

Демек, қоставрдың осы қимасы толығымен 1-сыныпты көлденең қима ретінде жіктеледі.

Қаңқа элементтерінің өзге қималарына арналған сыныптар да ұқсас қабылданды. Есептеулердің нәтижелері бойынша қаңқаның барлық элементтері көлденең қималардың 1-сыныбына жатқызылады.

Осы оқу құралының 3.1 – кестесіне сәйкес, үлгіде қабылданған сығылуға немесе майысуға жұмыс істейтін диссипативтік элементтерге арналған ғимараттың орташа иілімділік сыныбы (DCM) мен тәртіп коэффициенті  $q = 4$  үшін көлденең қималардың 1 және 2 сыныптары талап етіледі. Ғимараттың аталған қаңқасындағы диссипативтік аймақтар қимасы 1-сыныпқа жатқызылатын арқалы-ригельдерде, колонна қабырғаларының панельдік аймақтарында және сейсмикаға қарсы звенолары бар арқалықтарда қарастырылған.

#### Д.13 Қаңқа элементтерін есептеу

##### Д.13.1 Жалпы нұсқаулар



Аталған қаңқада қарастырылған диссипативтік аймақтар сол жерде қалыптасуы үшін, көлденең бағытта (У осі бойынша – байланыстық қаңқа) орналасқан конструкцияларды есептеу кезіндегі үлгіде 2.2.2.2 б) шарт қолданылған, оған сәйкес элементтердің есебі S235 таңбалы болаттың аққыштық шегі  $f_y$  негізінде орындалады. Бұл S235 болат бұдан әрі диссипативтік элементтер үшін (сейсмикаға қарсы звенолар және осы звенолардан тұратын арқалықтар) қолданылады, ал диссипативтік емес элементтер үшін (колонналар және эксцентрлік байланыстар) S355 таңбалы болат қолданылады. Көлденең бағытта (Х осі бойынша – жақтаулы қаңқа) орналасқан конструкциялар есебінде S355 таңбалы болаттан жобаланған арқалық-ригельдердегі, колонналар қабырғаларының панельдік аймақтарындағы, осы аймақтар үшін S235 таңбалы болаттың 2.2.2.2 а) келтірілген шарт қолданылатын, аққыштық шегінің  $f_{y,max}$  ең жоғары мәнінің қолданылуы ескерілетін диссипативтік аймақтарды қалыптастыру есепке алынады.

Қаңқа элементтерінің есебі салмақ түсетін қабілеттілігі қалған конструктивтік элементтердің есебіне әсер ететін сейсмикалық қарсы звеноларды есептеуден басталады. Осы үлгідегі көлденең элементтермен ұсынылған сейсмикалық қарсы звенолар 1 және 4 осьтер бойынша Б – В өткінінде орналасқан эксцентрлік байланыстар бекітілетін барлық қабаттардың арқалықтарында қабылданған.

### Д.13.2 Бірінші қабатқа арналған сейсмикаға қарсы звенолар

#### Д.13.2.1 Ықпалдардың әсерлері (Д.8 суреті бойынша 192-элемент)

Звеноға арналған ықпалдардың есептік әсерлері (ішкі күштері) Д2-кесте бойынша 22 және 41 комбинациялардан жиынтықталып қабылданған:

Сығылудың осьтік күші:  $N_{Ed} = 7400 \text{ Н}$ ;

майысу моменті:  $M_{Ed,y} = 528800 \text{ Н·м}$ ;

көлденең күш:  $V_{Ed} = 814300 \text{ Н}$ .

#### Д.13.2.2 Геометриялық сипаттамалар

1 және 4 осьтер бойынша Б – В өткінінде орналасқан бірінші қабаттың үстіндегі арқалықтарда қалыптасатын пісірмелі қоставрлы сейсмикаға қарсы звеноның қимасы үлгінің Д.12 г) келтірілген:

– қиманың толық биіктігі –  $d = 500,0 \text{ мм}$ ;

– сөрелер қимасы –  $b = 280,0 \text{ мм}$ ,  $t_f = 20,0 \text{ мм}$ ;

– қиманың қалыңдығы –  $t_w = 18,0 \text{ мм}$ ;

– қиманың ауданы –  $A = 19480 \text{ мм}^2$ .

Звенодағы S235 таңбалы болат аққыштығының номиналдық шегі –  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .

#### Д.13.2.3 Звено қимасының салмақ түсетін қабілеттілігін (кедергісін) тексеру

1-сыныпты звеноның көлденең қимасының созылу және сығылу кезіндегі есептік салмақ түсетін қабілеттілігі оқу құралының (2.4) және (2.8) формулаларына сәйкес:

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{19480 \cdot 235}{1,0} = 4577800 \text{ Н} \quad \text{тең.}$$

$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 7400 / 4577800 = 0,002 < 0,15$  болғандықтан, звеноның салмақ түсетін қабілеттілігін тексеру осы оқу құралының 6.2.4 сәйкес орындалады.

Звеноның иілу және ығысу кезіндегі есептік салмақ түсетін қабілеттіліктері (кедергілері)

оқу құралының (6.1) және (6.2) формулаларына сәйкес анықталады:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 235 \cdot 280,0 \cdot 20,0 \cdot (500,0 - 20,0) = 631680000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 631680 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (235 / \sqrt{3}) \cdot 18,0 \cdot (500,0 - 20,0) = 1172250 \text{ Н}$$

Оқу құралының 6.2.4 тармағындағы (6.3) және (6.4) формулаларына сәйкес звеноның екі шегі үшін ықпал ету әсерлері бірдей, төмендегідей шарттар орындалады:

$$V_{Ed} = 814300 \text{ Н} < V_{p,link} = 1172250 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = 528800 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{p,link} = 631680 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$V_{Ed} / V_{p,link} = 814300 / 1172250 = 0,695 > 0,5$ , болғандықтан, осы оқу құралының 2.5.3.5 сәйкес, звеноның майысуға салмақ түсетін қабілеттілігіне көлденең қиманың ықпалын ескеру қажет. Осы тармақшаға сәйкес, майысуға салмақ түсетін қабілеттіліктің азайтылған мәні осы оқу құралының (2.19) формуласы бойынша анықталған аққыштық шегінің азайтылған мәні бойынша есептелген қиманың салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәніне тең деп қабылданады:

$$(1 - \rho) \cdot f_y = (1 - 0,152) \cdot 235 = 199 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\text{мұндағы } \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{p,link}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot 814300}{1172250} - 1 \right)^2 = 0,152.$$

Звеноның майысуға есептік салмақ түсетін қабілеттілігі (кедергісі) бұл жағдайда:

$$M_{p,link,v} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 199 \cdot 280,0 \cdot 20,0 \cdot (500,0 - 20,0) = 534910000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 534910 \text{ Н} \cdot \text{м} \text{ тең.}$$

Оқу құралының (6.4) формуласы бойынша:  $M_{Ed,y} = 528800 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{p,link,v} = 534910 \text{ Н} \cdot \text{м}.$

Оқу құралының 6.2.4-тармағындағы (6.3) және (6.4) формулалары орындалады, демек, звеноның салмақ түсетін қабілеттілігі қамтамасыз етілген.

Сейсмикаға қарсы звенолардан тұрмайтын элементтерді есептеу үшін, осы оқу құралының 6.3.1 сәйкес анықталатын мультипликативтік коэффициент  $\Omega$  қолданылады. Оны есептеу үшін 6.2.8 сәйкес анықталатын звеноның санатын білу қажет, себебі екі шеттегі тең моменттер қалыптасатын элементтерге үлгіде қабылданған көлденең звено жатқызылады.

$E_s < e < e_L$  шарты орындалатын болғандықтан, ұзындығы  $e = 1200 \text{ мм}$  есептелген звено аралық звенолардың санатына жатқызылады:

$$e_s = 1,6 \cdot M_{p,link,v} / V_{p,link} = 1,6 \cdot 534910000 / 1172250 = 730 \text{ мм} < e = 1200 \text{ мм} < e_L = 3,0 \cdot M_{p,link,v} / V_{p,link} = 3,0 \cdot 534910000 / 1172250 = 1370 \text{ мм}.$$

Бұл звено үшін коэффициент  $\Omega$ :  $\Omega_1 = 1,5 \cdot M_{p,link,v} / M_{Ed} = 1,5 \cdot 534910 / 528800 = 1,517 \text{ тең.}$

Қалған қабаттар бойынша сейсмикалық қарсы зоналар ұқсас есептелген. Есептеу нәтижелері Д.5 кестеде келтірілген.

Оқу құралының 6.2.7 сәйкес, ғимараттың жалпы диссипативтік тәртібіне қол жеткізу үшін әр қабатқа арналған қатынастардың мәні  $\Omega$  одан кейін есептеулер үшін қабылданатын ең аз мәннен  $\Omega$ , 25 % артық аспауы қажет.

Аталған үлгіде бұл шарт орындалады:  $\Omega_{\max} / \Omega_{\min} = 1,892 / 1,517 = 1,247 < 1,250.$

Колонналар мен эксцентрілік байланыстарды есептеу үшін  $\Omega_{\min} = 1,517$  тең болатын мультипликативтік коэффициент  $\Omega$  қабылданады.

Д.5 – кесте. Сейсмикалық қарсы звеноларды есептеу нәтижелері

Қабат	Есептеу сұлбасы бойынша элемент №	Звеноның қимасы		Звеноның ұзындығы, мм	Иілу моменті $M_{p,link}$ , Н·м	Көлденең күш $V_{p,link}$ , Н	Буынның санаты	Коэффициент $\Omega$
		сөрелер, мм	Қабырға, мм					
1	192	280×20	460×18	1200	534910	1172250	Промежуточное	1,517
2	198	260×18	414×16	1200	420530	937800	Промежуточное	1,536
3	204	260×16	368×16	1200	359420	833600	Промежуточное	1,651
4	210	160×14	322×10	1200	170850	455880	Длинное	1,524
5	216	85×6	188×4	1200	18900	105290	Длинное	1,892

### Д.13.3 Бірінші қабаттың эксцентрілік байланыстары

#### Д.13.3.1 Ықпалдардың әсерлері (Д.8 суреті бойынша 221-элемент)

Сейсмикалық емес жүктемелерден болатын ықпалдардың әсерлері (Д.2 кесте бойынша 41-комбинация):

Сығылу мен созылудың осьтік күші –  $N_{Ed} = 55440$  Н.

Сейсмикалық жүктемелерден болатын ықпалдардың әсерлері (Д.2 кесте бойынша 22-комбинация):

Сығылу мен созылудың осьтік күші –  $N_{Ed} = 1378400$  Н.

Байланыстарда қаңқаны пластикалық деформациялау тетігін қамтамасыз ету үшін беріктік резерві болуы тиіс, сондықтан, осы оқу құралының 6.3 сәйкес, сейсмикалық есептеу жағдайларындағы күштердің мәндері (6.18) формуласы бойынша анықталады:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 55440 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 1378400 = 2355580 \text{ Н},$$

мұндағы  $\Omega = 1,517$  – Д.13.2.3 анықталған ең кіші мән;

$\gamma_{ov} = 1,0$  – оқу құралының 2.2.2.3 сәйкес қабылданған материалдың беріктік резервінің коэффициенті, осы үлгіде қолданылған 2.2.2.2 б) бойынша болатын пайдалану шарттарын орындау жағдайлары үшін;

1,1 – жеке қауіпсіздік коэффициенті.

#### Д.13.3.2 Геометриялық сипаттамалары

Байланыс қимасы –  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм шаршы қиманың тұйықталған бейіні, тек байланыс қимасын анықтау үшін қабылданған, EN 10210-1 бойынша S235H болат.

Тік бұрышты байланыс қимасының геометриялық сипаттамалары:

– қима ауданы –  $A = 11700$  мм<sup>2</sup>;

– инерция радиусы –  $i = 9,7$  см;

Болат аққыштығының нақтылы шегі –  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Д.13.3.3 Байланыстың қиыстырылуының негізгі қабілеттілігін (қарсылық) тексеру

Д.13.3.3.1 Байланыстың көлденең қиыстырудың негізгі қабілеттілігі беріктігі бойынша:

Бұл мысалда эксцентрілік (кіндікті) байланыстар қысу мен созуға жұмыс істейтін

диссипативті емес элементтер болып табылады. Болттарда бұрандалық қалыптар көмегімен байланыстарды бекіту қарастырылған, сондықтан тексеру тек брутто қиыстыру үшін қарастырылады.

Бруттоның көлденең қимасының пластикалық сатыда созылуы мен сығымдалуы кезінде беріктігі бойынша көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні оқулықтың (2.4) және (2.8) Формулалары бойынша анықталады:

$$N_{c,Rd} = N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11700 \cdot 235}{1,0} = 2749500 \text{ Н},$$

мұнда  $\gamma_{M0} = 1,0$  – беріктік бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Д.13.3.1 анықталған көлденең байланыс қимасындағы  $N_{Ed}$  осьтік созатын және сығымдайтын күштің есеп айырысу мәні (2.3) және (2.7) Формулаларының шарттарын қанағаттандырады:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2355580}{2749500} = 0,857 < 1,0$$

Байланыстың көлденең үзілуі үшін тұрақтылық шарты орындалады.

Д.13.3.3.2 беріктігі бойынша байланыстың негізгі қабілеттілігі

Болтпен жалғастырылған тұйық шаршы пішіннен элементтердің есептік ұзындығы ВВ ҚР ҚН EN 1993-1-1 Қосымшадағы ВВ.1.3(2) сай  $L_{cr} = 1,0 L = 408$  см тең қабылданады.

1 кластың көлденең қималары үшін  $\bar{\lambda}$  шартты икемділігі (2.37) Формуласы бойынша аталған оқулықтың 2.5.4.1.3 сәйкес анықталады:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{408}{9,7} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,45,$$

мұнда  $\lambda_1$  икемділік келесі формула бойынша оқулықтың 2.5.4.1.3 сәйкес анықталады:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

Пішіні бұзылған тұйық пішіндер үшін тұрақтылықты жоғалту қисығы осы «а»–оқулықтың 2.10 Кестесі бойынша қабылданды.

«а» қисығы үшін есептелетін бастапқы жетілдірілмегендік  $\alpha$  коэффициенті 2.9: кестесі бойынша:  $\alpha = 0,21$ .

$\chi$  төмендету коэффициентін есептеп шығару үшін  $\Phi$  шама 2.5.4.1.2 формула бойынша анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,628.$$

$\chi$  төмендету коэффициенті оқулықтың (236) Формуласы бойынша анықталады:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,628 + \sqrt{0,628^2 - 0,45^2}} = 0,938.$$

$N_{b,Rd}$  орнықтылығы бойынша сығылатын байланыстың көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні оқулықтың (2.35) Формуласы бойынша 1 класс қимасының элементтері үшін анықталады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,938 \cdot 11700 \cdot 235}{1,0} = 2579030 \text{ Н},$$

мұнда  $\gamma_{M1}$  – орнықтылық бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Байланыс элементінің орнықтылығына тексеру оқулықтың (2.34) Формуласы бойынша орындалады:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2355580}{2579030} = 0,914 < 1,0.$$

Бірінші қабаттың эксцентрілік байланысының табандылығы қамтамасыз етілген.  
 Басқа қабаттар бойынша эксцентрілік байланыстар да осыған ұқсас есептелген. Барлық байланыстардың қиыстырылуы беріктік пен тұрақтылық талаптарын қанағаттандырады.  
 Байланыстарды S355 болаттан қиыстыру біржолата қабылданады.

#### Д.13.4 Бірінші қабаттың тіреуіші

##### Д.13.4.1 Әрекет ету әсері (Д.7суреті бойынша 11элемент )

Тіреуіштің төменгі бөлігі үшін әрекет ету әсері (күш) сейсмикалық емес жүктеме әсерінен (Д.2 Кестедегі 41тәсіл):

осьтік сығымдау күші:  $N_{Ed,G} = 1224000 \text{ Н};$   
 иілетін сәттері:  $M_{Ed,G,y} = 30 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,G,z} = 0;$   
 көлденең күштері:  $V_{Ed,G,z} = 80 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 110 \text{ Н}.$

Тіреуіштің төменгі бөлігі үшін әрекет ету әсері (күш) сейсмикалық жүктеме әсерінен (Д.2 Кестедегі 19 тәсіл):

осьтік сығымдау күші:  $N_{Ed,E} = 118100 \text{ Н};$   
 иілетін сәттері:  $M_{Ed,E,y} = 514100 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,E,z} = 0;$   
 көлденең күштері:  $V_{Ed,E,z} = 216500 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 450 \text{ Н}.$

Тіреуіштің жоғарғы бөлігі үшін әрекет ету әсері сейсмикалық емес жүктеме әсерінен:

осьтік сығымдау күші:  $N_{Ed,G} = 1219000 \text{ Н};$   
 иілетін сәттері:  $M_{Ed,G,y} = -230 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,G,z} = 350 \text{ Н}\cdot\text{м};$   
 көлденең күштері:  $V_{Ed,G,z} = 80 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 110 \text{ Н}.$

Тіреуіштің жоғарғы бөлігі үшін әрекет ету әсері сейсмикалық жүктеме әсерінен:

осьтік сығымдау күші:  $N_{Ed,E} = 118100 \text{ Н};$   
 иілетін сәттері:  $M_{Ed,E,y} = -200800 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,E,z} = 1490 \text{ Н}\cdot\text{м};$   
 көлденең күштері:  $V_{Ed,E,z} = 216500 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 450 \text{ Н}.$

Негізгі қаңқаның пластикалық түрін өзгерті механизмін қамтамасыз ету үшін тіреуіштердің беріктік қоры болуы керек, сондықтан осы оқулықтың 6.3 сай сейсмикалық есептік жағдаят үшін күш мәні шет елдік әдебиеттерде келтірілген және оқулықтың (6.18) Формуласына тең болатын төменде келтірілген кескінде анықталады.

Тіреуіш асты үшін әсердің есеп айырысу тиімділігі:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1224000 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 118100 = 1421070 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 30 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 514100 = 857910 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,z} = 0;$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 80 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 216500 = 361350 \text{ Н};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 110 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 450 = 860 \text{ Н},$$

мұнда  $\Omega = 1,517$  – аталған мысалдың Д.13.2.3 анықталған ең төменгі мәні;

$\gamma_{ov} = 1,0$  – аталған мысалда қолданылған 2.2.2.2 б) бойынша болаттарды пайдаланудың шарттарын орындау жағдайы үшін оқулықтың 2.2.2.3 сәйкес, материал беріктігінің резерв коэффициенті;

1,1 – жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Тіреуіш үсті үшін әсердің есеп айырысу тиімділігі:

$$N_{Ed} = 1219000 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 118100 = 1416070 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = (-230) + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot (-200800) = -335300 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,z} = 2840 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ed,z} = 361350 \text{ Н}; V_{Ed,y} = 860 \text{ Н}.$$

**Д.13.4.2 Геометриялық сипаттамалары**

Тіреуішнің дәнекерленген қос таврлы қимасының геометриялық сипаттамалары:

- сөрелердің қимасы –  $b_f = 380,0$  мм,  $t_f = 28,0$  мм;
- қабырғаның қимасы –  $h_w = 394,0$  мм,  $t_w = 16,0$  мм;
- қима ауданы –  $A = 27580$  мм<sup>2</sup>;
- инерция сәттері –  $I_y = 103035,0$  см<sup>4</sup>;  $I_z = 25620,0$  см<sup>4</sup>;
- инерция радиустары –  $i_y = 19,3$  см;  $i_z = 9,6$  см;
- кедергінің пластикалық сәттері –  $W_{pl,y} = 5125,4$  см<sup>3</sup>;  $W_{pl,z} = 2054,0$  см<sup>3</sup>;
- бұраудың инерция сәті –  $I_t = 793,0$  см<sup>4</sup>;
- секториальдық (бұрмалаудың) инерциясы сәті –  $I_\omega = 11400460,0$  см<sup>6</sup>.

Тіреуіш қимасын анықтау үшін қабылданған EN 10025-2 бойынша S235 болат. Болаттың нақтылы аққыштық шегі –  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup> = 23500 Н/см<sup>2</sup>.

**Д.13.4.3 Тіреуіштің төменгі бөлігінің беріктігі бойынша қиыстырудың негізгі қабілеттілігін (қарсылығын) тексеру**

Д.13.4.3.1 Көлденең күш әсері барысында негізгі қабілеттілік

(2.8) Формуласы бойынша анықталаған 1 класты қима үшін сығымдау кезіндегі көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні, тең:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27580 \cdot 235}{1,0} = 6481300 \text{ Н}.$$

Сығымдау кезіндегі беріктік үшін оқулықтың (2.7) Формуласының шарттарын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1421070}{6481300} = 0,22 < 1,0.$$

Сығымдау кезінде тіреуіш нығыздығының шарты орындалады.

Д.13.4.3.2 Иілетін сәттегі көтергіш қабілеті

(2.10) Формуласы бойынша анықталаған 1 класты көлденең қимасы үшін  $U$  күшті өсіне қатысты иілуге көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні, тең:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5125400 \cdot 235}{1,0} = 1204470000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 1204470 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Иілу кезінде тіреуіш беріктігі үшін аталған оқулықтың (2.9) Формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{857910}{1204470} = 0,712 < 1,0$$

Тіреуіш беріктігінің шарты иілу кезінде орындалады.

Д.13.4.3.3 Көлденең күш әсері барысында негізгі қабілеттілік

Көлденең күш әсері барысында негізгі қабілеттіліктің пластикалық сатысында қозғалуына параллель қабырғада жүктеме болғандағы оқулықтың (2.14) Формуласы бойынша анықталған есептік мәні тең:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6304 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} = 855330 \text{ Н},$$

мұнда  $A_v$  – оқулықтың 2.5.3.4 бойынша анықталатын жылжу ауданы:

$$A_v = \eta \cdot \Sigma (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 394,0 \cdot 16,0 = 6304 \text{ мм}^2,$$

мұнда  $\eta = 2.5.3.4$  оқулықтың ескертпесіне сәйкес 1,0 қорға қабылданған.

Көлденең күштің әрекеті кезінде беріктік үшін оқулықтың (2.13) Формуласының шартын

тексеру:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{361350}{855330} = 0,423 < 1,0.$$

Көлденең күш әсері барысында беріктік шарты орындалады.

Осының барысында қозғалысқа негізгі қабілеттілік қаттылық қабырғаларымен бекітілмеген қабырғаның орындық тұрақтылығын жоғалтқанын ескермей қабылданады, оқулықтың (2.18) Формуласымен сәйкес және ҚР ҚН ЕН 1993-1-5 5 Бөлімімен келіскен келесі шарттар орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{394,0}{16,0} = 24,6 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 72,0,$$

мұнда  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$ , ал  $\eta = 1,0$  2.5.3.4 оқулықтың ескертуіне сай.

Осыдан кейін, қабырғаның қозғалыстан тұрақтылықты жоғалтуын тексеру талап етілмейді.

Д.13.4.3.4 Ию кезі мен біліктік қысу күшінің бірігіп әрекет ету барысындағы негізгі қабілеттілік

Оқулықтың 2.5.3.5 сай келесі шарттар орындалады:

$$V_{Ed,z} = 361350 \text{ Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0,5 \cdot 855330 = 427665 \text{ Н},$$

мұнда, есептік көлденең күштер пластикалық сатыдағы қозғалысқа негізгі қиылысу қабілеттілігінің жартысынан аз болады, онда олардың әсерімен иілуі кезінде қиылысудың негізгі қабілеттілігіндегі мән бермеге болады.

Д.13.4.3.5 Ию кезі мен біліктік қысу күшінің бірігіп әрекет ету барысындағы негізгі қабілеттілік

2.5.3.6.1 оқулыққа сәйкес иілуге көтергіш қабілетіне осьтік күштің әсерін есепке алмауға болады, егер (2.23) және (2.24) Формулаларының шарттары орындалатын болса:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{және} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Аталған мысалда:  $N_{Ed} = 1421070 \text{ Н} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 6481300 = 1620320 \text{ Н};$

$$N_{Ed} = 1421070 \text{ Н} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 394,0 \cdot 16,0 \cdot 235}{1,0} = 740720 \text{ Н}.$$

(2.24) Формуласының шарты орындалмаса, онда тексеріс талап етіледі.

Пластикалық кезде июге негізгі қабілеттіліктің есептік мәні 1 кластық пісіруші қос таврлы көлденең қиылыстыруға қатынасында У біліктік күшінің әсері барысында осы оқулықтың (2.26) Формуласы бойынша анықталады:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) = 1204470 \cdot (1 - 0,219) / (1 - 0,5 \cdot 0,229) = 1062330 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd,y}$$

мұнда  $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (27580 - 2 \cdot 380,0 \cdot 28,0) / 27580 = 0,229 < a = 0,5;$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1421070 / 6481300 = 0,219.$$

Оқулықтың (2.21) Формуласы шартының орындалуын тексеру:

$$M_{Ed,y} = 857910 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,y} = 1062330 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Ию мен біліктік күшінің бірігіп әрекет ету барысындағы беріктік шарты орындалады.

Тексерілген қиылысуда тек бір ғана ию кезеңі әрекет ететін болғандықтан тексеруді (2.31) Формуласына сай орындау талап етілмейді.

6.2.1(7) ҚР ҚН ЕН 1993-1-1 сай,  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , ішкі әсерлерден күшпен тәсілдерге ұшыраған 1, 2 немесе 3 кластардың қиылысулары үшін беріктікті тексеру үшін ҚР ҚН ЕН 1993-1-1 (6.2) Формуласы қолданылуы мүмкін. Осы мағынаға сай, тіреуіш қимасының беріктігі тең:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{1421070}{6481300} + \frac{857910}{1204470} + 0 = 0,932 < 1,0,$$

мұнда  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  және  $M_{Rd,z}$  – жылжудың көлденең қимасының әрекетімен шарттасылған, барлық болуы мүмкін төмендетуші факторларды қамтитын көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәндері.

Тіреуіш беріктігінің шарты орындалады.

#### Д.13.4.4 Табандылығы бойынша қиыстырудың негізгі қабілеттілігін (қарсылығын) тексеру

Д.13.4.4.1 Тіреуішті бойлай ию барысындағы табандылығы бойынша негізгі қабілеттілік

2.5.4.1.2 сай оқулық,  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  ию барысында тұрақтылықты жоғалтуға

және тек беріктікке қиыстыруға тексеруді ескермеуге болады.

1 класты көлденең қималар үшін  $\bar{\lambda}$  шартты икемділік (2.37) Формула бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{19,3} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,182 < 0,2,$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{9,6} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,366 > 0,2$$

мұнда  $L_{cr} = 1,0 \cdot L = 330$  см – оқулықтың Е Қосымшасы бойынша аталған мысалда қабылданатын бүйірлік бекіткіштер жоқ болуы жағдайына екі ось үшін де тіреуішнің есептік ұзындығы;

$\lambda_1$  – шартты икемділікті анықтау үшін икемділік, тең болады:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9.$$

Z білігі үшін 2.5.4.1.2 келтірілген шарттар орындалмайды, қысу барысында тұрақтылыққа тексеру талап етіледі.

Тұрақтылықтың төмендетілген  $\chi$  коэффициентін анықтау үшін  $\Phi$  мөлшері тұрақтылықты жоғалту барысында Z білігі қатынасында оқулықтың 2.5.4.1.2 сәйкес анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,366 - 0,2) + 0,366^2 \right] = 0,608,$$

мұнда, бастапқы жетілдірілмегендікті ескеретін оқулықтың 2.9 Кестесі бойынша қабылданған, 2.10 Кестесі бойынша «с» тұрақтылығын жоғалтқан қисыққа үшін қабылданған, қалыңдығы  $t_f \leq 40$  мм. барысында пісіруші қос таврлы көлденең қиылыстыру үшін коэффициент  $\alpha = 0,49$ .

Z білігіне қатынасында қысу барысында тұрақтылық жоғалғанда төмендетуші коэффициент  $\chi$  оқулықтың (2.36) Формуласы бойынша анықталады:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,608 + \sqrt{0,608^2 - 0,366^2}} = 0,914.$$

Z білігіне қатынасында ұзына бойына ию барысында тұрақтылық бойынша негізгі қабілеттіліктің есептік мәні оқулықтың (2.35) Формуласы бойынша анықталады:

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,914 \cdot 27580 \cdot 235}{1,0} = 5923910 \text{ Н},$$

мұнда  $\gamma_{M1} = 1,0$  – орнықтылық бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті.



Z осіне қатысты сығымдау кезінде тіреуішнің орнықтылығы үшін оқулықтың (2.34) Формуласының шартын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{1421070}{5923910} = 0,24 < 1,0.$$

Тіреуіштің табандылығы Y білігі қатынасында осы білікпен 2.5.4.1.2 келтірілген шарттар осы білік үшін орындалатын болғандықтан және коэффициент  $\chi_y = 1,0$  болғандықтан тексерілмейді.

Қысу барысында тіреуіштің табандылығы шарттары орындалады.

Д.13.4.4.2 Ию барысында тұрақтылық бойынша негізгі қабілеттілік

Тіреуіштің не бүйірлік бөлектеулері, не ширатудан бекітуі болмағандықтан ию барысында тұрақтылығын жоғалту мүмкіндігіне тіреуіштің толық ұзындығын  $L = 330$  см тексеру керек.

Тіреуішке кезеңдер әрекет етеді:

Тіреуіштің түбінде:  $M_{Ed,y} = 857910 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = 0$ .

Тіреуіштің басында:  $M_{Ed,y} = -335300 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = 2840 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

Ию барысында тұрақтылықты жоғалтқанда шартты  $\bar{\lambda}_{LT}$  иілгіштігін анықтау үшін алдымен E қосымшасының формулалары бойынша анықталатын  $M_{cr}$  серпімді ең қиын кезеңді есептеу талап етіледі.

У осьтері үшін соңғы иілетін сәттер мәндерінің қатынасы:

$$\psi = (-335300) / 857910 = -0,391.$$

$C_1$  жақындатылған мәндері аталған оқулықтың (Е.3) Формуласы бойынша анықталады:

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,391) + 0,52 \cdot (-0,391)^2 = 2,507 < 2,7$$

Бұл мән аталған оқулықтың Е.1 Кестесінен шыққан  $C_1$  мәнге сәйкес келеді.

Мысалда қолданылады:  $C_1 = 2,507$ .

$M_{cr}$  иілістің жазық пішінінің орнықтылықты жоғалтуының солқылдақ сыни сәті оқулықтың Е Қосымшасының (Е.2) Формуласы бойынша анықталады:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 2,507 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 256200}{330^2} \cdot \left( \frac{114004600}{256200} + \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 7930}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 256200} \right)^{0,5} = 293632788 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

мұнда  $E = 21000000 \text{ Н/см}^2$  – болаттың серпімділік модулі;

$G = 8100000 \text{ Н/см}^2$  – болаттың жылжу модулі.

Орнықтылықты жоғалтудың иілетін пішіні үшін шартты ікімділік оқулықтың 2.5.4.2.2 сәйкес анықталады:

$$\bar{\lambda}_{LT,y} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{51254 \cdot 23500}{2936327880}} = 0,203.$$

Осы оқулықтың 2.12 Кестесіне сай пісіруші қос таврлы көлденең қиылыстыру үшін  $h / b = 450 / 380 = 1,184 < 2,0$  қатынасында 2.11 Кестесі бойынша, бастапқы жетілдірілмегендікті ескеретін,  $\alpha_{LT} = 0,49$ . «с» тұрақтылығының қисығы пайдаланылады.

Орнықтылықтың төмендетуші коэффициентін анықтау үшін шама:

$$\Phi_{LT,y} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT,y} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,203 - 0,2) + 0,203^2 \right] = 0,521.$$

Иілістің жазық пішіні орнықтылығын жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент:

$$\chi_{LT,y} = \frac{1}{\Phi_{LT,y} + \sqrt{\Phi_{LT,y}^2 - \bar{\lambda}_{LT,y}^2}} = \frac{1}{0,521 + \sqrt{0,521^2 - 0,203^2}} = 0,998.$$

Иілістің жазық пішінінің орнықтылығы бойынша тіреуішнің көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні аталған оқулықтың (2.40) Формуласы бойынша анықталады:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT,y} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,998 \cdot 51254 \cdot \frac{23500}{1,0} = 120206000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1202060 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Иілістің жазық пішінінің орнықтылығы үшін оқулықтың (2.39) Формуласының шартын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{857910}{1202060} = 0,714 < 1,0.$$

Тіреуіш үшін июдің жазық қалыбының тұрақтылық шарты орындалады.

Оқулықтың 2.5.4.2.2 сәйкес  $\bar{\lambda}_{LT,y} = 0,203 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$  ( $\bar{\lambda}_{LT,0}$  болғанда 2.5.4.2.3 бойынша қабылданады) шарты орындалатындықтан тіреуіш үшін июдің жазық қалпының тұрақтылығын тексерумен ескермеуге болады.

Д.13.4.4.3 Ию мен біліктік қысудың бірге әрекеті барысында тіреуіштің негізгі қабілеттілігі

Қиылысуды 1 кластық элементтері үшін июші кезеңдер мен қысудың біліктілік күшінің біріккен әрекеті барысында оқулықтың (2.46) және (2.47) Формулаларының шарттары бір уақытта қанағаттандырылуы қажет:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0,$$

мұнда  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  және  $M_{Rk,i} = f_y \cdot W_{pl,i}$ ;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  – оқулықтың 2.5.4.3.2 келтірілген нұсқаулар бойынша анықталатын өзара іс-қимыл коэффициенттері.

Тіреуіштің не бүйірлік жылжытуға, не шиыруға қарсы бекітуі жоқ болғандықтан, ширатылудан түрін өзгертуге ұшыраған болуы мүмкін. Соған сай, өзара әрекет ету коэффициентін оқулықтың 2.16 Кестесі бойынша анықтау керек.

Осы оқулықтың 2.17 Кестесіне сәйкес эквивалентті тұрақты кезеңге  $C_{mi}$  өтудің коэффициенттері анықталады. Бекіту нүктелері арасында жүк болмағандықтан эквивалентті тұрақты кезеңдер үшін барлық үш коэффициенттер  $C_{my}, C_{mz}$  и  $C_{mLT}$  көрсетілген кестенің бірінші қатарынан көрсеткіштер көмегімен анықталады.

У–у білігі айналасында июде және z–z жазықтығындағы бекітулерде:

$$\psi = -0,391; C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,391) = 0,444 > 0,4.$$

z–z білігі айналасында июде және у–у жазықтығындағы бекітуде:  $\psi = 0; C_{mz} = 0,6$ .

у–у білігі айналасында және у–у жазықтығындағы бекітуде:  $\psi = -0,391; C_{mLT} = 0,444$ .

1 класты көлденең қима үшін  $k_{yy}$  өзара іс-қимыл коэффициенті тең, (пластикалық қасиеттерін есепке алу арқылы), оқулықтың 2.15 Кестесіне сай:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,444 \cdot \left[ 1 + (0,182 - 0,2) \cdot \frac{1421070}{1,0 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} \right] = 0,442 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,444 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1421070}{1,0 \cdot 235 \cdot 27580 / 1,0} \right) = 0,522.$$

Карастырылып отырған тіреуіш үшін  $k_{yz}$  және  $k_{zz}$  коэффициенттерін анықтаудың қажеттілігі жоқ, себебі  $M_{Ed,z} = 0$ .

$k_{zy}$  өзара іс-қимыл коэффициенті  $\bar{\lambda}_z = 0,366 < 0,4$  тең, оқулықтың 2.16 Кестесіне сай:

$$k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z = 0,6 + 0,366 = 0,966 > \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] =$$

$$= \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,366}{(0,444 - 0,25)} \cdot \frac{1421070}{0,914 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} \right] = 0,955.$$

Себебі алынған мәндер  $k_{zy} = 0,966 > 0,955$ , онда  $k_{zy} = 0,955$  қабылданады.

(2.46) және (2.47) Формулалар бойынша тіреуішнің сығымдалған-иілетін элемент ретінде орнықтылық шартын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1421070}{1,0 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} +$$

$$+ 0,442 \cdot \frac{857910000}{0,998 \cdot 5125400 \cdot 235 / 1,0} = 0,535 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1421070}{0,914 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} +$$

$$+ 0,955 \cdot \frac{857910000}{0,998 \cdot 5125400 \cdot 235 / 1,0} = 0,922 < 1,0.$$

Тіреуіштің тұрақтылық шарттары элементті қысып-ию сияқты орындалады.

Екінші қабаттың тіреуішіндегі күш азырақ, сондықтан тексерілген қиылыстыру беріктіктің барлық шарттарын қанағаттандырады, бірінші және екінші қабаттардың тіреуіштері үшін Д.1 келтірілген, мысалы, S355 маркалы болаттан қиылыстыру қалады.

### Д.13.5 Екінші қабаттың балка-ригельі

#### Д.13.5.1 Тиімділік әсерлері (Д.7 сурет бойынша 143 элемент)

Балка-ригельдің сол жақтағы шеті үшін тиімділіктің (күштің) есептік әсерлері Д.2 Кесте бойынша 19 және 41 комбинациялардан қосындылар ретінде қабылданған:

сығымдаудың осьтік күші:  $N_{Ed} = (-150) + 510 = 360 \text{ Н};$

иілетін сәттер:  $M_{Ed,y} = 80650 + 69280 = 149930 \text{ Н·м}; M_{Ed,z} = 30 + 140 = 170 \text{ Н·м};$

көлденең күштер:  $V_{Ed,z} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 64760 + 22610 = 87370 \text{ Н}; V_{Ed,y} = 10 + 35 = 45 \text{ Н}.$

Арқалық-ригельдің оң жақ соңғы ұшы үшін есептік әрекет әсерлері (күштер) Д.2 Кестесі бойынша 19 және 41 тәсілдердің жиынтығымен қабылданды:

осьтік сығымдау күші:  $N_{Ed} = 360 \text{ Н};$

иілетін сәттер:  $M_{Ed,y} = 79030 - 66390 = 12640 \text{ Н·м}; M_{Ed,z} = (-10) + (-60) = -70 \text{ Н·м};$

көлденең күштер:  $V_{Ed,z} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 64220 + 22610 = 86830 \text{ Н}; V_{Ed,y} = 45 \text{ Н}.$

#### Д.13.5.2 Геометриялық сипаттамалары

Балка-ригельдің дәнекерленген қоставрлық қимасының Геометриялық сипаттамалары:

– қиманың толық биіктігі –  $h = 350,0 \text{ мм};$

– сөрелердің қимаксы –  $b_f = 160,0 \text{ мм}, t_f = 10,0 \text{ мм};$

– қабырғаның қимасы –  $h_w = 330,0 \text{ мм}, t_w = 6,0 \text{ мм};$

– қима ауданы –  $A = 5180 \text{ мм}^2;$

– инерция сәттері –  $I_y = 11047,5 \text{ см}^4; I_z = 683,3 \text{ см}^4;$

– инерция радиусы –  $i_y = 14,6 \text{ см}; i_z = 3,63 \text{ см};$

– кедергінің пластикалық сәттері –  $W_{pl,y} = 707,3 \text{ см}^3; W_{pl,z} = 131,0 \text{ см}^3;$

– бұрау инерциясының сәттері –  $I_t = 17,0 \text{ см}^4;$

– секториальдық (бұрмалау) инерциясының сәті –  $I_0 = 197290,7 \text{ см}^6$ .

Балка болатының нақтылы аққыштық шегі –  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2 = 35500 \text{ Н/см}^2$ .

### Д.13.5.3 Беріктігі бойынша арқалықтардың негізгі қабілеттілігін (қарсылығын) тексеру

#### Д.13.5.3.1 Біліктік қысу күші барысында арқалықтың негізгі қабілеттілігі

Қысу барысында 1 класты көлденең қиылыстыру үшін негізгі қабілеттіліктің есептік мәні оқулықтың (2.8) Формуласы бойынша анықталады:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5180 \cdot 355}{1,0} = 1838900 \text{ Н},$$

Осы оқулықтың (4.3) Формуласы бойынша иілгіштіктің диссипативті аймақтары – топсалы есіктер қалыптасатын арқалық-сарайларды қысу барысында беріктіктер үшін шарттарды тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{360}{1838900} = 0,0002 < 0,15.$$

Беріктіктердің шарттары орындалады.

#### Д.13.5.3.2 Ию кезеңіндегі арқалықтың негізгі қабілеттілігі

Күшті У білігіне қатысты июде 1 класты көлденең қиылыстыру үшін негізгі қабілеттіліктің есептік мәні оқулықтың (2.10) Формуласы бойынша анықталады:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{707,3 \cdot 35500}{1,0} = 25109000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 251090 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Пластикалық ригельде топсалы есіктерді қалыптастыру тіреуіштің сөресінен 200 мм қашықтықта қарастырылады (тіреуішке арқалық – ригельді бекіту түйінін Д.13.9 есептеуді қара).

Алдын ала болжамданған топсалы есіктің иілімділігі тіреуіш сөресінен 200 мм қашықтықта қиылыстырылуында жалпы есептеуде алынған есептік кезең  $M_{Ed}$  кезеңдердің эпюрасымен сәйкес тең:  $M_{Ed} = 136800 \text{ Н} \cdot \text{м}$ .

Осы оқулықтың (4.2) Формуласының шартын иілімді топсалы есікті қалыптастыру орынында ию барысында беріктігі үшін тексеру:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{136800}{251090} = 0,545 < 1,0.$$

Ию барысында арқалықтың беріктілік шарты орындалады.

Оқулықтың 4.3.1 бойынша қаңқа тіреуішін есептеу үшін анықталған коэффициент  $\Omega$  тең:

$$\Omega = M_{pl,Rd} / M_{Ed} = 251090 / 136800 = 1,835.$$

#### Д.13.5.3.3 Көлденең күштің әсері барысында негізгі қабілеттілік

Жылжуға көлденең қимасының пластикалық сатыда көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні оқулықтың (2.14) Формуласы бойынша анықталады:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1980 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 405830 \text{ Н},$$

мұнда  $A_v$  – параллель қабырғаға жүктемесі бар дәнекерленген қоставрлы қималар үшін анықталатын жылжу ауданы, келесі мағына бойынша (қараң. 2.5.3.4):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 330,0 \cdot 6,0 = 1980 \text{ мм}^2,$$

мұнда  $\eta = 1,0$  – 2.5.3.4 ескерту бойынша қабылданған.

Қарастырылатын арқалықтағы пластикалық топсалы есіктерді қалыптастыру орынындағы есептік көлденең күш  $V_{Ed}$  оқулықтың 4.2.2 келтірілген (4.5) Формуласы бойынша анықталады.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 64760 + 97510 = 162270 \text{ Н},$$

мұнда  $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}$  – сейсмикалық емес әсерлерден көлденең күштің мәні (жалпы есептен);

$V_{Ed,M}$  – иілгіштіктің топсалы есіктерін қалыптастыратын А мен В арқалықтарының соңғы қиылысуларында қарама-қарсы белгілермен  $M_{pl,Rd,A}$  және  $M_{pl,Rd,B}$  пластикалық кезеңдердің қосымшасынан көлденең күштің есептік мәні.

Пластикалық сәттерден көлденең күш тең болады:

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = 2 \cdot 25109000 / 515 = 97510 \text{ Н},$$

мұнда  $L$  – балка ұштарында пайда болған пластикалық топсалар арасындағы қашықтық, тең:  
 $L = 6000 - 450 - 2 \cdot 200 = 5150 \text{ мм} = 515 \text{ см}.$

Оқулықтың (4.4) Формуласы шарттарын көлденең күштің әсері барысында беріктік үшін иілімді топсалы есіктерді қалыптастыруды ескере отырып тексеру:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{162270}{405830} = 0,4 < 0,5$$

Жылжу барысында беріктік шарты орындалады.

Бұл шарт оқулықтың 2.5.3.5 келтірілген шарттарына сай келеді, иілдіру кезеңі мен көлденең күш әсеріне ұшыраған элементтер үшін, оның барысында негізгі қабілеттілікке көлденең күштің әсерінен иілуге мән бермеуге болады. Мұның барысында жылжуға негізгі қабілеттілік оқулықтың (2.18) Формуласымен сәйкес және ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 Бөлімге сай келесі шарттар орындалатындықтан қаттылық қабырғаларымен бекітілмеген қабырғалардың орынындағы тұрақтылығын жоғалтқанын есепке алмай қабылданады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{330}{6} = 55,0 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,814}{1,0} = 58,6.$$

Сондықтан, жылжудан тұрақтылықты жоғалтуға қабырғаны тексеру талап етілмейді.

Д.13.5.3.4 Біліктік күшпен қос осьтік ию

6.2.1(7) ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес, 1 кластық көлденең қиылысу үшін ішкі әрекет әсерінен  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$  күштер тәсіліне ұшырағын беріктік ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.2) Формуласы бойынша тексеріледі:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{360}{1838900} + \frac{136800}{251090} + \frac{17000}{1310 \cdot 35500 / 1,0} = 0,55 < 1,0,$$

мұнда  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  и  $M_{Rd,z}$  – жылжудың көлденең күші әсерімен шартталған барлық мүмкін төмендетуші факторларды енгізетін негізгі қабілеттіліктің есептік мәні.

Балка үшін беріктік шарттары орындалады.

#### Д.13.5.4 Беріктігі бойынша арқалықтардың негізгі қабілеттілігін (қарсылығын) тексеру

Д.13.5.4.1 Қысу барысында арқалықтың беріктігі бойынша негізгі қабілеттілігі

2.5.4.1.2 оқулыққа сәйкес,  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  кезіндегі немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  кезіндегі икемділік,

орнықтылықты жоғалтуды елемеге болады және қиманы тек беріктікке тексеру керек.

1 класты қима үшін  $\bar{\lambda}$  шартты икемділік (2.37) Формуласы бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{600}{14,6} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,538 > 0,2, \text{ мұнда } L_{cr} = 600 \text{ см} - \text{балканың есептік ұзындығы};$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 11047,5}{600^2} = 6362000 \text{ Н};$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{360}{6362000} = 0,0001 < 0,04.$$

Сондықтан қысу барысында арқалықтың беріктігін жоғалтуына тексеру талап етілмейді.

Д.13.5.4.2 Пластикалық топсалы есікті арқалықтың тегіс пішінді иілуінде тұрақтылықты жоғалту барысында тұрақты ұзындығын тексеру

Оқулықтың 2.5.4.2.1 сәйкес қысылған сөрелермен жеткілікті бекітілген арқалықтар иілудің жазық түрінде тұрақтылықты жоғалтпайды. Бұл мысалда арқалықтың жоғарғы сөресі темірбетонды аралықты бөлу плитасымен (2.15 Суретте көрсетілген қосу типі бойынша) қосылған, қысылған жағдайда ол үшін жеткілікті ағытылу болып табылады. Бірақ, қарастырылған кезеңдік қаңқа рамасының және арқалық-ригельдің көлденең қиылысуының төменгі сөресі арқалықтың тіреуішке жанасқан ұзындық бөлігінде қысылған аймақта жатады, сондықтан арқалықтың қысылған аймағының  $L = 230$  см тең ұзындығы үшін тұрақтылықты тексеру орындалады.

Оқулықтың 2.5.4.5 сәйкес оқулықтағы (2.50) Формуласымен анықталатын  $L_m$  тұрақты ұзындықтан бүйірлік ағытылулар арасындағы  $L$  учаскенің ұзындығы асып кетпегенде иудің жазық түрінің тұрақтылығы қамтамасыз етіледі:

$$L_m = \frac{38 \cdot i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756 \cdot C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{A \cdot I_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} =$$

$$= \frac{38 \cdot 3,63}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{360}{5180}\right) + \frac{1}{756 \cdot 1,285^2} \cdot \left(\frac{707300^2}{5180 \cdot 169000}\right) \cdot \left(\frac{355}{235}\right)^2}} = 132 \text{ см}$$

мұнда  $C_1 = 1,285$  мәні аталған оқулықтың жалпы есебінен ригельдегі сәттер эпюры үшін алынған Е.2 Кесте бойынша қабылданған.

Бұраудан бекітілген арасындағы  $L_k$  учаскесінің орнықты ұзындығы ВВ ҚР ҚН EN 1993-1-1 Қосымшаның (ВВ.6) Формуласы бойынша анықталады:

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600 \cdot f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right) \cdot i_z}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} = \frac{\left(5,4 + \frac{600 \cdot 355}{210000}\right) \cdot \left(\frac{350}{10}\right) \cdot 3,63}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{355}{210000}\right) \cdot \left(\frac{350}{10}\right)^2 - 1}} = 255 \text{ см} > L_m$$

Ширатылудан ағытылулар арасындағы  $L_s$  учаскесінің өзгертілген кезең мен біліктік қысуды ескере отырып ВВ.3.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1 бойынша есептеп шығарылған тұрақты ұзындығы бұл мысалда  $L_s > L_k > L_m$  болғандықтан анықталмады.

Арқалықтың төменгі сөресінің қысылған аймағының ұзындығы  $L = 230$  см тұрақты  $L_m$  ұзындықтан асып кетеді, сондықтан ию барысында тұрақтылық бойынша арқалықты тексеру талап етіледі.

Д.13.5.4.3 Ию барысында тұрақтылық бойынша арқалықтың негізгі қабілеттілігі

Ию барысында тұрақтылықты тексеру үшін арқалықтың есептік ұзындығы төменгі сөресінің қысылған аймағының ұзындығына  $L_{cr} = 230$  см. тең қабылданады.

Ию барысында тұрақтылықты жоғалтқанда шартты  $\bar{\lambda}_{LT}$  иілгіштігін анықтау үшін алдымен Е қосымшасының формулалары бойынша анықталатын  $M_{cr}$  серпімді ең қиын кезеңді есептеу талап етіледі.

Қарастырылып отырған учаскедегі ұштық иілетін сәттер мәндерінің ара қатынасы:

$$\psi = 0/149930 = 0.$$

$C_1$  мәні оқулықтың Е.1 Кестесі бойынша қабылданады:  $C_1 = 1,879$ .

$M_{cr}$  иілудің жазық қалыбының тұрақтылығын жоғалтудың серпімді өте қиын кезеңі осы оқулықтың (Е.2) Формуласымен анықталады:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_{\omega}}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 683,3}{230^2} \cdot \left( \frac{1972907}{683,3} + \frac{230^2 \cdot 8100000 \cdot 17,0}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 683,3} \right)^{0,5} = 92800800 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Орнықтылықты жоғалтудың иілетін пішіні үшін шартты икемділік оқулықтың 2.5.4.2.2 сәйкес анықталады:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{707,3 \cdot 35500}{92800800}} = 0,52.$$

Геометриялық сипаттамалары:  $h / b = 350,0 / 160,0 = 2,19 > 2$ .

Осы оқулықтың 2.12 Кестесіне сай  $h / b > 2$  барысында пісірілген қос таврлы қиылысу үшін «d» тұрақтылықтың қисығы пайдаланылады, 2.11 Кестеде бастапқы жетілдірілмегендіктер ескерілетін коэффициент  $\alpha_{LT} = 0,76$  қабылданады.

Орнықтылықтың төмендетуші коэффициентін анықтауға арналған шама:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,52 - 0,2) + 0,52^2 \right] = 0,757$$

Иілудің жазық пішінінің орнықтылығын жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,757 + \sqrt{0,757^2 - 0,52^2}} = 0,765.$$

Иілудің жазық пішінінің беріктігі бойынша балкасының көтергіш қабілетінің есеп айырысу мәні оқулықтың (2.40) Формуласы бойынша анықталады:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,765 \cdot 707,3 \cdot \frac{35500}{1,0} = 19208500 \text{ Н} \cdot \text{см} = 192085 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

мұнда  $\gamma_{M1} = 1,0$  – орнықтылық, бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті.

Иілудің жазық пішінінің орнықтылығы үшін оқулықтың (2.39) Формуласының шартын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = \frac{149930}{192085} = 0,78 < 1,0$$

Арқалық үшін ию барысында тұрақтылық шарты орындалады.

Қарастырылатын арқалықта біліктік күш  $N_{Ed}$  аз болғандықтан қысылған-иілген элементтегі сияқты 2.5.4.3 сай арқалықты тұрақтылыққа тексеру орындалған жоқ.

Тіреуішке арқалық-ригельді бекіту түйінін арқалық қиылысуын дәл анықтаумен есептеу Д.13.9 келтірілген.

#### Д.13.5.5 Ұстынның қиылысының салмақ түсіру қабілетін тексеру (X осі бойынша бойлық бағытта сәттік арқалықпен есептеу үшін орындалады)

Д.13.5.5.1 Д.13.4 келтірілген ұстынның есебі, S235 маркалы болаттың  $f_y$  аққыштығы шегінің есебімен, көлденең бағытта (У осі бойынша – байланысатын қаңқасы) орналасқан, арқалықтардың антисейсмикалық буындарда диссипативті аймақтарды құру кезінде төзімділік қорын ескеретін күшке орындалды. Бұл тармақшада бойлық бағытта орналасқан (Х осі бойынша – рамалы қаңқа)

S355 болаттан жобаланған, арқалық-ригельдерде диссипативті аймақтарды құру кезінде төзімділік қорының есебімен келтірілген мысалда (2.2.2.2.б шартына сәйкес) S355 болаттан түпкілікті қабылданған, ұстынның осы қиылысын тексеру орындалады.

Жалпы есептен алынған (Д.6 Суреті бойынша 11 элементі) ұстынына арналған әсер (күш) әсерлері Д.13.4.1. келтірілді.

Қаңқаны пластикті деформациялау механизмін қамтамасыз ету үшін, ұстындарды тексеруге арналған әсердің есептік ықпалы (4.6) Формулалары бойынша, құралдың 4.3.1 Тармағында анықталады:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1224000 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 118100 = 1421300 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 30 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 514100 = 858900 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad M_{Ed,z} = 0;$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 80 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 216500 = 361770 \text{ Н};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 110 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 450 = 860 \text{ Н},$$

Мұндағы  $\Omega = 1,215$  – диссипативті аймақтар орналасқан барлық арқалықтарға арналған коэффициенттің минималды мәні. Коэффициент келесі өрнек бойынша  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ , құралдың 4.3.1 тармақшасына сәйкес анықталады. Диссипативті аймақтар қарастырылған арқалық-ригельдерге арналған коэффициенттер мәндері:

екінші қабат үшін –  $\Omega = 1,835$ ,

үшінші қабат үшін –  $\Omega = 1,407$ ,

бесінші қабат үшін –  $\Omega = 1,215$ ;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – материалдың төзімділігі қорының коэффициенті, 2.2.2.2 сәйкес;

1,1 – қауіпсіздіктің жеке коэффициенті.

Ұстынның үстіне арналған ықпал етудің есептік әсерлері:

$$N_{Ed} = 1219000 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 118100 = 1416300 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = (-230) + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot (-200800) = -335690 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad M_{Ed,z} = 2490 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,z} = 361770 \text{ Н}; \quad V_{Ed,y} = 860 \text{ Н}.$$

Ұстынның дәнекерлеу екітаврлы қиылысының геометриялық ерекшеліктері Д.13.4.2. келтірілген. Түпкілікті қабылданған болат – S355 EN 10025-2 бойынша, аққыштықтың номиналды шегі  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2 = 35500 \text{ Н/см}^2$ .

Д.13.5.5.2 Төзімділігі бойынша ұстынның қиылысуының салмақ түсіру қабілеттілігін тексеру

Остік қысылатын күш кезінде салмақ түсіру қабілетінің есептік мәні келесіге тең болады:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27580 \cdot 355}{1,0} = 9790900 \text{ Н}.$$

Қысылу кезінде төзімділік үшін берілген құралдың (2.7) Формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1421300}{9790900} = 0,15 < 1,0.$$

Ілімге ұстынның қиылысының салмақ түсіру қабілетінің есептік мәні тең:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5125400 \cdot 355}{1,0} = 181952000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 1819520 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Ілім кезіндегі ұстынның төзімділігіне арналған осы құралдың (2.9) Формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{858900}{1819520} = 0,472 < 1,0$$

Қозғалысқа көлденең қиылысының салмақ түсіретін қабілетінің есептік мәні:



$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6304 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 1292100 \text{ Н},$$

Мұнда қозғалыс ауданы  $A_v = 6304 \text{ мм}^2$  Д.13.4.3.3 мысалында келтірілген.

Көлденең күштің әсері кезінде төзімділікке арналған құралдың (2.13) Формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{361770}{1292100} = 0,28 < 1,0.$$

Остік күштің әрекеті кезінде пластикалық кезеңде иілімнің салмақ түсіретін қабілетінің есептік мәні тең:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) = 1819520 (1 - 0,15) / (1 - 0,5 \cdot 0,229) = 1746570 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd,y}$$

$$\text{Мұндағы } a = 0,229 < a = 0,5; \quad n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1421300 / 9790900 = 0,15.$$

Құралдың (2.21) Формуласы шарттарын тексеру:

$$M_{Ed,y} = 858900 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,y} = 1746570 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Төзімділікті тексеру, келесіге сәйкес 6.2.1(7) ҚР ҚН EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{1421300}{9790900} + \frac{858900}{1819520} + 0 = 0,62 < 1,0,$$

Барлық тексерістер бойынша ұстынның төзімділігі шарттары орындалады.

Д.13.5.5.3 Төзімділігі бойынша ұстынның қиылысының салмақ түсіретін қабілеттілігін тексеру

Бойлық иілім кезінде төзімділік бойынша ұстынның салмақ түсіретін қабілеттілігі

Ұстынның көлденең қиылысына арналған  $\bar{\lambda}$  шартты икемділік:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{19,3} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,224 > 0,2, \quad \bar{\lambda}_z = \frac{330}{9,6} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,45 > 0,2$$

$$\text{мұндағы } \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4.$$

$\Phi$  шамасы  $U$  осіне қатысты төзімділік шығыны кезінде  $\chi$  төзімділіктің төмендететін коэффициентін анықтау үшін:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34 \cdot (0,224 - 0,2) + 0,224^2 \right] = 0,529,$$

мұндағы  $\alpha = 0,34$  коэффициенті,  $t_f \leq 40 \text{ мм}$  қалыңдығы кезінде дәнекерлеу екітаврлы қиылыстар үшін 2.10 Кестесі бойынша  $U$  осі үшін қабылданған «b» төзімділіктің шығыны қисығы үшін қабылданды

$U$  осіне қатысты қысу кезінде төзімділіктің шығыны кезінде  $\chi$  төмендететін коэффициенті мынаған тең:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,529 + \sqrt{0,529^2 - 0,224^2}} = 0,992.$$

Бойлық иіліс кезінде  $U$  осіне қатысты төзімділік бойынша салмақ түсіретін қабілеттіліктің

$$\text{есептік мәні : } N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,992 \cdot 27580 \cdot 355}{1,0} = 9712570 \text{ Н}.$$

$U$  осіне қатысты қосылу кезінде ұстынның тұрақтылығы үшін құралдың (2.34) Формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{1421300}{9712570} = 0,146 < 1,0.$$

$\Phi$  шамасы  $Z$  осіне қатысты төзімділік шығыны кезінде  $\chi$  төзімділіктің төмендететін коэффициентін анықтау үшін:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,663,$$

мұндағы коэффициент  $\alpha = 0,49$  «с» төзімділіктің шығынын анықтауға арналған.

$Z$  осіне қатысты қысылу кезінде төзімділік шығынының  $\chi$  төмендететін коэффициенті тең:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,663 + \sqrt{0,663^2 - 0,45^2}} = 0,87.$$

$Z$  осіне қатысты бойлық иілу кезінде төзімділік бойынша салмақ түсіретін қабілеттіліктің

есептік мәні тең: 
$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,87 \cdot 27580 \cdot 355}{1,0} = 8518080 \text{ Н}.$$

$Z$  осіне қатысты қысылу кезіндегі төзімділікті тексеру: 
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{1421300}{8518080} = 0,167 < 1,0.$$

Иілу кезінде төзімділік бойынша ұстынның салмақ түсіретін қабілеттілігі

Иілу кезінде төзімділіктің шығыны кезінде  $\bar{\lambda}_{LT}$  шартты икемділікті анықтау үшін тығыз сыни сәтті есептеп шығару талап етіледі  $M_{cr}$ .

$Y$  осіне арналған иілу сәттерінің қатынасы:  $\psi = (-335690) / 858900 = -0,391.$

$C_1$  мәні:  $C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,391) + 0,52 \cdot (-0,391)^2 = 2,507 < 2,7$

$M_{cr}$  иілімінің жазық нысанының төзімділігі шығынының тығыз сыни сәті Д.13.4.4.2 анықталған:  $M_{cr} = 2936327880 \text{ Н} \cdot \text{см}.$

Төзімділіктің шығынының иілім нысанына арналған шартты икемділігі:

$$\bar{\lambda}_{LT,y} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{51254 \cdot 35500}{2936327880}} = 0,249.$$

2.11 кестесі бойынша  $\alpha_{LT} = 0,49$  коэффициенті қабылданған, «с» төзімділіктің қисық шығыны.

$$\Phi_{LT,y} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT,y} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,249 - 0,2) + 0,249^2 \right] = 0,543.$$

Иілімнің жазық нысанының төзімділігі шығыны кезінде төмендететін коэффициент:

$$\chi_{LT,y} = \frac{1}{\Phi_{LT,y} + \sqrt{\Phi_{LT,y}^2 - \bar{\lambda}_{LT,y}^2}} = \frac{1}{0,543 + \sqrt{0,543^2 - 0,249^2}} = 0,975.$$

Иілімнің жазық нысанының төзімділігі бойынша ұстынның салмақ түсіретін қабілетінің есептік мәні тең:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT,y} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,975 \cdot 51254 \cdot \frac{35500}{1,0} = 177403000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1774030 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Иілімнің жазық нысанының төзімділігі үшін құралдың (2.39) Формуласының шарттарын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{858900}{1774030} = 0,484 < 1,0.$$

Ұстын үшін иілімнің жазық нысанының төзімділік шарттары орындалады.

Остік қысылу мен иілудің бірлескен әрекеті кезінде төзімділік бойынша ұстынның салмақ түсіретін қабілеттілігі Құралдың (2.46) және (2.47) Формулалары бойынша анықталады.

$C_{my}$ ,  $C_{mz}$  және  $C_{mLT}$  коэффициенттері Д.13.4.4.3 анықталған.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,391) = 0,444 > 0,4; \quad C_{mz} = 0,6; \quad C_{mLT} = 0,444.$$

Құралдың 2.15 кестесіне сәйкес,  $k_{yy}$  өзара әрекеттесу коэффициенті, тең:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,444 \cdot \left[ 1 + (0,224 - 0,2) \cdot \frac{1421300}{0,992 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,446 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,444 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1421300}{0,992 \cdot 355 \cdot 27580 / 1,0} \right) = 0,496.$$

Қарастырылып отырған ұстын үшін  $k_{yz}$  және  $k_{zz}$  коэффициенттері анықталған жоқ, е өйткені  $M_{Ed,z} = 0$ .

Өзара әрекеттесу коэффициенті  $k_{zy} \bar{\lambda}_z = 0,45 > 0,4$  үшін, Құралдың 2.16 Кестесіне сәйкес мынаған тең:

$$k_{zy} = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,45}{(0,444 - 0,25)} \cdot \frac{1421300}{0,87 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,961 >$$

$$> \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1}{(0,444 - 0,25)} \cdot \frac{1421300}{0,87 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,914.$$

Құралдың (2.46) және (2.47) Формулары бойынша қысылған-иілемелі элемент ретінде ұстынның төзімділік шарттары тексеріледі:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} = \frac{1421300}{0,992 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} + 0,446 \cdot \frac{858900000}{0,975 \cdot 5125400 \cdot 355 / 1,0} =$$

$$= 0,363 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} = \frac{1421300}{0,87 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} + 0,961 \cdot \frac{858900000}{0,975 \cdot 5125400 \cdot 355 / 1,0} =$$

$$= 0,632 < 1,0.$$

Барлық тексерістер бойынша ұстынның төзімділік шарттары орындалады.

#### Д.13.5.6 Пластикті деформациялану механизмін құру шарттарын тексеру

Берілген құралдың В.14 сәйкес, рамалардың пластикті деформациялануының қолайлы механизмін қамтамасыз ету үшін ұстынның иілімлемі төзімділігі арқалықтың иілемелі төзімділігінен аспауы тиіс. Бұл талап егер осы құралдың (В.26) Формуласының шарты орындалса орындалды деп есептеледі.

Бұл мысал ішінде осы шарт Б қатары бойынша раманың екінші қабатының орташа торабы үшін тексеріледі, мұнда ұстындар мен арқалықтар қосылады, есебі жоғарыда келтірілген.

Біріншіден екінші қабатқа дейін рама ұстындары 394×16 мм табағынан қабырғамен 380×28 мм табағынан сөрелермен дәнекерлеу екітаврлы қиылыспен орындалған. Остік қысу күші мен иілетін сәттің бірлескен әрекеті кезіндегі ұстынның салмақ түсіретін қабілеттілігі Д.13.4.3.5 анықталған:  $M_{Rc,N} = M_{N,Rd,y} = 1062330 \text{ Н} \cdot \text{м}$

Раманың арқалық-ригельдері 330×6 мм табағынан қабырғамен 160×10 мм табағынан сөрелермен дәнекерлеу екітаврлы қиылыс орындалды. Ұстынның сөресінен біршама қашықтықта арқалықта пластикті топсаны құруды ескеретін ұстынмен арқалықты қосу торабын есепке алуға сәйкес, ол Д.13.9 келтірілген, ұстынның шетіндегі арқалықтың күшейтілген қиылысының салмақ түсіретін қабілеттілігі:  $M_{Rb} = M_{pl,Rd,coed} = 420072 \text{ Н} \cdot \text{м}$

Торатпа бір қиылыстағы екі ұстын және қосылыстағы біркелкі салмақ түсіретін қабілеттілігі бар екі арқалық қосылады. (В.26) Формуласы шарттарын тексеру:

$$\Sigma M_{Rc,N} = 2 \cdot 1062330 = 2124660 \text{ Н} \cdot \text{м} > 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 420072 = 1092190 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Пластикті деформациялауды құру шарттары орындалады.

**Д.13.6 Бірінші қабатқа арналған антисейсмикалық буыны бар арқалық есебі****Д.13.6.1 Әсер етуі (Д.8 Суреті бойынша 191 элемент)**

Сейсмикалық емес жүктемелер әрекетінен болатын әсерлер (Д.2 Кестесі бойынша 41 комбинациясы):

қысылудың ості күші:  $N_{Ed,G} = 5480 \text{ Н};$

иілу сәттері:  $M_{Ed,G,y} = 19560 \text{ Н·м}; M_{Ed,G,z} = 180 \text{ Н·м};$

көлденең күштер:  $V_{Ed,G,z} = 25410 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 75 \text{ Н}.$

Сейсмикалық жүктеме әрекетінен әсер (Д.2 Кесте бойынша 13 комбинациясы):

қысылудың остік күші:  $N_{Ed,E} = 177800 \text{ Н};$

иілетін сәттер:  $M_{Ed,E,y} = 445200 \text{ Н·м}; M_{Ed,E,z} = 100 \text{ Н·м};$

көлденең күштер:  $V_{Ed,E,z} = 185500 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 40 \text{ Н}.$

Антисейсмикалық буындарды құрайтын арқалықтар, пластикті деформацияланған қаңқаның механизмін қамтамасыз ету үшін төзімділік резервіне ие болуы тиіс, сондықтан, осы құралдың 6.4 сәйкес, сейсмикалық есептік жағдайға арналған есептік әсердің мәндері анықталады:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot N_{Ed,E} = 5480 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 177800 = 376350 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 19560 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 445200 = 948200 \text{ Н·м};$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = 180 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 100 = 390 \text{ Н·м};$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 25410 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 185500 = 412340 \text{ Н};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 75 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 40 = 160 \text{ Н},$$

мұндағы  $\Omega_i = 1,517$  – мысалдың Д.13.2.3 анықталған бірінші қабаттың буынына арналған төзімділік резервінің коэффициенті;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – материалдың төзімділік резервінің коэффициенті, құралдың 2.2.2.2 сәйкес.

1,1 – қауіпсіздіктің жеке меншік коэффициенті.

**Д.13.6.2 Геометриялық ерекшеліктері**

Дәнекерлеу екітаврлы арқалық қиылысының геометриялық ерекшеліктері:

– сөрелердің қиылысы –  $b_f = 280,0 \text{ мм}, t_f = 25,0 \text{ мм};$

– қабырғаның қиылысы –  $h_w = 460,0 \text{ мм}, t_w = 20,0 \text{ мм};$

– қиылыс алаңы –  $A = 23200 \text{ мм}^2;$

– инерция сәттері –  $I_y = 98624,0 \text{ см}^4; I_z = 9177,0 \text{ см}^4;$

– инерция радиустары –  $i_y = 20,6 \text{ см}; i_z = 6,3 \text{ см};$

– кедергінің пластикті сәттері –  $W_{pl,y} = 4453,0 \text{ см}^3; W_{pl,z} = 1026,0 \text{ см}^3;$

– айналу инерциясының сәті –  $I_t = 538,6 \text{ см}^4;$

– секториалды инерция сәті (бұрмалануы) –  $I_\omega = 5378810,0 \text{ см}^6.$

Арқалық болатының аққыштығының номиналды шегі –  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2 = 23500 \text{ Н/см}^2.$

**Д.13.6.3 Төзімділігі бойынша арқалықтың қиылысының салмақты түсіру қабілетін тексеру**

Остік қысылу күші кезінде арқалықтың тасушы қабілеті.

1 классты көлденең қиылыс үшін қысылу кезінде салмақ түсіретін қабілеттіліктің есептік мәні құралдың (2.8) формуласы бойынша анықталады және мынаған тең:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23200 \cdot 235}{1,0} = 5452000 \text{ Н}$$

Қысылуы кезінде арқалықтың төзімділігі үшін құралдың (2.7) формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{376350}{5452000} = 0,07 < 1,0.$$

Иілетін сәттегі арқалықтың салмақ түсіру қабілеттілігі.

1-классты көлденең қиылыс үшін У күшті осіне қатысты салмақ түсетін есептік мән құралдың (2.10) формуласы бойынша анықталады:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4453 \cdot 23500}{1,0} = 104645000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1046450 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Құралдың (2.9) формуласының шарттарын тексеру иілу кезіндегі арқалық төзімділігіне арналады:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{948200}{1046450} = 0,906 < 1,0$$

Көлденең күштің әсері кезінде арқалықтың салмақ түсетін қабілеттілігі.

Пластикті кезеңде жылжуға көлденең қиылыстың салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні құралдың (2.14) формуласы бойынша анықталады:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9200 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} = 1248270 \text{ Н},$$

мұндағы  $A_v$  – жылжу ауданы, келесі формула бойынша параллельді қабырғаның жүктемесімен дәнекерлеу қоставрлы қиылыс үшін анықталады (2.5.3.4):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 4600 \cdot 20,0 = 9200 \text{ мм}^2.$$

Көлденең күштің әсері кезінде құралдың (2.13) формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{412340}{1248270} = 0,33 < 1,0$$

Бұл шарт осы құралдың 2.5.3.5 шартына, көлденең күш пен иілетін сәттің әскрәнк ұшырағыш элементтер үшін, бұл кезде иілімге салмақ түсетін қабілеттікке көлденең күштің әсерімен ауыртпалық келтіруге болады. Сонымен бірге жылжуға салмақ түсетін қабілеттілік қаттылық қабырғаларымен бекітілмеген қабырғаның жергілікті төзімділігі шығынын есепке алмай қабылданады, өйткені Құралдың (2.18) формуласына сәйкес және ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 тарауына сәйкес келесі шарт орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460}{20} = 23,0 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 72,0.$$

Остік күшпен екі әдісті иілімге арқалық қиылысыны тексеру.

ҚР ҚН EN 1993-1-1, 6.2.1(7) сәйкес  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  және  $M_{Ed,z}$  сыртқы әсерден күштің әсеріне ұшырағыш 1-классты көлденең қиылыстың төзімділігі ҚР ҚН EN 1993-1-1(6.2) формуласы бойынша тексеріледі:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{376350}{5452000} + \frac{948200}{1046450} + \frac{39000}{10260 \cdot 23500 / 1,0} = 0,977 < 1,0$$

Арқалық үшін төзімділіктің барлық шарттары антисейсмикалық буынмен орындалады.

#### Д.13.6.4 Төзімділік бойынша арқалықтың салмақ түсетін қабілетін тексеру

##### Д.13.6.4.1 Қысу кезінде төзімділік бойынша арқалықтың салмақ түсетін қабілеті

Құралдың 2.5.4.1.2 сәйкес, мына икемділік  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  кезінде, төзімділік

шығынын тек төзімділікке тексеруге болады.

1 классының қиылысына арналған  $\bar{\lambda}$  шартты икемділік құралдың (2.37) формуласы бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{240}{20,6} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,124 < 0,2; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{240}{6,3} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,406 > 0,2,$$

мұндағы  $L_{cr} = 240$  см – аркалықтың есептік ұзындығы,

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 986240}{240^2} = 354970100 \text{ Н}; \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{376350}{354970100} = 0,001 < 0,04.$$

Тиісінше, қысу кезінде төзімділікті жоғалтуға аркалықты тексеру қажет етілмейді.

Д.13.6.4.2 пластикті топсалармен аркалықтың иілу жазық нысанының төзімділігін жоғалту кезінде бекітпе арасында участкенің тұрақты ұзындығын тексеру

Бұл мысалда, аркалықтың жоғарғы сөресі жабынның темірбетон плитасымен қосылған деп болжанады (Құралдың 2.15 суретінде көрсетілген қосылыс типі бойынша) бұл қысу кезінде ол үшін жеткілікті түрдегі бекіткіш болып табылады. Бірақ бұл аркалықта ұстын мен түйіннің арасындағы учаскеде аркалықтың көлденең қиылысының төменгі сөресі үйлесімнің бірі кезінде осы участкенің бүкіл ұзындығы бойынша қысылуы мүмкін, сондықтан тұрақтылықты тексеру аркалықтың осы ұзындығы үшін орындалады,  $L = 240$  см тең.

Құралдың 2.5.4.5 сәйкес иілімнің жазық нысанының тұрақтылығы қамтамасыз етілген, егер бүйірлік бекітпе арасындағы участкенің  $L$  ұзындығы құралдың (2.50) формуласы бойынша анықталатын  $L_m$  тұрақты ұзындығынан аспаса:

$$L_m = \frac{38 \cdot 6,3}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{376350}{23200}\right) + \frac{1}{756 \cdot 1,879^2} \cdot \left(\frac{4453000}{23200 \cdot 5386000}\right) \cdot \left(\frac{235}{235}\right)^2}} = 409 \text{ см},$$

мұндағы мән  $C_1 = 1,879$  осы құралдың Е.1 кестесі бойынша қабылданған, келесі қатынас үшін  $\psi = 0$ .

Айналымынан бекітпе арасындағы  $L_k$  участкенің тұрақты ұзындығы ВВ ҚР ҚН EN 1993-1-1 қосымшасының (ВВ.6) формуласы бойынша анықталады:

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600 \cdot f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right) \cdot i_z \cdot \left(5,4 + \frac{600 \cdot 235}{210000}\right) \cdot \left(\frac{510}{25}\right) \cdot 6,3}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} = \frac{\left(5,4 + \frac{600 \cdot 235}{210000}\right) \cdot \left(\frac{510}{25}\right) \cdot 6,3}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{235}{210000}\right) \cdot \left(\frac{510}{25}\right)^2 - 1}} = 634 \text{ см} > L_m$$

Өйткені аркалықтың төменгі сөресінің қысылған аймақ ұзындығы  $L = 240$  см  $L_m$  тұрақты ұзындығының мәнінен төмен болса, онда иілім кезінде төзімділік бойынша аркалықты тексеру қажет етілмейді. Бірақ бұл мысалда бұл тексеріс орындалған екен.

Д.13.6.4.2 Иілім кезінде төзімділік бойынша аркалықтың салмақ түсетін қабілеттілігі

Иілім кезінде тұрақтылықты тексеру үшін аркалықтың есептік ұзындығы тең:  $L_{cr} = 240$  см.

Иілім кезінде төзімділікті жоғалтуда  $\bar{\lambda}_{LT}$  шартты икемділікті анықтау үшін осы құралдың Е Қосымшасы формулалары бойынша анықталатын  $M_{cr}$  тығыз сыни сәті есептеледі.

Қарастырылып отырған учаскеде ұштық иілетін сәттердің мәнінің қатынасы:

$$\psi = 0/948200 = 0.$$

$C_1$  мәні құралдың Е.1 Кестесі бойынша қабылданады:  $C_1 = 1,879$ .

$M_{cr}$  иілімнің жазық нысанының төзімділігін жоғалтудың тығыз сыни сәті құралдың (Е.2) формуласымен анықталады:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 9177,0}{240^2} \times \\ \times \left( \frac{53788100}{9177,0} + \frac{240^2 \cdot 8100000 \cdot 538,6}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 9177,0} \right)^{0,5} = 1663257000 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Төзімділікті жоғалтудың иілу нысаны үшін шартты икемділік құралдың 2.5.4.2.2 сәйкес анықталады:  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4453 \cdot 23500}{1663257000}} = 0,251$ .

Осы құралдың 2.12 кестесіне сәйкес  $h / b = 510 / 280 = 1,82 < 2$  қатынасы кезінде дәнекерлеу қоставрлы қиылыс үшін тұрақтылықтың «с» қиысығы қолданылады, ол үшін 2.11 кесте бойынша бастапқы жетілмегендікті ескеретін коэффициент қабылданады,  $\alpha_{LT} = 0,49$ .

Төмендететін коэффициентті анықтау үшін шама:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,251 - 0,2) + 0,251^2 \right] = 0,544$$

Иілімнің жазық нысанының тұрақтылығын жоғалту кезіндегі төмендететін коэффициент:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,544 + \sqrt{0,544^2 - 0,251^2}} = 0,974.$$

Иілімнің жазық нысанының тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәні құралдың (2.40) формуласы бойынша анықталады:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,974 \cdot 44530 \cdot \frac{23500}{1,0} = 101924700 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1019247 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Иілімнің жазық нысанының тұрақтылығы үшін құралдың (2.39) формуласы шарттарын тексеру:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = \frac{948200}{1019247} = 0,93 < 1,0$$

Арқалық үшін иілім жазық нысанының тұрақтылығы шарты орындалады.

Ості қысылу мен иілім бірлескен әрекеті кезінде арқалықтың төзімділігін тексері құралдың (2.46) және (2.47) формулаларымен орындалды, ол ұстын үшін тексерудің Д.13.4.4.3 келтірілгеніне ұқсас. Арқалық үшін қысу мен июдін бірлескен әрекеті кезінде тұрақтылық шарты орындалады.

### Д.13.7 Қаңқа элементтерін есептеу нәтижелері

Осы мысалда қарастырылатын тапсырма үшін каркастың барлық элементтердің тексеру есептері орындалған болады (колонна, балкалар және диагональ байланыстар). Есептер нәтижелері, Д.1 көрсетілген алдын ала қиылыспен қабылданғандар тығыздығы мен тұрақтылығы бойынша бұзылмайтын қабілеттіліктің барлық талаптарын қанағаттандыратындығын көрсетті.

### Д.13.8 Антисейсмиялық буынға балканың бірінші қабатындағы эксцентриялық байланыстарды бекіту түйінін есептеу және антисейсмиялық буынды бекіту

Д.13.8.1 Бірінші қабаттағы эксцентриялық қысылған-созылған байланыстардың қиылысы (221 элемент) – жабық тікбұрышты профиль  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм S355H болаттан EN 10210-1 бойынша ағымдылықтың номиналды шегімен  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

Диссипативті элемент болып табылмайтын эксцентрілік байланысты бекіту есебі, осы байланыстың салмақ түсетін қабілетіне тең күшке орындалады:

$$N_{Ed} = N_{соед} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11700 \cdot 355 / 1,0 = 4153500 \text{ Н},$$

мұндағы  $A = 11700 \text{ мм}^2$  – байланыстың көлденең қиылыс алаңы.

Бұл мысалда эксцентрілік байланыстарды бекіту 10.9 төзімділіктің М36 классының призонды бұрандаларында (нақтылығы жоғары) қарастырылған.

Мысалда қабылданған құрамалар кесу қосындыларына жатады – А санаты 3.2-кесте бойынша ҚР ҚН EN 1993-1-8.

Д.13.8.2 3.1 –кестеге сәйкес ҚР ҚН EN 1993-1-8, тығыздық класының болттары үшін ағымдық шегінің номиналды мәні  $f_{yb} = 900 \text{ Н/мм}^2$  тең, ал уақытша қарсыластық ара-қашықтыққа –  $f_{ub} = 1000 \text{ Н/мм}^2$ .

Брутто байланыс пен фасонка қиылысы үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті:  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

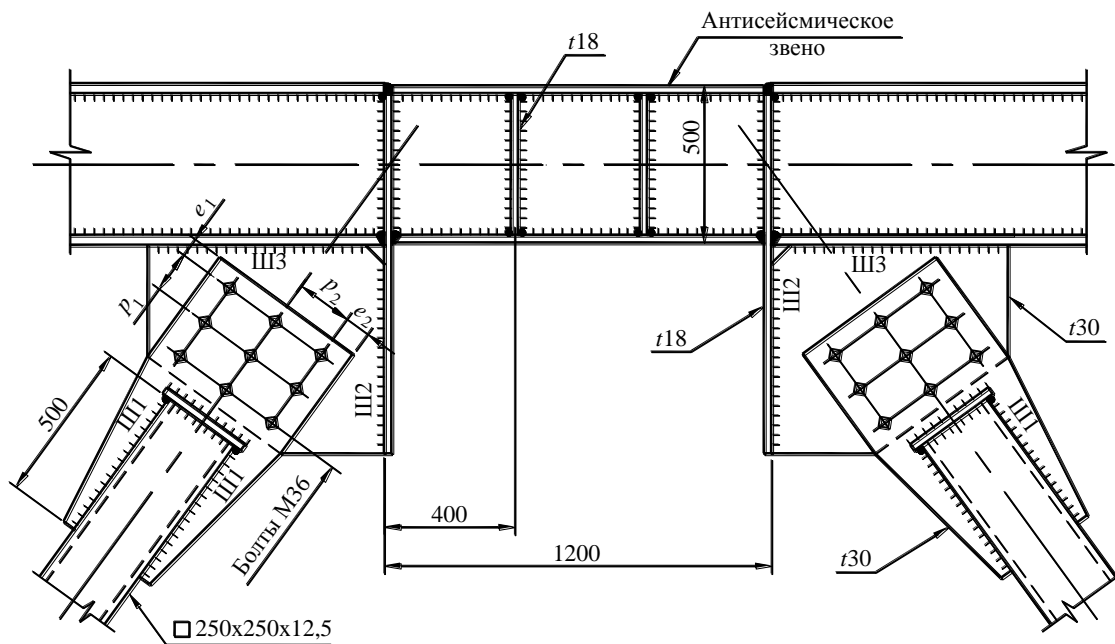
Нетто фасонка қиылысы үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Болттар үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Д.13.8.3 Саңылаулардың орналасуы және көлемі

Саңылаулар көлемдері 6.6.1 EN 1090-2 көрсетілгенге сәйкес қабылданады. Осы тармаққа сәйкес, аймақ маңы (жоғары нақтылықпен) болттар үшін саңылаудың номиналды диаметрі болт өзегінің диаметріне тең болуы тиіс. EN 14399-8 сәйкес, өзектің номиналды диаметрінің аймақ маңы болттары үшін бұрандалы бөлігінің номиналды диаметріне қарағанда 1 мм көбірек. Сондықтан да, М36 болттарын бекіту түйінінде қабылданғандар үшін саңылау диаметрі  $d_0 = 37 \text{ мм}$  тең.

Эксцентриялық байланыстарды бекіту түйінінің кестесі және балкадағы антисейсмиялық буынның кестесі Д.19 суретте келтірілген.



Д.19 –сурет – Эксцентрілік байланыстарды бекіту түйінінің кестесі және антисейсмиялық буын

Элементтер шетіне дейінгі ара-қашықтық пен қадамның минималды және максималды мәні 3.3 ҚР ҚН EN 1993-1-8 кестесі бойынша қабылданады. Осы кестесіне сәйкес, қабылданған болттар үшін:



- күш бойымен шетке дейінгі минималды ара-қашықтық тең:  $e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 37 = 44,4$  мм ;
- күштің көлденең шетіне дейінгі минималды ара-қашықтық тең:  $e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 37 = 44,4$  мм ;
- күштеу бойындағы болттар қадамы тең:  $p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 37 = 81,4$  мм ;
- күштің көлденеңі бойынша болттар қадамы тең:  $p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 37 = 88,8$  мм .

Болттар арасындағы максималды ара-қашықтық ( $p_1$  және  $p_2$  қадамдар) келесі мәндердің азымен шектеледі:  $p_{\max} = 14 \cdot t = 14 \cdot 30 = 420$  мм және  $p_{\max} = 200$  мм. Мұнда  $t$  – қосылатын элементтерден аса жұқасының қалыңдығы.

Қарастырылатын түйін үшін ара-қашықтықтың келесі мәндері қабылданған:

$e_1 = 60$  мм;  $e_2 = 80$  мм;  $p_1 = 130$  мм;  $p_2 = 175$  мм  $< p_{\max} = 200$  мм.

3.3 ҚР ҚН EN 1993-1-8 кестесіне 2) ескертпесіне сәйкес, бекіткіш детальдар арасындағы учаскеде қысылған пластинаның жергілікті тұрақтылығы бойынша бұзылмайтын қабілеттілік, егер келесі шарттар орындалса, қамтамасыз етілген болып саналады:

$$p_1 / t = 130 / 30 = 4,34 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{235 / f_y} = 9 \cdot \sqrt{235 / 355} = 7,32;$$

$$e_2 / t = 80 / 30 = 2,67 < 9 \cdot \varepsilon = 7,32,$$

мұндағы  $9\varepsilon$  осы құралдың 2.8-кестесіне сәйкес көлденең қиылыстағы 1 кластағы қысылған элементтер сөрелерін өлшеу үшін қабылданған.

Шарттар орындалғандықтан, онда болттар үшін жоғарыда қабылданған ара-қашықтық қалады.

#### Д.13.8.4 Болттық құрамаларды есептеу

Осы мысалда қабылданған құрамалар, 3.4.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес А – кесу құрамасы санатына жатады, онда Д.13.8.1 анықталған байланыс элементінде есептік күштер ҚР ҚН EN 1993-1-8 кестесіне сәйкес кесуде және бұрылыста болттардың бұзылмайтын қабілеттілігінен аспауы тиіс емес.

Кесудегі бір болттың есептік бұзылмайтын қабілеттілігі 3.4 ҚР ҚН EN 1993-1-8 кестеде келтірілген мәндер бойынша анықталады. Осы түйін үшін, бір тегістік бойынша кесіледі және кесу тегістігі болттың тегіс бетінен өтеді, сондықтан да  $\alpha_v = 0,6$ .

М36 брутто қабылданған болттардың қиылысу алаңы:  $A = 1075$  мм<sup>2</sup>.

Кесудегі бір болттың бұзылмайтын қабілеттілігі:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 1000 \cdot 1075}{1,25} = 516000 \text{ Н}.$$

Бір болт үшін жібітуге құрамалардың есептік бұзылмайтын қабілеттілігі 3.4 ҚР ҚН EN 1993-1-8 кестеде келтірілген формуламен анықталады.

Байланыс элементінің кесу фасонкасы және балка фасонкасы  $t = 30$  мм қалыңдығымен S355 болаттан ағымдағы номиналды шегімен  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> және уақытша қарсылықпен  $f_u = 490$  Н/мм<sup>2</sup> қабылданған.

М36 бір болты үшін бүгілістегі құраманың бұзылмайтын қабілеттілігі тең:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,541 \cdot 490 \cdot 37 \cdot 30}{1,25} = 588500 \text{ Н},$$

мұндағы  $d = 37$  мм – болт өзегінің номиналды диаметрі;

$t = 30$  мм – қосылатын элементтерден аса жұқасының қалыңдығы;

$\alpha_b$  – мәні төменде есептелгеннен аз болатын коэффициент  $\alpha_d, f_{ub} / f_u$  және 1,0:

– шеткі болттар үшін күш бойымен  $\alpha_d$  коэффициенті келесі формуламен анықталады:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{60}{3 \cdot 37} = 0,541;$$

– орта болттар үшін күш бойымен  $\alpha_d$  коэффициенті келесі формуламен анықталады:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{130}{3 \cdot 37} - \frac{1}{4} = 0,921;$$

$$-f_{ub} / f_u = 1000 / 490 = 2,041.$$

$\alpha_b$  коэффициенті қабылдайды:  $\alpha_b = 0,541$ .

$k_1$  – мәні 2,5 мәнінен және келесіге тең  $k_1$  мәндерінен аз қабылданатын күштеу көлденеңнің шеткі болттары үшін коэффициент:

$$k_1 = 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{80}{37} - 1,7 = 4,354; \quad k_1 = 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{175}{37} - 1,7 = 4,922$$

$k_1$  коэффициенті қабылдайды:  $k_1 = 2,5$ .

$F_{v,Rd} = 516000 \text{ Н} < F_{b,Rd} = 588500 \text{ Н}$  тең болғандықтан, кесуде болттардың бұзылмайтын қабілеттілігі бойынша анықталған құрамаларда «n» болттардың талап етілетін саны:

$$n = N_{\text{соед}} / F_{v,Rd} = 4153500 / 516000 = 8,1 \text{ дана}.$$

Байланыстың эксцентриялық элементтерді бекіту үш қатарында орналасқан тоғыз болттарға қабылданады.

Д.13.8.5 Тығыздығы бойынша фасонкалардың бұзылмайтын қабілеттілігі

Осы құралдың 2.5.3.1 сәйкес,  $N_{t,Rd}$  ара-қашықтыққа бұзылмайтын қабілеттілігінің есептік мәніндегі болттар үшін саңылаумен байланыс элементінің кесу фасонкаларының қиылысы үшін ең азымен қабылданады:

– құралдың (2.4) формуласы бойынша анықталатын пластикалық деңгейде брутто фасонкалардың көлденең қиылысудағы бұзылмайтын қабілеттілігінің есептік мәні:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 15300 \cdot 355 / 1,0 = 5431500 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 4153500 \text{ Н},$$

мұндағы  $A = 510 \cdot 30 = 15300 \text{ мм}^2$  – фасонкалардың қиылыс алаңы.

– құралдың (2.5) формуласы бойынша анықталатын пластикалық деңгейде нетто фасонкалардың көлденең қиылысудағы бұзылмайтын қабілеттілігінің есептік мәні:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 11970 \cdot 490}{1,25} = 4223020 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 4153500 \text{ Н},$$

мұндағы нетто фасонка қиылысының алаңы тең:  $A_{\text{net}} = 510 \cdot 30 - 3 \cdot 37 \cdot 30 = 11970 \text{ мм}^2$ .

Осы құралдың (2.3) формуласымен анықталған фасонкалардың тығыздығы шарты және құралдың (2.7) формуласымен анықталған қысылған фасонкалардың тығыздығы орындалады:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = N_{Ed} / N_{t,Rd} = N_{\text{соед}} / N_{u,Rd} = 4153500 / 4223020 = 0,984 < 1,0.$$

Балка фасонкасының қиылысы көбірек, ал қалыңдығы бірдей, сондықтан да олар тексерілмейді.

Д.13.8.6 Материалдардың жарылысына байланыстың фасонкасын есептеу (ойып алу)

3.10.2 ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес, шеткі аймақта материалдардың жарылысы саңылау желісі бойынша қозғалатын күштердің әрекетінен оларды жарумен ілесетін саңылаулар тобын қозғалту бетінің бойынша болттар қатарын немесе тобын қозғалту салдарынан болады.

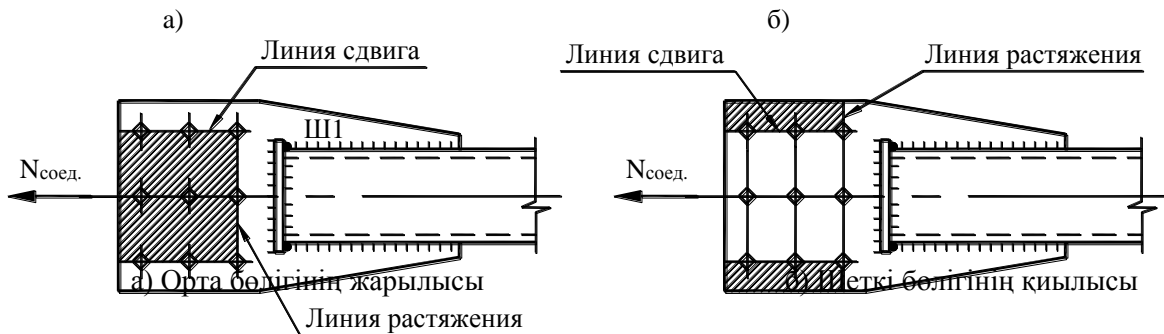
Байланыстың сызба фасонкалары материалдарын жару кестесі Д.20 суретте көрсетілген.

Фасонкалардың орташа бөлігіндегі материалдарды жару кезінде байланыс элементтерінің кесу фасонкасының есептік бұзылмайтын қабілеттілігі эксцентриситетсіз (3.9) ҚР ҚН EN 1993-1-8 формуласы бойынша анықталады:

$$V_{\text{eff},1,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 490 \cdot (2 \cdot 175 - 2 \cdot 37) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (2 \cdot 130 + 60 - 2 \cdot 37 - 0,5 \cdot 37) \cdot 30 \cdot 2 / 1,0 = 6043540 \text{ Н},$$

мұндағы  $A_{nt}$  – созылған аймақ неттосының қиылысу алаңы;

$A_{nv}$  – қысылмайтын аймақ неттосының қиылысу алаңы;



Д.20-сурет – Байланыс элементінің кесу фасонкасы материалын жару кестесі

(3.9) ҚР ҚН EN 1993-1-8 формуласы бойынша анықталған фасонкалардың шеткі бөліктері материалдарын жару кезінде байланыс элементтерінің кесу фасонкаларының есептік бұзу қабілеттілігі:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}} = 2 \cdot [490 \cdot (80 - 0,5 \cdot 37) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (2 \cdot 130 + 60 - 2 \cdot 37 - 0,5 \cdot 37) \cdot 30 / 1,0] = 4244260 \text{ Н.}$$

Д.13.8.1 анықталған құрама үшін есептік күштің жарылысына байланыс элементтерінің кесу фасонкаларының минималды бұзылмайтын қабілеттілігі:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = 4244260 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 4153500 \text{ Н.}$$

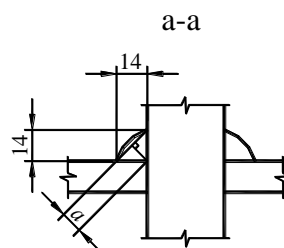
Жарылыс кезінде байланыс элементтері фасонкасының тығыздық жағдайы орындалады.

Д.13.8.7 Байланыс элементіне кесу фасонкасын бекітудің дәнекерлеу тігістерін есептеу

□ 250×250×12,5 мм қиылысымен байланыс элементтерінің жабық тікбұрышты профиліне  $t = 30$  мм қалыңдықпен фасонкаға бекітілген ШІ дәнекерлеу тігістері бұрыштық дәнекерлеу тігістеріне жатады.

Мысалда 14 мм тең катеттермен дәнекерлеу тігістері қабылданған. Сонымен қатар, дәнекерленетін бұрыштық тігістің «а» тиімді қалыңдығы, 4.5.2 ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес –  $a = 10$  мм тең (Д.21-суретті кара).  $\ell_{\text{ш}}$  дәнекерлеу тігісінің тиімді ұзындығы «а» оның екілік тиімді биіктігін алып тастағанда тігістің толық ұзындығына тең (Д.19 сурет) 4.5.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес қабылданады:

$$\ell_{\text{ш}} = 500 - 2 \cdot 10 = 480 \text{ мм.}$$



Д.21 сурет – Эксцентрлік байланысқа қиылып салынатын фасонканы бекітетін дәнекерлеу жіктерінің кестесі

ҚР ҚН EN 1993-1-8 - 4.5.3.3 сәйкес, қабылданған бұрыштық дәнекерлеу жігінің салмақ

түсетін қабілеті жеткілікті деп есептеледі, өйткені көрсетілген тармақшаның (4.2) Формуласының шарттары орындалады:

$$F_{w,Ed} = 2163 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 2515 \text{ Н/мм},$$

мұндағы  $F_{w,Ed}$  – қабылданған төрт жік үшін анықталатын дәнекерлеу жігінің ұзындығы бірлігіне әрекет ететін сыртқы күштің есептік мәні (Д.21 суретін қараңыз):

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{соед}}{4 \cdot \ell_{ш}} = \frac{4153500}{4 \cdot 480} = 2163 \text{ Н/мм};$$

$F_{w,Rd}$  – ҚР ҚН EN 1993-1-(4.3) Формуласы бойынша анықталатын дәнекерлеу жігінің ұзындық бірлігіне салмақ түсетін қабілеттің есептік мәні:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 251,5 \cdot 10 = 2515 \text{ Н/мм},$$

мұндағы  $f_{vw,d}$  – жылжытуға дәнекерлеу жігінің есептік төзімділігі ҚР ҚН EN 1993-1-8(4.4) формуласы бойынша анықталады:  $f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 251,5 \text{ Н/мм}^2$ ,

мұндағы  $f_u$  – қосылатын элементтерден төзімділігі кем емес созылуға уақытша кедергінің номиналды мәні;

$\beta_w = 0,9$  – S355 болатқа арналған түзету коэффициенті, ҚР ҚН EN 1993-1-8- 4.1 кестесімен қабылданады.

14 мм тең, катеттермен дәнекерлеу бұрыштық жіктері қабылданған, 4.5 ҚР ҚН EN 1993-1-8 талаптарын қанағаттандырады.

Д.13.8.8 Аркалық фасонкаларын бекітудің дәнекерлеу жіктерінің есебі

III2 и III3 дәнекерлеу жіктері (Д.19 сурет), С 355 болаттан қалыңдығы  $t = 30$  мм фасонканы бекітеді бұрыштық дәнекерлеу жігіне жатқызылады.

Д.13.8.1 анықталған  $N_{соед}$ , байланысты қосуға күштен осы жіктерге келетін күштер келесідей таратылады:

– тік жікке III2 –  $N_{III2} = 4153500 \cdot 3,3 / 4,08 = 3359450 \text{ Н}$ ;

– көлденең жікке III3 –  $N_{III3} = 4153500 \cdot 2,4 / 4,08 = 2443240 \text{ Н}$ .

Мысалда 16 мм тең катеттермен III2 дәнекерлеу тік жіктері қабылданған, тиімді қалыңдығы  $a = 12$  мм, және көлденең жіктер III3 – катеттері 14 мм және қалыңдығы  $a = 10$  мм.

S355 маркасының тік қабырғасы мен фасонкасына арналған қабылданған болат үшін жылжытуға III2 дәнекерлеу жігінің есептік төзімділігі:  $f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 251,5 \text{ Н/мм}^2$ .

$F_{w,Rd}$  дәнекерлеу жігінің ұзындығы бірлігіне салмақ түсетін қабілетінің есептік мәні тең:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 251,5 \cdot 12 = 3018 \text{ Н/мм}.$$

III2 тік дәнекерлеу жігінің қажетті ұзындығы тең:

$$\ell_{ш} = N_{III2} / n \cdot F_{w,Rd} = 3359450 / 2 \cdot 3018 = 557 \text{ мм}, \text{ қабылданғаны } \ell_{ш} = 560 \text{ мм}.$$

Аркалық үшін қабылданған S235 болаттан қосылатын элементтерден төзімділігі кем емес созылуға уақытша кедергі үшін қозғалтуға дәнекерлеу жігінің есептік төзімділігі:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,9 \text{ Н/мм}^2.$$

Дәнекерлік жігінің ұзындық бірлігіне салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәні  $F_{w,Rd}$  тең:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 207,9 \cdot 10 = 2079 \text{ Н/мм}.$$

III3 көлденең дәнекерлеу жігінің қажетті ұзындығы тең:

$$\ell_{ш} = N_{III3} / n \cdot F_{w,Rd} = 2443240 / 2 \cdot 2079 = 588 \text{ мм}, \text{ қабылданғаны } \ell_{ш} = 600 \text{ мм}.$$

Д.13.8.9 Бірінші қабат үстіндегі аркалықтың антисейсмикалық буынының сындарлы шешімі

Буынның қиылысы Д.13.2 осы мысалда анықталған:

қабырға –  $h_w \times t_w = 460 \times 18$  мм, сөрелер –  $b \times t_f = 280 \times 20$  мм, мөлшері  $d = 500$  мм.

Осы Құралдың 6.2.11 сәйкес, түйіннің қабырғасында оның екі жағы бойынша қабырғаның биіктігіне қаттылық қабырғалары қарастырылуы керек :

– қабырға қалыңдығы  $t_p > 0,75 \cdot t_w = 0,75 \cdot 18 = 13,5$  мм  $> 10,0$  мм. Қабылданған қалыңдығы  $t_p = t_w = 18$  мм.

– қабырғаның ені  $b_p > b - 2 \cdot t_w = 280 - 2 \cdot 18 = 244,0$  мм. Қабылданған ені  $b_p = 260$  мм.

Құралдың 6.2.12 в) сәйкес, аралық түйіндерге жатқызылатын қарастырылып отырған түйіннің қабырғасында, Д.13.2.3 сәйкес келесі талаптарға жауап беретін қаттылықтың аралық қабырғалары қарастырылуы керек:

– ұзын түйіндер үшін қабылданатын – қашықтықта бір қабырғадан  $\ell = 1,5 b = 1,5 \cdot 280 = 420$  мм әр түйіннің ұшынан;

– қысқы түйіндер үшін қабылданатын – келесі мәннің  $\theta_p \leq 0,02$  радиан айналу бұрышынан аспайтын қадаммен :

$$\ell = 52 \cdot t_w - d / 5 = 52 \cdot 18 - 500 / 5 = 836 \text{ мм.}$$

6.2.12 д) сәйкес, көлденең қиылыстың биіктігімен бірінші қабат үстінде  $d = 500$  мм  $< 600$  мм келесі қадаммен  $a = 400$  мм, қалыңдығы  $t_p = 18$  мм, және ені  $b_p = 130$  мм болаттан S235 с  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup> и  $f_u = 360$  Н/мм<sup>2</sup>.

Осы құралдың 6.2.13 тармағына сәйкес қаттылық қабырғаларын буынның қабырғасымен қосатын бұрыштық пісірілген жіктері келесі күшке есептеледі:

$$N = \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st} = 1,25 \cdot 235 \cdot 18 \cdot 130 = 687380 \text{ Н.}$$

Пісірілген жіктің ұзындық бірлігіне әсер ететін  $N$  сыртқы күштердің есептік мәні қаттылық қабырғаның буынның қабырғасына бекіту жітері үшін анықталады:

$$F_{w,Ed} = \frac{N}{\ell_{III}} = \frac{687380}{(460 - 2 \cdot 8)} = 1548 \text{ Н/мм,}$$

мұндағы пісірілген жіктің тиімді ұзындығы  $\ell_{III}$  4.5.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес 12 мм жіктің катеті үшін  $a = 8$  мм болып алынған жіктің екі тиімді қалыңдығына тең өлшемге азайтылған болып алынған.

Жылжытуға пісірілген жіктің есептік беріктігі  $f_{vw,d}$ , ҚР ҚН EN 1993-1-8 (4.4) Формуласы бойынша S235 болат үшін анықталады:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,8 \text{ Н/мм}^2,$$

мұндағы  $\beta_w = 0,8$  – ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.1 Кесте бойынша алынатын S235 болат үшін түзету коэффициенті.

Ұзындық бірлігіне пісірілген жіктің есептік көтергіш қабілеті  $F_{w,Rd}$  ҚР ҚН EN 1993-1-8 (4.3) формула бойынша анықталады:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 207,8 \cdot 8 = 1663 \text{ Н/мм.}$$

ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.3 сәйкес, қабылданған бұрыштық пісірілген жіктің есептік көтергіш қабілеті жеткілікті, өйткені аталған тармақшаның (4.2) Формуласының шарты орындалады:  $F_{w,Ed} = 1548 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1663 \text{ Н/мм.}$

Құралдың 6.2.13 сәйкес, қаттылық қабырғасын буынның сөрелеріне бекітетін бұрыштық пісірілген жіктер келесі күшке есептеледі:

$$N = \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st} / 4 = 1,25 \cdot 235 \cdot 18 \cdot 130 / 4 = 171850 \text{ Н.}$$

Пісірілген жіктің ұзындық бірлігіне сыртқы күштердің есептік мәні  $F_{w,Ed}$  келесіге тең:

$$F_{w,Ed} = \frac{N}{\ell_{III}} = \frac{171850}{(130 - 2 \cdot 8)} = 1508 \text{ Н/мм,}$$

мұндағы жіктің тиімді қалыңдығы 12 мм жіктің катеті үшін  $a = 8$  мм тең болып алынған.  
S235 болат үшін жылжытуға пісірілген жіктің есептік мәні  $f_{vw,d}$ :

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Ұзындық бірлігіне пісірілген жіктің есептік көтергіш қабілеті  $F_{w,Rd}$  келесіге тең:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 207,8 \cdot 8 = 1663 \text{ Н/мм}.$$

Қабылданған бұрыштық пісірілген жіктің есептік көтергіш қабілеті, 4.5.3.3 ҚР ҚН EN 1993-1-8 (4.2) Формуланьң шартына сәйкес, жеткілікті:

$$F_{w,Ed} = 1508 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1663 \text{ Н/мм}.$$

Қаттылық қабырғасын буынның қабырғасына және сөрелеріне бекіту үшін есептеу нәтижелері бойынша 12 мм тең катеттері бар бұрыштық пісірілген жіктер алынған.

Д.13.8.10 Құралдың 2.5.3.4 сәйкес, жылжуға көтергіш қабілет қабырғаның жергілікті тұрақтылықты жоғалтуды ескерумен қабылдануы тиіс.

ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1(2) сәйкес, қаттылық элементтері бар қабырғаны жылжудан жоғалтуға тексеру қажет емес, егер келесі шарт орындалса:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau},$$

$$\text{мұндағы } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,0;$$

$\eta = 1,2$  ҚР ҚН EN 1993-1-5 Ұлттық Қосымшаға сәйкес;

$k_\tau$  – жылжу кезіндегі тұрақтылықтың жоғалуын ескеретін коэффициент, ҚР ҚН EN 1993-1-5 (А.5) формула бойынша анықталады.  $a / h_w = 400 / 460 = 0,87 < 1,0$  арақатынас үшін коэффициент  $k_\tau$  келесіге тең:  $k_\tau = 4,0 + 5,34 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau S_\ell} = 4,0 + 5,34 \cdot (460 / 400)^2 + 0 = 11,06$ ,

мұндағы  $a$  – қаттылықтың көлденең қабырғалары арасындағы қашықтық;

$k_{\tau S_\ell}$  – қаттылықтың бойлық элементтеріне арналған коэффициент,  $k_{\tau S_\ell} = 0$ .

Антисейсмикалық буынның қабылданған қиылысы үшін шарт орындалады

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460}{18} = 25,6 < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{1,2} \cdot 1,0 \cdot \sqrt{11,06} = 85,9.$$

Антисейсмикалық буынның қабырғасының салмақ түсетін қабілеттілігі қамтамасыз етілген.

Д.13.8.11 Антисейсмикалық буынның сыртында бірінші қабат үстіндегі арқалық қабырғасы үшін жылжуға көтергіш қабілет қаттылық қабырғаларымен бекітілмеген қабырғаның жергілікті тұрақтылығын жоғалуын ескерусіз алынады, өйткені, ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1 тармағына сәйкес келесі шарт орындалады:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460,0}{20,0} = 23,0 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60,0,$$

$$\text{мұндағы } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,0; \eta = 1,2.$$

Демек, қабырғаны жылжитқан кезде тұрақтылықты жоғалтуға тексеру, осы құралдың 6.2.15 шартына сәйкес талап етілмейді.

Буындардың бүйірлік бекітілуі осы құралдың 2.5.4.4.2 сәйкес аражабынды тақтасымен қосылыспен қамтамасыз етіледі.

Жоғарыда келтірілген антисейсмикалық буынды есептеуге қосымша ҚР ҚН EN 1993-1-10 сәйкес буын қабырғаларының шеттері бойынша тік қабырғаларды прокат қалыңдығының бағытында тексеруін орындаған жөн.

#### Д.13.9 Арқалық-ригельді ұстынға бекіту түйінін есептеу

Д.13.9.1 Осы мысалда арқалық-ригельді тікелей ұстынға дәнекерлеуге бекіту қарастырылған. Сейсмикалық күштердің әсері кезінде, арқалықтардың ұстындармен пісірілген жіктері орналасқан арқалық-ригельдердің тіреу бөлігінде бұзылуды келтіретін максималды майысу жерлер пайда болады. Мысалда, арқалықтардың ұстындармен пісірілген жерлерде сынғыш бұзылу қауіпін жою үшін, арқалықтардың ұстынмен қосылған жерлердегі тірек қималар негізгі қимамен салыстырғанда көбірек дамыған болып алынған. Тіреу қимасының дамуы табақша болаттан қосымша элементтерді дәнекерлеу арқылы сөрелердің енін үлкейту есебінде орындалған (Д.22 Суретті қар.).

Қарастырылатын рамалық қаркаста арқалық-ригельдегі пластикалық топсалардың қалыптасуы негізгі қимадан ұстын сөресінен  $\ell = 200$  мм арақашықтықта орналасқан оның дамыған тірек қимасына ауысу жерінде қарастырылған (Д.22 суретті қар.).

Д.13.5.3.2 Анықталған арқалық-ригель қимасының майысуына көтергіш қабілетінің есептік мәні келесіге тең:  $M_{pl,Rd} = 25109000 \text{ Н} \cdot \text{см}$ .

Пластикалық топсал жерінде және арқалықтың ұстынмен қосылу түйінінде есептік көлденең күші  $V_{Ed}$  Құралдың 4.4.1 сәйкес анықталады:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,M} = 64760 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 97510 = 198820 \text{ Н},$$

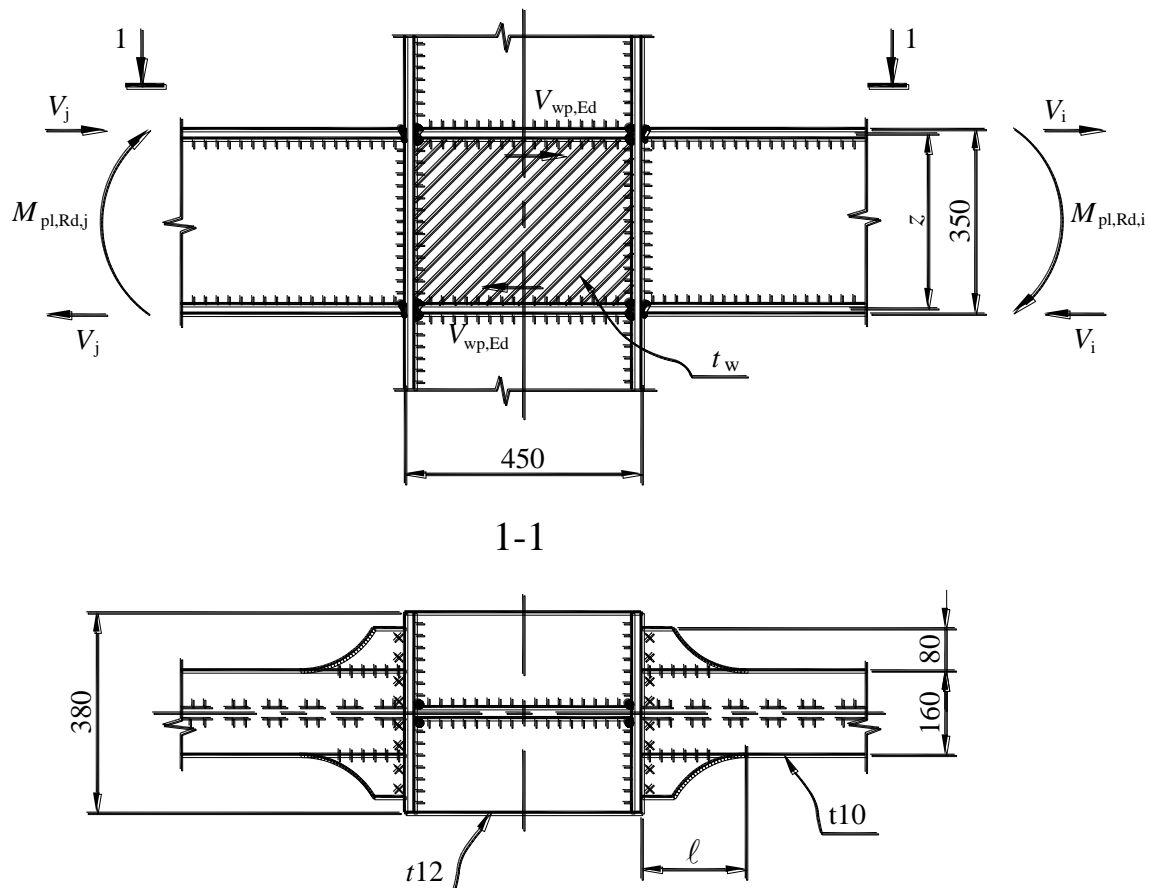
мұндағы  $V_{Ed,M}$  – арқалықтың ұштық қиылыстарында қарама-қарсы белгілерімен пластикті сәттердің қосымшалары салдарынан, пластикті топса орнындағы көлденең күштің мәні, тең:

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,Rd} / L_1 = 2 \cdot 25109000 / 515 = 97510 \text{ Н},$$

мұндағы  $L_1$  – арқалықтың ұшында пайда болған икемділіктің топсалары арасындағы қашықтық:

$$L_1 = 6000 - 450 - 2 \cdot 200 = 5150 \text{ мм} = 515 \text{ см};$$

$\gamma_{ov} = 1,25$  – материалдың төзімділік резервінің коэффициенті, 2.2.2.2 сәйкес.



Д.2 2 сурет – Ұстынға арқалық-ригелін бекіту торабы

Көлденең күштің мәні, сейсмикалық емес әсердің слдарынан, жалпы есеппен қабылданған:  
 $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}$ .

Пластикті кезеңде жылжуға көлденең қиылыстың есептік салмақ түсетін қабілеті  
 Д.13.5.3.Зарқалық есебімен анықталған:  $V_{pl,Rd} = 405830 \text{ Н}$ .

Осы құралдың (4.4) формуласының шарттарын тексеру жылжу кезіндегі төзімділік үшін:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{198820}{405830} = 0,49 < 0,5$$

Жылжу кезіндегі төзімділік шарты орындалады.

Өйткені, мысалдағы диссипативті аймақ арқалық-ригельдерде қарастырылған, онда, осықұралдың 4.4.1 сәйкес, арқалықты ұстынмен қосуды төзімділіктің резервінің қажетті деңгейімен жобалау керек, және бұл кезде максималды мүмкін болатын пластикіт сәт арқалықта қосылыс орнында, ұстынның сөресі шегінде, мынаған тең болады:

$$M_{pl,Rd,j} = M_{pl,Rd,i} = M_{Ed,coed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} + V_{Ed} \cdot \ell = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 251090000 + 198820 \cdot 200 = 385013000 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Ұстынмен қосылу орнында иілімге арқалықтың қиылысу салмақ түсетін қабілеттілігі, табақты болаттан қосымша элементтермен сөрелерді кеңейту есебімен тең:

$$M_{pl,Rd,coed} = W_{pl,coed} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1183300355 / 1,0 = 420072000 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{Ed,coed} = 385013000 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Ұстынның сөресі шегінде арқалықтың төзімділік шарты орындалады.

Бұл мысалда, ұстынмен арқалықты қосу жіктердің сапасын физикалық бақылауды орындаумен және жиектерін тиісінше дайындаумен, толық дәнекерлеп, түйіспе жіктердің



көмегімен орындалатын ұстынмен арқалықты қосу қабылданған, сондықтан құралдың 3.5.2 сәйкес, төзімділік резерві бойынша өлшемді қанағаттанарлық деп есептеуге болады.

Д.13.9.2 Қарастырылып отырған қаңқада, пластикті деформациялар ескерілетін арқалықтардан басқа, Д.13.9.1 сәйкес, арқалық-ригельдерді қосу орындарында ұстындардың қабырғаларының панельді аймақтарында қалыптастады деп болжанады (Д.22 суретті қараңыз).

ЕСКЕРТУ Шетел әдебиетінде келтірілген ақпаратқа сәйкес [16], ұстындардың қабырғаларының панельді аймақтарында пластикті деформациялар және олардың осы құралдың (4.8) формуласына сәйкес тексерілуі тек пластикті деформациялармен бірге арқалық-ригельдерде ғана рұқсат етіледі.

Жиынтық есептік көлденең күш  $V_{wp,Ed}$  ұстындағы қабырғаның жиектелген панелінің біркелкі биіктігі бар арқалықтарды екі жақтан бекіту кезінде Д 13.9.1 анықталған қосылыс орнындағы арқалықтың пластикті кедергісіне тең, сәттерді ескере отырып, (5.3) ҚР ҚН EN 1993-1-8 Формуласындағыда қабылданған өрнек бойынша анықталады:

$$V_{wp,Ed} = (M_{pl,Rd,i} + M_{pl,Rd,j}) / z = 2 \cdot 385014800 / 340 = 2264800 \text{ Н},$$

мұндағы  $z - z = 330 + 10 = 340$  мм берілген мысал үшін тең 6 ҚР ҚН EN 1993-1-8 тарауына сәйкес анықталатын күштің ішкі жұбының иығы.

$f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup> аққыштық шегімен EN 10025-2 бойынша S235 болаттан  $t_w = 25$  мм тең ұстынның панельді аймағында қабырғаның қалыңдығын қабылдай отырып, қабырғасы  $t = 12$  мм (сурет Д.22) қалыңдықты қаттылықтың көлденең қабырғаларымен күшейтілгенін ескере отырып  $V_{wp,Rd}$ . Пластикті кезеңде жылжуға қабырғаның есептік салмақ түсетін қабілеттілігі анықталады

$V_{wp,Rd}$  пластикті кезеңінде жылжуға қабырғаның салмақ түсетін қабілеттілігі 6.2.6.1(1) ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес анықталады, бұл кезде осы тармақта келтірілген есептеу әдістері қабырғаның икемділігі кезінде қолданылады:

$$d / t_w = 394,0 / 25,0 = 15,8 < 69 \cdot \varepsilon = 69 \cdot \sqrt{235 / f_y} = 69 \cdot \sqrt{235 / 235} = 69,0$$

Шарт орындалады, салмақ түсетін қабілеттілік 6.2.6.1(1) формуласы бойынша анықталады.

Қабырғамен күшейтілмеген қаттылықта  $V_{wp,Rd}$  қабырғаны қозғауға салмақ түсетін қабілеттілік Мына (6.7) ҚР ҚН EN 1993-1-8 Формуламен анықталады:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 235 \cdot 11820}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1984640 \text{ Н},$$

Мұнда қабылданғаны  $f_{y,wc} = f_{y,max} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$  – қабырғаның панельді аймағының аққыштық шегінің максималды рұқсат етілген мәні;

Берілген құралдың 2.5.3.4 бойынша анықталатын  $A_{vc} = \eta \cdot \sum(h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot 394 \cdot 25 = 11820$  мм<sup>2</sup> – қабырғаны қозғалту ауданы;

$\eta = 1,2$  - ҚР ҚН EN 1993-1-5 Қлттық Қосымшаға сәйкес.

6.2.6.1(4) ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес,  $f_y = 355$  Н/мм аққыштық шегімен, EN 10025-2 бойынша, S355 болаттан  $t_{st} = 12$  мм қалыңдықпенүлгіде қабылданған қаттылықтың көлденең қабырғалары бар кезде, жылжуға есептік салмақ түсетін қабілеттілікті (6.8) ҚР ҚН EN 1993-1-8 формуласы бойынша анықталатын  $V_{wp,add,Rd}$  шамаға көтеруге болады:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,fc,Rd}}{d_s} = \frac{4 \cdot (380 \cdot 28^2 / 4) \cdot 355}{340} = 311060 \text{ Н},$$

мұндағы  $M_{pl,fc,Rd} = W_{pl,fc} \cdot f_{y,fc} / \gamma_{M0}$  – пластикті кезеңге иілуге ұстынның сөресінің салмақ түсетін есептік қабілеттілігі;

$d_s$  – қаттылықтың қабырғаларының остері арасындағы қашықтық,  $z$  мөлшеріне тең.

Бірақ, келесі формулаға сәйкес (6.8) 6.2.6.1(4) ҚР ҚН EN 1993-1-8:

$$V_{wp,add,Rd} = 311060H \leq \frac{2 \cdot M_{pl,fc,Rd} + 2 \cdot M_{pl,st,Rd}}{d_s} = \frac{2 \cdot 380 \cdot 28^2 / 4 \cdot 355 + 2 \cdot 394^2 \cdot 12 / 4 \cdot 355}{340} =$$

$$= 1128040H - \text{условие выполняется.}$$

Пластикті кезеңде жылжуға қабырғаның салмақты түсірудің есептік жиынтық қабілеті  $V_{wp,Rd}$ , көлденең қабырғалар есебімен қаттылық келесіге тең:  
 $V_{wp,Rd} = 1984640 + 311060 = 2295700H$ .

Осы құралдың 4.3.6 –ғы (4.8) формуласына сәйкес жылжуға ұстынның панельді аймағының қабырғасын тексеру:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{2264800}{2295700} = 0,987 < 1,0$$

5.1(2) ҚР ҚН EN 1993-1-5 сәйкес, қаттылық элементімен қабырғаны тексеру жылжуынан шығынға егер мына шарт орындалса қажет етілмейді:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau},$$

мұндағы  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1$ ;  $\eta = 1,2$  Ұлттық Ережеге сәйкес;

$k_\tau$  – жылжу кезінде тұрақтылықтың шығынын ескеретін коэффициент мына өрнекпен анықталады (А.5) ҚР ҚН EN 1993-1-5. Қатынасы үшін  $a / h_w = 340 / 394 = 0,863 < 1,0$  коэффициент  $k_\tau$  мынаған тең:  $k_\tau = 4,0 + 5,34 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau S_\ell} = 4,0 + 5,34 \cdot (394 / 340)^2 + 0 = 11,17$ , мұндағы  $a$  – қаттылықтың көлденең қабырғалары арасындағы қашықтық;

$k_{\tau S_\ell}$  – қаттылықтың бойлық элементтері үшін коэффициент,  $k_{\tau S_\ell} = 0$ .

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{394}{25} = 15,8 < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{1,2} \cdot 1,0 \cdot \sqrt{11,17} = 86,3 - \text{шарты орындалады.}$$

Ұстынның панельді аймағының қабырғасы қиылысының салмақ түсіретін қабілеттілігі  $t$  табағынан = 25 мм қамтамасыз етілген.

#### Д.14 Зақымдауды шектеу бойынша талаптарды тексеру

Зақымды шектеу бойынша талаптар орындалды деп есептеледі, егер сындарлы элементтері құрылымның деформациясына ықпал етпейтіндей етіп бекітілген ғимараттың қабат аралық ауытқулары осы құралдың (В.27) формуласына сәйкес келсе:

$$d_{rs} \cdot v \leq 0,01 \cdot h$$

Қабаттың ауытқуы  $d_{rs}$ , есептік сейсмикалық әсермен тудырылған, тең  $d_{rs} = d_r$  және осы құралдың (В.24) Формуласы бойынша есептелетін  $d_s$ , қабаттарының көлденең ауысымдарын қолдану арқылы анықталады.

Бұл мысалда II жауапкершілігінің классты ғимаратына арналған сейсмикалық әсердің қайталануының анағұрлым төмен кезеңін ескеретін  $v$ , редуция коэффициентінің мәнін 0,5 тең етіп қабылдау керек, «Сейсмотұрақты ғимараттарды жобалау. Азаматтық ғимараттарды жобалау. Жалпы талаптар» Құралдары 7.3.2.3» сәйкес.

SCAD бағдарламасы бойынша есептеу кезінде есептелген қабат аралық жабындардың деңгейлерінде ( $d_s$ ) қаңқаның ауысымы мәні мен екі ортогональды бағыттар кезіндегі сейсмикалық әсердің үйлесімі үшін қаңқа қабаттарының ауытқу мәні ( $d_{rs}$ ) Д.6 кестесінде келтірілген.

**Д.6 кесте – Қабаттардың ауытқулары ( $d_{rs}$ ) және қаңқа жабынының ( $d_s$ ) қабат арасындағы деңгейлеріндегі орын ауыстырулары**

№ Биіктігі бойынша жабыны	Ауысым мәндері $d_s$ (мм) есептік әсері кезінде сейсмикалық үйлесім үшін		№ Биіктігі бойынша қабаты	Ауытқу мәндері $d_{rs}$ (мм) есептік әсер кезінде сейсмикалық үйлесім үшін	
	Көлденең бағытта (У осі бойынша)	Бойлық бағытта (Х осі бойынша)			Көлденең бағытта (У осі бойынша)
5	187	199	5	5	187
4	163	173	4	4	163
3	124	132	3	3	124
2	76	80	2	2	76
1	28	30	1	1	28

Бұл мысалда қабаттың биіктігі  $h = 3300$  мм, демек қабаттың ауытқуының максималды рұқсат етілген мәні:  $0,01 \cdot 3300 = 33$  мм тең. Д.6 кестесінің деректерінен, үшінші қабатқа арналған ауытқудың максималды мәні  $d_{rs, \max} = d_{rs} \cdot \nu = 52 \cdot 0,5 = 26$  мм, рұқсат етілгеннен аз.

Д.6 кестесінде келтірілген деректер талдауы, қарастырылып отырған ғимараттың қабаттарының ауытқуы (В.27) формуласының шарттарын қанағаттандыратынын көрсетіп отыр и ҚР ҚН EN 1998-1 нормаларының талаптары зақымдалу шегі бойынша орындалады.

**Е Қосымша**  
(ақпараттық)

**Еврокодта белгіленген, бірақ толық түсіндірмеге ие болмаған, параметрлер туралы қосымша ақпарат.**

**Е.1  $M_{cr}$  иілудің жазық түрі мен тұрақтылықты шығындарының тығыз сыни сәті**

Осы құралдың 2.5.4.2.2 сәйкес, ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2.2 сәйкес келетін,  $\bar{\lambda}_{LT}$  тұрақтылығын жоғалтудың иілімді нысаны үшін шартты икемділікті анықтау үшін, алдымен тығыз сыни сәтті есептеп алу қажет  $M_{cr}$ . Еврокодта оны есептеу ережелері мен формулалары келтірілмеген, тек қана еске салынған анықтамасы  $M_{cr}$ , жазықтықтан шешу мен нақты тарату сәтінен, жүктеу шартынан есепте және брутто көлденең қиылысуының геометриялық ерекшеліктеріне негізделуі керек. Сонымен бірге, осы сұрақтар бойынша нұсқаулар анықтама әдебиетінде бар [11], сілтеме NCCI SN002 (SCI, 2005a) және NCCI SN003 (SCI 2005b), оның негізгі аспектілері төменде келтірілген.

Тығыз сыни сәті иілімді-бұралатын форма үшін тұрақты сәттің әрекеті астындағы арқалықтың бейтарап осінің жажықтығындағы жүктемемен әр ұшында бекітудің стандартты шарттарымен және біркелкі сөрелермен тұрақты симметриялық көлденең қиылыс арқалығының төзімділігінің шығыны мына өрнекпен анықталады:

$$M_{cr,0} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0.5}, \quad (E.1)$$

Мұндағы  $I_T$  – айналу инерциясының сәті,  $I_\omega$  – бұрмалану инерциясының сәті секториалды (бұрмалануы),  $I_z$  – әлсіз оске қатысты қиылысу инерциясының сәті,  $L$  – бүйірлік шешу нүктелері арасындағы арқалық учаскесінің ұзындығы.

Арқалық әр ұшында шешудің стандартты шарттары келесідей: көлденең қиылыстан бекіту, жоспардағы еркін айналу мен бойлық осінің айналасында айналумен бекіту.

Сандық шешімдер сондай-ақ жүктеудің бірқатар басқа шарттары үшін алынды. Жоғарыда сипатталған шешудің стандартты шарттарымен және қиылысудың нейтралды осінің жажықтығындағы жүктемемен симметрияның екі осімен тұрақты қиылыс үшін,  $M_{cr}$  мына өрнекпен табуға болады:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0.5}, \quad (E.2)$$

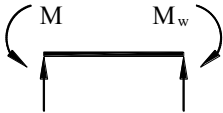

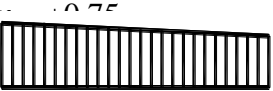





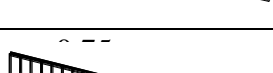
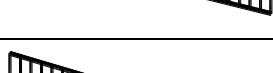
Мұндағы  $C_1$  мәнін ұштық сәттік жүктеме үшін E 1 Кестесі бойынша көлденең жүктеме үшін E2 Кестесі арқылы анықтауға болады.  $C_1$  коэффициенті модификация үшін  $M_{cr,0}$  (т.е.  $M_{cr} = C_1 \cdot M_{cr,0}$ ) иілетін сәттің эпюра нысанын ескере отырып анықталады. Өйткені  $C_1$  коэффициентінің мәні санды түрде анықталады, және сәйкесінше жақын келеді және сондықтан түрлі көздерде бір бірінен ерекшелене алады.

Е.1 кестесінен  $C_1$  жақын мәндері ұштық сәтпен жүктеу үшін келесі өрнек бойынша алуға болады:

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2, \text{ но } C_1 \leq 2,70, \quad (\text{Е.3})$$

мұндағы  $\psi$  – ұштық сәттердің қатынасы (Е.1 кестесінде белгіленген).

**Е.1 кестесі – Ұштық сәттермен жүктеуге арналған  $C_1$  мәндері**

Тіреу және жүктеме түрлері	Иілетін сәттің эпюрасы	Мән $C_1$
		1,000
		1,141
		1,323
		1,563
		1,879
		2,281
		2,704
		2,927
		2,752

Е.1 Кестесінен  $C_1$  мәндері мен (Е.3) өрнегі бойынша алынған мәндер салыстырылады. Е.1 сурет күткендей безендіреді, бұл нәтижесінде анағұрлым қолайлы жүктеме (үнемі иілетін сәтте,  $\psi = 1,0$  болғанда) анағұрлым аз мәні алынады  $M_{cr}$ . Ұштық сәттердің қатынастарының шамасының өсуіне қарай  $M_{cr}$  мәні өседі. Бұл өсу  $M_{cr}$  принципалды түрде иілуі кезінде өзгертін нысан кезінде пайда болатынмен байланысты, ол тегіс иілетін сәті кезінде симметриялық синус тәрізді жартылай толқын болып өзгереді ( $\psi = 1$ ) антисимметриялық қосарлы жартылай толқынға дейін  $\psi = -1$  кезінде.  $C_1$  шағын мәндері болған кезде Е.1 Кестеден анағұрлым нақты деректерінен (Е.3) Өрнегіне жақындатылған бойынша алынған нәтижелердің кейбір ерекшелігі болады. Осылайша, Өрнегін (Е.3) егер  $C_1$  2,70 аспайтын болса, қабылдау керек.

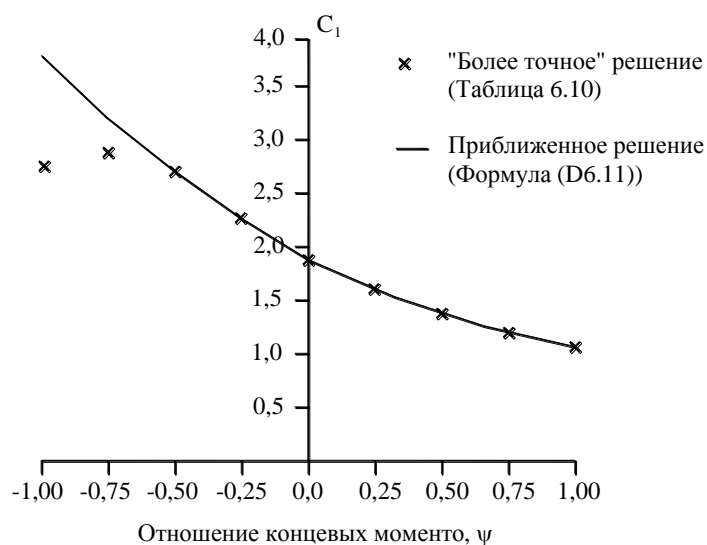
Е.2 кесте – Көлденең жүктеме кезіндегі  $C_1$  мәні

Тіреу және жүктеме түрлері	Иілетін сәттің эпюрасы	Мән $C_1$
		1,132
		1,285
		1,365
		1,565
		1,046

Өрнекті қойрту (Е.2) айналыстан ұштарын бекіту қаттылығы ескерілген жағдай былай өрнектелген (Е4):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right), (E.4)$$

Мұндағы  $k$  – есептік ұзындық коэффициенті, оның мәнін NCCI SN009 (SCI, 2005с) құралы Е.2 Ішкі тарауынан таба аласыз.



- × «Анағұрлым нақты» шешім (Е.1 кестесі);  
 - Жакын шешімі (Е.3 Формуласы)

**Е.1 сурет – Түрлі  $\psi$  үшін  $C_1$  жақын және кестелік мәндері****Е.2 Шетел көздерінің көрсеткіштері бойынша  $L_{cr}$  есептік ұзындықтарын анықтау**

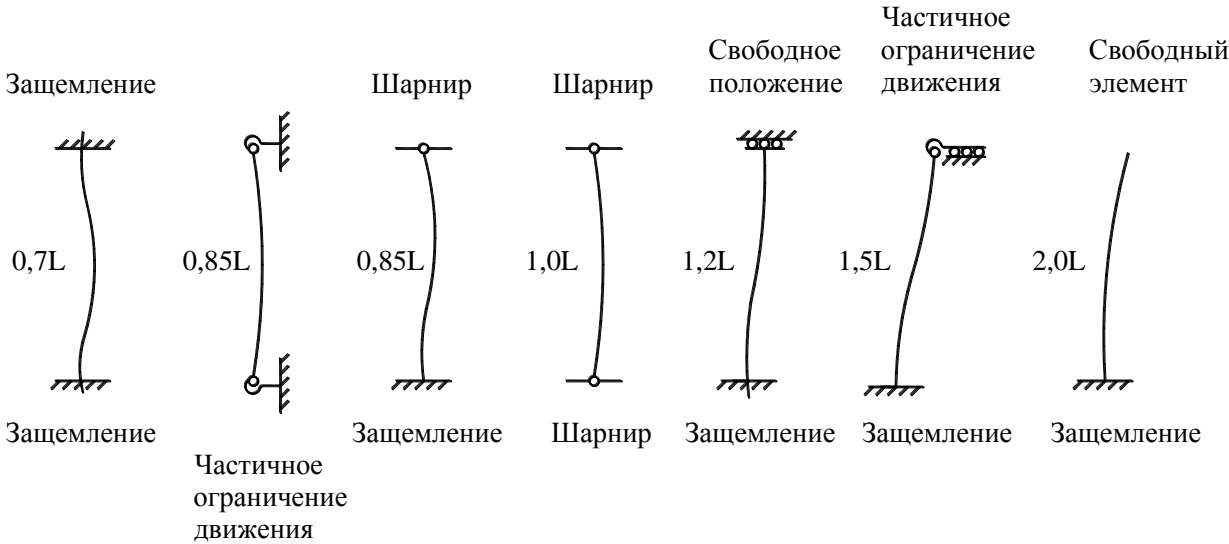
ҚР ҚН-ғы EN 1993-1-1 [11] әдебиетінде көрсетілгендей ұштарын бекітудің түрлі шарттарымен қысылған элементтерінің есептік ұзындығын анықтау бойынша нақты көрсеткіштер берілмейді, өйткені қатысушы-елдер бір пікірге келе алмай отыр. Құрылым мен фермалардың үш бұрышты торларының қысылған элементтер үшін есептік ұзындықтар бойынша кейбір нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-1. ВВ Қосымшасында келтірілді.

Әдебиетте [11] шетелдік жобалаушыларда, мысалы, Ұлыбританиядан, ерекше мазасыздықты серіппе ұштарының қатты қысылуын болдырмау тудырмайды. ҚР ҚН EN 1993-1-1 көрсеткіштердің жоқтығынан, бұл тарауда BS 5950, Бөлім 1 [15] келтірілген тиімді (немесе есептік) ұзындық мәндері келтіріледі, оларды осы құрал көрсеткіштері бойынша есептеу кезінде қолдану ұсынылады. Е.3 кестесі 4.7.3 BS 5950, бөлім 1, тармағынан есептік ұзындықтар мәндерін қамтыған. Бұл мәндер бұрыштар, швеллерлер және таврлар үшін қолданылмайлы, ол үшін 4.7.10 BS5950, тармағы, 1 бөлімге жүгіну керек. Е.2 суретте шеткі шарттар мен тиісті есептік ұзындықтары келтірілген, мұндағы  $L$  –еркін ұзындық.

BS 5950, 1 бөлімде көп қабатты ғимараттардың ұстындарының есептік ұзындықтарын анықтау әдістемесі келтірілген.

**Е.3 кесте – Қысылған элементтердің  $L_{cr}$  есептік ұзындығының номиналды есептік ұзындықтары**

Бекіту шарттары (қаралатын жазықтықта)			Есептік ұзындық $L_{cr}$
Екі ұшының қатты қысылуы	Екі ұшта да белгіленген бағытта қатты қысылу		0,7L
	Екі ұшта да белгіленген бағытта жартылай қысылу		0,85L
	Бір ұшында белгіленген бағытта қысылу		0,85L
	Бір ұштағы белгіленген бағытта қысылу жоқ		1,0L
Бірінші ұшы	Екінші ұшы		Есептік ұзындығы $L_{cr}$
Белгіленген бағытта қысылудан бекітілген және қысылған	Қысылудан бекітілмеген	Белгіленген бағытта қатты қысылған	1,2L
		Жартылай белгіленген бағытта қысылған	1,5L
		Белгіленген бағытта қысылмаған	2,0L



**Е.2 сурет – Қысылған элементтердің  $L_{cr}$  есептік ұзындығының номиналды есептік ұзындықтары**



## БИБЛИОГРАФИЯ

1. Остриков Г. М., Максимов Ю. С. «Көп қабатты ғимараттардың болат сейсмикалық қаңқалары», Алма-Ата, «Казахстан» 1985 ж, 116 бет.
2. Максимов Ю. С., Остриков Г. М. Сейсмикалық төзімді ғимараттың рамалы қаңқасы. Авторлық куәлік № 619605, «Ашылуы, өнертабыс, өнеркәсіп үлгілері, тауарлы белгілер», 1978 г, № 30.
3. Остриков Г. М., Максимов Ю. С. Сейсмикалық төзімді металл қаңқасының ригелі. Авторлық куәлік № 827724, «Ашылуы, өнертабыс, өнеркәсіп үлгілері, тауарлы белгілер», 1981 ж, № 17.
4. Максимов Ю. С., Остриков Г. М., Новиков В. Л. Ғимараттың қаңқасы. Авторлық куәлік № 622945, «Ашылуы, өнертабыс, өнеркәсіп үлгілері, тауарлы белгілер», 1978 г, № 33.
5. Новиков В. Л., Остриков Г. М. Металлический каркас сейсмикалықстойкого многоэтажного здания. Авторлық куәлік № 750000, «Ашылуы, өнертабыс, өнеркәсіп үлгілері, тауарлы белгілер», 1980 ж, № 27.
6. Новиков В. Л., Остриков Г. М. Каркас сейсмикалықстойкого многоэтажного здания. Авторлық куәлік № 754005, «Ашылуы, өнертабыс, өнеркәсіп үлгілері, тауарлы белгілер», 1980 ж, № 29.
7. Остриков Г. М., Опланчук А. А. Ғимарат, имарат қаңқасы. Авторлық куәлік № 958640, «Ашылуы, өнертабыс, өнеркәсіп үлгілері, тауарлы белгілер», 1982 ж, № 34.
8. Көп қабатты ғимараттың сейсмикалық төзімді болат қаңқаларды құрылымдау мен есептеу бойынша құрал ( ҚНЖЕ ҚР 2.03-04-2004 дамытуға). Бөлім 1 және 2, Астана 2005 ж.
9. Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81), Мәскеу 1984 ж.
10. Палстикалық топсалардың пайда болу есебімен сейсмикалық әсерге металл рамалы қаңқаларды есептеу жөніндегі ұсыныстар, Мәскеу 1974 ж.
11. Л. Гарднер, Д. А. Нетеркот Еврокодқа жобалаушыларға арналған нұсқаулық 3: Болат құрылымды жобалау EN 1993-1-1, 1993-1-3, EN 1993-1-8, Москва 2012 г.
12. SAC Joint Venture (2001) [6] «Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings», Washington, Federal Emergency Management Agency (FEMA) Report 350.
13. «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings», AISC (American Institute of Steel Construction, INC), 2005 г.
14. «Chapter 9, Seismic Design of Steel Structures», by Chia-Ming Uang, Ph.D.; Michel Bruneau, Ph.D., P.End.; Andrew S. Whittaker, Ph.D., S.E.; Key-Chyuan Tsai, Ph.D., S.E.
15. «Structural use of steelwork in building. Part 1», BS 5950-1:2000.
- [16] «Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures», by Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo Pinto and Andre Plumier.

ӘОЖ 624.94.014:699.841

СХЖ 01.120:91.40.01

---

**Негізгі сөздер:** Сейсмикалықтөзімді ғимаратты жобалау, сейсмикалық әсер, болат құрылымнан ғимарат, сәтті рамалы қаңқалар жобасы, концентрациялық байланыстармен қаңқалардың жобасы, эксцентриялық байланыстармен қаңқаларды жобалау, ғимараттың есептік үлгісі, икемділік классы, жүрісінің коэффициенті, диссипативті аймақтар, сейсмикалық әсер үйлесімі, сыни шекті күйі, ауысуды шектейтін шекті күй, гофрленген қабырғалары бар екі таврлар, энергияны сіңіргіштер.

---

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	V
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ .....	1
1.1 Область применения .....	1
1.2 Цель пособия.....	2
1.3 Указания по применению .....	2
1.4 Нормативные ссылки .....	4
1.5 Термины и определения.....	6
1.6 Символы .....	8
1.7 Условные обозначения осей элементов .....	11
1.8 Международная система единиц СИ.....	11
2 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	13
2.1 Общие сведения.....	13
2.1.1 Концепции проектирования.....	13
2.1.2 Проверки безопасности .....	14
2.2 Материалы.....	14
2.2.1 Конструкционная сталь.....	14
2.2.2 Дополнительные требования к конструкционной стали при расчете на сейсмические воздействия .....	18
2.2.3 Соединения.....	19
2.3 Конструктивные типы и коэффициенты поведения .....	20
2.3.1 Конструктивные типы .....	20
2.3.2 Коэффициенты поведения .....	23
2.4 Ограничения на размеры в плане и по высоте зданий из стальных конструкций .....	25
2.5 Расчет конструкций.....	27
2.5.1 Общие требования .....	27
2.5.2 Классификация поперечных сечений .....	27
2.5.3 Несущая способность поперечных сечений по прочности.....	33
2.5.4 Несущая способность элементов по устойчивости .....	39
3 КРИТЕРИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ ДИССИПАТИВНОГО КОНСТРУКТИВНОГО ПОВЕДЕНИЯ ОБЩИЕ ДЛЯ ВСЕХ ТИПОВ КОНСТРУКЦИЙ.....	53
3.1 Общие сведения.....	53
3.2 Критерии проектирования для диссипативных сооружений .....	53
3.3 Правила проектирования для диссипативных элементов, работающих на сжатие или изгиб .....	53
3.4 Правила проектирования для частей или элементов, работающих на растяжение.....	55
3.5 Правила проектирования для соединений в диссипативных зонах .....	55
4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ МОМЕНТНЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ.....	56
4.1 Критерии проектирования .....	56

4.2 Балки.....	57
4.3 Колонны .....	58
4.4 Соединение балок с колоннами .....	59
5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ КАРКАСОВ С КОНЦЕНТРИЧЕСКИМИ СВЯЗЯМИ.....	61
5.1 Критерии проектирования.....	61
5.2 Расчет.....	62
5.3 Диагональные элементы связей .....	62
5.4 Балки и колонны.....	63
6 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ КАРКАСОВ С ЭКСЦЕНТРИЧЕСКИМИ СВЯЗЯМИ .....	64
6.1 Критерии проектирования.....	64
6.2 Антисейсмические звенья .....	64
6.3 Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев .....	67
6.4 Соединение антисейсмических звеньев .....	68
7 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЛЯ ДРУГИХ ТИПОВ ЗДАНИЙ.....	69
7.1 Правила проектирования сооружений типа перевернутого маятника.....	69
7.2 Правила проектирования стальных конструкций с бетонными ядрами или бетонными стенами, а также моментных рамных каркасов, комбинируемых с концентрическими связями или с заполнениями .....	69
7.2.1 Сооружения с бетонными ядрами или бетонными стенами .....	69
7.2.2 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями .....	69
7.2.3 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями .....	69
8 КОНТРОЛЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА.....	70
Приложение А ( <i>информационное</i> ) Опыт проектирования стальных сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий в Казахстане .....	71
Приложение Б ( <i>информационное</i> ) Конструктивные формы и расчет энергопоглощающих элементов .....	92
Приложение В ( <i>информационное</i> ) Пример расчета здания с моментным рамным каркасом на сейсмические воздействия .....	107
Приложение Г ( <i>информационное</i> ) Пример расчета здания с каркасом с концентрическими связями на сейсмические воздействия .....	149
Приложение Д ( <i>информационное</i> ) Пример расчета здания с моментными рамами в одном направлении и с эксцентрическими связями в другом направлении на сейсмические воздействия .....	186
Приложение Е ( <i>информационное</i> ) Дополнительная информация о параметрах, обозначенных в Еврокоде, но не получивших подробного разъяснения .....	237
БИБЛИОГРАФИЯ.....	242

## ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие (НТП) подготовлено АО «КазНИИСА» с целью совершенствования нормативной базы сейсмостойкого строительства в Республике Казахстан и гармонизации ее с европейскими нормами.

В настоящее нормативно-техническое пособие, разработанное впервые, включены принципы и правила проектирования зданий из стальных конструкций в сейсмических зонах, приведенные в Разделе 6 СН РК EN 1998-1:2004/2012, положения, детализирующие и развивающие эти правила, альтернативные правила проектирования, рекомендации и примеры применения положений СН РК EN 1998-1:2004/2012 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического пособия, помимо положений Раздела 6 СН РК EN 1998-1:2004/2012 и других нормативных документов СН РК EN, были учтены апробированные результаты экспериментальных и теоретических исследований сейсмостойкости зданий, выполненных в Казахстане и зарубежными организациями, специализирующимися в области сейсмостойкого строительства.

Номера пунктов Раздела 6 СН РК EN 1998-1:2004/2012, текст которых идентичен пунктам настоящего нормативно-технического пособия, указаны в квадратных скобках рядом с номерами пунктов пособия.

Номера пунктов Раздела 6 СН РК EN 1998-1:2004/2012, текст которых частично использован в пунктах нормативно-технического пособия, указаны в квадратных скобках в конце текста этих пунктов пособия.

Номера пунктов других документов СН РК EN, приведенных полностью с сохранением их текста, в соответствующих разделах настоящего пособия указаны в квадратных скобках рядом с номерами пунктов пособия с указанием этого документа СН РК EN.

При применении настоящего пособия следует учитывать, что не все положения пособия идентичны положениям СН РК EN 1998-1:2004/2012. В этом отношении настоящее нормативно-техническое пособие следует рассматривать как нормативно-технический документ, развивающийся параллельно с СН РК EN 1998-1:2004/2012.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан и предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Приведенные в данном пособии примеры расчетов следует рассматривать только как примеры пользования материалами норм СН РК EN, а не как примеры технических решений этих конструкций.

НТП РК 08-01.5-2013

ДЛЯ ЗАМЕТОК

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

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ.**  
**ЧАСТЬ 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**DESIGN OF BUILDINGS FOR EARTHQUAKE RESISTANCE.**  
**PART 1. STEEL CONSTRUCTION OF BUILDINGS**

---

Дата введения 2015-07-01

**1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**1.1 Область применения**

1.1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие (далее НТП) содержит и развивает принципы и правила, приведенные в Разделе 6 «Специальные правила для стальных зданий» СН РК EN 1998-1:2004/2012 (далее СН РК EN 1998-1) и предназначенные для применения при проектировании жилых и общественных стальных зданий, возводимых в сейсмических зонах.

1.1.2 Положения настоящего нормативно-технического пособия не распространяются на здания:

а) расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности земли или на площадках, для которых расчетные ускорения колебаний грунта, определенные с учетом грунтовых условий, превышают  $0,6g$ ;

б) расположенные на площадках с грунтовыми отложениями, склонными к разжижению или содержащими слой грунта мощностью более 10 м, в пределах которого скорости распространения поперечных волн составляют менее 100 м/с;

в) с конструктивными системами чрезмерно нерегулярными в плане и/или по высоте и с конструктивными системами, являющимися крутильно-податливыми (см. НТП РК 08-01.2-2012);

г) с размерами в плане и по высоте, превышающими размеры, указанные в Таблицах 2.6 и 2.7 настоящего пособия;

д) повреждения или разрушения которых способны вызвать чрезвычайные ситуации, выходящие за пределы объекта (например, на здания, предназначенные для изготовления и/или хранения химических и/или биологических материалов, попадание которых в окружающую среду может нанести ущерб здоровью людей и нарушить жизнедеятельность населения в постсейсмический период);

и) производственного назначения.

1.1.3 Проектирование зданий из стальных конструкций, требования к которым не оговорены в СН РК EN 1998-1 и в настоящем пособии, до разработки соответствующих нормативов следует осуществлять на основании специальных технических условий.

## 1.2 Цель пособия

Настоящее пособие разработано с целью содействия инженерно-техническим работникам проектных организаций, научным работникам, заказчикам проектной продукции, преподавателям и студентам высших учебных заведений в освоении и применении на практике принципов и правил европейского стандарта EN 1998-1:2004 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий», используемых при проектировании стальных зданий и направленных (см. 1.1.1(1)Р СН РК EN 1998-1):

- на защиту жизни людей при землетрясениях;
- на ограничение ущерба от сейсмических воздействий;
- на обеспечение сохранности эксплуатационных свойств зданий, функционирование которых необходимо для защиты населения после сейсмических событий.

## 1.3 Указания по применению

1.3.1 В настоящем пособии, как и в СН РК EN 1998-1, содержатся только те положения, которые должны соблюдаться при проектировании зданий в сейсмических зонах. В этом отношении они дополняют положения, содержащиеся в СН РК EN 1993-1-1 [1.1.1(3)Р].

1.3.2 Здания, а также их отдельные элементы, проектируемые в соответствии с положениями СН РК EN 1998-1 и настоящего пособия, должны удовлетворять всем принципам и правилам, изложенным в СН РК EN 1990, СН РК EN 1991, СН РК EN 1993 и в соответствующих пособиях к ним, если иное не оговорено в СН РК EN 1998-1, в настоящем пособии и/или в специальных технических условиях.

1.3.3 Правила, приведенные в настоящем пособии, следует применять совместно с положениями пособий НТП РК 08-01.1-2012 и НТП РК 08-01.2-2012.

1.3.4 В настоящем пособии, помимо положений Раздела 6 СН РК EN 1998-1, содержатся:

- а) национально установленные параметры, приведенные в Национальном Приложении к СН РК EN 1998-1 и необходимые для проектирования зданий и сооружений в сейсмических зонах Республики Казахстан;
- б) некоторые положения других СН РК EN, способствующие однозначному толкованию положений СН РК EN 1998-1 и удобству применения пособия на практике;
- в) альтернативные и дополнительные формулировки, определения, аналитические модели, требования и правила;
- г) примечания, разъясняющие или обосновывающие некоторые положения СН РК EN 1998-1 и настоящего пособия;
- д) ссылки на нормативные документы, применяемые при проектировании зданий и сооружений совместно с СН РК EN 1998-1;
- е) примеры, иллюстрирующие применение положений настоящего пособия на практике.

1.3.5 Альтернативные и дополнительные формулировки, определения, аналитические модели, требования и правила, приведенные в настоящем пособии, подразделяются на два типа:

- а) отсутствующие в СН РК EN 1998-1 и включенные в состав пособия в развитие и дополнение тех положений, для которых в СН РК EN 1998-1 такая возможность предусмотрена;



б) включенные в состав пособия взамен некоторых положений СН РК EN 1998-1.

1.3.6 В соответствии с примечанием к 1.4(5) СН РК EN 1990 при проектировании зданий и сооружений допускается использовать дополнительные и альтернативные правила, отличающиеся от правил СН РК EN, но обеспечивающие зданиям и сооружениям надежность, эксплуатационную пригодность и долговечность, как минимум, равнозначные предусмотренным документам СН РК EN.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные и альтернативные положения, указанные в 1.3.5 а), соответствуют принципам СН РК EN 1998-1, базируются на результатах соответствующих исследований и, как минимум, равнозначны положениям СН РК EN 1998-1 в части обеспечения антисейсмической надежности зданий и сооружений.

1.3.7 При применении настоящего пособия следует учитывать, что если проекты зданий и сооружений выполнены с применением правил, отличающихся от правил СН РК EN 1998-1, то эти проекты, даже в случаях их соответствия принципам СН РК EN 1998-1, не могут рассматриваться как полностью соответствующие требованиям европейских норм (см. примечание к 1.4(5) СН РК EN 1990).

1.3.8 При проектировании зданий из стальных конструкций допускается применять альтернативные и дополнительные правила расчета и проектирования, отличающиеся от правил настоящего пособия, только при наличии доказательств полного соответствия этих правил принципам СН РК EN 1998-1.

Доказательства должны базироваться на признанных научных положениях, апробированных технических решениях и обеспечивать зданиям и сооружениям надежность, как минимум, равнозначную, предусмотренной в СН РК EN 1998-1 и в настоящем пособии.

ПРИМЕЧАНИЕ Альтернативные и дополнительные правила, отличающиеся от правил СН РК EN 1998-1 и/или настоящего пособия, могут применяться только по согласованию с заказчиком и с организацией, аккредитованной уполномоченным государственным органом.

1.3.9 Положения документов, составляемых в развитие СН РК EN 1998-1 и настоящего пособия (территориальных строительных норм, пособий, рекомендаций, стандартов, специальных технических условий и других):

- не должны противоречить принципам и правилам СН РК EN 1998-1 и настоящего пособия;

- должны обеспечивать зданиям надежность, как минимум, равнозначную надежности, предусмотренной в СН РК EN 1998-1 и в настоящем пособии.

1.3.10 Специальные технические условия на проектирование зданий, для которых требования к характеристикам, свойствам, габаритам и конструктивным решениям не оговорены в СН РК EN 1998-1 и соответствующих нормативно-технических пособиях, должны носить адресный характер и разрабатываться с привлечением специализированных научно-исследовательских и/или проектных организаций.

Организации, привлекаемые для составления специальных технических условий, должны быть аккредитованы уполномоченным государственным органом

ПРИМЕЧАНИЕ Требования к содержанию, порядку согласования и утверждению специальных технических условий должны соответствовать положениям РДС 1.02-00-2012.

1.3.11 При проектировании и строительстве зданий из стальных конструкций необ-

ходимо учитывать, что их сейсмостойкость обеспечивается комплексом мероприятий:

- выбором площадок строительства с наиболее благоприятными в сейсмическом отношении условиями;
- определением параметров сейсмических воздействий с учетом расчетной сейсмической ситуации, грунтовых условий площадки строительства, конструктивных решений и ответственности объекта;
- применением надлежащих объемно-планировочных и конструктивных решений;
- применением соответствующих материалов и технологий строительства;
- конструированием несущих и ненесущих элементов в соответствии с результатами расчетов;
- соблюдением специальных конструктивных требований, назначаемых вне зависимости от результатов расчета;
- надлежащим качеством выполнения проектов и строительных работ;
- системой контроля качества проектов и строительных работ.

1.3.12 При выборе площадки строительства, классификации ее грунтовых условий по сейсмическим свойствам и определении параметров сейсмических воздействий, соответствующих расчетной сейсмической ситуации и принимаемых во внимание при проверке требований по отсутствию разрушений и по ограничению ущерба, следует руководствоваться положениями пособия НТП РК 08-01.1-2012.

1.3.13 При выборе конструктивно-планировочных решений зданий, определении классов их ответственности, а также при выборе расчетных моделей зданий, вычислении эффектов сейсмических воздействий и проверках соответствия конструктивных решений зданий требованиям «по отсутствию разрушений» и «по ограничению ущерба» следует руководствоваться положениями пособия НТП РК 08-01.2-2012 и положениями настоящего пособия.

1.3.14 Цель проектирования, оговоренная в 1.2 настоящего пособия, достигается соблюдением общих условий, изложенных в 1.3(2) СН РК EN 1990, и предпосылки, приведенной в 1.3(2)Р СН РК EN 1998-1 (см. 1.3 НТП РК 08-01.1-2012).

1.3.15 При разработке новых конструктивных систем зданий и применении новых материалов, конструкций и изделий следует учитывать требования, приведенные в 1.3.10 НТП РК 08-01.1-2012.

1.3.16 [6.1.1(2)Р] Для зданий со сталежелезобетонными конструкциями следует применять правила, приведенные в Разделе 7 СН РК EN 1998-1 и в пособии к нему.

## **1.4 Нормативные ссылки**

1.4.1 Для применения настоящего нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы проектирования несущих конструкций».

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и приложенные нагрузки на здания».

СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3.

Общие воздействия. Снеговые нагрузки».

СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

СН РК EN 1993-1-3:2006/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов».

СН РК EN 1993-1-5:2006/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Элементы конструкций из листовой стали».

СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений».

СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность».

СН РК EN 1993-1-10:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-10. Ударная вязкость материала и прочностные свойства в направлении толщины проката».

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

НТП РК 08-01.1-2012 Пособие «Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Общие положения. Сейсмические воздействия».

НТП РК 08-01.2-2012 Пособие «Проектирование сейсмостойких зданий. Проектирование гражданских зданий. Общие требования».

НТП РК 01-01.3-2012 Пособие «Нагрузки и воздействия на здания. Снеговые нагрузки. Ветровые воздействия».

СН РК EN 1992-1-1 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

СТ РК EN 1090-2-2011 «Изготовление стальных и алюминиевых конструкций. Часть 2. Технические требования к стальным конструкциям».

РДС РК 1.02-00-2012 «Порядок разработки, согласования, утверждения и состав проектной документации на строительство».

СТ РК EN 10025-2012 (части 2 - 6) «Изделия горячекатаные из конструкционных сталей».

EN 10210-1 «Профили конструкционные полые горячеформованные из нелегированных и мелкозернистых сталей. Часть 1. Технические условия поставки».

EN 10219-1 «Профили конструкционные полые сварные холодноформованные из нелегированных и мелкозернистых сталей. Часть 1. Технические условия поставки».

EN 10164 «Изделия из стали с улучшенной деформируемостью перпендикулярно поверхности изделия. Технические условия поставки».

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

EN 14399-8 «Высокопрочный сболченный конструктивный узел для предварительной нагрузки. Часть 8. Система HV. Шестигранный подогнанный болт и гаечные узлы».

ISO 5817 «Сварка. Сварные швы при сварке плавлением стали, никеля, титана и других сплавов (лучевая сварка исключена). Уровни качества в зависимости от дефектов шва».

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в

сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

## 1.5 Термины и определения

1.5.1 В настоящем пособии применяются термины и определения, приведенные в 1.5 НТП РК 08-01.1-2012 и в 1.5 НТП РК 08-01.2-2012.

Ниже приведены термины и определения этих пособий, наиболее используемые в настоящем пособии.

1.5.2 **Конструктивная система** (structural system): Несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

1.5.3 **Конструктивный элемент** (structural member): Физически различимая часть конструкции, например, колонна, балка, плита, связь.

1.5.4 **Неконструктивный (ненесущий) элемент** (non-structural element): Архитектурный, механический или электрический элемент, система или компонент, который из-за своей недостаточной прочности или принятого способа соединения с сооружением, не рассматривается при проектировании в качестве элемента, воспринимающего сейсмическую нагрузку, приходящуюся на конструктивную систему.

1.5.5 **Первичный конструктивный элемент** (primary seismic structural member): Элемент, рассматриваемый как часть конструктивной системы, сопротивляющейся сейсмическому воздействию, моделируемый в расчете при сейсмической расчетной ситуации, рассчитанный и законструированный в полном соответствии с требованиями по сейсмостойкости.

1.5.6 **Вторичный конструктивный элемент** (secondary seismic structural member): Элемент, который не рассматривается как часть конструктивной системы, сопротивляющейся сейсмическому воздействию, прочностью и жесткостью которого при расчетах на сейсмические воздействия можно пренебречь.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Принципы и правила проектирования вторичных конструктивных элементов в настоящем пособии не рассматриваются. Для этих элементов не требуется соответствие всем правилам СН РК EN 1998, но они проектируются и конструируются таким образом, чтобы были способны выдерживать гравитационную нагрузку при перемещениях, соответствующих сейсмической расчетной ситуации.

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

1.5.8 **Сейсмические нагрузки** (seismic loads): Инерционные силы, воздействующие на сооружение при сейсмическом воздействии.

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

1.5.10 **Постоянная расчетная ситуация** (persistent design situation): Ситуация, являющаяся определяющей в течение всего периода эксплуатации сооружения.

1.5.11 **Критическое предельное состояние** (ultimate limit state): Состояние, связан-

ное с разрушением или другими формами отказа конструкции (сооружения).

ПРИМЕЧАНИЕ Такое состояние соответствует максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

**1.5.12 Предельное состояние (limit state):** Состояние, при превышении которого строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

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

**1.5.14 Общий расчет (global analysis):** 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.

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

**1.5.16 Эффект воздействий (E) (effect of action (E)):** Результат воздействия на элементы конструкции (например, внутренние силы, моменты, напряжения, деформации) или реакция всего сооружения (например, прогибы, повороты), вызванные воздействиями.

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

**1.5.18 Метод проектирования по предельной несущей способности (capacity design method):** Метод проектирования, при котором в конструктивной системе выбирают и соответствующим образом конструируют элементы, предназначенные для диссипации энергии при больших деформациях, в то время как другие конструктивные элементы должны обладать прочностью, достаточной для того, чтобы выбранные элементы, диссипирующие энергию, могли оставаться в работоспособном состоянии.

**1.5.19 Диссипация энергии (energy dissipation):** Рассеяние энергии сейсмических колебаний.

**1.5.20 Диссипативное сооружение (dissipative structure):** Сооружение, способное к диссипации энергии в результате пластического гистерезисного поведения и/или с помощью других механизмов.

**1.5.21 Диссипативные зоны (dissipative zones):** Предварительно определенные локальные участки диссипативной конструкции, в которых главным образом реализуется их способность к диссипации энергии.

**1.5.22 Коэффициент ответственности (importance factor):** Коэффициент, учитывающий последствия отказа сооружения.

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

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

поведения материала.

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

**1.5.26 Пластичная конструктивная система** (ductile structural system): Система, деформирование которой до коллапса происходит без существенной потери прочности, проявления хрупких форм разрушения и сопровождается значительным рассеиванием энергии колебаний.

**1.5.27 Пластические деформации** (plastic deformation): Необратимые деформации тела, вызванные изменением напряжений и не исчезающие (полностью или частично) после окончания действия приложенных сил.

**1.5.28 Пластический шарнир** (plastic hinge): Сечение или участок элемента, в пределах которого сталь деформируется в пластической стадии.

**1.5.29 Сопротивляемость** (resistibility): Показатель, характеризующий способность конструкции или конструктивного элемента противостоять статическим и динамическим (сейсмическим) нагрузкам.

**1.5.30 Эффект второго рода (Р-Δ эффект)** (second order effect (P-Δ effect)): Эффект, связанный с возникновением в конструктивной системе дополнительных усилий, вызванных изменением ее геометрической схемы.

## 1.6 Символы

### 1.6.1 Общие сведения

В настоящем пособии применяются символы, приведенные в 1.6 СН РК EN 1990, в 1.6 СН РК EN 1993-1-1 и в 1.5 СН РК EN 1993-1-8. Применяются также символы, используемые в расчетах на сейсмические воздействия, приведенные в 1.6 НТП РК 08-01.1-2012 и в 1.6 НТП РК 08-01.2-2012.

В 1.6.2 приведены символы этих пособий, наиболее используемые в настоящем пособии, а также дополнительные символы, применяющиеся в расчетах стальных конструкций на сейсмические воздействия, согласно Разделу 6 СН РК EN 1998-1.

### 1.6.2 Символы, используемые в настоящем пособии

$A_{Ed}$	– расчетное значение сейсмического воздействия ( $= \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ );
$A_{Ek}$	– характеристическое значение сейсмического воздействия для референтного периода повторяемости;
$E_d$	– расчетное значение эффекта воздействий;
$G$	– постоянное воздействие;
$Q$	– переменное воздействие;
$S_d(T)$	– расчетный спектр реакции (для упругого расчета);
$S$	– коэффициент, характеризующий влияние грунтовых условий;
$T$	– период колебаний линейной системы с одной степенью свободы;

- $a_{gR}$  – референтное пиковое ускорение для грунта типа IА;  
 $a_g$  – расчетное ускорение для грунта типа IА;  
 $a_{vg}$  – расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;  
 $g$  – ускорение свободного падения;  
 $q$  – коэффициент поведения;  
 $\gamma$  – коэффициент ответственности;  
 $\psi_{2,i}$  – коэффициент комбинирования для квазипостоянного значения переменного воздействия  $i$ ;  
 $\psi_E$  – коэффициент комбинирования для переменного воздействия  $i$ , используемый, при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия;  
 $E_E$  – эффект сейсмического воздействия;  
 $F_i$  – горизонтальная сейсмическая сила на этаже  $i$ ;  
 $L_{max}, L_{min}$  – наибольший и наименьший размеры здания в ортогональных направлениях;  
 $T_1$  – период колебаний здания по основному тону;  
 $d_s$  – перемещение точки конструктивной системы, вызванное расчетным сейсмическим воздействием;  
 $d_r$  – разность средних горизонтальных перемещений  $d_s$  верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа;  
 $d_{rs}$  – расчетный перекося этаж;  
 $e_a$  – случайный эксцентриситет массы этажа относительно номинального положения;  
 $m_i$  – масса  $i$ -го этажа;  
 $n$  – количество этажей выше фундамента или верха жесткой подземной части.  
 $q_d$  – коэффициент поведения для перемещения;  
 $\theta$  – коэффициент чувствительности к перекося этаж;  
 $L$  – пролет балки;  
 $M_{Ed}$  – расчетный изгибающий момент, соответствующий сейсмической расчетной ситуации;  
 $M_{pl,RdA}$  – расчетное значение несущей способности (сопротивления) сечения на изгиб в пластической стадии на конце А элемента;  
 $M_{pl,RdB}$  – расчетное значение несущей способности (сопротивления) сечения на изгиб в пластической стадии на конце В элемента;  
 $N_{Ed}$  – расчетное осевое усилие, соответствующее сейсмической расчетной ситуации;  
 $N_{Ed,E}$  – осевое усилие, соответствующее только расчетным сейсмическим воздействиям;  
 $N_{Ed,G}$  – осевое усилие, соответствующее несейсмическим воздействиям, включенным в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;  
 $N_{pl,Rd}$  – расчетное значение несущей способности (сопротивления) на растяжение в пластической стадии полного поперечного сечения (брутто) элемента, в соответствии с СН РК EN 1993-1-1;  
 $N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  – расчетное значение осевого сопротивления колонны или диагонального элемента связи, определяемое в соответствии с СН РК EN 1993-1-1, с учетом взаимодействия с изгибающим моментом  $M_{Ed}$  и поперечной силой  $V_{Ed}$  в сейсмической расчетной ситуации;  
 $R_d$  – сопротивление соединения в соответствии с СН РК EN 1993-1-1;

$R_{fy}$	– пластическое сопротивление (несущая способность) присоединяемого диссипативного элемента, основанное на расчетном значении предела текучести материала, как определено в СН РК EN 1993-1-1;
$V_{Ed}$	– расчетное значение поперечной силы, соответствующее сейсмической расчетной ситуации;
$V_{Ed,G}$	– поперечная сила, соответствующая несейсмическим воздействиям, включенным в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;
$V_{Ed,M}$	– поперечная сила, вследствие приложения моментов, равных сопротивлению в пластической стадии, на двух концах балки;
$V_{pl,Rd}$	– расчетное значение несущей способности (сопротивления) сечения элемента на сдвиг, определяемое в соответствии с СН РК EN 1993-1-1;
$V_{wp,Ed}$	– расчетная поперечная сила в стенке панели, обусловленная эффектами расчетного сейсмического воздействия;
$V_{wp,Rd}$	– расчетное сопротивление на сдвиг стенки панели, определяемое в соответствии с СН РК EN 1993-1-8;
$e$	– длина антисейсмического звена;
$f_y$	– номинальный предел текучести стали;
$f_{y,max}$	– максимально допустимое значение предела текучести стали;
$t_w$	– толщина стенки антисейсмического звена;
$t_f$	– толщина полки антисейсмического звена;
$\Omega$	– коэффициент резерва прочности вследствие эффектов воздействий ( $N_E$ , $M_E$ , $V_E$ ), полученных в расчете с учетом расчетного сейсмического воздействия, предназначенный для проектирования недиссипативных элементов в каркасах с моментными рамами, с концентрическими или эксцентрическими связями;
$\alpha$	– отношение меньшего расчетного изгибающего момента $M_{Ed,A}$ , на одном конце антисейсмического звена к большему моменту $M_{Ed,B}$ на том конце, где формируется пластический шарнир; и тот и другой моменты принимаются в абсолютном значении;
$\alpha_1$	– повышающий коэффициент к горизонтальному расчетному сейсмическому воздействию при формировании первого пластического шарнира в конструктивной системе;
$\alpha_u$	– повышающий коэффициент к горизонтальному расчетному сейсмическому воздействию при формировании общего пластического механизма в конструктивной системе;
$\gamma_M$	– частный коэффициент для свойства материала;
$\gamma_{ov}$	– коэффициент резерва прочности материала;
$\delta$	– прогиб балки в средней части пролета относительно касательной к оси балки на конце балки (см. Рисунок 4.2);
$\gamma_{pb}$	– коэффициент к расчетному значению несущей способности на растяжение в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ для сжатых элементов V-образных связей, для оценки неуровновешенного эффекта сейсмического воздействия на балку, к которой прикреплена связь;
$\gamma_s$	– частный коэффициент для стали;



- $\theta_p$  – вращательная способность зоны пластического шарнира (предельный угол поворота сечения в области пластического шарнира);
- $\bar{\lambda}$  – условная (безразмерная) гибкость элемента, определяемая по СН РК EN 1993-1-1.

### 1.7 Условные обозначения осей элементов

Условные обозначения осей элементов следующие:

$x - x$  – продольная ось элемента;  $y - y$  – поперечная ось элемента;  $z - z$  – поперечная ось элемента.

Условные обозначения, применяемые для поперечных осей стальных элементов:

а) в общем случае:

–  $y - y$  – поперечная ось сечения, параллельная полкам;

–  $z - z$  – поперечная ось сечения, перпендикулярная полкам;

б) для углового профиля:

–  $y - y$  – ось сечения, параллельная меньшей стороне;

–  $z - z$  – ось сечения, перпендикулярная меньшей стороне;

в) в необходимых случаях:

–  $u - u$  – основная главная ось (не совпадает с осью  $y - y$ );

–  $v - v$  – второстепенная главная ось (не совпадает с осью  $z - z$ ).

Символы, используемые для обозначения размеров и осей прокатных профилей, показаны на Рисунке 1.1.

В формулах, приведенных в пособии, индекс в обозначении момента обозначает ось, относительно которой действует момент.

**ПРИМЕЧАНИЕ** В настоящем пособии используются геометрические характеристики сечений относительно главных осей, которые обычно обозначаются как  $y - y$  и  $z - z$ , а для сечений, таких как уголки, они обозначаются как  $u - u$  и  $v - v$ .

### 1.8 Международная система единиц СИ

В пособии используются единицы СИ согласно ISO 1000.

При вычислениях рекомендуется применять следующие единицы измерений:

- |                                |   |
|--------------------------------|---|
| – усилия и нагрузки:           | кН, кН/м, кН/м <sup>2</sup> ;   |
| – удельная масса:              | кг/м <sup>3</sup> , т/м <sup>3</sup> ;                                      |
| – масса:                       | кг, т;  |
| – удельный вес:                | кН/м <sup>3</sup> ;   |
| – напряжения и прочность:      | Н/мм <sup>2</sup> (= МН/м <sup>2</sup> или МПа), кН/м <sup>2</sup> (= кПа); |
| – моменты (изгибающие и т.д.): | кН·м;   |
| – ускорение:                   | м/с <sup>2</sup> ( $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ).                              |

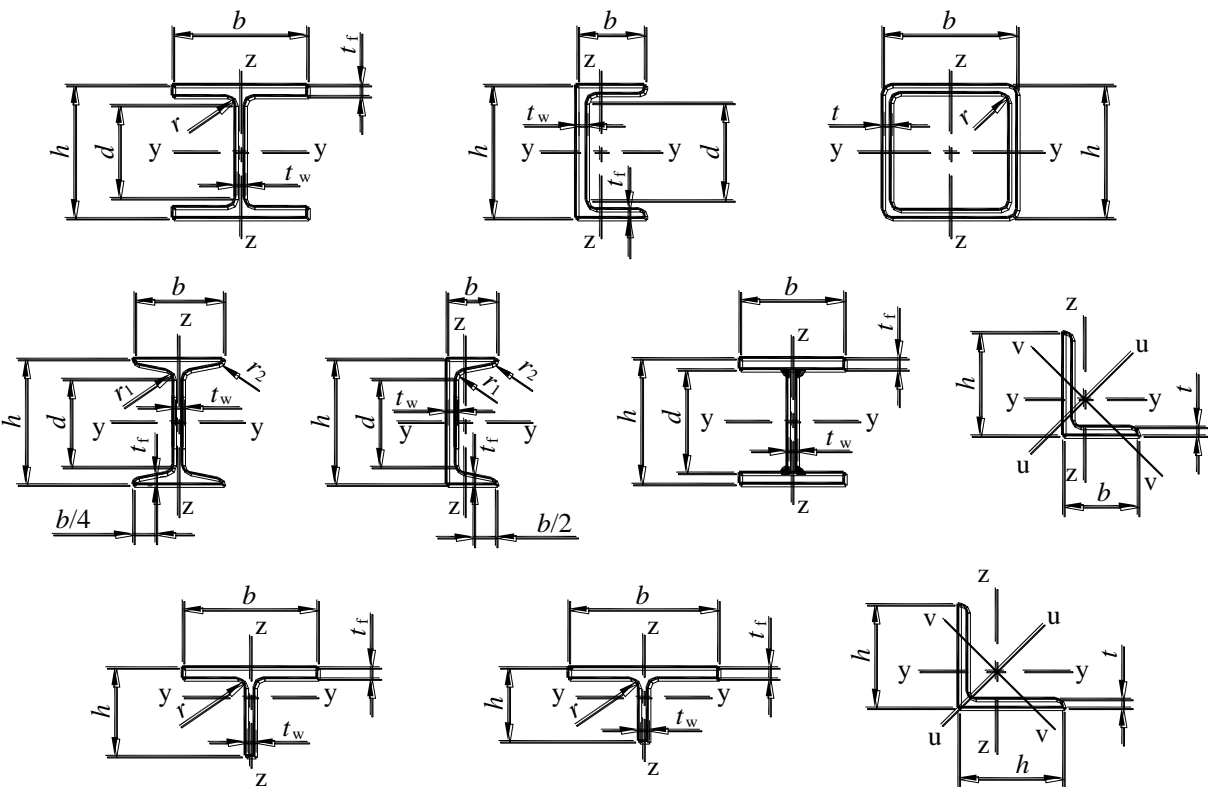


Рисунок 1.1 – Размеры и оси сечений

## 2 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 2.1 Общие сведения

#### 2.1.1 Концепции проектирования

2.1.1.1 [6.1.1(1)P] При проектировании зданий со стальными конструкциями следует руководствоваться правилами, приведенными в СН РК EN 1993. Приведенные в данном пособии правила следует применять дополнительно к правилам СН РК EN 1993.

2.1.1.2 [6.1.2(1)P] Сейсмостойкие здания из стальных конструкций следует проектировать в соответствии с одной из следующих концепций (см. Таблицу 2.1):

- Концепция а) Низкодиссипативное конструктивное поведение;
- Концепция б) Диссипативное конструктивное поведение.

**Таблица 2.1 – Концепции проектирования, конструктивные классы пластичности и верхние пределы референтных значений коэффициентов поведения**

Концепция проектирования	Конструктивный класс пластичности	Диапазон референтных значений коэффициента поведения $q$
Концепция а) Низкодиссипативное конструктивное поведение	DCL (низкий)	1,5 (см. Национальное Приложение к СН РК EN 1998-1)
Концепция б) Диссипативное конструктивное поведение	DCM (средний)	$\leq 4$ также ограничивается значениями из Таблицы 2.5
	DCH (высокий)	Ограничивается только значениями из Таблицы 2.5

2.1.1.2 [6.1.2(2)P] В концепции а) эффекты воздействий допускается определять на основании общего упругого расчета, не принимая во внимание значимое нелинейное поведение материалов.

2.1.1.3 [6.1.2(4)] В концепции а) сопротивление элементов и соединений следует определять в соответствии с СН РК EN 1993 без каких-либо дополнительных требований. Для зданий, которые не являются сейсмоизолированными (см. Раздел 10 СН РК EN 1998-1), проектирование в соответствии с концепцией а) рекомендуется только для случаев низкой сейсмичности. В соответствии с 4.1.3 НТП РК 08-01.1-2012, в качестве случаев низкой сейсмичности следует рассматривать случаи, когда произведение  $a_g \cdot S$  не более 0,1g (0,98 м/с<sup>2</sup>).

2.1.1.4 [6.1.2(5)P] В концепции б) следует принимать во внимание способность частей сооружения (диссипативных зон) сопротивляться сейсмическим воздействиям благодаря неупругому поведению. Верхнее предельное значение коэффициента  $q$  зависит от класса пластичности и типа конструктивной системы (см. 2.3). Если принимается концепция б), то следует выполнять требования, приведенные в 2.2 – 2.4 и в Разделах 3 – 8.

2.1.1.5 [6.1.2(6)P] Сооружения, проектирование которых выполняется согласно концепции б) должны соответствовать конструктивным классам пластичности DCM или DCH. Эти классы соответствуют повышенной способности сооружений диссипировать энергию в пластических механизмах. В зависимости от класса пластичности, должны выполняться специальные требования, относящиеся к одному или более следующих аспектов: к классу стальных профилей и способности соединений к повороту.

## 2.1.2 Проверки безопасности

2.1.2.1 [6.1.3(1)P] При проверках критических предельных состояний частный коэффициент для стали  $\gamma_s = \gamma_M$  должен учитывать возможное снижение прочности вследствие циклических деформаций.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При отсутствии конкретных данных, рекомендуется применять частный коэффициент  $\gamma_s$ , принимаемый для постоянных и переходных расчетных ситуаций, предполагая, что вследствие условий локальной пластичности, соотношение между остаточной прочностью после ее снижения и исходной прочностью примерно равно соотношению между значениями  $\gamma_M$  для аварийных и основных комбинаций нагрузок.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения частных коэффициентов  $\gamma_M$  приведены в 2.1.2.3.

2.1.2.2 [6.1.3(2)] При проверках предельной несущей способности, указанной в Разделах 3 – 6, вероятность того, что фактический предел текучести стали выше, чем номинальный предел текучести, следует учитывать коэффициентом резерва прочности материала  $\gamma_{ov}$  (см. 2.2.2).

2.1.2.3 [6.1 СН РК EN 1993-1-1] Для определения расчетных значений несущей способности (сопротивления) к различным характеристическим значениям несущей способности применяют следующие частные коэффициенты безопасности  $\gamma_M$  при определении:

- несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса –  $\gamma_{M0}$ ;
- несущей способности элемента по устойчивости –  $\gamma_{M1}$ ;
- несущей способности поперечных сечений по прочности, определяемой с использованием временного сопротивления стали –  $\gamma_{M2}$ ;
- несущей способности соединений – см. СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Частные коэффициенты безопасности  $\gamma_{Mi}$  для зданий, определенные в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1, следующие:

$$\gamma_{M0} = 1,00; \gamma_{M1} = 1,00; \gamma_{M2} = 1,25.$$

## 2.2 Материалы

### 2.2.1 Конструкционная сталь

2.2.1.1 Для приведенных в данном пособии указаний конструкционная сталь должна соответствовать стандартам, приведенным в Таблице 2.2, соответствующей Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-1 [6.2(1)P]. Согласно 3.1 СН РК EN 1993-1-1, при выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материалов, приведенные в Таблице 2.2, следует принимать как характеристические.

**Таблица 2.2 – Номинальные значения предела текучести  $f_y$  и временного сопротивления на растяжение  $f_u$  горячекатаной конструкционной стали**

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента			
	$t \leq 40$ мм		$40 \text{ мм} < t \leq 80$ мм	
	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>
<b>СТ РК EN 10025-2</b> S 235 S 275 S 355 S 450	235 275 355 440	360 430 490 550	215 255 335 410	360 410 470 550
<b>СТ РК EN 10025-3</b> S 275 N/NL S 355 N/NL S 420 N/NL S 460 N/NL	275 355 420 460	390 490 520 540	255 335 390 430	370 470 520 540
<b>СТ РК EN 10025-4</b> S 275 M/ML S 355 M/ML S 420 M/ML S 460 M/ML	275 355 420 460	370 470 520 540	255 335 390 430	360 450 500 530
<b>СТ РК EN 10025-5</b> S 235 W S 355 W	235 355	360 490	215 335	340 490
<b>СТ РК EN 10025-6</b> S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
<b>EN 10210-1</b> S 235 H S 275 H S 355 H S 275 NH/NLH S355 NH/NLH S420 NH/NLH S460 NH/NLH	235 275 355 275 355 420 460	360 430 510 390 490 540 560	215 255 335 255 335 390 430	340 410 490 370 470 520 550
<b>EN 10219-1</b> S 235 H S 275 H S 355 H S 275 NH/NLH S 355 NH/NLH S 460 NH/NLH S 275 MH/MLH S 355 MH/MLH S 420 MH/MLH S 460 MH/MLH	235 275 355 275 355 460 275 355 420 460	360 430 510 370 470 550 360 470 500 530		

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Стандарт СТ РК EN 10025 определяет технические условия поставки к плоской и длинномерной продукции из горячекатаных конструкционных сталей, за исключением конструкционных полых профилей и труб.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Стандарт EN 10210-1 устанавливает технические условия поставки к профилям полым конструкционным, изготовленным методом горячего формования, круглого, квадратного и прямоугольного сечений, и распространяется на профили полые, изготовленные методом горячего формования с последующей термообработкой или без нее, а также на профили полые, изготовленные методом холодного формования, прошедшие после изготовления термообработку для обеспечения металлургических свойств, равноценных свойствам изделий, изготовленных методом горячего формования.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Стандарт EN 10219-1 устанавливает технические условия поставки к профилям полым сварным конструкционным, изготовленным методом холодного формования, круглого, квадратного и прямоугольного сечений, и распространяется на профили полые, изготовленные методом холодного формования без последующей термообработки.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Обозначение сталей, приведенных в Таблице 2.2, состоит из:

- 1) символа S – обозначающего конструкционную сталь;
- 2) минимального заданного предела текучести в МПа ( $\text{Н/мм}^2$ );
- 3) символа N – для обозначения стали в состоянии после нормализации прокаливанием или нормализующей прокатки;
- 4) символа M – для обозначения стали в состоянии после термомеханической обработки;
- 5) символа L – для обозначения качества стали с установленным значением ударной прочности при температуре не ниже  $-50^\circ$ , при отсутствии L – при температуре не ниже  $-20^\circ$ ;
- 6) символа H – для обозначения замкнутого (полого) профиля;
- 7) символа W – для обозначения стойкости к атмосферной коррозии;
- 8) символа Q – для обозначения закаленной стали в состоянии после отпуска.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 В СТ РК EN 10025-2 значения параметров свойств стали приводятся для толщины до 16 мм и от 16 мм до 40 мм.

2.2.1.2 Номинальные значения предела текучести  $f_y$  и временного сопротивления  $f_u$  для конструкционной стали принимаются равными:

а)  $f_y = R_{eh}$  и  $f_u = R_m$  непосредственно по стандарту на прокат (по данным заводов-изготовителей либо поставщиков);

б) по Таблице 2.2 данного пособия [3.2.1 СН РК EN 1993-1-1].

2.2.1.3 Сталь должна удовлетворять требованиям пластичности. Минимальная пластичность сталей должна быть выражена предельными значениями следующих величин:

–  $f_u/f_y$  – отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение  $f_u$  к минимальному значению предела текучести  $f_y$ ;

– относительное удлинение после разрыва образца длиной  $5,65 \sqrt{A_0}$  (где  $A_0$  – начальная площадь поперечного сечения);

– предельная деформация  $\varepsilon_u$ , соответствующая временному сопротивлению  $f_u$ .

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1 приняты следующие предельные значения отношения  $f_u/f_y$ , относительного удлинения при разрыве и предельной деформации  $\varepsilon_u$ :

–  $f_u/f_y > 1,10$ ;

– относительное удлинение после разрыва не менее 15 %;

–  $\varepsilon_u > 15 \varepsilon_y$ , где  $\varepsilon_y$  – упругая деформация ( $\varepsilon_y = f_y/E$ ).

Сталь, соответствующая одной из марок сталей, приведенных в Таблице 2.2, должна удовлетворять этим требованиям [3.2.2 СН РК EN 1993-1-1].

2.2.1.4 Хрупкое разрушение. Сталь должна также иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах расчетного срока службы сооружения.

Если условия, приведенные в СН РК EN 1993-1-10, выполняются при самой низкой температуре, то проверка прочности элемента с учетом хрупкого разрушения не требуется.

Минимальное значение ударной вязкости для элементов, работающих на сжатие, рекомендуется принимать по Таблице 2.1 СН РК EN 1993-1-10 для  $\sigma_{Ed} = 0,25f_y(t)$  [3.2.3 СН РК EN 1993-1-1].

2.2.1.5 Свойства стали в направлении толщины проката. Если согласно СН РК EN 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, соответствующую требуемому классу качества по EN 10164.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Указания по выбору свойств стали в направлении толщины проката приводятся в СН РК EN 1993-1-10.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Особое внимание следует уделять стыкам балок и колонн, и листам фланцевых соединений, работающих на растяжение в направлении толщины проката.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если значения  $Z_{Ed}$  определены в соответствии с 3.2(2) СН РК EN 1993-1-10, то необходимый класс качества стали, согласно EN 10164, следует определять по Таблице 2.3 [3.2.4 СН РК EN 1993-1-1].

**Таблица 2.3 – Выбор класса качества согласно EN 10164**

Заданное значение $Z_{Ed}$ по СН РК EN 1993-1-10	Требуемое значение $Z_{Rd}$ , выраженное через расчетные $Z$ -величины EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$Z_{Ed} > 30$	Z35

2.2.1.6 Для конструкционных сталей, приведенных в пособии, в расчетах следует принимать следующие значения физических характеристик материалов:

– модуль упругости  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ ;

– модуль сдвига  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2$ ;

– коэффициент Пуассона в упругой стадии  $\nu = 0,3$ ;

– коэффициент линейного термического расширения  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$  (при  $T < 100^\circ\text{C}$ ) [3.2.6 СН РК EN 1993-1-1].

2.2.1.7 Требования к конструкционным сталям и их характеристики для холодно-формованных элементов см. СН РК EN 1993-1-3.

## 2.2.2 Дополнительные требования к конструкционной стали при расчете на сейсмические воздействия

2.2.2.1 [6.2(2)P] Распределение свойств материалов, таких как предел текучести и ударная вязкость, должно быть таким, чтобы диссипативные зоны в сооружении формировались там, где они предусмотрены по проекту.

ПРИМЕЧАНИЕ Предполагается, что во время землетрясения в диссипативных зонах текучесть возникнет раньше, чем остальные зоны выйдут за пределы диапазона упругих деформаций.

2.2.2.2 [6.2(3)] Требование 2.2.2.1 может быть удовлетворено, если предел текучести стали в диссипативных зонах и расчет конструкций соответствуют одному из следующих условий:

а) максимально допустимое значение предела текучести стали  $f_{y,max}$  в диссипативных зонах удовлетворяет следующему выражению:  $f_{y,max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$ ,

где  $\gamma_{ov}$  – коэффициент резерва прочности материала, используемый в расчете;

$f_y$  – номинальный предел текучести, установленный для данной марки стали.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Согласно Национального Приложения, значение коэффициента резерва прочности принято  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для сталей класса S235 и со значением  $\gamma_{ov} = 1,25$  этот метод дает максимальное значение  $f_{y,max} = 323 \text{ Н/мм}^2$ .

б) проектирование конструкций выполняется на основе одной марки стали и номинального предела текучести  $f_y$  как в диссипативных, так и в недиссипативных зонах; максимально допустимое значение  $f_{y,max}$  определяется для стали диссипативных зон; номинальное значение  $f_y$  сталей, определенное для недиссипативных зон и узловых соединений, превышает максимально допустимое значение предела текучести  $f_{y,max}$  в диссипативных зонах.

ПРИМЕЧАНИЕ Это условие обычно приводит к применению стали марки S355 для недиссипативных элементов и недиссипативных соединений (рассчитанных на основе  $f_y$  стали марки S235) и применению для диссипативных элементов и соединений стали марки S235, для которой максимально допустимый предел текучести ограничен до  $f_{y,max} = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

в) фактический предел текучести стали  $f_{y,act}$  каждой диссипативной зоны определяется по результатам измерений, а коэффициент резерва прочности рассчитывается для каждой диссипативной зоны, как  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$ , где  $f_y$  – номинальный предел текучести стали в диссипативных зонах.

ПРИМЕЧАНИЕ Это условие применимо тогда, когда известные стали берутся из ассортимента изделий на складе, или для оценки существующих зданий, или в тех случаях когда принятые в расчете безопасные допущения по пределу текучести, подтверждены измерениями, выполненными перед изготовлением конструкций.

2.2.2.3 [6.2(4)] Если условия 2.2.2.2 б) удовлетворяются, то в расчетных проверках конструктивных элементов, приведенных в Разделах 3 – 6, коэффициент резерва прочности  $\gamma_{ov}$  можно принять равным 1,00. При проверке узловых соединений, в Формуле (3.1) значение коэффициента резерва прочности  $\gamma_{ov}$  принимается таким же, как в 2.2.2.2 а).

2.2.2.4 [6.2(5)] Если условия 2.2.2.2 в) выполняются, то коэффициент резерва прочности  $\gamma_{ov}$  должен приниматься максимальным из значений  $\gamma_{ov,act}$  для проверок, указанных



в Разделах 3 – 6.

2.2.2.5 [6.2(6)P] Для диссипативных зон значение предела текучести  $f_{y,max}$ , принятое при соблюдении условий 2.2.2.2, должно быть определено и обозначено на чертежах.

2.2.2.6 [6.2(7)] Ударная вязкость сталей и сварных швов должны соответствовать требованиям для сейсмического воздействия с квазипостоянным значением эксплуатационной температуры (см. СН РК EN 1993-1-10).

Требуемая ударная вязкость стали и сварных швов, а также самая низкая эксплуатационная температура, принимаемая для комбинации с сейсмическим воздействием, должны быть определены в проекте.

2.2.2.7 [6.2(10)P] Контроль свойств материалов должен осуществляться согласно Разделу 8.

### 2.2.3 Соединения

2.2.3.1 Характеристики и требования к болтам, гайкам и шайбам принимаются в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-8. Болты, гайки и шайбы должны соответствовать требованиям, приведенным в ссылочных стандартах групп 4 и 7 (см. 1.2.4 и 1.2.7 СН РК EN 1993-1-8).

Значения предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления на растяжение  $f_{ub}$  для болтов приведены в Таблице 2.4. Эти значения следует принимать в качестве характеристических значений при выполнении расчетов [3.1.1 СН РК EN 1993-1-8].

**Таблица 2.4 – Номинальные значения предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления на растяжение  $f_{ub}$  болтов**

Класс прочности	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ , Н/мм <sup>2</sup>	400	400	500	500	600	800	1000

2.2.3.2 [6.2(9)] В болтовых соединениях первичных элементов здания при сейсмических воздействиях следует использовать высокопрочные болты класса 8.8 и 10.9.

2.2.3.3 Высокопрочные болты (с предварительным натяжением) должны соответствовать требованиям ссылочных стандартов группы 4 для высокопрочных болтов с контролируемым натяжением, включая требования при изготовлении конструкций [3.1.2 СН РК EN 1993-1-8].

2.2.3.4 Для фундаментных болтов могут быть использованы следующие материалы:

- стали марок по ссылочным стандартам группы 1 (см. 1.2.1 СН РК EN 1993-1-8);
- стали марок по ссылочным стандартам группы 4 (см. 1.2.4 СН РК EN 1993-1-8);
- стали марок, применяемых для арматурных стержней повышенной прочности, соответствующие СТ РК EN 10080;

при условии, что номинальное значение предела текучести не превышает  $640 \text{ Н/мм}^2$  при работе фундаментных болтов на срез и  $900 \text{ Н/мм}^2$  – в остальных случаях [3.3 СН РК EN 1993-1-8].

2.2.3.5 Все материалы для сварных соединений должны соответствовать требованиям, приведенным в ссылочных стандартах группы 5 (см. 1.2.5 СН РК EN 1993-1-8).

Значения предела текучести, временного сопротивления на растяжение, относительного удлинения при разрыве и минимального значения ударной вязкости металла шва по Шарпи для образца с V-образным надрезом должны быть эквивалентны или выше значений, установленных для основного металла.

ПРИМЕЧАНИЕ В общем случае предпочтительно использовать электроды, превосходящие по марке используемую сталь.

2.2.3.6 Как правило, если не оговорено другое, для сварных соединений требуется уровень качества С согласно ISO 5817. Частоту контроля сварных швов следует устанавливать в соответствии с СТ РК EN 1090-2. Уровень качества сварных швов следует устанавливать по ISO 5817.

Следует избегать расслоения стальных листов. Указания по предотвращению расслоения стальных листов приведены в СН РК EN 1993-1-10.

## 2.3 Конструктивные типы и коэффициенты поведения

### 2.3.1 Конструктивные типы

2.3.1.1 [6.3.1(1)P] Здания из стальных конструкций, в зависимости от поведения их первичных конструктивных элементов при сопротивлении сейсмическим воздействиям, следует относить к одному из следующих конструктивных типов (см. Рисунки 2.1 – 2.8):

а) **Моментные рамные каркасы (рамы с жесткими узлами)**, в которых сопротивление горизонтальным силам осуществляется элементами, работающими преимущественно на изгиб.

б) **Каркасы с концентрическими связями**, в которых горизонтальным силам сопротивляются преимущественно элементы, подверженные осевым силам.

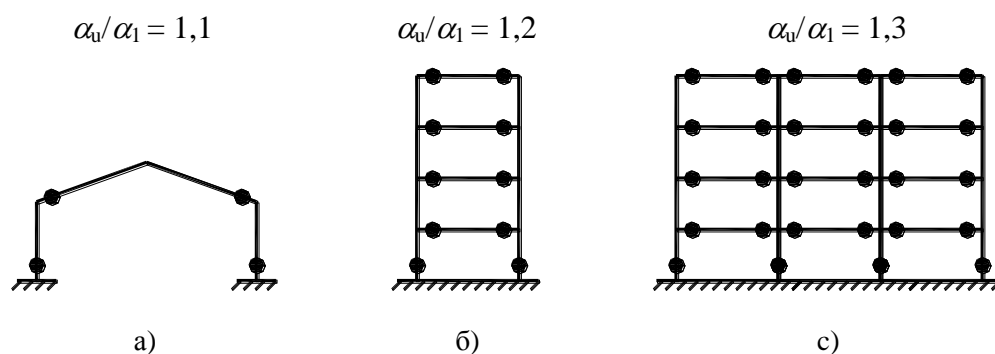
в) **Каркасы с эксцентрическими связями**, в которых горизонтальным силам сопротивляются преимущественно элементы, подверженные осевым нагрузкам, но которые расположены с эксцентриситетом таким образом, что энергия может быть диссипирована в антисейсмических звеньях посредством либо циклического изгиба, либо циклического сдвига.

г) **Конструктивные системы типа перевернутого маятника**, в которых 50 % массы или более находится в верхней трети высоты конструктивной системы, или сооружения, в которых диссипативные зоны расположены в основаниях колонн.

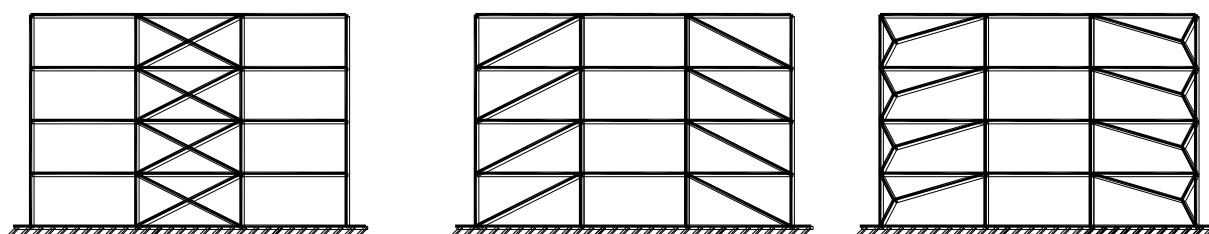
д) **Конструктивные системы с бетонными ядрами или бетонными стенами**, в которых горизонтальным силам сопротивляются преимущественно ядра или стены.

е) **Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями.**

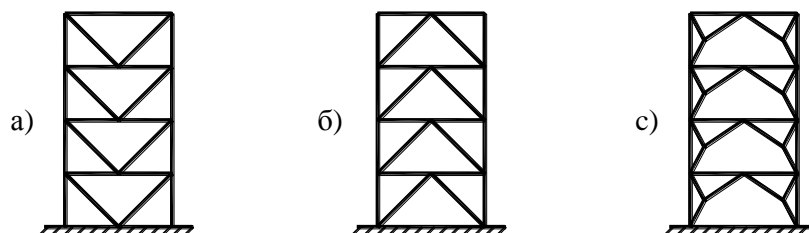
ж) **Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями.**



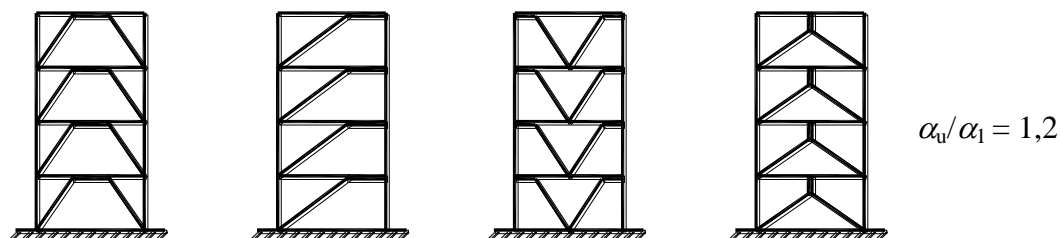
**Рисунок 2.1 – Моментные рамные каркасы**  
 (диссипативные зоны в балках и в нижней части колонн).  
 Принимаемые по умолчанию значения  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 2.3.2.3 и Таблицу 2.5)



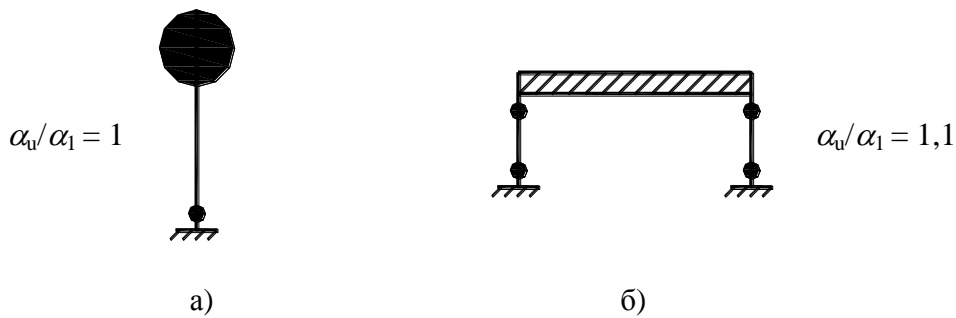
**Рисунок 2.2 – Каркасы с концентрическими диагональными связями**  
 (диссипативные зоны располагаются только в растянутых диагоналях)



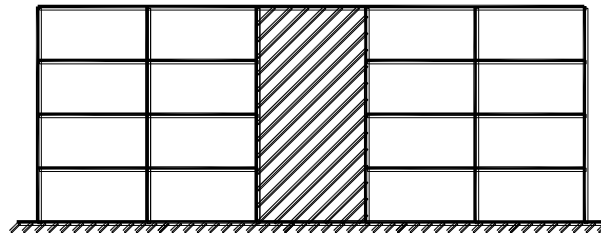
**Рисунок 2.3 – Каркасы с концентрическими V-образными связями**  
 (диссипативные зоны в растянутых и сжатых диагоналях)



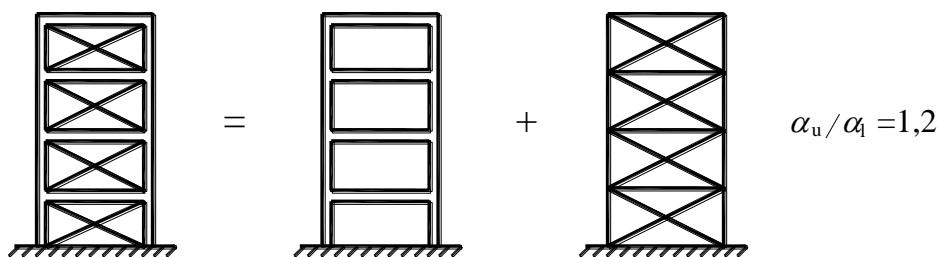
**Рисунок 2.4 – Каркасы с эксцентрическими связями**  
 (диссипативные зоны в антисейсмических звеньях, работающих на изгиб и сдвиг).  
 Принимаемое по умолчанию значение  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 2.3.2.3 и Таблицу 2.5)



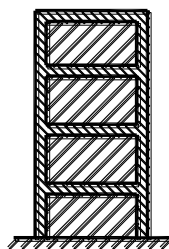
**Рисунок 2.5 – Перевернутый маятник: а) диссипативные зоны в основании колонны;  
б) диссипативные зоны в колоннах ( $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$ );  
Значения, принимаемые по умолчанию,  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 2.3.2.3 и Таблицу 2.5)**



**Рисунок 2.6 – Сооружения с бетонными ядрами или бетонными стенами**



**Рисунок 2.7 – Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями (диссипативные зоны в моментной раме и в растянутых диагоналях).  
Принимаемое по умолчанию значение  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 2.3.2.3 и Таблицу 2.5)**



**Рисунок 2.8 – Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями**

2.3.1.2 [6.3.1(2)] В моментных рамных каркасах диссипативные зоны должны

располагаться главным образом в пластических шарнирах в балках или в узлах соединений балок с колоннами таким образом, чтобы энергия диссипировалась посредством циклического изгиба. Диссипативные зоны могут также располагаться в колоннах:

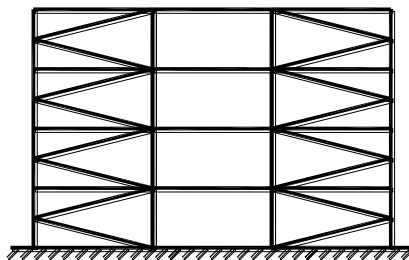
- в основании (базах колонн) рамы;
- на верхнем участке колонн верхнего этажа в многоэтажных зданиях;
- на верхнем и нижнем участках колонн в одноэтажных зданиях, в которых значение  $N_{Ed}$  в колоннах соответствует неравенству:  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$ .

2.3.1.3 [6.3.1(3)] В каркасах с концентрическими связями диссипативные зоны должны располагаться главным образом в растянутых связях.

Связи могут принадлежать к одной из следующих категорий:

- активные растянутые диагональные связи, в которых горизонтальным силам могут сопротивляться только растянутые диагонали, без учета влияния сжатых диагональных связей;
- V-образные связи, в которых горизонтальным силам могут сопротивляться как растянутые, так и сжатые диагонали. Точка пересечения этих диагоналей располагается на горизонтальном элементе, который должен быть непрерывным.

K-образные связи, в которых точка пересечения диагоналей расположена на колонне (см. Рисунок 2.9), применять не допускается.



**Рисунок 2.9 – Каркас с K-образными связями (не допускается к применению)**

2.3.1.4 [6.3.1(4)] Для каркасов с эксцентрическими связями должны быть использованы конфигурации, которые обеспечивают активность всех антисейсмических звеньев, как показано на Рисунке 2.4.

2.3.1.5 [6.3.1(5)] Конструктивные системы типа перевернутого маятника допускается рассматривать как моментные рамные каркасы, при условии, что сейсмостойкие сооружения имеют более одной колонны в каждой плоскости противодействия горизонтальным силам и что в каждой колонне соблюдается следующее неравенство по ограничению осевой силы:  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$ .

2.3.1.6 Конструктивные системы зданий и конструктивные формы элементов и узлов, применяемые в сейсмостойком строительстве зданий из стальных конструкций в Казахстане, приведены в Приложении А.

## 2.3.2 Коэффициенты поведения

2.3.2.1 [3.2.2.5(3)P] Коэффициент поведения  $q$  представляет собой приближенное

значение соотношения сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на сооружение при его полностью упругой реакции и вязком демпфировании 5 %, к сейсмическим нагрузкам, которые могут использоваться при проектировании сооружения на основе обычной модели упругого расчета, обеспечивающей удовлетворительную реакцию сооружения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Коэффициент поведения  $q$  учитывает способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям за счет избыточной прочности конструкций и их пластического деформирования, сопровождающегося проявлением таких взаимосвязанных эффектов:

- уменьшение частот колебаний конструктивных систем;
- увеличение диссипации энергии сейсмических колебаний.

Применение коэффициента поведения  $q$  позволяет избежать выполнения явного нелинейного анализа при проектировании и ограничиться только упругим расчетом, выполненным с использованием расчетного спектра реакций, значения ординат которого уменьшены относительно значений ординат спектра упругих реакций.

2.3.2.2 Для регулярных конструктивных систем коэффициент поведения  $q$ , учитывающий способность сооружений к диссипации энергии, следует принимать по верхнему пределу референтных значений, приведенных в Таблице 2.5, при соблюдении правил, приведенных в Разделах 3 – 8 [6.3.2(1)].

**Таблица 2.5 – Верхние пределы референтных значений коэффициентов поведения для систем, регулярных по высоте**

Конструктивные типы	Класс пластичности	
	DCM (средний)	DCH (высокий)
а) Моментные рамные каркасы	4	5 $\alpha_w/\alpha_1$
б) Каркасы с концентрическими связями: Диагональные связи V-образные связи	4 2	4 2,5
в) Каркасы с эксцентрическими связями	4	5 $\alpha_w/\alpha_1$
г) Конструктивные системы типа перевернутого маятника	2	2 $\alpha_w/\alpha_1$
д) Конструктивные системы с бетонными ядрами или бетонными стенами	См. Раздел 5 СН РК EN 1998-1 и пособие к нему	
е) Моментные рамные каркасы с концентрическими связями	4	4 $\alpha_w/\alpha_1$
ж) Моментные рамные каркасы с заполнениями в виде: Бетонного или каменного заполнений, контактирующих с каркасом, но не связанных с ним.  Армированного бетонного заполнения, связанного с каркасом.  Заполнения, изолированного от моментной рамы (см. моментные рамные каркасы).	2	2
	См. Раздел 7 СН РК EN 1998-1 и пособие к нему	
	4	5 $\alpha_w/\alpha_1$

2.3.2.3 [6.3.2(2)] Если здание умеренно нерегулярное по высоте (см. 3.3 НТП РК 08-01.2-2012), то верхние пределы значений  $q$ , приведенные в Таблице 2.5, должны быть

уменьшены на 20 % (см. 4.2.3.1(7) и Таблицу 4.1 СН РК EN 1998-1).

2.3.2.4 [6.3.2(3)] Для зданий регулярных в плане, если вычисления  $\alpha_u/\alpha_1$  не выполнены, то допускается принимать приблизительные значения соотношения  $\alpha_u/\alpha_1$ , приведенные на Рисунках 2.1 – 2.8. Параметры  $\alpha_1$  и  $\alpha_u$  определяются следующим образом:

$\alpha_1$  – значение, на которое следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, чтобы сначала достичь пластического сопротивления в любом элементе конструктивной системы, в то время как все другие расчетные воздействия остаются неизменными;

$\alpha_u$  – значение, на которое следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, для того, чтобы сформировать пластические шарниры в достаточном количестве поперечных сечений для создания общей изменяемости конструктивной системы, в то время как все другие расчетные воздействия остаются неизменными. Коэффициент  $\alpha_u$  может быть получен из простого нелинейного статического общего расчета.

2.3.2.5 [6.3.2(4)] Для зданий умеренно нерегулярных в плане (см. 3.2 НТП РК 08-01.2-2012), если вычисления  $\alpha_u/\alpha_1$  не выполнены, допускается использовать приблизительные значения  $\alpha_u/\alpha_1$ , равные средним значениям из 1,0 и значений, приведенных на Рисунках 2.1 – 2.8.

2.3.2.6 [6.3.2(5)] Допускается принимать значения  $\alpha_u/\alpha_1$  выше приведенных в 2.3.2.4 и 2.3.2.5, при условии, что они подтверждаются вычислениями  $\alpha_u/\alpha_1$  на основе простого нелинейного статического общего расчета.

2.3.2.7 [6.3.2(6)] Максимальное значение  $\alpha_u/\alpha_1$ , которое может быть принято в проекте, равно 1,6, даже если расчет, оговоренный в 2.3.2.6, указывает на потенциально более высокие значения.

2.3.2.8 [4.3.3.5.1(4)] Если конструктивный тип здания, согласно 2.3.1, или классификации его регулярности по высоте (см. Раздел 3 НТП РК 08-01.2-2012) различаются по разным горизонтальным направлениям, то значения коэффициента поведения  $q$  тоже могут быть различными.

2.3.2.9 [3.2.2.5(3)Р] Значения коэффициента поведения  $q$  могут быть различными для разных горизонтальных направлений здания, но класс пластичности должен быть одинаковым во всех направлениях.

## 2.4 Ограничения на размеры в плане и по высоте зданий из стальных конструкций

2.4.1 Отношение размеров в плане зданий из стальных конструкций или их отсеков, определяемое выражением  $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ , где  $L_{\max}$  и  $L_{\min}$  соответственно больший и меньший размер здания в плане в ортогональных направлениях, не должно превышать:

- а) для зданий, классифицированных как регулярные в плане – 4;
- б) для зданий, классифицированных как умеренно нерегулярные в плане – 5.

ПРИМЕЧАНИЕ Размеры в плане зданий или их отсеков соответствуют 4.2.3.2(5) СН РК EN 1998-1 и 3.2.1.2.4, 3.2.2.1.4 НТП РК 08-01.2-2012.

2.4.2 Предельные размеры в плане зданий со стальным каркасом или их отсеков (всех конструктивных типов) не должны превышать размеры, указанные в Таблице 2.6.

**Таблица 2.6 – Предельные размеры в плане зданий со стальным каркасом  
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
<p>* – случаи низкой сейсмичности (<math>0,05g &lt; a_g \cdot S \leq 0,1g</math>) строительных площадок.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ Предельные размеры отсеков одноэтажных каркасных зданий, проектируемых для строительства на площадках сейсмичностью 8, 9 и 10 баллов, допускается увеличивать на 30 %.</p>			

2.4.3 Высота в метрах и количество этажей зданий со стальным каркасом не должны превышать значения, указанные в Таблице 2.7.

**Таблица 2.7 – Высота и количество этажей зданий со стальным каркасом**

Конструктивная система здания	Класс пластичности конструктивной системы	Высота, в метрах (количество этажей)				
		Сейсмичность строительной площадки, в баллах				
		< 7*	7	8	9	10
Связевые каркасы и моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями	DCL	**	—	—	—	—
	DCM и DCH	**	66(20)	54(16)	42(12)	16(4)
Моментные рамные каркасы	DCL	**	—	—	—	—
	DCM и DCH	**	54(16)	42(12)	32(9)	16(4)
<p>* – случаи низкой сейсмичности (<math>0,05g &lt; a_g \cdot S \leq 0,1g</math>) строительных площадок.</p> <p>** – по требованиям для несейсмических зон.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 На строительных площадках сейсмичностью 8 и более баллов высота школ и больниц ограничивается тремя этажами, а дошкольных учреждений (детских садов и яслей) – двумя этажами.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 За высоту здания принимается разность отметок среднего уровня спланированной поверхности земли, примыкающей к зданию, и верха наружных стен (без учета верхних технических этажей или крыши) или низа стропильных конструкций.</p>						

2.4.4 При необходимости, для обеспечения однородности и регулярности конструктивной системы в плане и по высоте, а также для соблюдения предельных размеров, установленных в Таблице 2.6, здание следует разделять антисейсмическими



швами на динамически независимые отсеки.

Требования к антисейсмическим швам приведены в 7.2.7 НТП РК 08-01.2-2012.

## **2.5 Расчет конструкций**

### **2.5.1 Общие требования**

2.5.1.1 [6.4(1)] Проектирование диафрагм перекрытий должно согласовываться с 4.4.2.5 СН РК EN 1998-1.

2.5.1.2 [6.4(2)] Расчет конструкций допускается выполнять в предположении, что все элементы сейсмостойкого здания являются активными, за исключением оговоренных в Разделах 3 - 6 (например, каркасы с концентрическими связями, см. 5.2.1 и 5.2.2).

2.5.1.3 Расчет конструктивных элементов (1, 2 и 3 классов поперечного сечения) должен выполняться в соответствии с правилами, приведенными в 2.5.2 - 2.5.4 настоящего пособия, соответствующими правилам Разделов 5 и 6 СН РК EN 1993-1-1.

2.5.1.4 Расчет элементов 4 класса поперечного сечения и элементов, подверженных кручению, следует выполнять в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-1.

### **2.5.2 Классификация поперечных сечений**

2.5.2.1 Расчетные значения несущей способности элементов зависят от класса его поперечного сечения. Роль классификации поперечных сечений состоит в определении границ, при достижении которых несущая способность и способность к повороту поперечных сечений как в упругой, так и в пластической стадии ограничиваются потерей местной устойчивости [5.5.1 СН РК EN 1993-1-1].

2.5.2.2 При выполнении расчетов должна применяться классификация поперечных сечений, приведенная в 5.5.2 СН РК EN 1993-1-1. В основе классификации лежит вероятность первоочередной потери местной устойчивости.

Согласно этого пункта, различают четыре класса поперечных сечений, в зависимости от предела текучести материала (марки стали), отношения ширины к толщине отдельных сжатых элементов сечения и характера загрузки (изгиб, сжатие, сжатие с изгибом):

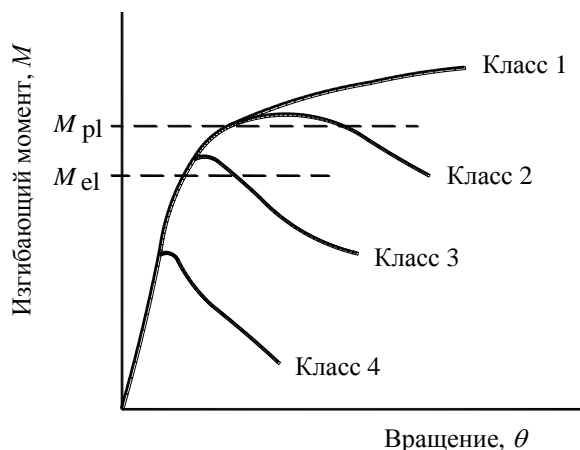
- поперечные сечения класса 1 – те, в которых может образоваться пластический шарнир со способностью к повороту, требуемой для пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности;

- поперечные сечения класса 2 – те, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена способность к повороту вследствие потери местной устойчивости;

- поперечные сечения класса 3 – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

- поперечные сечения класса 4 – те, в которых потеря местной устойчивости происходит прежде достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Зависимости «момент – поворот» для этих четырех классов представлены на Рисунке 2.10.



**Рисунок 2.10 – Связь между изгибающим моментом и вращательной способностью**

Из графика видно, что сечения класса 1 (сечения с высокой вращательной способностью) способны воспринимать и сохранять прочность в пластической стадии. Сечения класса 2 (сечения с ограниченной вращательной способностью) обладают меньшей деформативностью, но также способны сохранять прочность в пластической стадии.

Эффекты потери местной устойчивости обуславливают меньшую прочность сечений 3 класса (потеря местной устойчивости ограничивает достижение полного пластического момента). Сечения данного класса сохраняют прочность лишь в пределах упругой стадии. Сечения класса 4 теряют свои первоначальные характеристики, не достигнув пределов упругой стадии.

При расчете несущей способности для сечений 1, 2 и 3 классов (при использовании горячекатаных профилей большинство стандартных поперечных сечений будет принадлежать к классам 1, 2 и 3) можно использовать геометрические характеристики (площадь сечения, момент инерции и др.), приведенные в сортаментах. Для сечений 4 класса необходимо вычислять эффективные геометрические характеристики.

2.5.2.3 [5.5.2 СН РК EN 1993-1-1] Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемой комбинации воздействий.

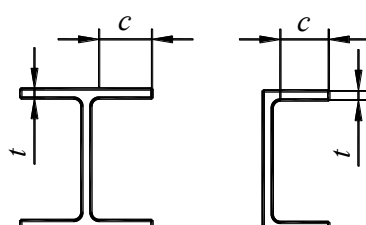
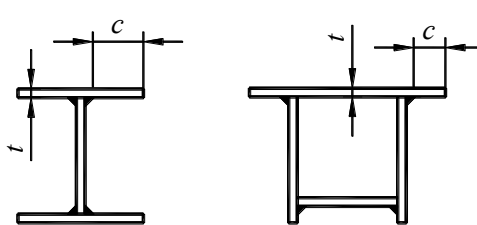
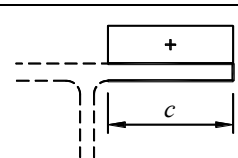
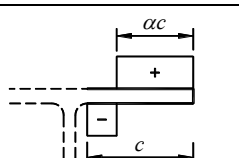
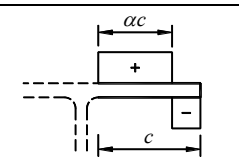
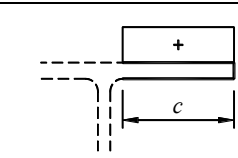
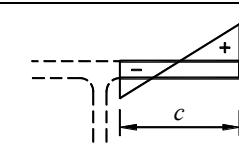
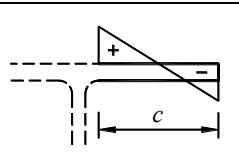
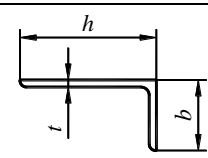
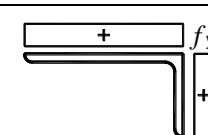
Различные сжатые части в поперечном сечении (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам. Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей. Общая классификация поперечного сечения устанавливается с учетом классификации как полки, так и стенки.

Предельные отношения  $c/t$  для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 2.8. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям для сечения класса 3, должна быть отнесена к сечению класса 4.

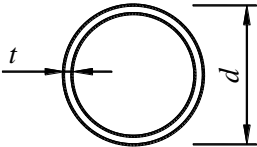
**Таблица 2.8 – Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения**

Сжатые внутренние части							
						Ось изгиба	
						Ось изгиба	
Класс	Часть, подвергнутая изгибу		Часть, подвергнутая сжатию		Часть, подвергнутая изгибу и сжатию		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)							
1	$c/t \leq 72\varepsilon$		$c/t \leq 33\varepsilon$		При $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$		$c/t \leq 38\varepsilon$		При $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)							
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$		При $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ При $\psi \leq -1^*$ : $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460	
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
* $\psi \leq -1$ для тех случаев, когда или сжимающее напряжение $\sigma \leq f_y$ , или деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y/E$							

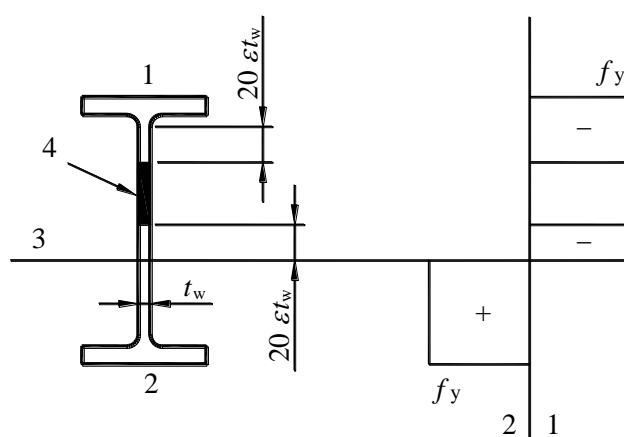
**Таблица 2.8 – Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения (продолжение)**

Свесы полок								
								
Прокатные профили			Сварные профили					
Класс	Часть, подвергнутая сжатию		Часть, подвергнутая изгибу и сжатию					
			Сжатие на конце		Растяжение на конце			
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)								
1			$c/t \leq 9\varepsilon$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2			$c/t \leq 10\varepsilon$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)								
3			$c/t \leq 14\varepsilon$		$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ $k_\sigma$ см. СН РК EN 1993-1-5			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460		
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71		
Угловые профили								
Дополнительно см. «Свесы полок» (см. выше)					Не применяется при непрерывном контакте уголков с другими деталями			
Класс	Сечение, подвергнутое сжатию							
Распределение напряжений во всем сечении (сжатие положительно)								
3			$h/t \leq 15\varepsilon$ и $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					

**Таблица 2.8 – Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения (окончание)**

Трубчатое сечение						
						
Класс	Сечение, подвергнутое изгибу и/или сжатию					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ Для $d/t > 90\varepsilon^2$ см. СН РК EN 1993-1-6					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 могут быть классифицированы как поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с 6.2.2.4 СН РК EN 1993-1-1. При этом при определении геометрических характеристик эффективного сечения в пластической стадии сжатая часть стенки должна быть заменена частью высотой  $20\varepsilon t_w$ , примыкающей к сжатой полке, и другой частью высотой  $20\varepsilon t_w$ , примыкающей к нейтральной оси, в соответствии с Рисунком 2.11.



1 – сжатие; 2 – растяжение;

3 – нейтральная ось в пластической стадии; 4 – исключаемая часть стенки

**Рисунок 2.11 – Эффективная стенка класса 2**

Если стенка воспринимает только поперечные силы и, следовательно, не повышает несущую способность поперечного сечения по моменту и продольной силе, то поперечное сечение может быть рассчитано как сечение класса 2, 3 и 4, в зависимости только от класса полки.

ПРИМЕЧАНИЕ Если полка вызывает потерю устойчивости стенки, то см. СН РК EN 1993-1-5.

2.5.2.4 Элемент необходимо классифицировать непосредственно под заданный вид напряженного состояния (изгиб, центральное сжатие, сжатие с изгибом). Для упрощения при сжатии с изгибом любой элемент можно считать как центрально сжатый. Если сечение элемента будет относиться к 1 или 2 классу, то классификация прекращается и принимается согласно результатам расчета. Но если сечение, согласно классификации, относится к 3 или 4 классу, то необходимо пересчитать его под заданный вид напряженного состояния, т.е. под сжатие с изгибом.

Для классификации при совместном действии сжатия и изгиба необходимо определить параметры  $\alpha$  для классов 1 и 2 и  $\psi$  для класса 3 (Рисунок 2.12).

Параметр  $\alpha$  (отношение ширины участка сжатия к полной ширине элемента) для случая двутавров под действием сжатия и изгиба относительно сильной главной оси, когда нейтральная ось проходит через стенку (см. Таблицу 2.8 настоящего пособия) можно вычислить по формуле:

$$\alpha = \frac{1}{c_w} \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1 \quad (2.1)$$

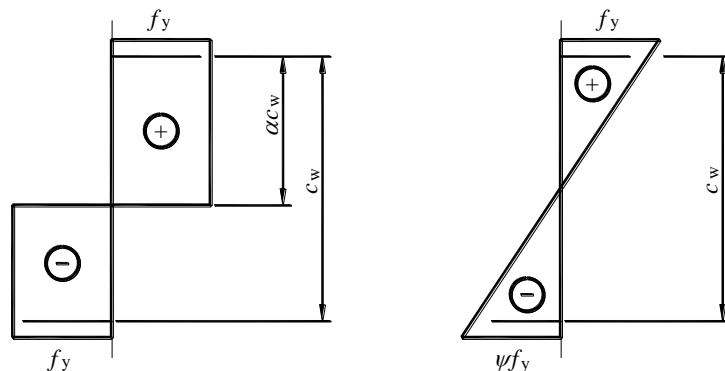


Рисунок 2.12 – Схемы для определения параметров  $\alpha$  и  $\psi$

Параметр  $\psi$  (отношение краевых напряжений сечения, т.е. напряжения ( $\sigma_{top}$ ), возникающего в верхней части сечения к напряжению ( $\sigma_{bottom}$ ), возникающего в нижней части сечения) определяется по формуле:

$$\psi = \frac{\sigma_{top}}{\sigma_{bottom}} \quad (2.2)$$

### 2.5.3 Несущая способность поперечных сечений по прочности

#### 2.5.3.1 [6.2.3 СН РК EN 1993-1-1] Центрально-растянутые элементы

Расчетное значение растягивающей силы  $N_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.3)$$

Для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd}$  следует принимать наименьшим из:

а) расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (2.4)$$

б) расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}. \quad (2.5)$$

Согласно СН РК EN 1998-1, если требуется определить предельное значение (способность к пластическим деформациям), то расчетное значение несущей способности в пластической стадии  $N_{pl,Rd}$  должно быть меньше расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто с отверстиями для болтов  $N_{u,Rd}$ .

В соединениях категории С (см. 3.4.1(1) СН РК EN 1993-1-8), расчетное значение несущей способности при растяжении  $N_{t,Rd}$  в Формуле (2.3) для поперечного сечения нетто при наличии отверстий для болтов следует принимать равным  $N_{net,Rd}$ , где

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6)$$

Дополнительные правила при креплении уголков одной полкой приведены в 3.10.3 СН РК EN 1993-1-8. Аналогичные требования справедливы также для других типов сечений, прикрепляемых свесом полки.

Указания по определению характеристик поперечных сечений брутто и нетто приведены в 6.2.2 СН РК EN 1993-1-1.

#### 2.5.3.2 [6.2.4 СН РК EN 1993-1-1] Центрально-сжатые элементы

Расчетное значение сжимающей силы  $N_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.7)$$

Расчетное значение несущей способности для поперечных сечений класса 1, 2 или 3 при равномерном сжатии  $N_{c,Rd}$  следует определять по формуле:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.8)$$

Отверстия для болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных

отверстий, определенных в СТ РК EN 1090-2, в сжатых элементах не учитываются, если в отверстия установлены болты.

### 2.5.3.3 [6.2.5 СН РК EN 1993-1-1] Изгибаемые элементы

Расчетное значение изгибающего момента  $M_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.9)$$

где  $M_{c,Rd}$  определяется с учетом наличия в сечении отверстий, см. ниже.

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения определяется следующим образом:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ — для поперечных сечений классов 1 и 2; } \quad (2.10)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ — для поперечных сечений класса 3, } \quad (2.11)$$

где  $W_{el,min}$  соответствует волокнам с максимальным напряжением в упругой стадии.

При изгибе относительно обеих осей следует использовать метод, приведенный в 2.5.3.6.

Отверстия для болтов в растянутой полке можно не учитывать, если для нее выполняется условие:

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M0}} \geq \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.12)$$

где  $A_f$  — площадь сечения растянутой полки.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Формула (2.12) предусматривает расчет по предельной несущей способности, при котором в рассматриваемом элементе развиваются пластические деформации при условии обеспечения дополнительной прочности его соединений и других элементов, соединяемых с ним.

Отверстия в растянутой части стенки допускается не учитывать, если Формула (2.12) удовлетворяется полностью для растянутой зоны, включая растянутую полку и часть растянутой стенки.

Отверстия для болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий, расположенных в сжатой зоне сечения, не учитываются, если в отверстия установлены болты.

### 2.5.3.4 [6.2.6 СН РК EN 1993-1-1] Элементы, подверженные действию поперечной силы

Расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.13)$$

где  $V_{c,Rd}$  — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг.

При расчете в пластической стадии  $V_{c,Rd}$  принимается как расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии  $V_{pl,Rd}$ , определяемое по Формуле (2.14). При упругом расчете  $V_{c,Rd}$  принимается как расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в упругой стадии  $V_{el,Rd}$ , определяемое по Формуле (2.15).



щей способности на сдвиг в упругой стадии, определяемое по Формулам (2.15) и (2.17).

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии равно:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, \quad (2.14)$$

где  $A_v$  – площадь сдвига.

Площадь сдвига  $A_v$  может приниматься следующим образом:

а) для прокатных двутавровых сечений, нагрузка параллельна стенке

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, \text{ но не менее } \eta \cdot h_w \cdot t_w;$$

б) для прокатных швеллерных сечений, нагрузка параллельна стенке

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f;$$

в) для тавровых сечений, нагрузка параллельна стенке:

$$\text{для прокатных тавровых сечений: } A_v = A - b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot \frac{t_f}{2};$$

$$\text{для сварных тавровых сечений: } A_v = t_w \cdot \left( h - \frac{t_f}{2} \right);$$

г) для сварных двутавровых и коробчатых сечений, нагрузка параллельна стенке

$$A_v = \eta \cdot \Sigma (h_w \cdot t_w);$$

д) для сварных двутавровых, швеллерных и коробчатых сечений, нагрузка параллельна полкам

$$A_v = A - \Sigma (h_w \cdot t_w);$$

е) для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины:

– нагрузка параллельна высоте сечения

$$A_v = A \cdot h / (b + h);$$

– нагрузка параллельна ширине сечения

$$A_v = A \cdot b / (b + h);$$

ж) для круглых замкнутых сечений из листового проката и труб постоянной толщины

$$A_v = 2 \cdot A / \pi,$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения;

$b$  – ширина сечения;

$h$  – высота сечения;

$h_w$  – высота стенки;

$r$  – радиус сопряжения полки со стенкой;

$t_f$  – толщина полки;

$t_w$  – толщина стенки. (Если толщина стенки не постоянна, то  $t_w$  следует принимать равной минимальной толщине);

$\eta$  – см. СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $\eta$  с достаточной степенью надежности можно принимать равным 1,0.

Для проверки прочности на сдвиг в упругой стадии  $V_{c,Rd}$  можно применять следующее условие для критической точки поперечного сечения, если только обеспечена местная

устойчивость, согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (2.15)$$

где  $\tau_{Ed}$  можно определить по формуле:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t}, \quad (2.16)$$

здесь  $V_{Ed}$  – расчетное значение усилия сдвига;

$S$  – статический момент сдвигаемой части сечения относительно центральной оси;

$I$  – момент инерции поперечного сечения;

$t$  – толщина сечения в рассматриваемой точке.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Проверка по Формуле (2.15) предусматривает запас прочности, так как она исключает ограниченное развитие пластических деформаций сдвига, которое допускается при упругом расчете, см. Формулу (2.17). Поэтому ее следует применять только в тех случаях, когда невозможна проверка на основе  $V_{c,Rd}$  в соответствии с условием Формулы (2.13).

Для двутавровых сечений касательные напряжения в стенке можно принимать равными:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}, \text{ если } A_f / A_w \geq 0,6, \quad (2.17)$$

где  $A_f$  – площадь сечения одной полки;

$A_w$  – площадь поперечного сечения стенки:  $A_w = h_w \cdot t_w$

Кроме того, несущая способность на сдвиг должна приниматься с учетом потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 если:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}, \quad (2.18)$$

значение  $\eta$  см. в Разделе 5 СН РК EN 1993-1-5.

Отверстия для болтов не учитываются при проверке несущей способности на сдвиг, за исключением проверки прочности на сдвиг зон сопряжения, как указано в СН РК EN 1993-1-8.

### 2.5.3.5 [6.2.8 СН РК EN 1993-1-1] Элементы, подверженные действию изгибающего момента и поперечной силы

При действии поперечной силы следует принимать во внимание ее влияние на несущую способность на изгиб.

Если поперечная сила меньше половины несущей способности на сдвиг в пластической стадии, ее влиянием на несущую способность на изгиб можно пренебречь, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность поперечного сечения, см. СН РК EN 1993-1-5.

В остальных случаях уменьшенное значение несущей способности на изгиб следует принимать равным расчетному значению несущей способности поперечного сечения, рассчитанному по уменьшенному значению предела текучести, учитывающему площадь сдвига:

$$(1 - \rho) \cdot f_y, \quad (2.19)$$

где  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ , а  $V_{pl,Rd}$  определяется по Формуле (2.14).

ПРИМЕЧАНИЕ См. также 2.5.3.7.

Уменьшенное расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии с учетом сдвигающей силы для двутавровых сечений с одинаковыми полками, изгибаемых относительно главной оси, как вариант, можно определить по формуле:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{но } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}, \quad (2.20)$$

где  $M_{y,c,Rd}$  определяется по Формулам (2.10) и (2.11);

$$A_w = h_w \cdot t_w.$$

Совместное воздействие изгибающего момента, поперечной и осевой сил рассмотрено в Разделе 7 СН РК EN 1993-1-5.

#### 2.5.3.6 [6.2.9 СН РК EN 1993-1-1] Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

##### 2.5.3.6.1 Поперечные сечения классов 1 и 2

При действии осевой силы следует учитывать ее влияние на несущую способность на изгиб в пластической стадии.

Для поперечных сечений классов 1 и 2 должно выполняться следующее условие:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (2.21)$$

где  $M_{N,Rd}$  – расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы  $N_{Ed}$ .

Для прямоугольных сплошных сечений без отверстий  $M_{N,Rd}$  следует принимать равным:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2]. \quad (2.22)$$

Для нормальных и широкополочных двутавровых сечений с двумя осями симметрии или других сечений с полками влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси  $y - y$  в пластической стадии можно не учитывать, если одновременно выполняются следующие условия:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (2.23)$$

$$\text{и } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (2.24)$$

Для нормальных и широкополочных двутавровых сечений с двумя осями симметрии влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси  $z - z$  в пластической стадии можно не учитывать, если выполняется следующее условие:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (2.25)$$

Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, могут применяться следующие приближенные формулы для прокатных и сварных двутавровых се-

чений с равными полками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0,5 \cdot a), \text{ но } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (2.26)$$

$$\text{при } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}; \quad (2.27)$$

$$\text{при } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], \text{ но } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}, \quad (2.28)$$

где  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ ;

$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$ , но  $a \leq 0,5$ .

Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, могут применяться следующие приближенные формулы для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины и для сварных коробчатых сечений с равными полками и стенками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_w), \text{ но } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (2.29)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_f), \text{ но } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}, \quad (2.30)$$

где  $a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t) / A$ , но  $a_w \leq 0,5$  — для прямоугольных замкнутых сечений;

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$ , но  $a_w \leq 0,5$  — для сварных коробчатых сечений;

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t) / A$ , но  $a_f \leq 0,5$  — для прямоугольных замкнутых сечений;

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A$ , но  $a_f \leq 0,5$  — для сварных коробчатых сечений.

При двухосном изгибе можно применять следующее условие:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1, \quad (2.31)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  — параметры, значения которых с запасом можно принимать равными единице, или:

— для нормальных и широкополочных двутавровых сечений:  $\alpha = 2$ ;  $\beta = 5n$ , но  $\beta \geq 1$ ;

— для круглых полых сечений:  $\alpha = 2$ ;  $\beta = 2$ ;

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1,7});$$

— для прямоугольных полых сечений:  $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2}$ , но  $\alpha = \beta \leq 6$ ,

где  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ .

#### 2.5.3.6.2 Поперечные сечения класса 3

При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения в сечениях класса 3 должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (2.32)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчетное значение максимальных фибровых напряжений (в продольном направлении) от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях, см. 2.5.3.1, 2.5.3.2 и 2.5.3.3.

Для поперечных сечений класса 3 допускается только линейное выражение взаимодействия напряжений, возникающих при совместном действии изгибающих моментов и продольного усилия, приведенное в 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1.

### 2.5.3.7 [6.2.10 СН РК EN 1993-1-1] Элементы, подверженные действию изгибающего момента, поперечной и осевой силы

При действии поперечной и осевой сил следует учитывать их совместное влияние на несущую способность на изгиб.

Если расчетное значение усилия сдвига  $V_{Ed}$  не превышает 50 % от расчетного значения несущей способности на сдвиг в пластической стадии  $V_{pl,Rd}$ , то значение несущей способности, определенное по указаниям 2.5.3.6, при совместном действии изгибающего момента и осевой силы, снижать не следует, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность сечения, см. СН РК EN 1993-1-5.

Если  $V_{Ed}$  превышает 50 % от  $V_{pl,Rd}$ , то расчетное значение несущей способности поперечного сечения при совместном действии момента и осевой силы следует определять по уменьшенному значению предела текучести, учитывающему площадь сдвига:

$$(1 - \rho) \cdot f_y, \quad (2.33)$$

где  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ , а  $V_{pl,Rd}$  определяется по Формуле (2.14).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Вместо уменьшения предела текучести может быть уменьшена толщина листа в соответствующей части поперечного сечения.

## 2.5.4 Несущая способность элементов по устойчивости

### 2.5.4.1 [6.3.1 СН РК EN 1993-1-1] Центально-сжатые элементы постоянного сечения

#### 2.5.4.1.1 Несущая способность по устойчивости при продольном изгибе

Сжатый элемент следует проверять на устойчивость следующим образом:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.34)$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное значение сжимающей силы;

$N_{b,Rd}$  – расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости для поперечных сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать равным:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (2.35)$$

где  $\chi$  – понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для определения несущей способности элемента по устойчивости с переменным поперечным сечением по длине или при неравномерном сжатии можно выполнять расчет по теории второго порядка в соответствии с 5.3.4(2) СН РК EN 1993-1-1.

При определении площади  $A$  отверстия на концах колонн можно не учитывать.

#### 2.5.4.1.2 Кривые потери устойчивости

При центральном сжатии элементов значение  $\chi$ , в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$ , следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по формуле:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0, \quad (2.36)$$

где  $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ ;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} - \text{ для поперечных сечений классов 1, 2 и 3;}$$

здесь  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

$N_{cr}$  – критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто.

Коэффициент  $\alpha$ , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по Таблицам 2.9 и 2.10.

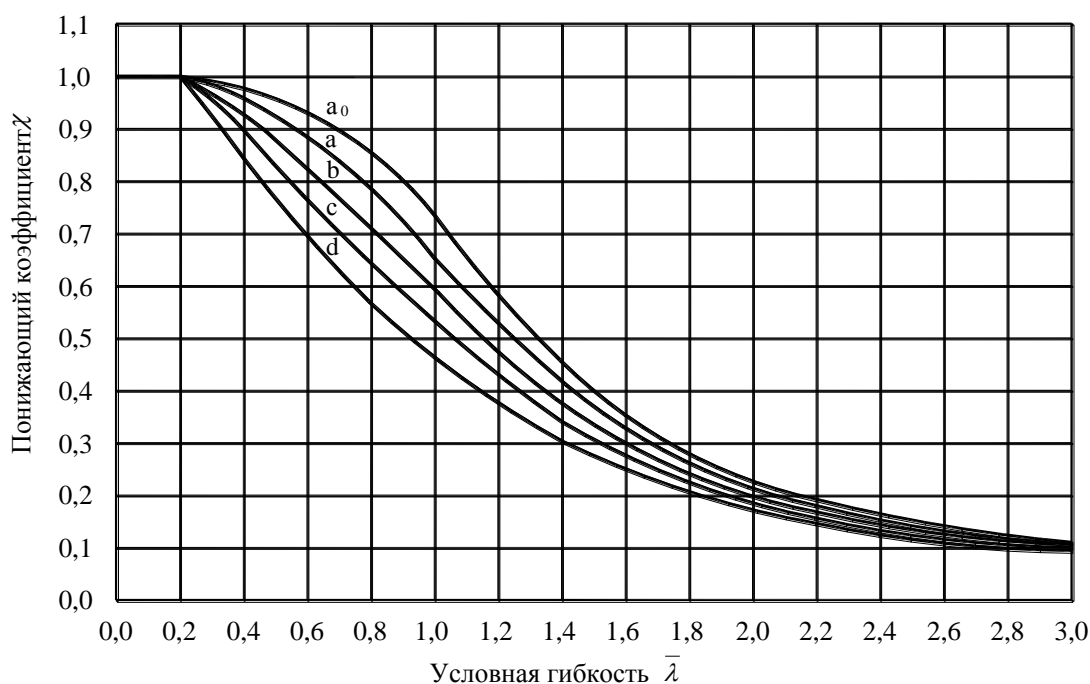
**Таблица 2.9 – Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства для кривых потери устойчивости при центральном сжатии**

Кривая потери устойчивости	$a_0$	a	b	c	d
Коэффициент $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Численные значения понижающего коэффициента  $\chi$  для соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}$  можно определить по графику на Рисунке 2.13.

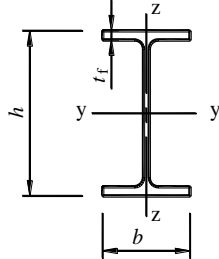
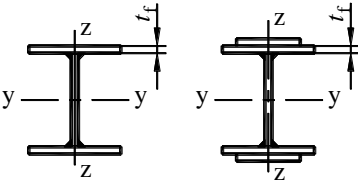
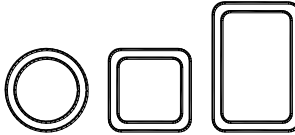
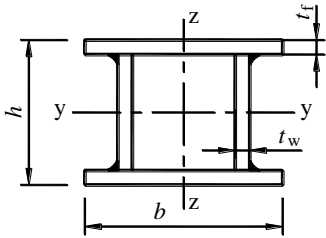
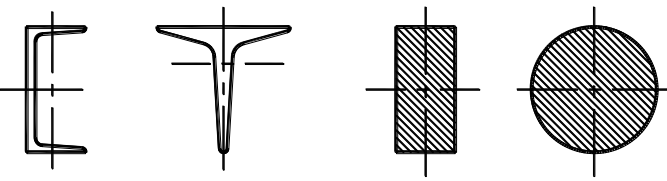
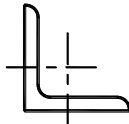
При гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  потерей устойчивости можно пренебречь

и проверять поперечное сечение только на прочность.



**Рисунок 2.13 – Кривые потери устойчивости**

Таблица 2.10 – Выбор кривой потери устойчивости

Поперечные сечения		Пределы		Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S460
Прокатные сечения		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ мм	y – y z – z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100$ мм	y – y z – z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ мм	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ мм	y – y z – z	d d	c c
Сварные двутавровые сечения		$t_f \leq 40$ мм		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ мм		y – y z – z	c d	c d
Замкнутые сечения		Горячедеформированные		Все	a	a <sub>0</sub>
		Холоднодеформированные		Все	c	c
Сварные коробчатые сечения		В целом (в общем случае) (кроме перечисленных ниже)		Все	b	b
		С толщиной сварных швов: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Все	c	c
Швеллеры, тавры и сплошные сечения				Все	c	c
Уголки				Все	b	b

## 2.5.4.1.3 Гибкость при продольном изгибе

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений классов 1, 2 и 3 равна:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}, \quad (2.37)$$

где  $L_{cr}$  – расчетная длина для рассматриваемого направления (см. Приложение Е);  
 $i$  – радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon, \quad \text{здесь } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (f_y \text{ в Н/мм}^2)$$

ПРИМЕЧАНИЕ При потере устойчивости элементов строительных конструкций зданий в упругой стадии см. Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1.

При продольном изгибе соответствующую кривую потери устойчивости следует определять по Таблице 2.10.

## 2.5.4.1.4 Гибкость при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Для элементов с сечением открытого типа следует учитывать возможность того, что несущая способность элемента по крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости может оказаться меньше несущей способности плоской формы потери устойчивости.

Условную гибкость  $\bar{\lambda}_T$  при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости для поперечных сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать равной:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}, \quad (2.38)$$

где  $N_{cr} = N_{cr,TF}$  – но  $N_{cr} < N_{cr,T}$ ;

здесь  $N_{cr,TF}$  – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по изгибно-крутильной форме;

$N_{cr,T}$  – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме. Формулы для определения  $N_{cr,T}$  и  $N_{cr,TF}$  можно найти в СН РК EN 1993-1-3.

При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующую кривую потери устойчивости можно определить по Таблице 2.10, соответствующую оси z.

2.5.4.2 [6.3.2 СН РК EN 1993-1-1] **Изгибаемые элементы постоянного сечения**

## 2.5.4.2.1 Несущая способность по устойчивости

Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не раскрепленный из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.39)$$

где  $M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{b,Rd}$  – расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба.



Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивость плоской формы изгиба. Кроме того, балки определенного типа поперечного сечения, такого как квадратные или круглые замкнутые сечения из листового проката постоянной толщины, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения, также не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.

Расчетное значение несущей способности по устойчивости плоской формы изгиба для балок, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента, следует принимать равным:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (2.40)$$

где  $W_y$  – соответствующий момент сопротивления сечения, принимаемый следующим образом:

- а)  $W_y = W_{pl,y}$  – для поперечных сечений классов 1 и 2;
- б)  $W_y = W_{el,y}$  – для поперечных сечений класса 3;

$\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Для определения несущей способности элемента по устойчивости балок переменного сечения можно выполнять расчет по теории второго порядка в соответствии с 5.3.4(3) СН РК EN 1993-1-1.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Проверку устойчивости элементов строительных конструкций зданий см. также Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1.

При определении  $W_y$  отверстия на конце балки учитывать не следует.

#### 2.5.4.2.2 Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба. Основной случай

Если не указано другое, см. 2.5.4.2.3, для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  следует определять по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \chi_{LT} \leq 1,0, \quad (2.41)$$

$$\text{где } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right];$$

здесь  $\alpha_{LT}$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}};$$

$M_{cr}$  – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии. При определении  $M_{cr}$  принимаются геометрические характеристики поперечного сечения брутто и учитываются условия нагружения, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента. Рекомендации по определению  $M_{cr}$  приведены в Приложении Е.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Коэффициент  $\alpha_{LT}$ , учитывающий начальные несовершенства и соответствующий определенной кривой потери устойчивости, рекомендуется принимать по Таблице 2.11.

**Таблица 2.11 – Рекомендуемые значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба**

Кривая потери устойчивости	a	b	c	d
Коэффициент $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости приведены в Таблице 2.12.

**Таблица 2.12 – Рекомендуемые кривые потери устойчивости плоской формы изгиба в расчетах с использованием Формулы (2.41)**

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Другие поперечные сечения	–	d

Значения понижающего коэффициента  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  можно определить по графику на Рисунке 2.13.

При условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$  (см. 2.5.4.2.3) или при  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$  проверкой устойчивости плоской формы изгиба можно пренебречь.

2.5.4.2.3 Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных или эквивалентных сварных поперечных сечений.

Для изгибаемых прокатных или эквивалентных сварных сечений значения  $\chi_{LT}$  для соответствующей условной гибкости можно определить по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad \text{но} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (2.42)$$

$$\text{где } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

ПРИМЕЧАНИЕ Для прокатных и эквивалентных сварных сечений в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1 приняты следующие значения параметров:

- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$  (максимальное значение);
- $\beta = 0,75$  (минимальное значение).

Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости приведены в Таблице 2.13.

Для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового крепления, понижающий коэффициент  $\chi_{LT}$  можно скорректировать следующим образом:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \quad \text{но} \quad \begin{cases} \chi_{LT,mod} \leq 1,0 \\ \chi_{LT,mod} \leq \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \end{cases}, \quad (2.43)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Минимальные значения поправочного коэффициента  $f$ , учитывающего изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления, определяются по принятой в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1 формуле:









$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2], \quad \text{но } f \leq 1,0,$$

где  $k_c$  – поправочный коэффициент, принимаемый по Таблице 2.14.

**Таблица 2.13 – Рекомендуемые кривые потери устойчивости плоской формы изгиба в расчетах с использованием Формулы (2.42)**

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

**Таблица 2.14 – Поправочные коэффициенты  $k_c$**

Эпюра моментов	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi}$
  	0,94 0,90 0,91
  	0,86 0,77 0,82

#### 2.5.4.2.4 Упрощенный метод для балок с элементами бокового раскрепления

Устойчивость плоской формы изгиба элементов с дискретным боковым раскреплени-

нием сжатых полок обеспечена, если длина  $L_c$  между раскреплением или результирующая гибкость  $\bar{\lambda}_f$  эквивалентной сжатой полки удовлетворяет условию:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \quad (2.44)$$

где  $M_{y,Ed}$  – максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси у–у;

$k_c$  – поправочный коэффициент по Таблице 2.14;

$i_{f,z}$  – радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади поперечного сечения стенки, относительно слабой оси сечения;

$\bar{\lambda}_{c,0}$  – предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки, сечение которой определено выше;

$M_{c,Rd} = W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$ ;

здесь  $W_y$  – момент сопротивления сечения, соответствующий сжатой полке;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon, \quad \text{здесь } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (f_y \text{ в Н/мм}^2).$$

ПРИМЕЧАНИЕ Предельное значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_{c,0}$ , принятое в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1, равно:  $\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$ , где  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  см. 2.5.4.2.3.

Если условная гибкость сжатой полки  $\bar{\lambda}_f$  превышает предел, установленный выше, расчетный критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба можно принимать равным:

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell} \cdot \chi \cdot M_{c,Rd}, \quad \text{но } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}, \quad (2.45)$$

где  $\chi$  – понижающий коэффициент для эквивалентной сжатой полки, определяемый по  $\bar{\lambda}_f$ ;

$k_{f\ell}$  – поправочный коэффициент, учитывающий упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение поправочного коэффициента, учитывающего упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки, принято в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1:  $k_{f\ell} = 1,10$ .

Кривые потери устойчивости для Формулы (2.45) принимаются следующим образом:

– кривая d – для сварных сечений, удовлетворяющих условию:  $\frac{h}{t_f} \leq 44 \cdot \varepsilon$ ;

– кривая c – для всех остальных сечений,

где  $h$  – полная высота поперечного сечения;

$t_f$  – толщина сжатой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ При потере устойчивости плоской формы изгиба элементов строительных конструкций с боковыми раскреплениями см. также ВВ.3 СН РК EN 1993-1-1.

### 2.5.4.3 Сжато-изгибаемые (внецентренно-сжатые) элементы постоянного сечения

2.5.4.3.1 [6.3.3 СН РК EN 1993-1-1] Если не выполняется расчет по теории второго

порядка с учетом начальных несовершенств, указанных в 5.3.2 СН РК EN 1993-1-1, проверку на устойчивость элементов постоянного сечения с двумя осями симметрии, не подверженных деформации (искажению формы), следует выполнять в соответствии со следующими условиями, в которых различают:

- элементы, не чувствительные к деформациям кручения, например круглые замкнутые сечения или сечения, раскрепленные от кручения;
- элементы, чувствительные к деформациям кручения, например элементы открытого сечения и не раскрепленные от кручения.

Кроме того, несущая способность поперечного сечения по прочности в каждом конце элемента должна удовлетворять требованиям, приведенным в 2.5.3 данного пособия.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Формулы взаимодействия основаны на анализе работы сжато-изгибаемых (внецентренно-сжатых) свободно опертых однопролетных элементов с шарнирным опиранием концов с непрерывным или дискретным боковым раскреплением.

Проверка несущей способности элементов конструктивных систем может выполняться для отдельных однопролетных элементов, «вырезанных» из системы. Эффекты второго рода (Р-Δ эффекты) в деформированных системах, должны учитываться либо введением в элемент концевых моментов, либо назначением соответствующей расчетной длины, см. 5.2.2(3) в) и 5.2.2(8) СН РК EN 1993-1-1.

Для сжато-изгибаемых (внецентренно-сжатых) элементов 1, 2 и 3 классов поперечного сечения должны выполняться оба условия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1, \quad (2.46)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1, \quad (2.47)$$

где  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – расчетные значения сжимающей силы и максимальных моментов относительно осей  $y$ – $y$  и  $z$ – $z$  соответственно;

$\chi_y$  и  $\chi_z$  – понижающие коэффициенты при плоской форме потери устойчивости, см. 2.5.4.1 пособия;

$\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба, см. 2.5.4.2 пособия;

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения,  $\chi_{LT} = 1,0$ .

$N_{Rk}$ ,  $M_{i,Rk}$  – характеристические значения несущей способности поперечного сечения по сжатию и на изгиб, определяемые по формулам:  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  и  $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ ; здесь  $A$  – площадь поперечного сечения;

$W_i = W_{pl,i}$  – момент сопротивления для поперечных сечений 1 и 2 классов;

$W_i = W_{el,i}$  – момент сопротивления для поперечных сечений 3 класса;

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – коэффициенты взаимодействия.

Коэффициенты взаимодействия  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  зависят от выбранного метода.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Коэффициенты взаимодействия  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  определяются двумя альтернативными методами: по Приложению А СН РК EN 1993-1-1 (альтернативный метод 1) или по Приложению В СН РК EN 1993-1-1 (альтернативный метод 2). В обоих методах коэффициенты взаимодействия определяются как

при упругой работе материала, так и при учете развития пластических деформаций. С целью упрощения проверки могут осуществляться только в области упругих деформаций. В Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1 рекомендовано пользоваться альтернативным методом 2, приведенным в 2.5.4.3.2 настоящего пособия.

2.5.4.3.2 [Приложение В СН РК EN 1993-1-1] Метод 2 определения коэффициентов взаимодействия  $k_{ij}$  в формулах взаимодействия, приведенных в 2.5.4.3.1.

Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  определяются по формулам, приведенным в Таблицах 2.15 и 2.16. Коэффициенты  $C_{mi}$  перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов определяются по Таблице 2.17.



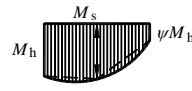
**Таблица 2.15 – Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для элементов, не чувствительных к деформациям кручения**

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Расчетные предпосылки	
		Упругие свойства поперечного сечения класс 3	Пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
$k_{yy}$	Двутавры, прямоугольные замкнутые	$C_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	Двутавры, прямоугольные замкнутые	$k_{zz}$	$0,6k_{zz}$
$k_{zy}$	Двутавры, прямоугольные замкнутые	$0,8k_{yy}$	$0,6k_{yy}$
$k_{zz}$	Двутавры	$C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Прямоугольные замкнутые	$C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Для двутавровых и прямоугольных замкнутых сечений, подверженных действию осевого сжатия и плоского изгиба $M_{y,Ed}$ , коэффициент $k_{zy}$ может быть принят равным нулю.			

**Таблица 2.16 – Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для элементов, чувствительных к деформациям кручения**

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	Упругие свойства поперечного сечения класс 3	Пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ из Таблицы 2.15	$k_{yy}$ из Таблицы 2.15
$k_{yz}$	$k_{yz}$ из Таблицы 2.15	$k_{yz}$ из Таблицы 2.15
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>для <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ из Таблицы 2.15	$k_{zz}$ из Таблицы 2.15

**Таблица 2.17 – Коэффициенты  $C_{mi}$  перехода к эквивалентному постоянному моменту**

Эпюра моментов	Границы		$C_{my}, C_{mz}$ и $C_{mLT}$													
			Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка												
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$													
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$												
<p>При потере устойчивости для деформированных элементов схем, коэффициенты <math>C_m</math> следует принимать соответственно <math>C_{my} = 0,9</math> или <math>C_{mz} = 0,9</math>.</p> <p><math>C_{my}, C_{mz}</math> и <math>C_{mLT}</math> следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления следующим образом:</p> <table><tr><td>коэффициент <math>C_{mi}</math></td><td>изгиб относительно оси</td><td>направление раскрепления</td></tr><tr><td><math>C_{my}</math></td><td>y – y</td><td>z – z</td></tr><tr><td><math>C_{mz}</math></td><td>z – z</td><td>y – y</td></tr><tr><td><math>C_{mLT}</math></td><td>y – y</td><td>y – y</td></tr></table>					коэффициент $C_{mi}$	изгиб относительно оси	направление раскрепления	$C_{my}$	y – y	z – z	$C_{mz}$	z – z	y – y	$C_{mLT}$	y – y	y – y
коэффициент $C_{mi}$	изгиб относительно оси	направление раскрепления														
$C_{my}$	y – y	z – z														
$C_{mz}$	z – z	y – y														
$C_{mLT}$	y – y	y – y														

#### 2.5.4.4 [6.3.5 СН РК EN 1993-1-1] Потеря устойчивости плоской формы изгиба элементов с пластическими шарнирами

##### 2.5.4.4.1 Общие положения

Конструкции могут проектироваться с учетом пластических деформаций при условии обеспечения устойчивости плоской формы изгиба в раме следующими способами:

а) раскреплением в местах образования пластических шарниров со способностью к повороту, см. 2.5.4.4.2;

б) проверкой устойчивой длины участка между такими раскреплениями и другими боковыми раскреплениями из плоскости, см. 2.5.4.4.3.

Если при всех комбинациях нагрузок в критическом предельном состоянии образуется пластический шарнир, не обладающий способностью к повороту, никаких раскреплений не требуется для таких пластических шарниров.

##### 2.5.4.4.2 Раскрепления пластических шарниров со способностью к повороту

Во всех местах образования пластических шарниров со способностью к повороту поперечное сечение должно быть эффективно раскреплено от бокового смещения и от кручения с соответствующей несущей способностью на действие боковых сил и кручения, вызываемых местными пластическими деформациями элемента в этих местах.

Эффективное раскрепление должно быть обеспечено:

– в элементах, подверженных действию изгибающего момента или изгибающего момента и сжатию осевой силой, – боковым раскреплением обеих полков. Это может быть обеспечено боковым закреплением одной полки и жестким закреплением поперечного сечения от кручения, препятствующим боковому смещению сжатой полки относительно растянутой полки (Рисунок 2.14);

– в элементах, подверженных действию изгибающего момента или изгибающего момента и растяжению осевой силой, в которых сжатая полка соприкасается с плитой перекрытия, – раскреплением от бокового смещения и кручения сжатой полки сечения (например, присоединением ее к плите, Рисунок 2.15). Для более гибких сечений (по сравнению с прокатными двутаврами) в местах образования пластического шарнира следует предотвращать искажение формы поперечного сечения (например, постановкой поперечного ребра жесткости в стенке балки, прикрепленного к сжатой полке, жестко соединенной с плитой).

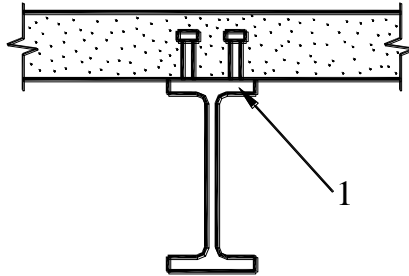


Рисунок 2.14 – Типовое жесткое закрепление от кручения

Во всех местах, где образуется пластический шарнир, соединение (например, болтовое) сжатой полкой с раскрепляющим элементом (например, прогоном) или с любым



промежуточным элементом (например, диагональной связью) должно быть рассчитано на восприятие локальной силы, равной не менее 2,5 % от осевой силы  $N_{f,Ed}$  (указанной в Формуле (2.48)), передаваемой полкой в ее плоскости, перпендикулярной плоской стенки, без какого-либо сочетания с другими нагрузками.



1 – сжатая полка

**Рисунок 2.15 – Типовое раскрепление плитой от бокового смещения и от кручения сжатой полки сечения**

При невозможности раскрепить непосредственно место образования пластического шарнира, его следует раскрепить на расстоянии не более  $h/2$  вдоль элемента, где  $h$  – полная высота сечения в месте образования пластического шарнира.

При расчете системы связей, см. 5.3.3 СН РК EN 1993-1-1, необходимо проверить условие (кроме расчета с учетом начальных несовершенств, в соответствии с указанным пунктом 5.3.3), что система связей способна воспринять действие локальных сил  $Q_m$ , приложенных к каждому элементу связей в местах образования пластического шарнира, равных:

$$Q_m = 1,5 \cdot \alpha_m \cdot \frac{N_{f,Ed}}{100}, \quad (2.48)$$

где  $N_{f,Ed}$  – осевая сила в сжатой полке раскрепляемого элемента в местах образования пластического шарнира;

$\alpha_m$  – в соответствии с 5.3.3(1) СН РК EN 1993-1-1.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Сочетание указанного усилия с усилиями от внешней нагрузки – см. также 5.3.3(5) СН РК EN 1993-1-1.

#### 2.5.4.4.3 Проверка устойчивой длины участков между раскреплениями

Устойчивость плоской формы изгиба на участках между раскреплениями обеспечена, если длина между раскреплениями не превышает устойчивую длину.

Для двутавровых балок постоянного сечения, для которых выполняется условие  $\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \varepsilon$ , при линейном распределении моментов и незначительном осевом сжатии, устойчивую длину можно принимать равной:

$$L_{stable} = 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z \quad \text{– при } 0,625 \leq \psi \leq 1, \quad (2.49)$$

$$L_{stable} = (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z \quad \text{– при } -1 \leq \psi \leq 0,625,$$

где  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ; ( $f_y$  в Н/мм<sup>2</sup>);  $\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$  – отношение концевых моментов на участке.

ПРИМЕЧАНИЕ Определение устойчивой длины участка см. также 2.5.4.5 настоящего пособия и Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1.

Если место образования пластического шарнира оказывается в непосредственной близости от одного из концов вута, то участок переменной высоты не следует рассматривать как участок, прилегающий к месту образования пластического шарнира, если выполняются следующие условия:

- раскрепление в месте образования пластического шарнира предусмотрено на расстоянии не более  $h/2$  от шарнира на участке переменной высоты, но не на участке постоянного сечения;
- сжатая полка вута работает в упругой стадии по всей своей длине.

ПРИМЕЧАНИЕ Подробные указания см. Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1.

2.5.4.5 [ВВ.3.1.1 Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1] Устойчивая длина из плоскости участков с пластическими шарнирами между смежными точками бокового раскрепления для элементов постоянного сечения из прокатных или эквивалентных им сварных профилей.

Потерю устойчивости плоской формы изгиба можно не учитывать, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным сечением, раскрепленным от бокового смещения, меньше длины  $L_m$  равной:

$$L_m = \frac{38 \cdot i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756 \cdot C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{A \cdot I_T}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}}, \quad (2.50)$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное значение сжимающего усилия в элементе, Н;

$A$  – площадь поперечного сечения элемента, мм<sup>2</sup>;

$W_{pl,y}$  – пластический момент сопротивления сечения элемента;

$I_T$  – момент инерции поперечного сечения при свободном кручении;

$f_y$  – предел текучести, Н/мм<sup>2</sup>;

$C_1$  – коэффициент, учитывающий распределение моментов, зависящий от нагрузки и условий опирания, принимаемый по справочной литературе. Коэффициент  $C_1$  можно определять как  $C_1 = k_c^{-2}$ , где  $k_c$  принимается по Таблице 2.14.

Потеря устойчивости не учитывается при условии, что элемент раскреплен в пластическом шарнире, согласно 2.5.4.4.2, и другой конец участка раскреплен:

- от бокового смещения сжатой полки, где одна из полок сжата по всей длине участка;
- от кручения;
- от бокового смещения конца участка и от кручения элемента на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для устойчивой длины  $L_s$ , определяемой по ВВ.3.1.2 Приложения ВВ СН РК EN 1993-1-1.

ПРИМЕЧАНИЕ Вообще  $L_s$  больше  $L_m$ .

### **3 КРИТЕРИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ ДИССИПАТИВНОГО КОНСТРУКТИВНОГО ПОВЕДЕНИЯ ОБЩИЕ ДЛЯ ВСЕХ ТИПОВ КОНСТРУКЦИЙ**

#### **3.1 Общие сведения**

3.1.1 [6.5.1(1)] Критерии проектирования, приведенные в 3.2, следует применять для сейсмостойких элементов сооружений, проектируемых в соответствии с концепцией диссипативного конструктивного поведения.

3.1.2 [6.5.1(2)] Критерии проектирования, приведенные в 3.2, считаются удовлетворенными, если соблюдены правила конструирования 3.3 - 3.5.

#### **3.2 Критерии проектирования для диссипативных сооружений**

3.2.1 [6.5.2(1)P] Сооружения с диссипативными зонами должны проектироваться так, чтобы пластические деформации или локальная потеря устойчивости при продольном изгибе или другие явления, связанные с гистерезисным поведением не оказывали влияния на общую устойчивость сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Предполагается, что коэффициенты  $q$ , приведенные в Таблице 2.5 соответствуют этому требованию (см. 2.2.2(2) СН РК EN 1998-1).

3.2.2 [6.5.2(2)P] Диссипативные зоны должны иметь соответствующую пластичность и сопротивление. Сопротивление (несущую способность) следует проверять согласно СН РК EN 1993.

3.2.3 [6.5.2(3)] Диссипативные зоны могут располагаться в элементах конструктивной системы или в узловых соединениях.

3.2.4 [6.5.2(4)P] Если диссипативные зоны расположены в элементах конструктивной системы, то недиссипативные элементы и узлы соединения диссипативных элементов в остальных частях конструктивной системы должны иметь достаточные резервы прочности, обеспечивающие возможность развития циклических пластических деформаций в диссипативных частях.

3.2.5 [6.5.2(5)P] Если диссипативные зоны расположены в соединениях, то соединяемые элементы должны иметь достаточные резервы прочности, обеспечивающие возможность развития циклических пластических деформаций в соединениях.

3.2.6 В Приложении Б приведена информация о конструктивных формах и расчете энергопоглощающих элементов (элементов с диссипативными зонами), используемых в практике проектирования сейсмостойких стальных каркасов в Казахстане.

#### **3.3 Правила проектирования для диссипативных элементов, работающих на сжатие или изгиб**

3.3.1 [6.5.3(1)P] Достаточная локальная пластичность элементов, диссипирующих энергию при сжатии или изгибе, должна обеспечиваться путем ограничения соотношения их ширины к толщине  $b/t$  в соответствии с классами поперечных сечений, определенными

в 2.5.2 данного пособия, соответствующего 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

3.3.2 [6.5.3(2)] В зависимости от класса пластичности и коэффициента поведения  $q$ , используемых в проекте, требования, относящиеся к классам поперечных сечений стальных элементов, диссипирующих энергию, показаны в Таблице 3.1.

**Таблица 3.1 – Требования к классам поперечных сечений диссипативных элементов в зависимости от класса пластичности и референтного коэффициента поведения**

Классы пластичности	Референтные значения коэффициента поведения $q$	Требуемые классы поперечных сечений
DCM (средний)	$1,5 < q \leq 2$	Класс 1,2 или 3
	$2 < q \leq 4$	Класс 1 или 2
DCH (высокий)	$q > 4$	Класс 1

3.3.3 [5.6 СН РК EN 1993-1-1] Требования к поперечным сечениям при пластическом общем расчете

3.3.3.1 В местах образования пластического шарнира поперечное сечение элемента, содержащего пластический шарнир, должно иметь способность к повороту не меньше, чем требуется по указаниям Разделов 4 - 6 в месте образования пластического шарнира.

3.3.3.2 В однородном (постоянного сечения) элементе способность к повороту пластического шарнира можно считать достаточной, если удовлетворены оба следующих требования:

а) в месте образования пластического шарнира элемент имеет поперечное сечение класса 1;

б) в случаях, когда поперечная сила, действующая в стенке в месте образования пластического шарнира, превышает 10 % от значения несущей способности поперечного сечения на сдвиг (см. 2.5.3.4), участок стенки на расстоянии  $h/2$  (где  $h$  – высота поперечного сечения в этом месте) от места расположения пластического шарнира укреплен ребрами жесткости.

3.3.3.3 В случаях, когда поперечное сечение меняется по длине элемента (неоднородные элементы), должны выполняться следующие дополнительные условия:

а) толщина стенки сечения, примыкающего к месту расположения пластического шарнира, не должна быть уменьшена, по крайней мере, на расстоянии, равном  $2d$  в обе стороны от места расположения пластического шарнира (где  $d$  – высота сечения стенки в месте расположения пластического шарнира);

б) сжатую полку сечения, примыкающего к месту расположения пластического шарнира, следует относить к классу 1 на расстоянии от места расположения пластического шарнира в обе стороны не меньшем большего из следующих значений:

–  $2d$ , как оговорено в 3.3.3.3 а);

– расстояние до ближайшей точки, в которой момент в элементе снизился до 0,8 от несущей способности на изгиб в пластической стадии;

в) в любой другой точке элемента сжатую полку следует относить к классу 1 или 2, а

стенку – к классу 1, 2 или 3.

3.3.3.4 В местах, примыкающих к шарниру пластичности, для отверстий в растянутых зонах должно удовлетворяться условие 2.5.3.3 пособия на расстоянии, установленном в 3.3.3.3 б), в обе стороны от пластического шарнира.

3.3.3.5 При пластическом расчете рамы учет перераспределения моментов обоснован, если для всех элементов, в которых есть или могут образоваться пластические шарниры при расчетных нагрузках, выполняются требования 3.3.3.2 - 3.3.3.4.

3.3.3.6 При применении методов пластического общего расчета, которые рассматривают действительное напряженное и деформированное состояние по длине элемента с учетом потери местной устойчивости, потери общей устойчивости элемента и потери устойчивости системы в целом, требования 3.3.3.2 - 3.3.3.5 выполнять не нужно.

### **3.4 Правила проектирования для частей или элементов, работающих на растяжение**

[6.5.4(1)] Для растянутых элементов или частей элементов при растяжении, следует соблюдать требования пластичности, согласно 2.5.3.1 данного пособия.

### **3.5 Правила проектирования для соединений в диссипативных зонах**

3.5.1 [6.5.5(1)P] При конструировании соединений необходимо избегать локализации пластических деформаций, высоких остаточных напряжений и не допускать дефектов при изготовлении.

3.5.2 [6.5.5(2)] Недиссипативные соединения диссипативных элементов, выполненные с полным проваром стыкового сварного шва, могут считаться удовлетворяющими критерию по резерву прочности.

3.5.3 [6.5.5(3)] В недиссипативных соединениях диссипативных элементов для угловых сварных швов или болтов должно соблюдаться следующее условие:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}, \quad (3.1)$$

где  $R_d$  – это сопротивление соединения в соответствии с СН РК EN 1993;

$R_{fy}$  – это пластическое сопротивление (несущая способность) присоединяемого диссипативного элемента, определенное по расчетному пределу текучести материала, согласно СН РК EN 1993;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности материала (см. 2.1.2.2 и 2.2.2).

3.5.4 [6.5.5(4)] Следует применять болтовые соединения категорий В и С, работающие на срез, согласно 3.4.1 СН РК EN 1993-1-8, и болтовые соединения категории Е, работающие на растяжение, согласно 3.4.2 СН РК EN 1993-1-8. Допускаются также узловые соединения с призонными (повышенной точности) болтами, работающие на срез. Поверхности трения должны соответствовать классам А или В, как указано в СТ РК EN 1090-2.

3.5.5 [6.5.5(5)] Для болтовых соединений, работающих на срез, расчетное сопротивление срезу болтов должно в 1,2 раза превышать расчетное сопротивление смятию.

3.5.6 [6.5.5(6)] Для того, чтобы соответствовать специальным требованиям, определенным в Разделах 4 – 7 для каждого конструктивного типа и конструктивного класса

пластичности, достоверность расчета должна быть подтверждена экспериментальными данными, полученными при экспериментальной проверке прочности и пластичности элементов и их соединений при циклических нагрузках. Это положение применяется для соединений равнопрочных и с частичной прочностью в диссипативных зонах или в зонах, смежных с ними.

3.5.7 [6.5.5(7)] Экспериментальные данные могут основываться на имеющихся сведениях. В противном случае требуется проведение испытаний.

## **4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ МОМЕНТНЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ**

### **4.1 Критерии проектирования**

4.1.1 [6.6.1(1)P] Моментные рамные каркасы должны проектироваться в соответствии с 4.4.2.3 СН РК EN 1998-1 так, чтобы пластические шарниры формировались в балках или в соединениях балок с колоннами, но не в самих колоннах. Это требование не относится к основанию (базы колонн) каркаса, к верхнему участку колонн верхнего этажа многоэтажных зданий и к одноэтажным зданиям.

4.1.2 [6.6.1(2)P] В зависимости от места расположения диссипативных зон, следует применять положения, приведенные в 3.2.4 или 3.2.5.

4.1.3 [6.6.1(3)] Необходимая схема формирования шарниров должна обеспечиваться путем соблюдения требований 4.1.4, 4.2, 4.3 и 4.4 данного пособия.

4.1.4 [4.4.2.3(3)P] В многоэтажных зданиях формирование механизма пластического деформирования в так называемых «гибких этажах» должно быть исключено, поскольку такой механизм может вызвать чрезмерные местные пластические деформации в колоннах «гибкого этажа».

Для выполнения этого требования в рамных каркасных зданиях высотой 2 этажа и более, во всех соединениях первичных или вторичных балок с первичными колоннами необходимо соблюдать следующее условие:

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

где  $\Sigma M_{Rc}$  – сумма расчетных значений моментов, определяющих минимальную несущую способность (сопротивление) на изгиб сечения колонн в узловом соединении, определяемую с учетом действия осевой силы;

$\Sigma M_{Rb}$  – сумма расчетных значений моментов, определяющих несущую способность (сопротивление) на изгиб сечения балок в узловом соединении. При использовании соединений с частичной прочностью, моменты, определяющие сопротивление изгибу этих соединений также учитываются при определении  $\Sigma M_{Rb}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Строгая интерпретация Формулы (4.1) требует вычисления моментов в центре узлового соединения. Эти моменты соответствуют расчетным значениям моментов сопротивления на изгиб колонн или балок на наружных поверхностях узловых соединений, плюс соответствующий допуск на моменты, вызванные сдвигами на поверхностях узлов. Однако потеря точности, если допуск на сдвиг не учтен,

является несущественной, а полученное упрощение значительно. Такая аппроксимация считается допустимой.

Условие Формулы (4.1) должно соблюдаться в двух ортогональных вертикальных плоскостях изгиба, которые в зданиях с рамами, расположенными в двух ортогональных направлениях, определяются этими двумя направлениями. Это условие должно соблюдаться для обоих направлений (положительного и отрицательного) действия моментов балок в узловом соединении, причем моменты колонн всегда противодействуют моментам балок. Если конструктивная система задана рамой только в одном из двух главных горизонтальных направлений конструктивной системы, то условие Формулы (4.1) должно выполняться только в пределах вертикальной плоскости по этому направлению.

Эти правила можно не применять для верхнего уровня последнего этажа многоэтажных зданий.

4.1.5 В Приложении В приведен пример расчета здания с моментным рамным каркасом на сейсмические воздействия.

## 4.2 Балки

4.2.1 [6.6.2(1)] Балки следует проверять по несущей способности (сопротивлению) изгибной и изгибно-крутильной формам потери устойчивости, согласно СН РК EN 1993, в предположении формирования пластического шарнира на одном из концов балки. Следует рассматривать наиболее напряженный конец балки в сейсмической расчетной ситуации.

4.2.2 [6.6.2(2)] Для пластических шарниров в балках следует проверить, что несущая способность на изгиб в пластической стадии и сопротивление повороту не снизились при сжатии и действии поперечных сил. С этой целью, на участках принадлежащих классам поперечных сечений 1 и 2, в местах возможного формирования шарниров должны быть проверены неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15, \quad (4.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad (4.4)$$

$$\text{где } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}, \quad (4.5)$$

$N_{Ed}$  – это расчетная осевая сила;

$M_{Ed}$  – это расчетный изгибающий момент;

$V_{Ed}$  – это расчетная поперечная сила;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  – это расчетные сопротивления, в соответствии с СН РК EN 1993;

$V_{Ed,G}$  – это расчетное значение поперечной силы от несейсмических воздействий;

$V_{Ed,M}$  – это расчетное значение поперечной силы от приложения пластических моментов  $M_{pl,Rd,A}$  и  $M_{pl,Rd,B}$  с противоположными знаками в концевых сечениях А и В балки.

ПРИМЕЧАНИЕ  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$  является наиболее неблагоприятным условием, соответствующим балке с пролетом  $L$  и с диссипативными зонами на обоих концах балки.

4.2.3 [6.6.2(3)] Для сечений, принадлежащих 3 классу поперечного сечения, Формулы (4.2) - (4.4) должны быть проверены с заменой  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  на  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$ .

4.2.4 [6.6.2(4)] Если условие Формулы (4.3) не выполняется, то требования пункта 4.2.2 считаются выполненными, если удовлетворяются требования 2.5.3.6.1 пособия.

### 4.3 Колонны

4.3.1 [6.6.3(1)P] Колонны следует проверять при сжатии, учитывая наиболее неблагоприятную комбинацию осевой силы и изгибающих моментов. При выполнении проверок, расчетные усилия  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  определяются по формулам:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}, \end{aligned} \quad (4.6)$$

где  $N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) – это сила сжатия (соответствующие изгибающий момент и поперечная сила) в колонне от действия несейсмических нагрузок, включенных в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) – это сила сжатия (соответствующие изгибающий момент и поперечная сила) в колонне от расчетных сейсмических воздействий;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности материала (см. 2.1.2.2 и 2.2.2.2);

$\Omega$  – это минимальное значение  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  всех балок, в которых расположены диссипативные зоны;  $M_{Ed,i}$  – расчетное значение изгибающего момента в балке  $i$  в сейсмической расчетной ситуации, а  $M_{pl,Rd,i}$  – соответствующий пластический момент.

4.3.2 [6.6.3(2)] В колоннах, где формируются пластические шарниры, как установлено в 4.1.1, в ходе проверки следует учитывать, что в этих пластических шарнирах действующий момент равен  $M_{pl,Rd}$ .

4.3.3 [6.6.3(3)] Проверку несущей способности (сопротивления) колонн следует выполнять в соответствии с 2.5.3 и 2.5.4 данного пособия.

4.3.4 [6.6.3(4)] Поперечная сила  $V_{Ed}$  в колонне, полученная из конструктивного расчета, должна удовлетворять следующему условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (4.7)$$

4.3.5 [6.6.3(5)] Передача сил от балок к колоннам должна соответствовать правилам проектирования, содержащимся в Разделе 6 СН РК EN 1993-1-8.

4.3.6 [6.6.3(6)] Сопротивление сдвигу обрамленных стенок панелей, образующихся в соединениях балка–колонна (см. Рисунок 4.1) должно удовлетворять следующему условию:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.8)$$

где  $V_{wp,Ed}$  – это расчетная поперечная сила в обрамленной стенке панели вследствие эффектов воздействий, с учетом пластического сопротивления примыкающих диссипативных зон в балках или в соединениях;

$V_{wp,Rd}$  – это сопротивление сдвигу обрамленной стенки панели, согласно 6.2.6.1 СН



РК EN 1993-1-8. Учитывать влияние напряжений от осевой силы и изгибающего момента на пластическое сопротивление при сдвиге не требуется.

4.3.7 [6.6.3(7)] Сопротивление потере устойчивости при сдвиге обрамленной стенки панели должно быть также проверено на соответствие положениям Раздела 5 СН РК EN 1993-1-5:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}, \quad (4.9)$$

где  $V_{wb,Rd}$  – сопротивление потере устойчивости при сдвиге обрамленной стенки панели.

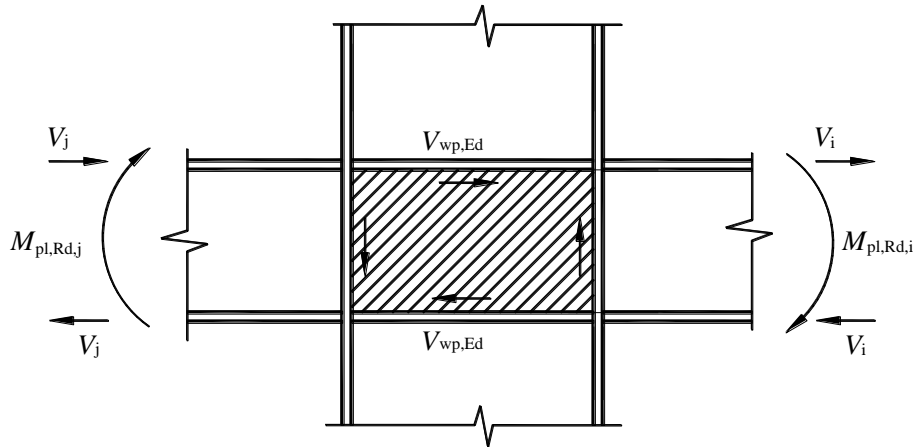


Рисунок 4.1 – Стенка панели, обрамленная полками и ребрами жесткости

#### 4.4 Соединения балок с колоннами

4.4.1 [6.6.4(1)] Если сооружение проектируется так, чтобы предусматривать диссипацию энергии в балках, то соединения балок с колоннами следует проектировать с требуемой степенью резерва прочности (см. 3.5), с учетом несущей способности (сопротивления) на изгиб  $M_{pl,Rd}$  и поперечной силы ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ), указанных в 4.2.

4.4.2 [6.6.4(2)] Диссипативные полужесткие и/или частично прочные соединения допускаются при условии, что выполняются все следующие требования:

- а) соединения имеют способность к повороту, согласующуюся с общими деформациями;
- б) элементы каркаса в соединениях являются устойчивыми в критическом предельном состоянии (ULS);
- в) эффект деформации соединения на общее отклонение от вертикали учитывается в простом нелинейном статическом общем расчете или в нелинейном расчете во временной области.

4.4.3 [6.6.4(3)] Узловое соединение должно быть таким, чтобы способность к повороту зоны пластического шарнира  $\theta_p$  была не меньше 35 мрад для сооружений класса пластичности DCH и 25 мрад для сооружений класса пластичности DCM при  $q > 2$ . Угол поворота  $\theta_p$  определяется из формулы:

$$\theta_p = \delta / 0,5 L, \quad (4.10)$$

где  $\delta$  – прогиб балки в середине пролета (см. Рисунок 4.2);

$L$  – пролет балки.

Способность к повороту зоны пластического шарнира  $\theta_p$  при циклическом нагружении должна быть обеспечена без снижения прочности и жесткости больше, чем на 20 %.

Это требование остается в силе независимо от планируемого расположения диссипативных зон.

4.4.4 [6.6.4(4)] В экспериментах, выполняемых для оценки  $\theta_p$ , сопротивление сдвигу обрамленной стенки панели колонны должно соответствовать Формуле (4.8), а деформация сдвига обрамленной стенки панели колонны не должна давать вклад более 30 % от возможного пластического поворота  $\theta_p$ .

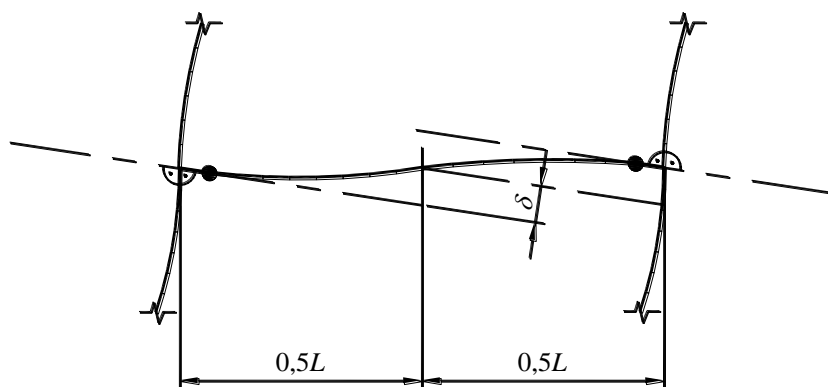


Рисунок 4.2 – Прогиб балки для вычисления  $\theta_p$

4.4.5 [6.6.4(5)] Упругая деформация колонны не должна включаться в оценку значения  $\theta_p$ .

4.4.6 [6.6.4(6)] Если используются соединения с частичной прочностью, предельная несущая способность колонн должна быть определена исходя из способности соединений к пластическим деформациям.

## 5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ КАРКАСОВ С КОНЦЕНТРИЧЕСКИМИ СВЯЗЯМИ

### 5.1 Критерии проектирования

5.1.1 [6.7.1(1)P] Каркасы с концентрическими связями следует проектировать так, чтобы пластические деформации в растянутых связях возникали раньше отказов соединений и до пластических деформаций или потери устойчивости в балках или колоннах.

5.1.2 [6.7.1(2)P] Диагональные элементы связей должны быть расположены таким образом, чтобы сооружение характеризовалось в противоположных направлениях одинаковыми зависимостями горизонтальных перемещений от нагрузки в уровне каждого этажа при перемене знака нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ В случаях применения схем с диагональными связями, работающими только на растяжение, показанных на Рисунке 5.1, необходимо располагать эти схемы или комбинировать их с другими типами схем (например, в пространственных каркасах) так, чтобы избежать увеличения крутильных эффектов.

5.1.3 [6.7.1(3)] С этой целью, для каждого этажа здания должно соблюдаться следующее условие:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05, \quad (5.1)$$

где  $A^+$  и  $A^-$  – горизонтальные проекции поперечных сечений растянутых диагоналей при горизонтальных сейсмических воздействиях, имеющих положительное или отрицательное направление, соответственно (см. Рисунок 5.1).

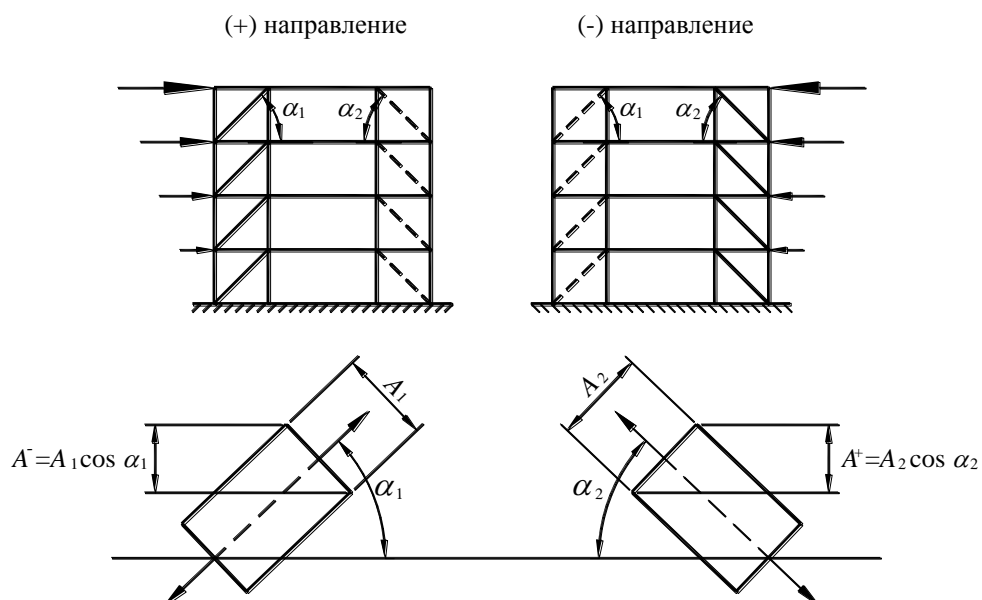


Рисунок 5.1 – Пример применения Пункта 5.1.3

## 5.2 Расчет

5.2.1 [6.7.2(1)P] При гравитационных нагрузках считается, что балки и колонны сопротивляются этим нагрузкам, а элементы связей во внимание не принимаются.

5.2.2 [6.7.2(2)P] Диагональные элементы связей необходимо учитывать при выполнении упругого расчета сооружения на сейсмические воздействия:

- в каркасах с диагональными связями необходимо учитывать только растянутые диагональные элементы связей;
- в каркасах с V-образными связями необходимо учитывать как растянутые, так и сжатые диагональные элементы связей.

5.2.3 [6.7.2(3)] При расчете любого типа концентрических связей допускается учитывать как сжатые, так и растянутые диагональные элементы связей, если соблюдаются все следующие условия:

- а) используется простой нелинейный статический общий расчет или нелинейный расчет во временной области;
- б) при моделировании поведения диагональных элементов связей учитывается ситуация как до потери устойчивости, так и после потери устойчивости при продольном изгибе;
- в) имеется исходная информация, подтверждающая избранную модель поведения диагональных элементов связей.

5.2.4 В Приложении Г приведен пример расчета здания с каркасом с концентрическими X-образными связями на сейсмические воздействия

## 5.3 Диагональные элементы связей

5.3.1 [6.7.3(1)] В каркасах с X-образными диагональными связями условная (безразмерная) гибкость  $\bar{\lambda}$ , как определено в 2.5.4 данного пособия, должна быть ограничена значениями:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Предел 1,3 принят для исключения перегрузки колонны на стадии до потери устойчивости (когда сжатые и растянутые диагональные связи активны), далее эффекты воздействий вычисляются из расчетов в предельной стадии, когда активной является только растянутая диагональ.

5.3.2 [6.7.3(2)] В каркасах с диагональными связями, в которых диагонали не располагаются как X-образные связи (см. для примера Рисунок 5.1), безразмерная гибкость  $\bar{\lambda}$  должна быть меньше или равна 2,0.

5.3.3 [6.7.3(3)] В каркасах с V-образными связями безразмерная гибкость  $\bar{\lambda}$  должна быть меньше или равна 2,0.

5.3.4 [6.7.3(4)] В сооружениях до двух этажей не применяется ограничение  $\bar{\lambda}$ .

5.3.5 [6.7.3(5)] Несущая способность (сопротивление) в пластической стадии  $N_{pl,Rd}$  общего поперечного сечения диагональных связей должна быть такой, чтобы  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

5.3.6 [6.7.3(6)] В каркасах с V-образными связями сжатые диагональные элементы связей следует рассчитывать на сопротивление сжатию в соответствии с 2.5.3 и 2.5.4.

5.3.7 [6.7.3(7)] Присоединение диагоналей к любому элементу должно удовлетворять

конструктивным требованиям, приведенным в 3.5.

5.3.8 [6.7.3(8)] Для обеспечения однородности диссипативного поведения диагональных элементов связей необходимо проверять, чтобы максимальное значение резерва прочности  $\Omega$ , определенное в 5.4.1, не отличалось от минимального значения  $\Omega$  более, чем на 25 %.

5.3.9 [6.7.3(9)] Диссипативные полужесткие и/или частично прочные соединения допускаются при соблюдении всех следующих условий:

- а) соединения имеют способность относительного удлинения, согласующуюся с общими деформациями;
- б) эффект деформации соединения на общее отклонение от вертикали учитывается в простом нелинейном статическом общем расчете или в нелинейном расчете во временной области.

## 5.4 Балки и колонны

5.4.1 [6.7.4(1)] Балки и колонны с осевыми силами должны удовлетворять следующим минимальным требованиям к несущей способности (сопротивлению):

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}, \quad (5.2)$$

где  $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  – это расчетное сопротивление продольному изгибу балки или колонны, определяемое в соответствии с СН РК EN 1993, с учетом влияния на сопротивление продольному изгибу изгибающего момента  $M_{Ed}$ , определенного по результатам расчета на сейсмические воздействия;

$N_{Ed,G}$  – это осевая сила в балке или в колонне от несейсмических воздействий, включенных в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,E}$  – это осевая сила в балке или в колонне от расчетного сейсмического воздействия;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности материала (см. 2.1.2.2 и 2.2.2.2);

$\Omega$  – это минимальное значение  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  по всем диагональным элементам связей связевой каркасной системы;

здесь  $N_{pl,Rd,i}$  – это расчетное сопротивление диагонального элемента  $i$ ;

$N_{Ed,i}$  – это расчетное значение осевой силы в том же диагональном элементе  $i$  в сейсмической расчетной ситуации.

5.4.2 [6.7.4(2)] В каркасах с V-образными связями, балки следует проектировать способными сопротивляться:

- всем несейсмическим воздействиям без учета промежуточной опоры, образованной диагональными элементами связей;
- неуравновешенной вертикальной составляющей, приложенной к балке, от эффекта сейсмического воздействия в связях после потери устойчивости сжатой диагональной связи. Этот эффект воздействия вычисляется с применением значений  $N_{pl,Rd}$  для растянутой связи и  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  для сжатой связи.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент  $\gamma_{pb}$  используется для оценки несущей способности (сопротивления) сжатых диагональных элементов после потери устойчивости.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Национальном Приложении коэффициент  $\gamma_{pb}$  принят равным 0,3.

5.4.3 [6.7.4(3)P] В каркасах с диагональными связями, в которых растянутые и сжатые диагональные элементы связей не пересекаются (например, диагональные элементы на Рисунке 5.1), в расчете следует учитывать растягивающие и сжимающие силы, которые возникают в колоннах, примыкающих к сжатым диагональным элементам, и соответствуют сжимающим силам в этих диагональных элементах, равным расчетному сопротивлению диагональных элементов при потере устойчивости.

## 6 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРАВИЛА КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЛЯ КАРКАСОВ С ЭКСЦЕНТРИЧЕСКИМИ СВЯЗЯМИ

### 6.1 Критерии проектирования

6.1.1 [6.8.1(1)P] Каркасы с эксцентрическими связями следует проектировать так, чтобы специальные элементы или части элементов, называемые антисейсмическими звеньями, были способными к диссипации энергии путем формирования механизмов пластического изгиба и/или пластического сдвига.

6.1.2 [6.8.1(2)P] Конструктивная система должна проектироваться так, чтобы реализовывалось однородное диссипативное поведение всех антисейсмических звеньев.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила, приведенные ниже, предназначены обеспечить появление пластических деформаций в звеньях, включая эффекты механического упрочнения в пластических шарнирах или панелях сдвига, до появления в каком-либо другом месте пластических деформаций или отказов.

6.1.3 [6.8.1(3)] Антисейсмические звенья могут быть представлены горизонтальными или вертикальными элементами (см. Рисунок 2.4).

6.1.4 В Приложении Д приведен пример расчета здания с моментными рамами в одном направлении и с рамами с эксцентрическими связями в другом направлении на сейсмические воздействия.

### 6.2 Антисейсмические звенья

6.2.1 [6.8.2(1)] Стенка звена должна иметь постоянную толщину, без усиления дублирующими пластинами и без отверстий или перфорации.

6.2.2 [6.8.2(2)] Антисейсмические звенья классифицированы на три категории, согласно типу механизма развития пластических деформаций:

- короткие звенья, диссипирующие энергию за счет пластических деформаций в основном при сдвиге;
- длинные звенья, диссипирующие энергию за счет пластических деформаций в основном при изгибе;
- промежуточные звенья, в которых механизм пластических деформаций реализуется за счет изгиба и сдвига.

6.2.3 [6.8.2(3)] Для двутавровых поперечных сечений (Рисунок 6.1) используются следующие параметры для определения расчетных сопротивлений и границ категорий:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f), \quad (6.1)$$

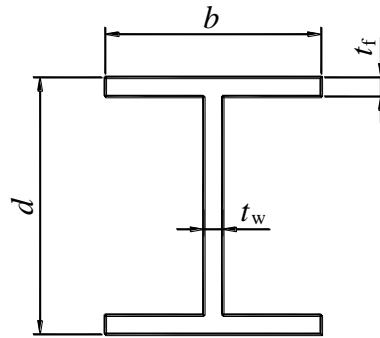
$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f). \quad (6.2)$$

6.2.4 [6.8.2(4)] Если  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , то расчетное сопротивление звена должно удовлетворять следующим соотношениям для обоих концов звена:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}, \quad (6.3)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}, \quad (6.4)$$

где  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  – расчетные эффекты воздействий, соответственно, расчетная осевая сила, расчетный изгибающий момент и расчетная поперечная сила на обоих концах звена.



**Рисунок 6.1 – Определение обозначений для звена двутаврового поперечного сечения**

6.2.5 [6.8.2(5)] Если  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} > 0,15$ , то условия (6.3), (6.4) должны быть удовлетворены при следующих уменьшенных значениях  $V_{p,link,r}$  и  $M_{p,link,r}$ , используемых вместо  $V_{p,link}$  и  $M_{p,link}$ :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2]^{0,5} \quad (6.5)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})] \quad (6.6)$$

6.2.6 [6.8.2(6)] Если  $N_{Ed} / N_{Rd} \geq 0,15$ , то длина звена «e» не должна превышать:

$$e \leq 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{для } R < 0,3 \quad (6.7)$$

или

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{для } R \geq 0,3, \quad (6.8)$$

где  $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$ , в котором  $A$  – общая площадь звена.

6.2.7 [6.8.2(7)] Для достижения общего диссипативного поведения сооружения, необходимо проверить, чтобы каждое значение соотношений  $\Omega$ , определяемое по 6.3.1, не превышало минимальное значение  $\Omega$ , полученное в 6.3.1, больше, чем на 25 % этого минимального значения.

6.2.8 [6.8.2(8)] В конструкциях, где равные моменты формируются одновременно на обоих концах звена (см. Рисунок 6.2, а), звенья могут быть классифицированы в соответствии с их длиной «e». Для двутавровых поперечных сечений предусмотрены категории:

$$\text{– короткие звенья} \quad e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.9)$$

$$\text{– длинные звенья} \quad e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.10)$$

$$\text{– промежуточные звенья} \quad e_s < e < e_L \quad (6.11)$$

6.2.9 [6.8.2(9)] В конструкциях, где формируется только один пластический шарнир

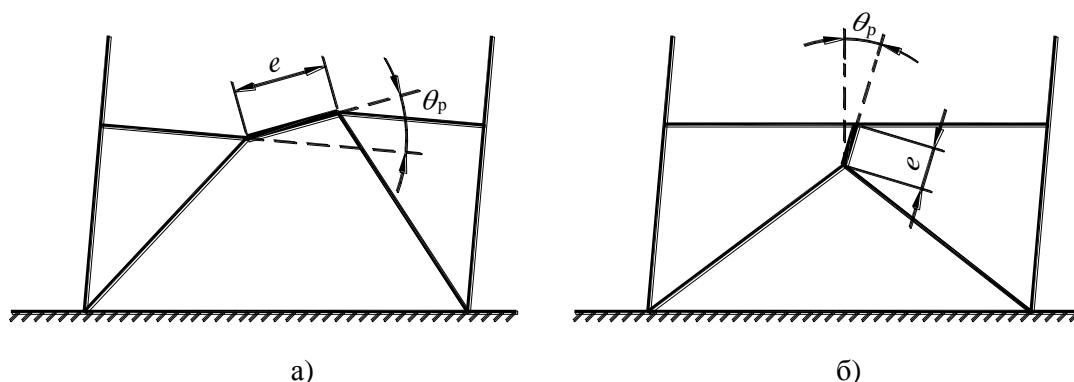
на одном конце звена (см. Рисунок 6.2, б), категорию звеньев следует определять в зависимости от длины « $e$ ». Для двутавровых поперечных сечений предусмотрены категории:

– короткие звенья  $e < e_s = 0,8 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$  (6.12)

– длинные звенья  $e > e_L = 1,5 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$  (6.13)

– промежуточные звенья  $e_s < e < e_L$ , (6.14)

где  $\alpha$  – отношение меньших изгибающих моментов  $M_{Ed,A}$  на одном конце звена в сейсмической расчетной ситуации к большим изгибающим моментам  $M_{Ed,B}$  на том конце, где будет формироваться пластический шарнир. Величины обоих моментов принимаются как абсолютные значения.



**Рисунок 6.2 – а) равные моменты на концах звена;  
б) неравные моменты на концах звена**

6.2.10 [6.8.2(10)] Угол поворота звена  $\theta_p$  между звеном и элементом с внешней стороны звена, как определено в 4.4.3, должен согласовываться с общими деформациями. Угол не должен превышать следующие значения:

– короткие звенья  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$  радиан (6.15)

– длинные звенья  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$  радиан (6.16)

– промежуточные звенья  $\theta_p \leq \theta_{pR} = \text{значение, определяемое линейной интерполяцией между вышеуказанными значениями}$  (6.17)

6.2.11 [6.8.2(11)] В стенке звена по его обеим сторонам должны быть предусмотрены ребра жесткости на полную высоту стенки, расположенные в местах концов диагональных связей. Эти ребра жесткости должны иметь общую ширину не менее  $(b_f - 2 t_w)$  и толщину не менее  $0,75 t_w$ , либо не менее 10 мм, в зависимости от того, что больше.

6.2.12 [6.8.2(12)] В стенке звена должны быть предусмотрены промежуточными ребрами жесткости в следующих случаях:

а) в коротких звеньях должны быть установлены промежуточные ребра жесткости стенки, расположенные с шагом, не превышающим  $(30 t_w - d / 5)$  при угле поворота звена  $\theta_p$ , равном 0,08 радиан, или  $(52 t_w - d / 5)$  при угле поворота звена  $\theta_p$ , равном или меньше 0,02 радиан. Для углов поворота, лежащих между 0,08 и 0,02 радиан, следует использовать линейную интерполяцию;

б) в длинных звеньях должно быть установлено одно промежуточное ребро жесткости стенки, расположенное на расстоянии  $1,5 b$  от каждого конца звена, где будет форми-



роваться пластический шарнир;

в) в промежуточных звеньях должны быть установлены промежуточные ребра жесткости стенки, которые отвечают требованиям а) и б);

г) промежуточные ребра жесткости стенки не требуются в звеньях длиной « $e$ » больше, чем  $5 M_{p,link} / V_{p,link}$ ;

д) промежуточные ребра жесткости стенки должны быть установлены на полную высоту стенки. Для звеньев, у которых высота  $d$  поперечного сечения меньше 600 мм, ребра жесткости требуются только с одной стороны звена. Толщина односторонних ребер жесткости должна быть не меньше, чем  $t_w$  или 10 мм, в зависимости от того, что больше, а ширина должна быть не меньше, чем  $(b/2) - t_w$ . Для звеньев высотой 600 мм и более аналогичные промежуточные ребра жесткости должны быть предусмотрены по обеим сторонам стенки.

6.2.13 [6.8.2(13)] Угловые сварные швы, соединяющие ребро жесткости звена со стенкой звена, должны иметь расчетную прочность, достаточную для сопротивления силе, равной  $\gamma_{ov} f_y A_{st}$ , где  $A_{st}$  это площадь ребра жесткости. Расчетная прочность угловых сварных швов, прикрепляющих ребра жесткости к полкам, должна быть достаточной для сопротивления силе, равной  $\gamma_{ov} A_{st} f_y / 4$ .

6.2.14 [6.8.2(14)] Боковые закрепления должны быть предусмотрены на обоих (верхней и нижней) полках звена на его концах. Концевые боковые закрепления звеньев должны иметь расчетное осевое сопротивление, достаточное для обеспечения бокового восприятия сил, составляющих 6 % от ожидаемой номинальной осевой прочности полки звена, вычисленной как  $f_y b t_f$ .

6.2.15 [6.8.2(15)] В балках, где предусмотрено антисейсмическое звено, сопротивление потере устойчивости при сдвиге стенками панелей за пределами звена, должно быть проверено в соответствии с Разделом 5 СН РК EN 1993-1-5.

### 6.3 Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев

6.3.1 [6.8.3(1)] Элементы, не содержащие антисейсмические звенья, такие как колонны и диагональные элементы связей, если применяются горизонтальные звенья в балках, а также элементы балок, если применяются вертикальные звенья, должны быть проверены на сжатие, учитывая наиболее неблагоприятную комбинацию осевой силы и изгибающих моментов:

$$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}, \quad (6.18)$$

где  $N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed})$  – это расчетное осевое сопротивление колонны или диагонального элемента связи, определяемое в соответствии с СН РК EN 1993, с учетом взаимодействия с изгибающим моментом  $M_{Ed}$  и поперечной силой  $V_{Ed}$ , принятыми равными их расчетным значениям в сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,G}$  – это сила сжатия в колонне или диагональном элементе связи, обусловленная несейсмическими воздействиями, включенными в комбинацию воздействий в сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,E}$  – это сила сжатия в колонне или диагональном элементе связи, обусловленная расчетным сейсмическим воздействием;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности материала (см. 2.1.2.2 и 2.2.2.2);

$\Omega$  – мультипликативный коэффициент, принимаемый минимальный из следующих значений:

минимальное значение  $\Omega_1 = 1,5 \cdot V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$  среди всех коротких звеньев;

минимальное значение  $\Omega_1 = 1,5 \cdot M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$  среди всех промежуточных и длинных звеньев;

где  $V_{Ed,i}$ ,  $M_{Ed,i}$  – расчетные значения поперечной силы и изгибающего момента в звене  $i$  в сейсмической расчетной ситуации;

$V_{p,link,i}$ ,  $M_{p,link,i}$  – расчетные пластические сопротивления сдвигу и изгибу звена  $i$ , определяемые в соответствии с 6.2.3.

#### 6.4 Соединения антисейсмических звеньев

6.4.1 [6.8.4(1)] Если сооружение проектируется с диссипацией энергии в антисейсмических звеньях, то соединения звеньев или элементов, содержащих эти звенья, должны быть рассчитаны на эффекты воздействий  $E_d$ , вычисленные следующим образом:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_1 \cdot E_{d,E}, \quad (6.19)$$

где  $E_{d,G}$  – эффект воздействия в соединении, обусловленный несейсмическими воздействиями, включенными в комбинацию воздействий в сейсмической расчетной ситуации;

$E_{d,E}$  – эффект воздействия в соединении, обусловленный расчетным сейсмическим воздействием;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности материала (см. 2.1.2.2 и 2.2.2.2);

$\Omega_1$  – это коэффициент резерва прочности, рассчитанный для звена в соответствии с 6.3.1.

6.4.2 [6.8.4(2)] Для полужестких и/или частично прочных соединений предполагается, что диссипация энергии возникает только в соединениях. Это допустимо при условии, что удовлетворены все нижеследующие требования:

а) соединения обладают достаточной способностью к повороту для соответствующих требований к деформациям;

б) элементы каркаса в соединениях являются устойчивыми в критическом предельном состоянии (ULS);

в) принято во внимание влияние эффектов деформаций соединений на общее отклонение от вертикали.

6.4.3 [6.8.4(3)] В тех случаях, когда соединения с частичной прочностью используются для антисейсмических звеньев, предельная несущая способность других элементов сооружения должна быть обеспечена с учетом способности к пластическим деформациям соединений звеньев.

## 7 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЛЯ ДРУГИХ ТИПОВ ЗДАНИЙ

### 7.1 Правила проектирования сооружений типа перевернутого маятника

7.1.1 [6.9(1)] В сооружениях типа перевернутого маятника, описанных в 2.3.1.1 г), колонны необходимо проверять на сжатие, учитывая наиболее неблагоприятную комбинацию осевой силы и изгибающих моментов.

7.1.2 [6.9(2)] При выполнении проверок элементов, значения  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  следует вычислять согласно 4.3.

7.1.3 [6.9(3)] Условная (безразмерная) гибкость колонн должна быть ограничена до  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ .

7.1.4 [6.9(4)] Коэффициент перекоса этажа  $\theta$ , определяемый по 7.2.2.2 НТП РК 08-01.2-2012, следует ограничить до  $\theta \leq 0,20$ .

### 7.2 Правила проектирования стальных сооружений с бетонными ядрами или бетонными стенами, а также моментных рамных каркасов, комбинируемых с концентрическими связями или с заполнениями

#### 7.2.1 Сооружения с бетонными ядрами или бетонными стенами

7.2.1.1 [6.10.1(1)P] Стальные элементы должны быть проверены согласно правилам, приведенным в данном пособии и в СН РК EN 1993, при этом бетонные элементы должны проектироваться в соответствии с Разделом 5 СН РК EN 1998-1 и пособием к нему.

7.2.1.2 [6.10.1(2)P] Элементы, в которых существует взаимодействие между сталью и бетоном, должны быть проверены в соответствии с Разделом 7 СН РК EN 1998-1 и пособием к нему.

#### 7.2.2 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями

7.2.2.1 [6.10.2(1)] Двойные конструктивные системы с моментными рамами и со связевыми рамами, работающими в одном направлении, следует проектировать с использованием единого коэффициента  $q$ . Горизонтальные силы между разными рамами должны быть распределены в соответствии с их упругими жесткостями.

7.2.2.2 [6.10.2(2)] Моментные рамы и связевые рамы должны соответствовать требованиям Разделов 4 – 6.

#### 7.2.3 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями

7.2.3.1 [6.10.3(1)P] Моментные рамные каркасы, в которых армированное бетонное заполнение непосредственно связано со стальным каркасом, следует проектировать в соответствии с Разделом 7 СН РК EN 1998-1 и пособием к нему.

7.2.3.2 [6.10.3(2)P] Моментные рамные каркасы, в которых заполнение по боковым и верхней сторонам конструктивно не соединено со стальным каркасом, должны быть за-

проектированы как стальные конструктивные системы.

7.2.3.3 [6.10.3(3)] Моментные рамные каркасы, в которых заполнение находится в контакте со стальным каркасом, но напрямую не соединяется с ним, должны удовлетворять следующим правилам:

а) заполнение должно быть равномерно распределено по высоте здания для того, чтобы не потребовалось увеличивать локальную пластичность в элементах каркаса. Если это условие не выполняется, то здание должно быть рассмотрено как нерегулярное по высоте (см. 3.3 НТП РК 08-01.2-2012);

б) должно быть учтено взаимодействие между каркасом и заполнением. В балках и колоннах должны быть учтены внутренние усилия, обусловленные диагональным распором в заполнениях. Для этого могут быть применены правила, приведенные в 5.9 СН РК EN 1998-1;

в) стальные каркасы должны быть проверены в соответствии с правилами этого пункта, а армированный бетон или каменную кладку следует проектировать в соответствии с СН РК EN 1992-1-1 и Разделами 5 или 9 СН РК EN 1998-1 и пособиями к ним.

## 8 КОНТРОЛЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

8.1 [6.11(1)P] Контроль проектирования и строительства должен обеспечить соответствие реального сооружения проекту.

8.2 [6.11(2)] С этой целью, в дополнение к требованиям СН РК EN 1993, должны быть соблюдены следующие требования:

а) чертежи для изготовления и возведения конструкций должны содержать детали соединений, размеры и качество болтов и сварных швов, а также марки стали элементов, с указанием максимально допустимого предела текучести стали  $f_{y,max}$ , применяемой изготовителем в диссипативных зонах;

б) должно быть проверено соответствие материалов положениям, приведенным в 2.2 данного пособия;

в) контроль затяжки болтов и качества сварки должны соответствовать правилам, приведенным в СТ РК EN 1090-2;

г) во время строительства должно быть обеспечено, что предел текучести стали, фактически используемой в диссипативных зонах, не превышает значение  $f_{y,max}$ , указанное на чертеже, больше, чем на 10 %.

8.3 [6.11(3)P] Если одно из вышеуказанных условий не выполняется, то должны быть выданы исправления или обоснования, позволяющие обеспечить соответствие требованиям СН РК EN 1998-1 и гарантировать безопасность сооружения.

**Приложение А**  
*(информационное)*

**Опыт проектирования стальных сейсмостойких каркасов  
многоэтажных зданий в Казахстане**

**А.1 Применение стальных конструкций для повышения сейсмостойкости зданий**

Восточные и особенно южные районы территории Республики Казахстан входят в число сейсмоопасных регионов земного шара, в которых с высокой степенью вероятности возможны наиболее разрушительные и катастрофические землетрясения интенсивностью 8, 9 и 10 баллов.

Выполненные в Казахстане научно-исследовательские и проектные работы позволили выявить основные причины разрушения элементов стальных каркасов при сейсмических воздействиях и сформулировать новые прогрессивные принципы их конструирования с целью повышения сейсмостойкости. В основу этих принципов положены высокие энергопоглощающие способности малоуглеродистых и низколегированных строительных сталей при их работе за пределом упругости. При знакопеременном циклическом нагружении, которое неизбежно возникает при сейсмических воздействиях, величина поглощенной внешней энергии за один цикл зависит:

- от уровня пластического деформирования материала;
- от предела текучести стали;
- от объема стали, вовлеченного в работу за пределом упругости.

Для металлических каркасов многоэтажных зданий наиболее простым и эффективным способом активной сейсмозащиты является сейсмозащита с использованием элементов повышенной пластической деформации. В качестве таких энергопоглощающих элементов в практике сейсмостойкого строительства многоэтажных зданий со стальным каркасом используются:

- отдельные основные несущие элементы каркаса;
- специально устанавливаемые в определенных зонах дополнительные элементы, названные энергопоглопителями;
- узлы сопряжения элементов каркаса.

В Республике с 1980 года разработаны, защищены патентами, экспериментально исследованы и внедрены в практику сейсмостойкого строительства рамных и рамно-связевых каркасов эффективные конструктивные формы двутавровых ригелей с гофрированной стенкой и с зонами равного сопротивления, обладающих повышенной энергопоглощающей способностью и циклической долговечностью при работе стали в упруго-пластической стадии [1, 2, 3].

Для повышения сейсмостойкости связевых и рамно-связевых каркасов также были разработаны, экспериментально исследованы и внедрены в практику сейсмостойкого строительства энергопоглопители различного типа, в которых материал работает за пределами упругости на растяжение-сжатие, сдвиг и изгиб [4, 5, 6, 7]. При этом наибольшее количество энергии поглощается за один цикл при работе материала на растяжение-сжатие и на сдвиг. Во всех энергопоглощающих элементах допускается развитие пластических деформаций заранее заданного уровня, что исключает их разрушение. При землетрясениях указанные элементы, работая в условиях знакопеременного циклического нагружения в

упруго-пластической стадии, будут поглощать большую часть вновь поступающей в каждом цикле энергии сейсмических воздействий. Это исключает возможность резонансных явлений, характерных для упругих систем, а также разрушения от пиковых перегрузок элементов каркаса во время землетрясения.

При проектировании сейсмозащищенных стальных каркасов многоэтажных зданий в практике сейсмостойкого строительства зданий в Казахстане руководствуются следующими принципами конструирования:

- конструктивные схемы каркасов, как правило, должны иметь симметричную форму и обеспечивать возникновение минимальных горизонтальных сейсмических нагрузок при землетрясениях, для чего необходимо применение легких ограждающих конструкций и конструкций перекрытий;
- развитие пластических деформаций допускается в элементах, работающих на изгиб или сдвиг;
- для элементов каркаса, работающих в упругопластической стадии, должны применяться пластичные малоуглеродистые и низколегированные стали;
- элементы каркаса, в которых предусматривается развитие пластических деформаций при землетрясениях, должны иметь конструктивные формы, отличающиеся низким уровнем концентрации напряжений;
- области пластических деформаций в элементах каркаса должны быть вынесены из зон сварных и болтовых соединений;
- сжатые элементы каркаса должны быть защищены от возможных перегрузок во время землетрясений с помощью энергопоглощающих элементов;
- в вертикальных связях по колоннам должны быть установлены энергопоглотители;
- конструкции каркасов должны иметь высокую ремонтпригодность при восстановлении сейсмостойкости здания после землетрясения.

## **А.2 Конструктивные схемы стальных каркасов сейсмостойких зданий**

Для сейсмостойких зданий рекомендуются рамные, связевые и рамно-связевые каркасы, некоторые схемы которых приведены на Рисунках А.1 и А.2. Предпочтение следует отдавать ширококорпусным зданиям с регулярной сеткой колонн и симметричной жесткостью относительно поперечной и продольной осей каркаса.

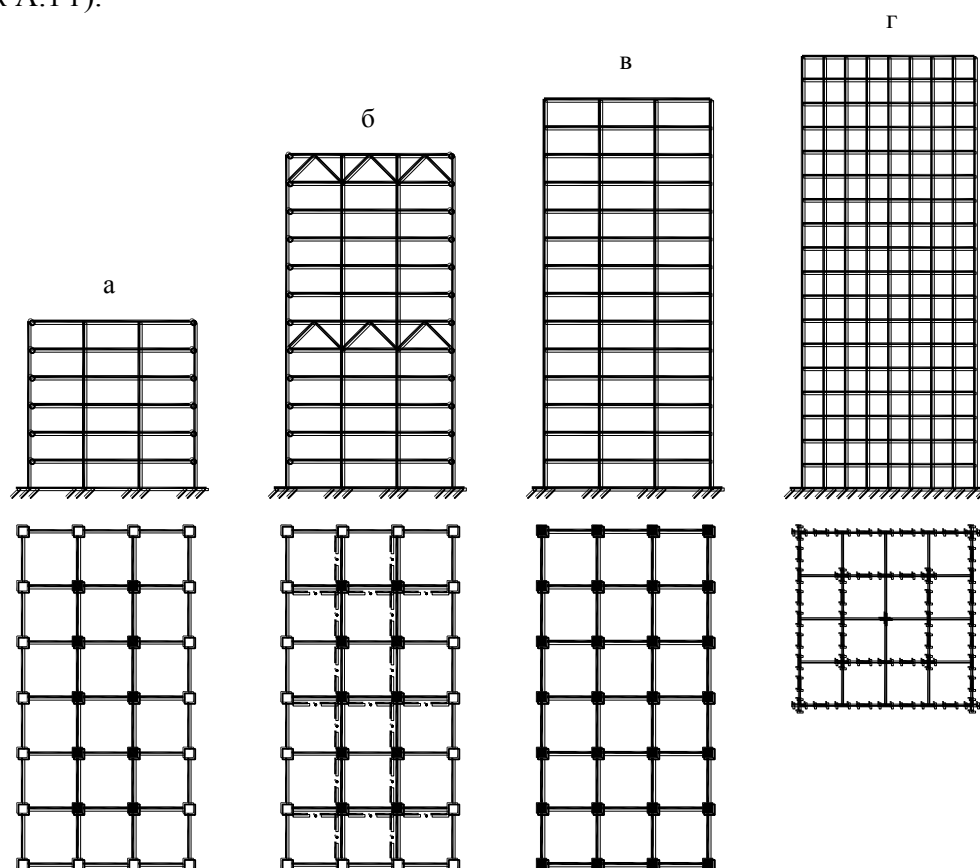
В зданиях высотой до 25 м (Рисунок А.1 а) для снижения изгибной жесткости конструкций с целью уменьшения горизонтальных сейсмических нагрузок рекомендуется выполнять каркасы с рамными ядрами жесткости, имеющими одинаковые жесткостные характеристики в поперечном и продольном направлениях. Упругое ядро каркаса здания создается за счет шарнирных соединений крайних ригелей с колоннами.

При высоте зданий до 36 м можно дополнительно устанавливать жесткие траверсы в виде ферм высотой, равной высоте этажа в одном или двух уровнях по высоте здания (Рисунок А.1 б).

Здания высотой до 54 м рекомендуется проектировать с каркасами чисто рамной схемы в обоих направлениях (Рисунок А.1 в), из-за простоты конструктивных решений элементов и узлов, а также способов активной сейсмозащиты. При этом, в относительно

низких каркасах верхние этажи в отдельных случаях целесообразно выполнять с меньшей изгибной жесткостью. Роль энергопоглощающих элементов в этих каркасах выполняют непосредственно конструкции (ригели, рамные узлы и базы колонн).

Для зданий большой высоты предпочтительнее применять металлические пространственные каркасы с расположением основных несущих конструкций, воспринимающих горизонтальные сейсмические нагрузки, по периметру или в центре здания. Эти каркасы отличаются низкой металлоемкостью, повышенной жесткостью и простотой архитектурно-планировочных решений внутреннего объема зданий. Схемы пространственных стальных каркасов делятся на каркасно-ствольные, коробчатые и коробчато-ствольные (Рисунок А.1 г).



- а – здание небольшой высоты с рамными ядрами жесткости;  
 б – здание с рамными ядрами жесткости и трассами в двух уровнях;  
 в – здание с чисто рамными схемами в обоих направлениях;  
 г – здание с пространственным коробчато-ствольным рамным каркасом.

**Рисунок А.1 – Схемы рамных каркасов**

Рамные схемы стальных каркасов многоэтажных зданий имеют большое количество вариантов, оптимальный выбор которых для конкретного здания зависит от опыта проектирования сейсмозащищенных каркасов и квалификации конструктора. Разбивка стального рамного каркаса на отправочные элементы зависит от целого ряда причин и может быть традиционной поэлементной с колоннами длиной до 12 м или отправочные элементы изготавливаются на заводе в виде одноэтажных поперечных рам габаритных размеров, а продольные

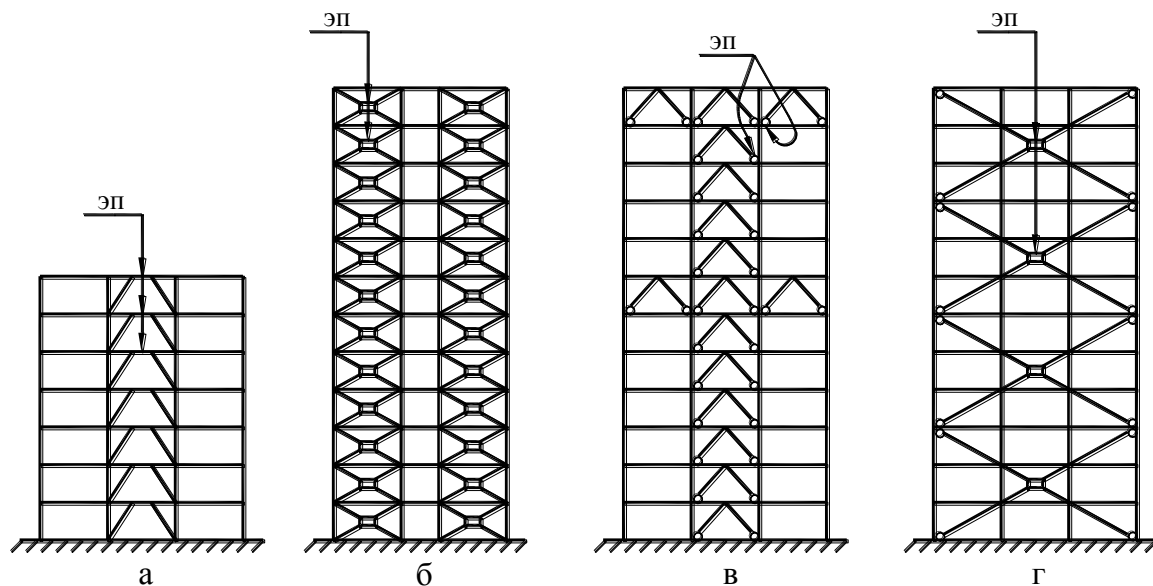
ригели отправляются на стройплощадку поэлементно. В первом случае все узловые соединения выполняются на монтаже, что несколько снижает их качество по сравнению с заводскими узловыми соединениями. Во втором случае повышается качество узловых рамных соединений и, следовательно, надежность работы конструкций во время землетрясений, но появляются дополнительные стыки колонн, и увеличивается общий объем сварочных работ.

Связевые и рамно-связевые металлические каркасы многоэтажных зданий отличаются от рамных более высокой жесткостью, меньшей металлоемкостью и стоимостью. Вместе с тем они имеют существенный недостаток, вызванный необходимостью устанавливать вертикальные связи по колоннам из-за чего усложняются архитектурно-планировочные решения. В отдельных случаях использование связевых каркасов вообще невозможно по этим соображениям.

Из большого количества возможных конструктивных схем связевых и рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий на Рисунке А.2 приведены несколько, наиболее часто применяемых типов.

При разработке конструктивных схем связевых каркасов необходимо руководствоваться следующими принципами:

- расположение и конструкция связей должны как можно меньше мешать архитектурно-планировочным решениям;
- расположение и жесткости связей должны обеспечивать минимальные усилия в колоннах и ригелях каркаса здания от горизонтальных сейсмических нагрузок;
- необходимо стремиться к совпадению центра жесткости каркаса и центра его масс;
- энергопоглощающие элементы, устанавливаемые в связях, должны отличаться высокой энергопоглощающей способностью, малоцикловой прочностью, простотой конструктивных форм, малыми габаритами и легкостью замены на новые в случае их повреждения во время землетрясения расчетной интенсивностью.



а – рамно-связевые каркасы с энергопоглопителями (ЭП) в одном шаге колонн;  
б, в, г – рамно-связевой каркас с энергопоглопителями с развитыми связями по колоннам

**Рисунок А.2 – Схемы связевых и рамно-связевых каркасов**



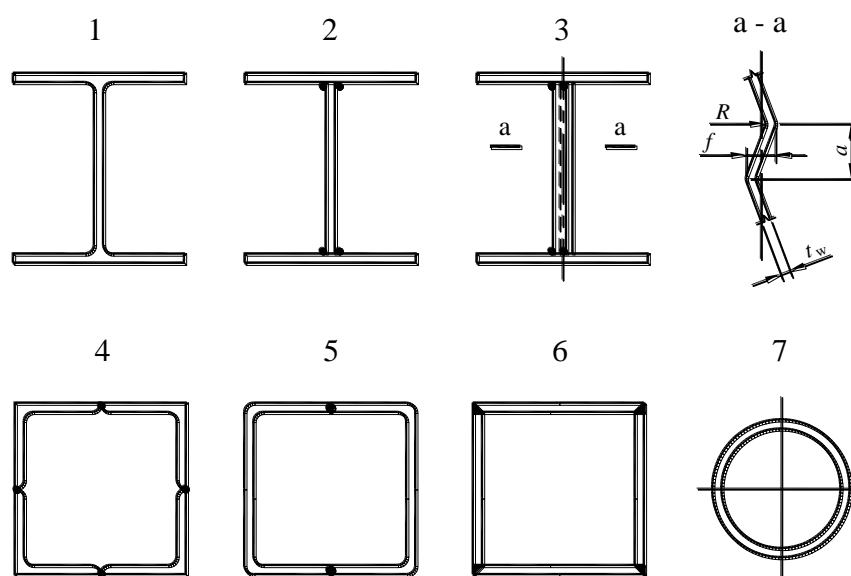
Установка в связях по колоннам энергопоглощающих элементов обеспечивает высокую сейсмостойкость здания, защищая элементы каркаса от пиковых перегрузок и резонансных явлений. Особенно эффективны рамно-связевые каркасы, в которых роль упругого ядра здания выполняют рамы, а энергопоглотители различных конструкций предохраняют каркас от разрушений при перегрузках, поглощая энергию сейсмических воздействий за счет пластической работы стали.

В зданиях небольшой высоты для снижения жесткости каркаса и, соответственно, сейсмических нагрузок рекомендуется устанавливать связи в одном шаге колонн (Рисунок А.2 а). В более высоких зданиях появляется необходимость увеличения жесткости каркаса, в этом случае следует переходить к более развитым связям по колоннам (Рисунки А.2 б, в), в том числе к крупноразмерным (Рисунок А.2 г).

### А.3 Конструктивные формы элементов и узлов стальных сейсмостойких рамных каркасов зданий

#### А.3.1 Конструктивные формы колонн и ригелей рамных каркасов

Наиболее простой и экономичной формой стальных колонн для рамы, работающей на горизонтальные сейсмические нагрузки только одного направления, является стальной прокатный или сварной двутавр. При работе колонны одновременно в поперечной и продольной рамах более оптимальным является применение квадратного трубчатого сечения. На Рисунке А.3 показаны рекомендуемые сечения колонн двутаврового, квадратного и круглого трубчатых сечений.

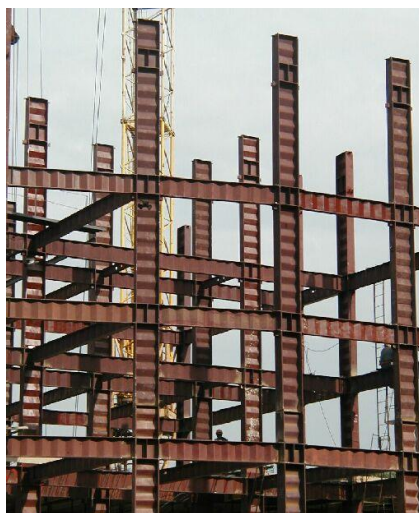


- 1 – прокатный двутавр; 2 – сварной двутавр с плоской стенкой;  
 3 – сварной двутавр с поперечно-гофрированной стенкой;  
 4 – квадратное трубчатое из угловой стали; 5 – квадратное трубчатое из гнутых швеллеров; 6 – квадратное трубчатое из листовой стали; 7 – круглое трубчатое сечение

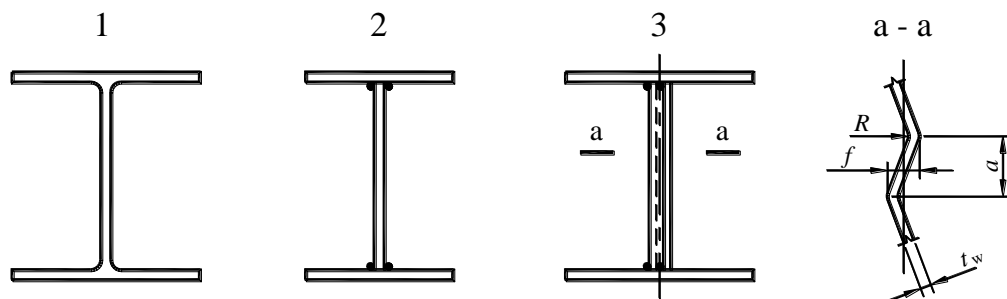
**Рисунок А.3 – Сечения колонн**

Колонны из прокатных широкополочных двутавров просты в изготовлении, но имеют повышенную металлоемкость и не всегда экономично подходят по сечению, особенно в рамных узлах каркаса. Сварные двутавры с плоской стенкой позволяют решить эти проблемы, однако увеличивают трудозатраты и стоимость при изготовлении. Наименьшей металлоемкостью обладают сварные двутавровые колонны с поперечно-гофрированными тонкими стенками (Рисунки А.3, А.4). При этом колонны из двутавров с поперечно-гофрированными стенками могут иметь односторонние поясные швы, что в два раза уменьшает их протяженность по сравнению со сварными двутаврами с плоской стенкой, где требуются двусторонние поясные швы.

Для ригелей стальных рамных каркасов многоэтажных зданий, работающих на изгиб, наиболее оптимальным является двутавровое сечение. На Рисунке А.5 приведены применяемые в Казахстане сечения ригелей, из которых для сейсмостойких каркасов наиболее целесообразным являются ригели с поперечно-гофрированной стенкой (см. Рисунок А.4) отличающиеся повышенной сейсмостойкостью, обусловленной высокой малоцикловой прочностью, минимальной металлоемкостью и трудоемкостью изготовления.



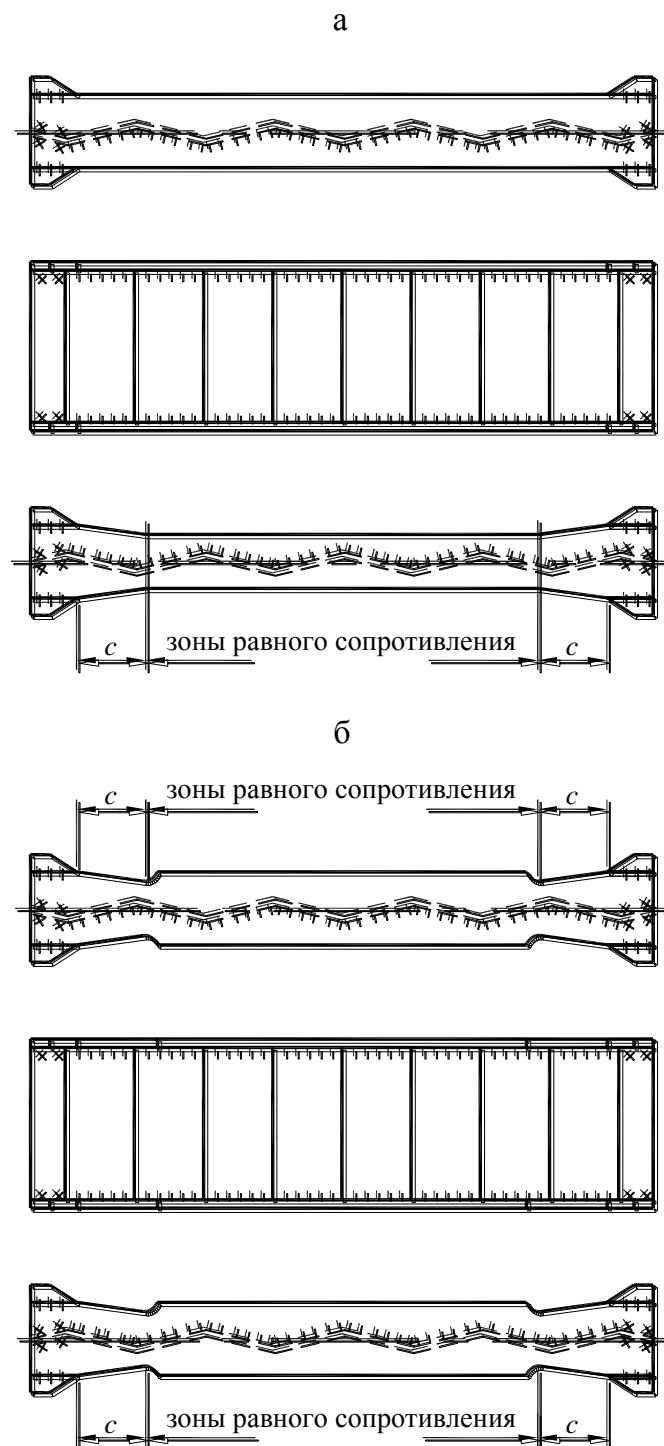
**Рисунок А.4 – Фрагмент рамного каркаса стального сейсмостойкого здания с двутавровыми колоннами и ригелями с поперечно гофрированными стенками**



1 – прокатной двутавр; 2 – сварной двутавр;  
3 – сварной двутавр с поперечно-гофрированной стенкой

**Рисунок А.5 – Сечения ригелей**

Особенно эффективны ригели с поперечно-гофрированными стенками и с зонами равного сопротивления в местах примыкания их к колоннам (Рисунок А.6), из-за высокой способности поглощения энергии сейсмических воздействий зонами равного сопротивления при землетрясениях.



а – с зоной равного сопротивления в нижнем поясе;

б – с зонами равного сопротивления в обоих поясах,  
образованных фрезеровкой кромок

**Рисунок А.6 – Ригели с поперечно-гофрированными стенками**

При использовании в качестве ригелей рам сварных двутавров с плоской стенкой, ее гибкость ( $h_w / t_w$ , где  $h_w$  и  $t_w$  – соответственно высота и толщина стенки) должна быть не более 80 при  $\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 0,75$ . Гибкость плоских стенок должна быть не более 50 при

$$0,75 < \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} < 1,0. \text{ Применение для ригелей плоских стенок с гибкостью менее 40}$$

не допускается при колоннах замкнутого коробчатого сечения.

Для ригелей с поперечно-гофрированной стенкой ее толщина должна назначаться из условия несущей способности по срезу. Для обеспечения устойчивости поперечно-гофрированной стенки ригеля следует принимать шаг гофров не более  $60 t_w$ , а высоту  $f \geq 30 + h_w / 30$  мм. Свес поясов ригелей, равный  $0,5 \cdot (b + 0,7 f)$  ограничивается величиной

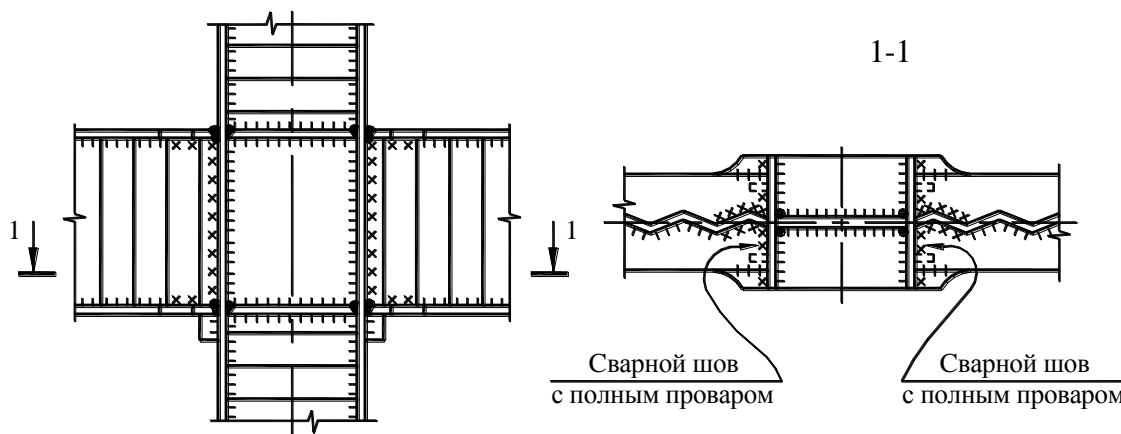
$$0,25 t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}, \text{ где } E - \text{модуль упругости, } f_y - \text{предел текучести стали, } b - \text{ширина пояса, } f - \text{высота волны гофров, } t_f - \text{толщина поясов.}$$

са,  $f$  – высота волны гофров,  $t_f$  – толщина поясов.

### А.3.2 Узловые соединения рамных каркасов

Узловые соединения ригелей с колоннами стальных рамных каркасов являются ответственными элементами несущих конструкций сейсмостойких многоэтажных зданий, от которых в значительной степени зависит надежность их работы при землетрясениях. При проектировании необходимо уделять внимание конструктивной форме рамных узлов для обеспечения минимального уровня концентрации напряжений.

На Рисунке А.7 показан рекомендуемый сварной узел соединения ригелей и колонн двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой для стальных рамных каркасов многоэтажных зданий.



**Рисунок А.7 – Сварной рамный узел каркаса с колоннами двутаврового сечения**

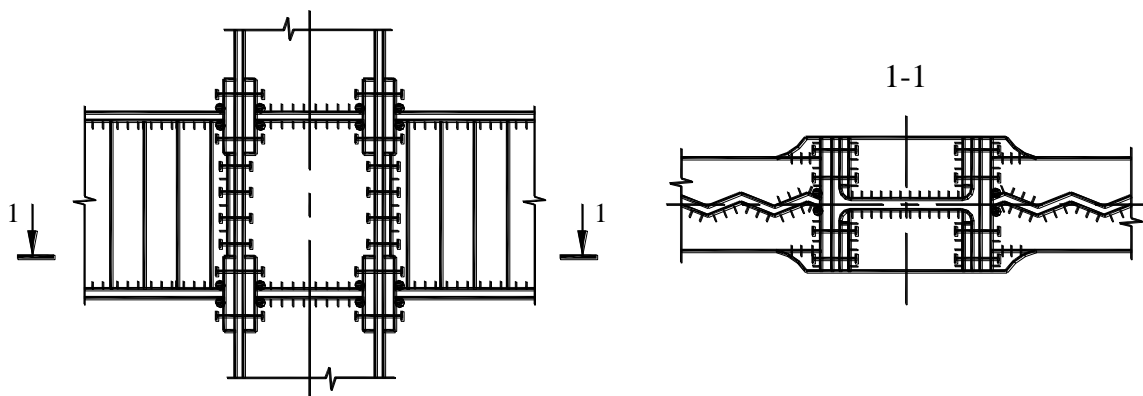
Отличительной особенностью этих узлов является отсутствие накладок (рыбок) для приварки поясов ригелей к полкам колонн. Для обеспечения качественного монтажа при таких конструктивных решениях узлов торцы двутавровых ригелей должны фрезероваться после их изготовления, при этом длина выдерживается с допуском  $+0, -2$  мм. Пояса ригелей в месте прикрепления к колоннам уширяются путем приварки пластин, имеющих плавный пе-

реход к основному сечению, что исключает концентрацию напряжений в местах смены сечения, обеспечивает необходимую прочность сварных соединений в зоне приварки к полкам колонн и развитие пластических деформаций в поясах ригелей вне узлового соединения.

Если в стенке колонны в пределах узлового соединения допускается развитие пластических сдвиговых деформаций при землетрясениях расчетной интенсивности, то ее

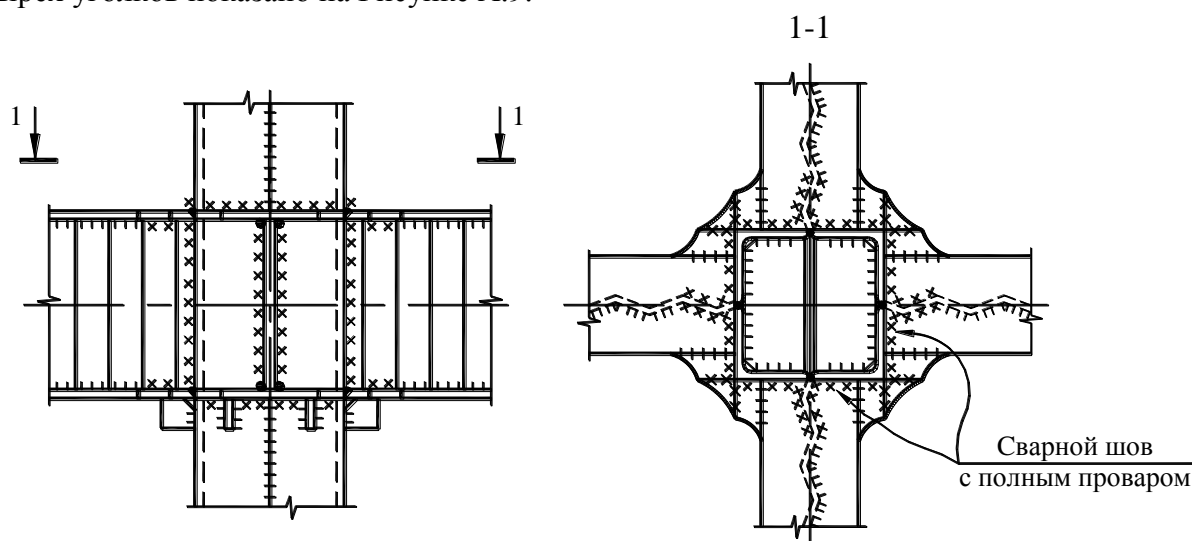
гибкость должна быть не более  $\sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ .

На Рисунке А.8 приведен рамный узел каркаса с фланцевым соединением на болтах. Для соединений рекомендуется применять высокопрочные болты. Для обеспечения качественного монтажа конструкций каркаса необходимо изготавливать колонны с фиксированной высотой сечения, а ригели с точной длиной между фланцами. Узлы каркасов на болтах безусловно более трудоемки в изготовлении, требуют высокой точности и гораздо дороже сварных, поэтому они не нашли широкого применения в практике строительства многоэтажных зданий в сейсмических районах Казахстана.



**Рисунок А.8 – Болтовое соединение ригелей с колоннами двутаврового сечения**

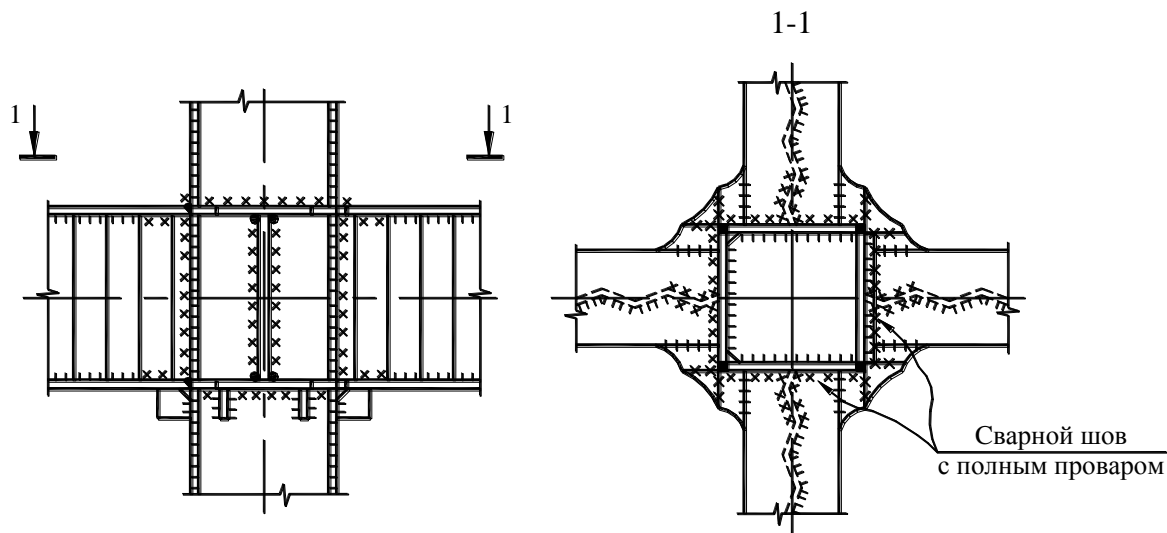
Сварное узловое соединение ригелей с колонной квадратного трубчатого сечения из четырех уголков показано на Рисунке А.9.



**Рисунок А.9 – Сварной рамный узел каркаса с колоннами трубчатого сечения из 4-х уголков**

Основной особенностью такого соединения является необходимость установки в колонне двух полудиафрагм строго фиксированных на уровне поясов примыкающих ригелей, что требует двойной сборки колонны. Расположение диафрагм должно быть отмечено рисками на наружных гранях колонны. Толщину диафрагм рекомендуется делать увеличенной на 2 мм по сравнению с толщиной поясов.

При изготовлении колонн из листовой стали конструкция рамного узла показана на Рисунке А.10.

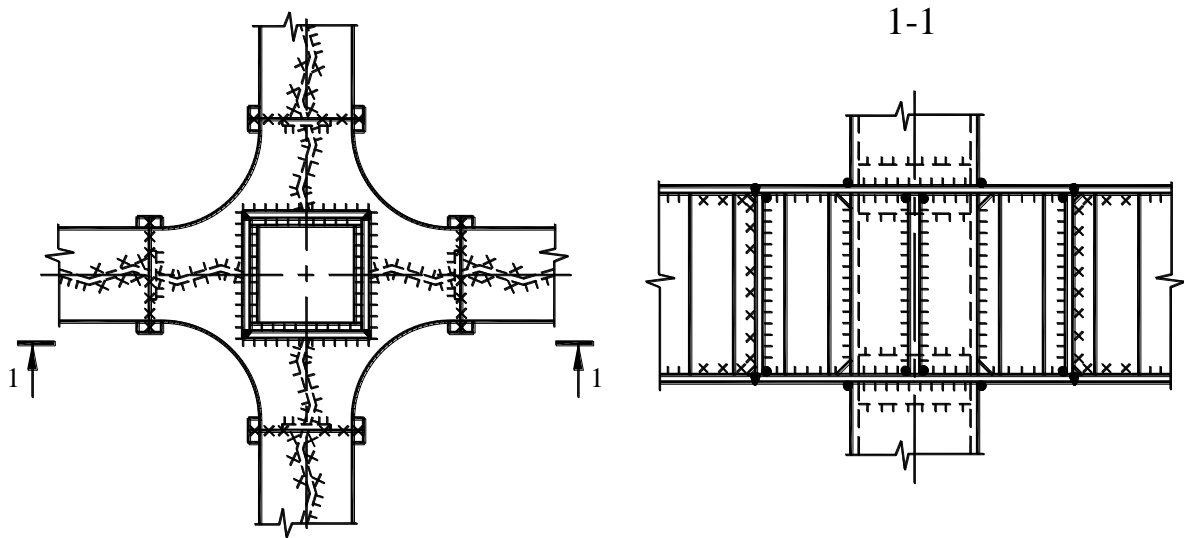


**Рисунок А.10 – Сварной рамный узел каркаса с колоннами  
трубчатого сечения из 4-х листов**

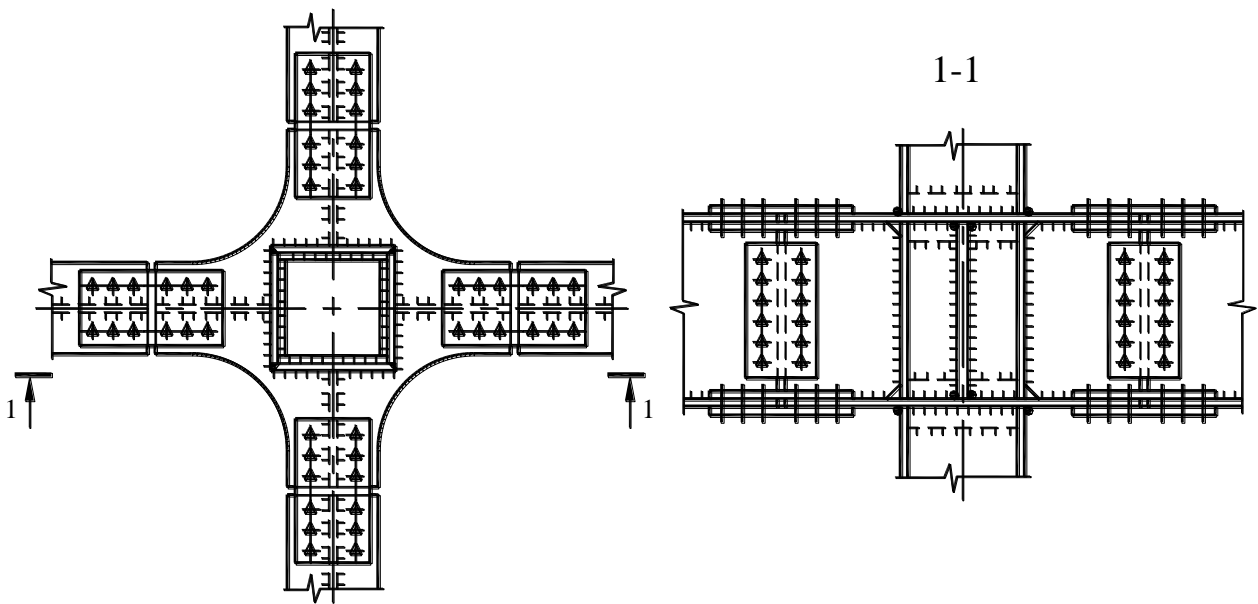
В этом случае диафрагмы выполняются из целого листа и ввариваются в корытообразное сечение колонны, сваренное из трех листов, после чего приваривается четвертая стенка. Это несколько усложняет технологию изготовления колонн.

Для всех узловых соединений, показанных на Рисунках А.7 – А.10, требуется проверка полки колонны или фланцев в местах примыкания поясов ригелей на растяжение в направлении толщины проката и применение в этих зонах листового и фасонного проката с гарантированными механическими характеристиками в направлении толщины проката.

С целью упрощения конструктивного решения данных узлов, снижения трудоемкости их изготовления, уменьшения объема сварочных работ на монтаже и исключения работы металла полок колонн на растяжение в направлении толщины проката была предложена новая конструктивная форма указанных узловых соединений рамных каркасов, которая приведена на Рисунке А.11. Применение прорезных фасонки на уровне поясов примыкающих ригелей исключает указанные выше недостатки данных узлов и повышает надежность работы узловых соединений при сейсмических воздействиях. Более того, данная конструктивная форма узлового соединения является универсальной, поскольку может быть применена не только при сварных узлах, но и при узлах на болтах, в том числе и высокопрочных, см. Рисунок А.12.



**Рисунок А.11 – Сварной рамный узел повышенной надежности для каркасов с колоннами трубчатого сечения из четырех листов**

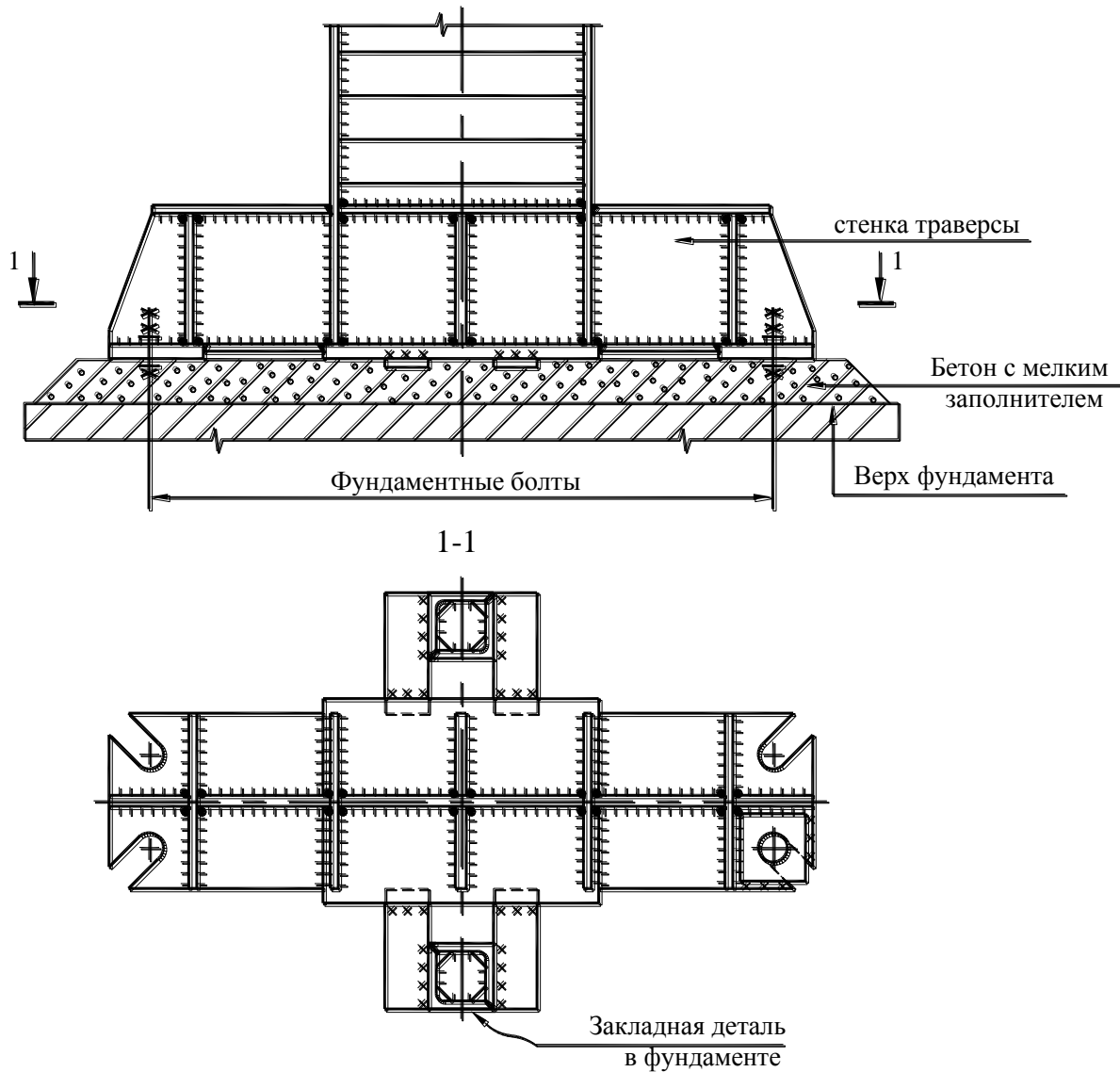


**Рисунок А.12 – Болтовое соединение ригелей с колоннами в рамном узле повышенной надежности для каркасов с колоннами трубчатого сечения из четырех листов**

Другим ответственным узлом рамного каркаса является соединение колонны с фундаментом, конструкция которого должна исключать перегрузки ствола колонны при землетрясениях. Это обеспечивается упруго-пластическим соединением колонны с фундаментом. На Рисунке А.13 показан такой узел соединения колонны двутаврового сечения с фундаментом. Упруго-пластическое соединение обеспечивается работой стенок траверс колонны на сдвиг за пределом упругости стали, благодаря чему ограничивается предельный изгибающий момент в колонне. Стенки траверс колонны должны изготавливаться из

пластичной стали, при этом отношение высоты стенки к толщине должно быть не более

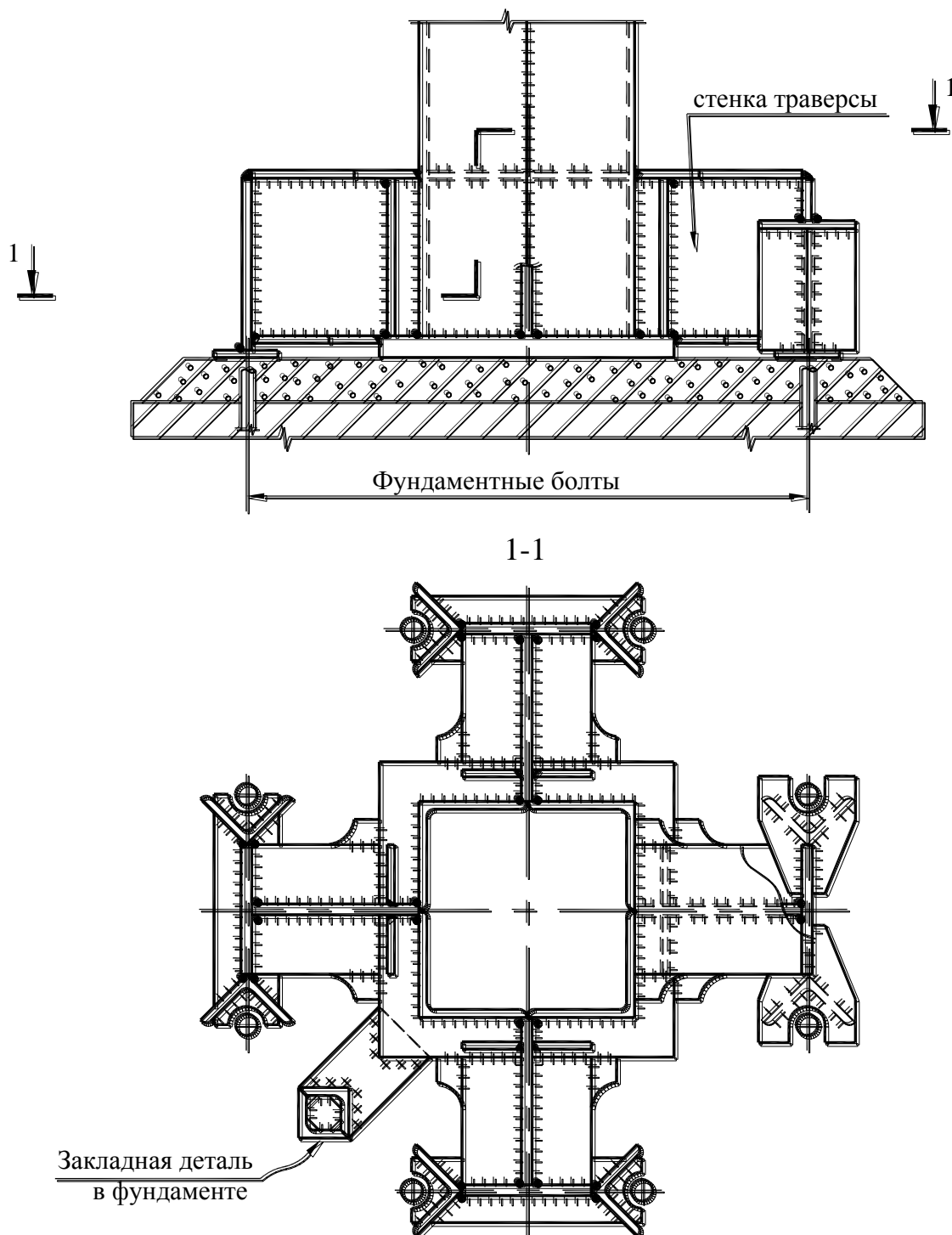
$$\sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}, \text{ а катет поясных швов не менее толщины стенки.}$$



**Рисунок А.13 – База колонны двутаврового сечения**

На Рисунке А.14 приведена колонна квадратного трубчатого сечения с упруго-пластическим соединением с фундаментом, в которых роль энергопоглощающих элементов выполняют стенки траверс.





**Рисунок А.14 – База колонны квадратного трубчатого сечения**

### **А.3.3 Энергопоглощающие элементы рамных каркасов**

Установка в каркасе здания энергопоглощающих элементов позволяет предохранить несущие конструкции здания от перегрузок при землетрясениях.

В качестве энергопоглощающих элементов в чисто рамных стальных каркасах многоэтажных зданий используются:

- ригели, где пластические деформации развиваются в приопорных участках поясов

за пределами сварных соединений с колонной. Для увеличения объема металла работающего за пределом упругости при расчетном землетрясении рекомендуется создавать в поясах ригелей зоны равного сопротивления (Рисунок А.6). В местах развития пластических деформаций свес поясов не должен превышать  $0,25 t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ ;

$$0,25 t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}};$$

– стенки колонн в зоне рамных узлов, в которых допускается развитие сдвиговых пластических деформаций. При этом изгибающие моменты и нормальные силы, действующие в колонне с гофрированной стенкой, воспринимаются поясами колонн, а стенка работает только на сдвиг (Рисунок А.7);

– стенки траверс баз колонн, где возможно развитие пластических сдвиговых деформаций при землетрясении расчетной интенсивности (Рисунки А.13 и А.14). При этом

отношение высоты стенки к ее толщине не должно превышать  $\sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ . Увеличение

длины траверс колонн снижает поперечные силы и площади поперечных сечений траверс, что приводит к увеличению пластических сдвиговых деформаций и поглощенной энергии сейсмических воздействий.

#### А.4 Конструктивные формы элементов и узлов стальных сейсмостойких связевых и рамно-связевых каркасов зданий

##### А.4.1 Конструктивные формы колонн, ригелей, балок перекрытий, покрытий и связей

На Рисунках А.3 и А.5 приведены наиболее часто применяемые в практике строительства Казахстана многоэтажных зданий сечения стальных колонн, ригелей, балок перекрытий, а на Рисунке А.15 – связей. Целесообразность применения типа сечения элемента зависит от особенностей его работы на сейсмические нагрузки в принятой конструктивной схеме стального связевого каркасного здания.

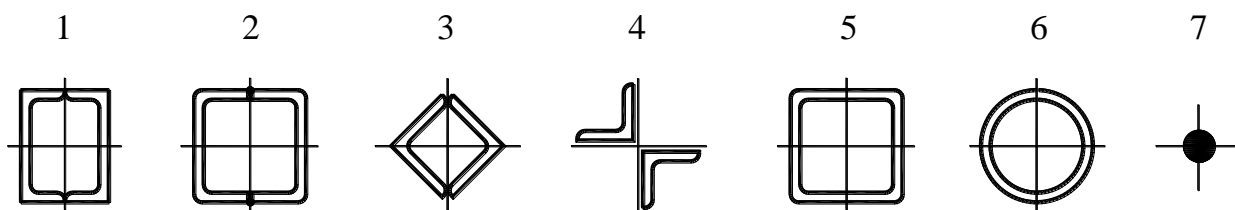


Рисунок А.15 – Сечения связей

Из приведенных на Рисунке А.3 сечений колонн для связевых каркасов целесообразно применять квадратные трубчатые, имеющие одинаковый радиус инерции относительно любой оси. С точки зрения трудоемкости изготовления и в отдельных случаях стоимости выгодны прокатные широкополочные двутавры, а при их отсутствии следует применять сварные двутавры.

Для ригелей и балок перекрытий всегда эффективны прокатные и сварные двутавры (см. Рисунок А.5). Наименьшую металлоемкость имеют сварные двутавры с тонкой поперечно-гофрированной стенкой.

Элементы связей, работающие на растяжение – сжатие, целесообразно выполнять из трубчатых элементов. Для элементов крестовых связей, работающих только на растяжение, следует применять сечения из одиночных или парных уголков или круглой стали. Вертикальные связи по колоннам стальных сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий должны быть защищены от возможных перегрузок во время землетрясения с помощью энергопоглотителей. Без выполнения этого условия каркас здания нельзя считать сейсмостойким.

#### А.4.2 Конструктивные формы узловых соединений

В связевых и рамно – связевых стальных каркасах многоэтажных зданий крепление раскосов связей рационально производить непосредственно к колонне (Рисунок А.16). При таком решении упрощается крепление ригеля или балки перекрытия, так как снижается усилие, передающееся с ригеля или балки на колонну. Соединение раскосов связей к колонне может выполняться на сварке или болтах. Проще это делать с помощью монтажной сварки. Болтовые соединения, особенно на высокопрочных болтах, требуют более высокой точности изготовления (Рисунок А.17).

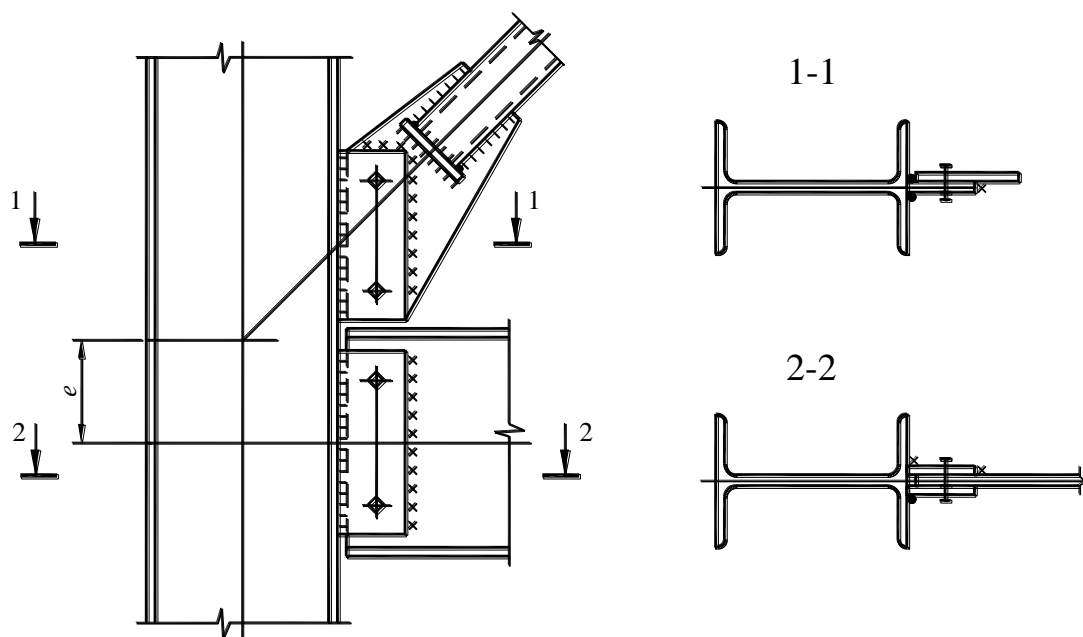


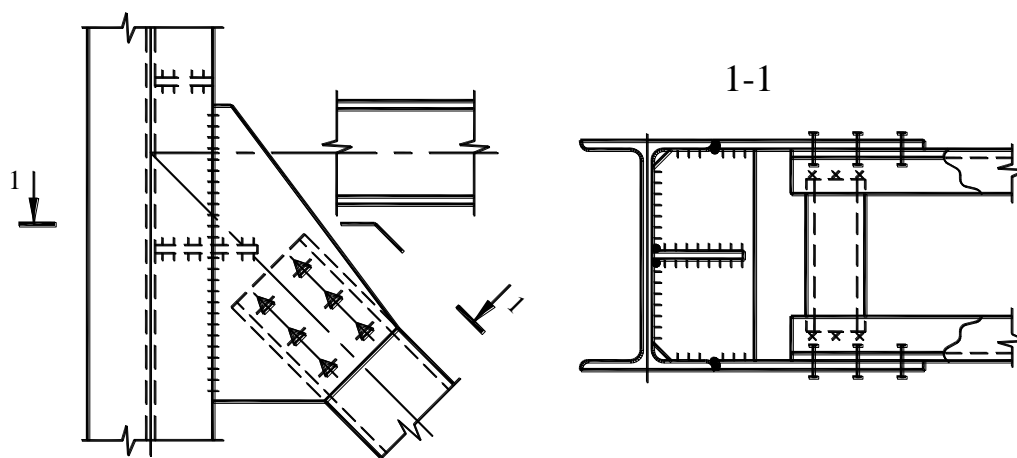
Рисунок А.16 – Узловое соединение связей на сварке

В связевых каркасах прикрепление раскосов связей к колонне приводит иногда к расцентровке раскосов в узле, как это показано на Рисунке А.16. В этом случае колонна должна рассчитываться с учетом дополнительного момента.

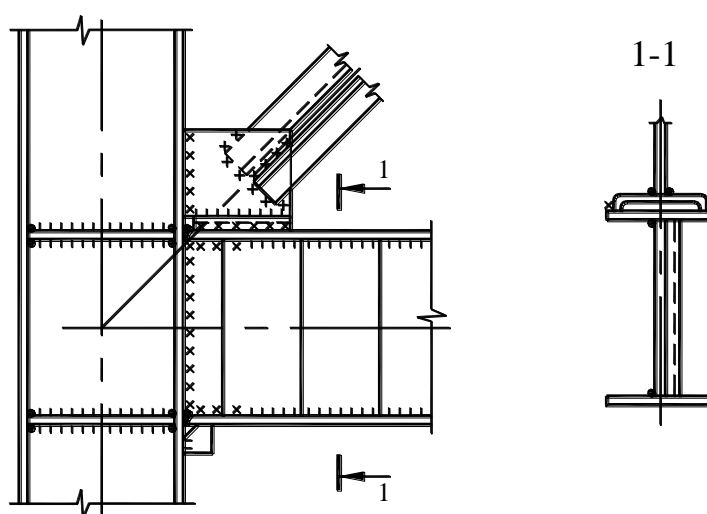
Прикрепление фасонки раскоса одновременно к колонне и к ригелю или балке допускается только при установке специальных корытообразных элементов на пояс ригеля

и/или колонны (Рисунок А.18).

Размеры корытообразного элемента назначаются по расчету.



**Рисунок А.17 – Болтовое соединение связей**



**Рисунок А.18 –Узел рамно-связевого каркаса**

На Рисунке А.19 показан узел связевого каркаса с колоннами трубчатого сечения. Для передачи усилия с раскоса связей на ригель необходима установка диафрагмы в колонне или накладок, прикрепляющих пояс ригеля к стенкам колонны.

В некоторых случаях, особенно при значительных усилиях в связях, в каркасах с трубчатыми колоннами целесообразно крепить фасонку раскоса непосредственно к ригелю (Рисунок А.20).

База колонны двутаврового сечения связевого каркаса показана на Рисунке А.21. Ось раскоса связи следует центрировать на точку пересечения оси колонны с опорной плитой.

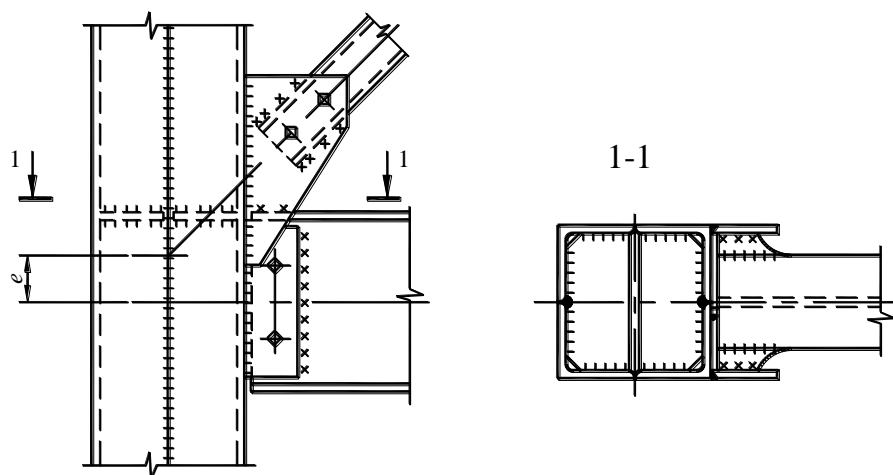


Рисунок А.19 – Узел связевого каркаса

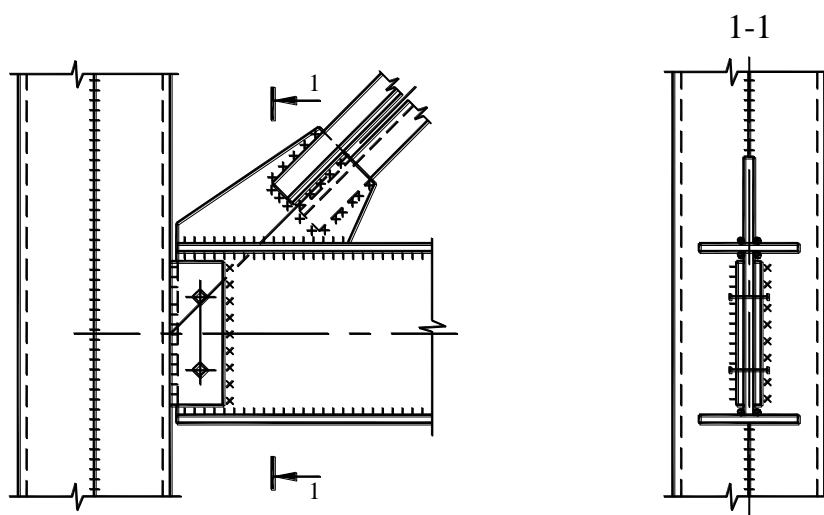


Рисунок А.20 – Узел связевого каркаса

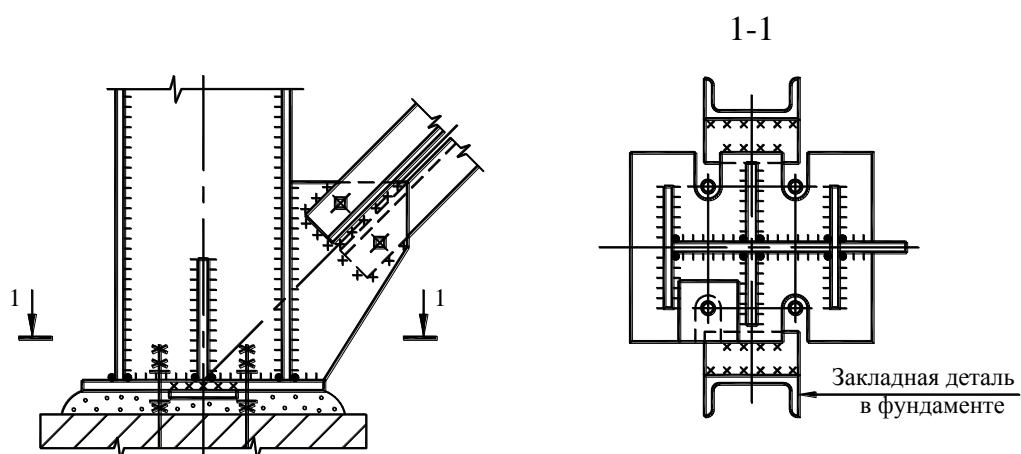


Рисунок А.21 – База колонны двутаврового сечения

На Рисунке А.22 приведен вариант базы колонны трубчатого сечения связевого каркаса многоэтажного здания. При необходимости, для уменьшения толщины опорной плиты, могут быть установлены вертикальные ребра жесткости.

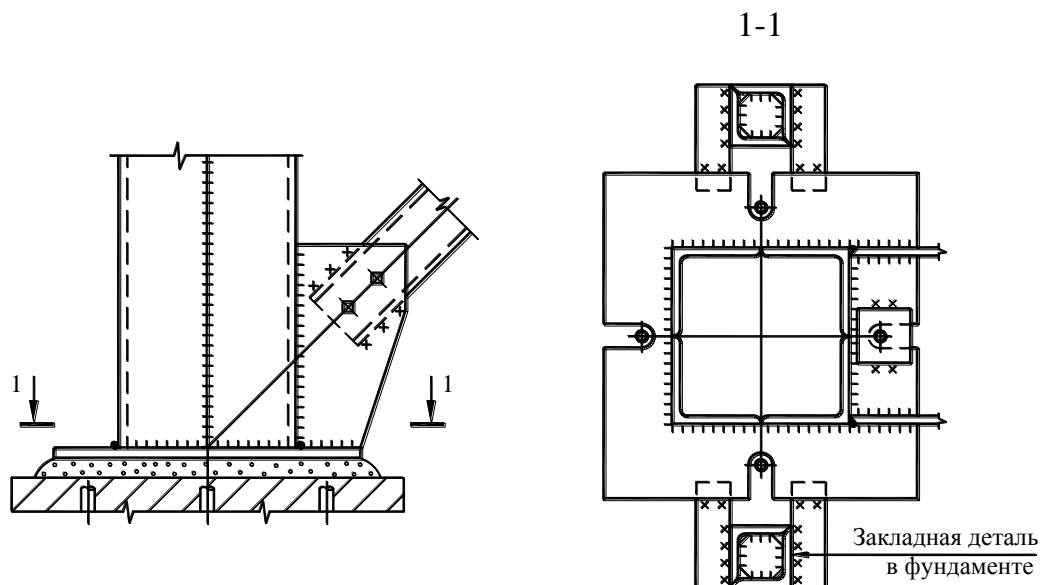


Рисунок А.22 – База колонны трубчатого сечения

#### А.4.3 Энергопоглощающие элементы рамно-связевых и связевых каркасов

В связевых каркасах могут быть установлены энергопоглотители различных типов. На Рисунках А.23–А.28 приведены наиболее простые и эффективные типы стальных энергопоглощающих элементов.

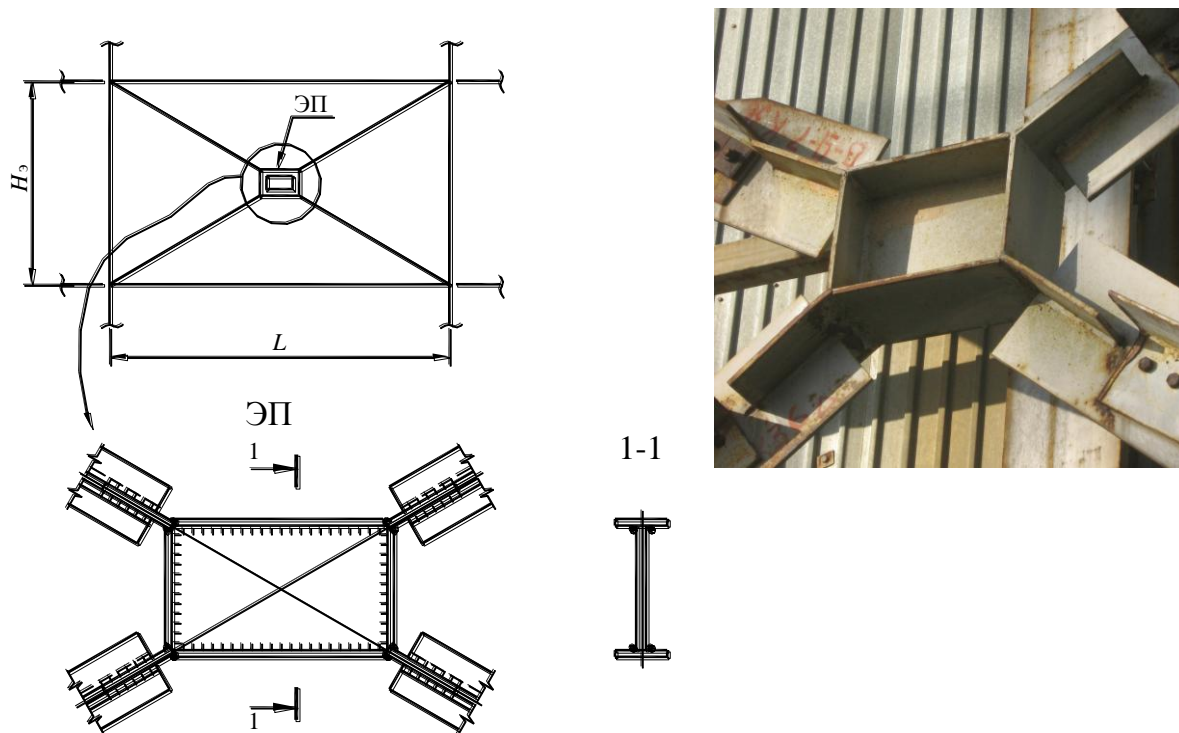
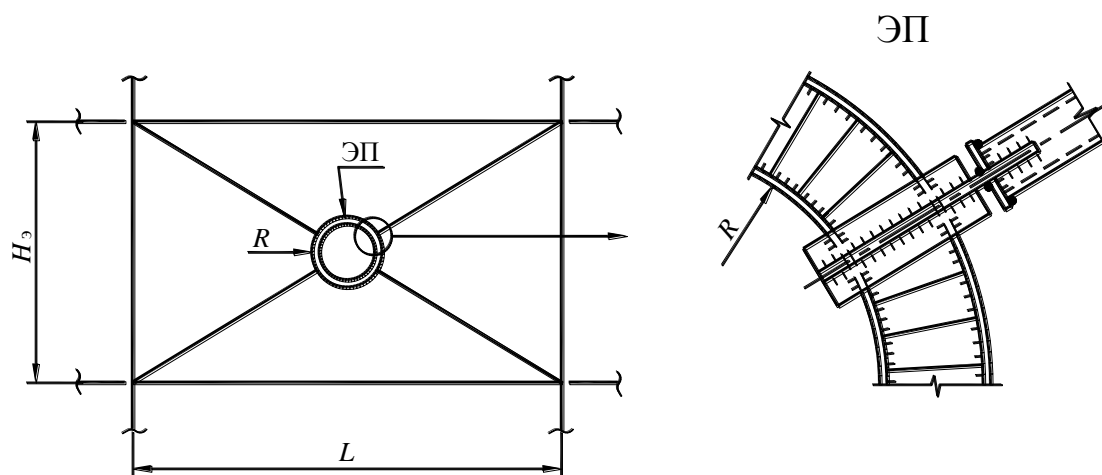


Рисунок А.23 – Крестовая связь со сдвиговым энергопоглотителем

В крестовых связях, работающих на растяжение-сжатие или только на растяжение, надежно работают сдвиговые энергопоглотители, которые устанавливаются в узле пересечения раскосов (Рисунок А.23). У этого энергопоглотителя в упруго – пластической стадии работает только стенка на сдвиг.

Обрамляющие стенку пластины и диагональные элементы, прикрепляющие энергопоглотитель к элементам каркаса, должны работать на растяжение в упругой стадии.

Отличительной особенностью сдвигового энергопоглотителя является высокая жесткость.

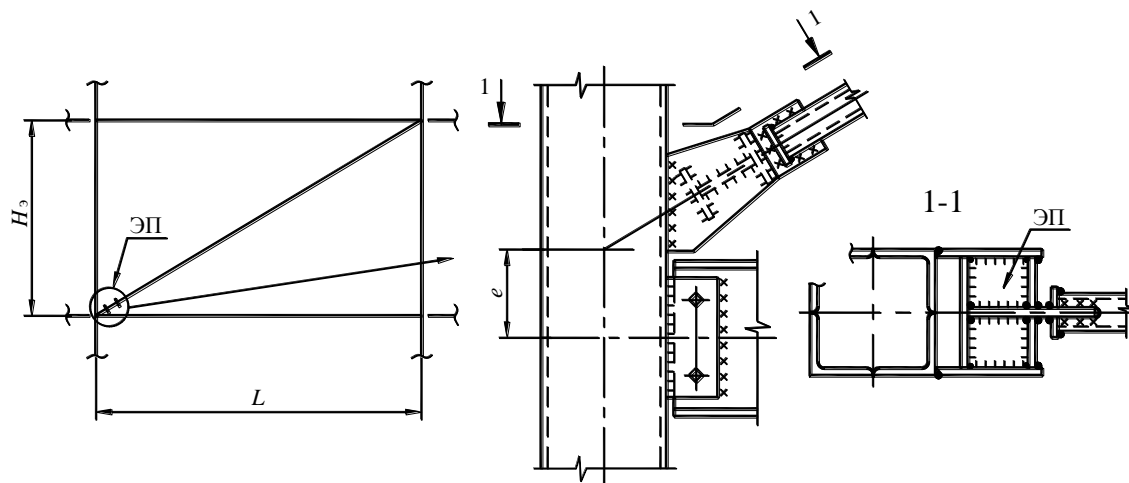


**Рисунок А.24 – Крестовая связь с кольцевым энергопоглотителем**

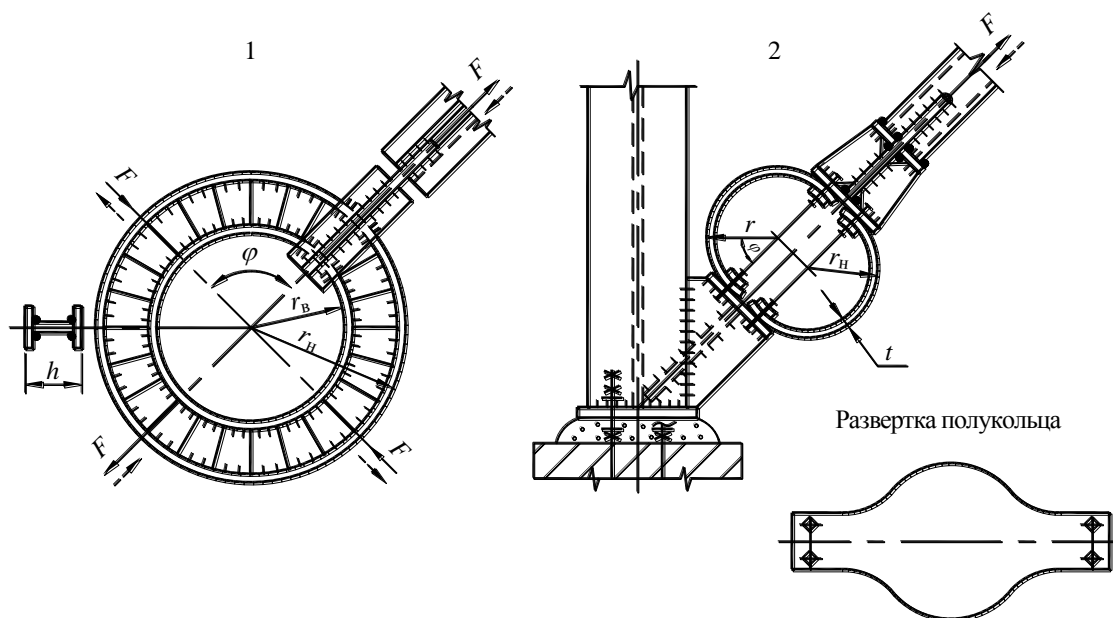
Для снижения жесткости каркаса в крестовых связях следует устанавливать кольцевой энергопоглотитель (Рисунок А.24), у которого в пластической стадии работают пояса двутаврового кольца в зонах прикрепления диагональных элементов (раскосов). Для обеспечения устойчивости стенку кольца делают гофрированной. Диагональные элементы связей, в которых установлен кольцевой энергопоглотитель, должны работать на растяжение-сжатие в упругой стадии. Применение гибких раскосов, работающих только на растяжение, недопустимо.

В раскосных или полураскосных связях следует устанавливать сдвиговые энергопоглотители, показанные на Рисунке А.25, у которых стенки двутавра работают на сдвиг за пределами упругости стали, а обрамляющие стенку пластины и сам диагональный элемент должны работать на растяжение-сжатие в упругой стадии.

Для полураскосных связей эффективна также установка энергопоглотителей кольцевого типа, изготовленных из стальных горячекатаных труб или листовой стали (Рисунок А.26). Для максимального вовлечения материала полуколец в пластическую работу их очертание назначают по закону изменения момента, т.е. с зонами равного сопротивления.



**Рисунок А.25 – Раскосная связь со сдвиговым энергопоглотителем**



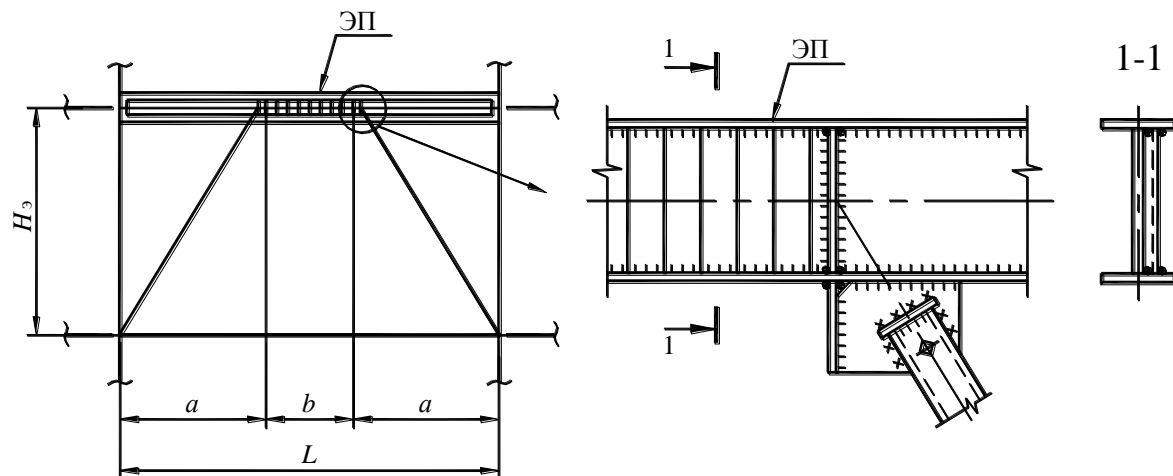
1 – двутаврового сечения; 2 – листового сечения

**Рисунок А.26 – Кольцевые энергопоглотители**

Для обеспечения свободных проходов внутри здания следует устанавливать полу-

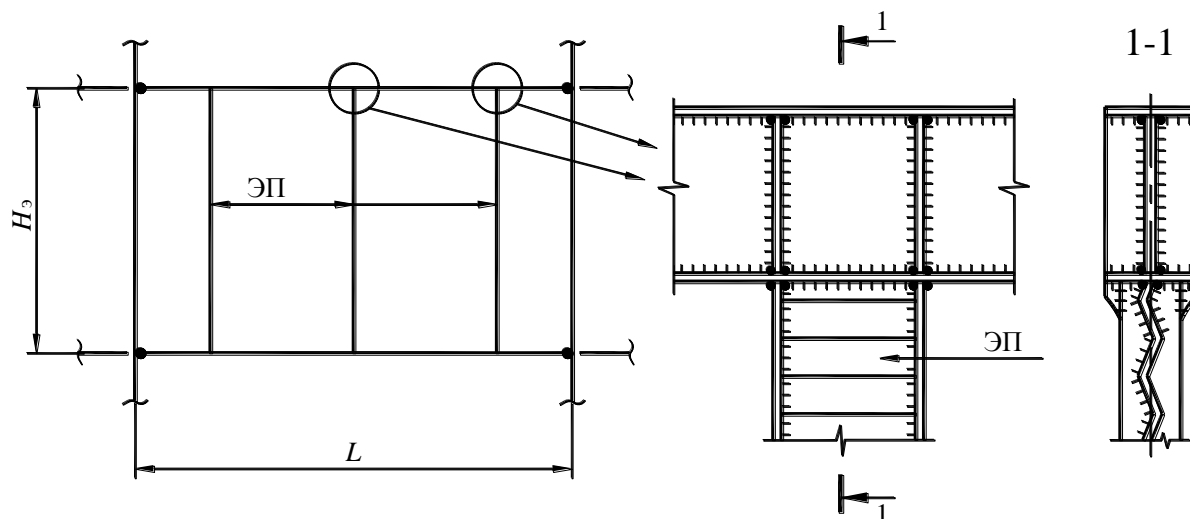


раскосные связи с расцентрованными раскосами, оснащенные балочными энергопоглотителями (Рисунок А.27), или связи рамного типа (Рисунок А.28). Связи рамного типа с балочными энергопоглотителями удобно применять по наружным рядам колонн, так как они позволяют просто устанавливать окна и витражи.



**Рисунок А.27 – Полураскосная связь с балочным энергопоглотителем**

В двутавровых балочных энергопоглощающих элементах в пластической стадии работают пояса, поэтому для эффективной и надежной их работы необходимо устраивать в них зоны равного сопротивления. Для обеспечения устойчивости, стенки балочных энергопоглотителей следует выполнять гофрированными.



**Рисунок А.28 – Связь рамного типа с балочным энергопоглотителем**

Обязательным условием надежной работы стального каркаса на знакопеременные сейсмические нагрузки является наличие остаточных упруго работающих элементов, жесткость которых не должна быть менее 25 % от первоначальной общей жесткости каркаса. Наличие упруго работающих элементов с жесткостью указанной величины исключает накопление односторонних деформаций каркаса здания, что обеспечивает надежную его работу на весь эксплуатационный период.

## **Приложение Б** *(информационное)*

### **Конструктивные формы и расчет энергопоглощающих элементов**

#### **Б.1 Основные типы энергопоглощающих элементов**

Энергопоглощающие элементы стальных каркасов многоэтажных зданий можно разделить на две группы:

А. Отдельные несущие элементы непосредственно стальных каркасов (ригели рам, стенки рамных узлов, траверсы баз колонн), которые работают в упруго–пластической стадии при пиковых перегрузках во время землетрясений.

В. Специальные стальные элементы–энергопоглотители различных конструктивных форм, устанавливаемые в каркасы зданий.

Обе эти группы энергопоглощающих элементов, в зависимости от характера пластических деформаций материала, целесообразно разделить на три вида: сдвиговые, изгибаемые и растянуто–сжатые.

Эффективность работы различных типов энергопоглотителей определяется их удельной одноцикловой и общей энергопоглощающими способностями. Чем выше эти показатели, тем эффективней энергопоглотитель. Наибольшей энергопоглощающей способностью обладают элементы, материал которых работает за пределом упругости на сдвиг, растяжение–сжатие, наименьший – на изгиб.

По конструктивным признакам энергопоглотители можно разделить на три основных типа: сдвиговые, балочные и кольцевые.

Основной целью установки энергопоглощающих элементов в стальных каркасах многоэтажных зданий является предотвращение разрушения основных несущих конструкций (колонн, ригелей или связей) при возможных пиковых перегрузках во время землетрясений. Энергопоглотители выполняют роль предохранителей, обеспечивающих надежную работу несущих металлоконструкций зданий при землетрясениях.

Это достигается за счет поглощения энергий внешних сейсмических воздействий в каждом полупериоде колебаний здания, благодаря работе металла энергопоглощающих элементов в пластической стадии. При этом поглощающая энергия преобразуется в тепло и отводится от каркаса в окружающую среду.

Нагрев элементов энергопоглотителей при их работе в пластической стадии достигает 120 – 150 °С, что увеличивает долговечность их работы на знакопеременные циклические нагрузки.

#### **Б.2 Малоцикловая прочность энергопоглотителей**

Малоцикловая прочность стальных энергопоглощающих элементов оценивается долговечностью их работы в упруго-пластической стадии при жестком циклическом нагружении. Долговечность работы энергопоглотителей зависит от уровня пластического деформирования металла, пластичности материала и характера знакопеременного нагру-

жения. При этом конструктивные формы энергопоглощающих элементов должны обеспечивать минимальный уровень концентрации напряжений в зонах пластического деформирования металла.

Учитывая низкий уровень концентрации напряжений у предлагаемых ниже энергопоглотителей, для оценки долговечности их работы в упругопластической стадии на знакопеременные циклические нагрузки с постоянной амплитудой деформирования (жесткое нагружение) рекомендуется использовать уравнение Мэнсона-Коффина [8]:

$$N^m \cdot \xi_n = N^m \cdot e \cdot \xi_T = C, \quad (\text{Б.1})$$

где  $N$  – число циклов нагружения до появления первой трещины;  $m = 0,5$ ;

$\xi_n$  – величина относительных пластических деформаций стали;

$e$  – уровень пластических деформаций;

$\xi_T$  – предельная упругая относительная деформация стали;

$C = 0,5 \cdot \ln \frac{1}{1 - \psi_k}$ , где  $\psi_k$  – относительное сужение образца стали в момент разру-

шения при статическом нагружении.

Если принять количество циклов, которые должны выдержать энергопоглощающие элементы за два землетрясения расчетной интенсивности,  $N = \frac{60}{T_1}$ , где  $T_1$  – период первого (основного) тона собственных колебаний каркаса здания, то по Формуле (Б.1) можно определить допустимый уровень пластических деформаций энергопоглотителя:

$$e = \frac{\xi_n}{\xi_T}, \quad \text{где } \xi_T = \frac{f_{y,\max}}{E}.$$

Для надежной работы стальных энергопоглотителей при землетрясении необходимо чтобы они в каждом полупериоде колебаний каркаса поглощали не менее 50 % поступающей к ним энергии сейсмических воздействий. В частности, для каркасов, у которых энергопоглощающие элементы установлены на каждом этаже, поглощаемая за один полупериод энергия сейсмических воздействий должна быть не менее:

$$W_{\text{эп}} = 0,25 \cdot Q_i \cdot U_i, \quad (\text{Б.2})$$

где  $Q_i$  – поперечная сейсмическая нагрузка в уровне  $i$ -го этажа;

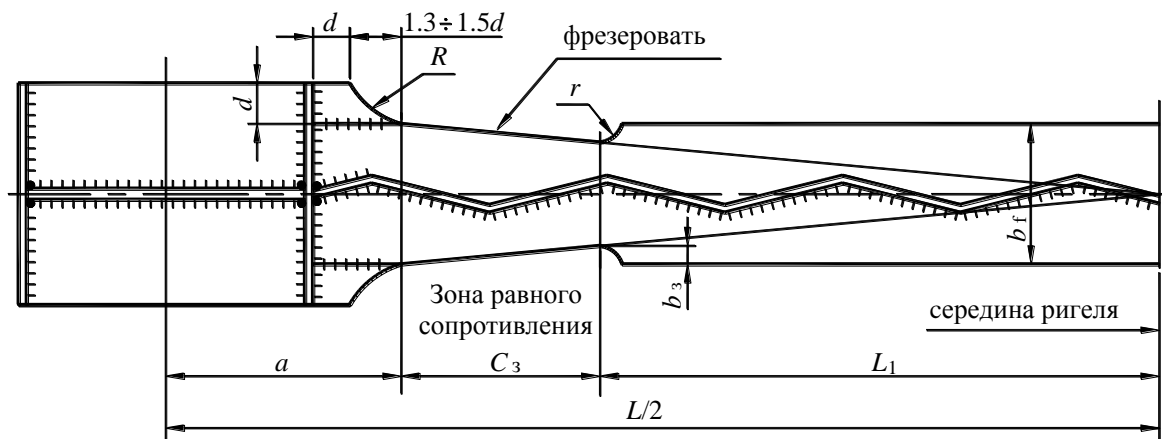
$U_i$  – перемещение в пределах  $i$ -го этажа от этой нагрузки.

Эту энергию (Формула Б.2) должны поглотить все энергопоглотители, установленные в пределах этого этажа. При этом фактический уровень пластических деформаций энергопоглотителей зависит от их конструктивной формы и материала.

### **Б.3 Ригели и узлы стальных рамных каркасов, работающие в упругопластической стадии**

Ригели стальных рамных и рамно–связевых каркасов многоэтажных зданий, работающие в упруго–пластической стадии при землетрясениях расчетной интенсивности и выполняющие роль энергопоглотителей балочного типа целесообразно выполнять в виде сварных двутавров с тонкой поперечно–гофрированной стенкой, имеющих высокую малоцикловую прочность. Пояса ригелей, в которых предусмотрено развитие пластических

деформаций, должны выполняться из пластичных сталей и иметь зоны равных сопротивлений. Зоны равных сопротивлений поясов ригелей, где будут развиваться пластические деформации при пиковых перегрузках во время землетрясений, должны быть вынесены за пределы сварных соединений ригелей с колоннами (Рисунок Б.1).



**Рисунок Б.1 – Нижний пояс двутаврового ригеля с поперечно-гофрированной стенкой и зоной равного сопротивления**

Кромки поясных листов ригелей в зонах равного сопротивления должны быть фрезерованными с плавными переходами к основному сечению ригеля в начале и в конце зоны. Максимальный свес поясов в этих зонах должен быть не более  $0,25 t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}}$ , где

$t_f$  – толщина пояса. Если по верхним поясам ригелей укладывается толстая железобетонная плита, объединенная с ригелями, то зоны равного сопротивления следует предусматривать только в нижних поясах. Длина выреза в поясе для создания зоны равного сопротивления  $C_3$  определяется расчетом из условия малоциклового прочностного поведения пояса ригеля, а уклон кромки пояса в месте выреза – по формуле:  $b_3 / C_3 = 0,5 \cdot \frac{b_f}{0,5 \cdot L - a}$ ,

где  $L$  – пролет ригеля между осями колонн;  $a$ ,  $b_f$ ,  $C_3$ ,  $b_3$  – см. Рисунок Б.1.

Длину выреза  $C_3$  рекомендуется принимать не более 300 мм. Размеры деталей уширения поясов в местах примыкания к колоннам, назначать в соответствии с Рисунком Б.1.

На Рисунке Б.2 показан один крестообразный элемент  $i$ -го этажа рамного каркаса, нагруженный расчетной горизонтальной сейсмической нагрузкой  $Q_i$ , у которого один пояс полуригеля работает в упруго-пластической стадии, и циклограмма его работы при знакопеременном нагружении.

Поперечная сила в ригеле от нагрузки  $Q_i$ :  $Q_p = Q_i \cdot \frac{H}{L}$ , изгибающий момент в середине

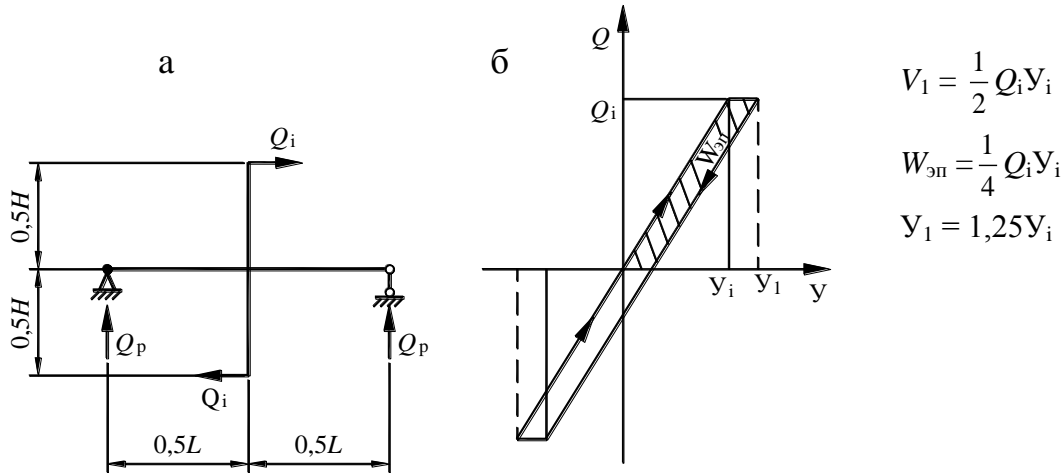
зоны равных сопротивлений  $M_3 = Q_i \cdot \frac{H}{L} \cdot (L_1 + 0,5 \cdot C_3)$  (см. Рисунок Б.1).

Поглощенная за один полуцикл энергия поясом ригеля в пределах зоны равных сопротивлений при работе материала в пластической стадии по диаграмме Прандтля равна:

$$W = \frac{M_3}{h_p} \cdot \Delta_n, \quad (\text{Б.3})$$

где  $h_p$  – расстояние между центрами поясов ригеля;  $\Delta_n = \frac{f_{y,\max}}{E} \cdot e \cdot C_3$ ;

$e$  – уровень пластических деформаций пояса в зоне равных сопротивлений длиной  $C_3$ .



**Рисунок Б.2 – Крестообразный элемент 2-го этажа рамного каркаса (а) и циклограмма его работы (б) при знакопеременном нагружении горизонтальной сейсмической нагрузкой**

Крестообразному элементу каркаса необходимо за один полуцикл колебаний поглотить энергию сейсмических воздействий  $W_{эн} = 0,25 \cdot Q_i \cdot Y_i$ , где  $Y_i = \frac{H}{n}$  – перемещения в пределах  $i$ -го этажа каркаса от горизонтальных сейсмических нагрузок,  $\frac{1}{n} = \left[ \frac{1}{150} \right]$  – принятое допустимое относительное горизонтальное перемещение этажа.

Приравнявая  $W_{эн}$  и  $W$ , определим фактический уровень пластических деформаций пояса ригеля в зоне равного сопротивления крестообразного элемента каркаса:

$$e = \frac{0,25 \cdot Q_i \cdot \frac{H}{n}}{Q_i \cdot \frac{H}{L} \cdot (L_1 + 0,5 \cdot C_3) \cdot \frac{1}{h_p} \cdot \frac{f_{y,\max}}{E} \cdot C_3} = \frac{E \cdot h_p \cdot L}{4 \cdot n \cdot (L_1 + 0,5 \cdot C_3) \cdot f_{y,\max} \cdot C_3} \quad (\text{Б.4})$$

#### **ПРИМЕР Б.1 Определение уровня пластических деформаций пояса ригеля в зоне равного сопротивления.**

Исходные данные:  $n = 150$ , пролет  $L = 600$  см, высота ригеля  $h_p = 45$  см,  $L_1 = 245$  см;

длина зоны равного сопротивления  $C_3 = 20$  см.

Материал конструкций - сталь S275 с  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> по СТ РК EN 10025-2,

Максимально допустимое значение предела текучести равно:

$f_{y,\max} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 = 378$  Н/мм<sup>2</sup> (см. 2.2.2.2 пособия),

Фактический уровень пластических деформаций пояса ригеля в зоне равного сопротивле-

ния, определенный по Формуле (Б.4), равен:  $e = 4,9$ .

Допустимый уровень пластических деформаций пояса ригеля в зоне равного сопротивления определяется по Формуле (Б.1) для стали S275.

Если период основного тона собственных колебаний здания  $T_1 = 1,0$  с, то количество циклов, которые оно должно выдержать за два землетрясения расчетной интенсивности, будет равно:

$$N = \frac{60}{T} = \frac{60}{1,0} = 60.$$

Коэффициент  $C$  для стали S275 в Формуле (Б.1), при  $\psi_k = 0,535$  для малоуглеродистой стали, будет равен:

$$C = 0,5 \cdot \ln \frac{1}{1 - \psi_k} = 0,5 \cdot \ln \frac{1}{1 - 0,535} = 0,382.$$

Тогда допустимый уровень пластических деформаций пояса ригеля « $e$ » равен:

$$[e] = \frac{C}{N^{0,5} \cdot \xi_T} = \frac{0,382}{\sqrt{60} \cdot \frac{378}{210000}} = 27,4.$$

Полученное значение допустимого уровня пластических деформаций  $[e] = 27,4$  значительно больше фактического уровня пластических деформаций пояса в зоне равного сопротивления, равного  $e = 4,9$ . Малоцикловая прочность ригеля обеспечена.

Если принять длину зоны равного сопротивления  $C_3 = 3$  см, то фактический уровень пластических деформаций пояса в зоне равного сопротивления будет равен:  $e = 33,8$ , что больше допустимого уровня пластических деформаций  $[e] = 27,4$ , что недопустимо, так как малоцикловая прочность ригеля каркаса при этом не обеспечена.

Малоцикловая прочность ригелей рамных каркасов без зон равного сопротивления, как правило, всегда не обеспечена.

В связевых и рамно–связевых каркасах иногда применяют конструктивные решения с эксцентричным присоединением связей к балкам перекрытий, заставляя последние работать на изгиб в упруго–пластической стадии (см. Рисунок Б.3 тип 4). При этом пластические деформации могут развиваться как в поясах балок, так и в плоской стенке консоли от сдвига. Если пластические деформации предусматриваются в поясах консолей, то в них устраиваются зоны равного сопротивления, показанные на Рисунке Б.1. При развитии сдвиговых деформаций в стенках консолей балок, гибкости стенок назначаются в соответствии с рекомендациями для стенок рамных узлов каркасов.

В плоской стенке рамного узла в колоннах с гофрированной стенкой (см. Рисунок А.7) стального каркаса допускается развитие сдвиговых пластических деформаций при пиковых перегрузках во время землетрясения. В этом случае расчет стенки выполняется только на поперечную силу, действующую в стенке узла  $Q_{уз}$ . Нормальная сила  $N_k$  и изгибающий момент  $M_k$ , возникающие в колонне при землетрясении должны быть восприняты только ее поясами. Прочность пояса колонны с гофрированной стенкой в зоне рамного узла определяется по формуле:

$$\frac{N_k}{2 \cdot A_f} + \frac{M_k}{h_1 \cdot A_f} \leq f_y / \gamma_{M0}, \quad (Б.5)$$

где  $A_f$  – площадь пояса колонны в пределах узлового соединения;

$h_1$  – расстояние между центрами поясов колонны.

Площадь сечения стенки узла, в котором предусматривается развитие пластических

деформаций, определяется по формуле:

$$A_w = \frac{Q_{yz}}{f_{y,\max} / \sqrt{3}} \quad (\text{Б.6})$$

где поперечная сила, действующая в стенке узла  $Q_{yz}$  определяется по формуле:

$$Q_{yz} = \frac{(M_{\text{рл}} + M_{\text{рп}}) - Q_{\text{кв}}}{h_p}, \text{ здесь } M_{\text{рл}} \text{ и } M_{\text{рп}} - \text{изгибающие моменты в ригелях, примы-}$$

кающих к узлу,  $Q_{\text{кв}}$  – поперечная сила в колонне.

Если в стенке рамного узла не допускается развитие пластических деформаций, то площадь сечения стенки узла определяется по формуле:  $A_w = \frac{Q_{yz}}{0,8 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{\text{М0}})}$ .

Величины допустимых и фактических относительных пластических сдвиговых деформаций стенки рамного узла определяются по изложенной выше методике.

Зная энергию сейсмических воздействий  $W_{\text{эп}}$ , вычисляемую по Формуле (Б.2), которую необходимо поглотить за один полуцикл стенкой узла, работающей на сдвиг в пластической стадии, определяется величина фактического уровня ее сдвиговых деформаций:

$$e = \frac{W_{\text{эп}} \cdot G}{Q_{yz} \cdot h_w \cdot (f_{y,\max} / \sqrt{3})}, \quad (\text{Б.7})$$

где  $G$  – модуль сдвига стали;

$h_w$  – высота стенки рамного узла.

Если величина « $e$ » меньше предельно допустимого уровня  $[e]$ , определенного по Формуле (Б.1), то малоцикловая прочность стенки рамного узла обеспечена и каркас будет надежно работать при перегрузках во время землетрясений.

Стенка рамного узла должна быть рассчитана на устойчивость с учетом работы ее материала за пределами упругости. Для средних значений уровня пластических сдвиговых

деформаций стенки  $e_\tau = \frac{\gamma_n}{\gamma_T} \leq 15$ , где  $\gamma_T = \frac{\tau_T}{G}$ , ее гибкость должна быть не более:

$$\lambda = \frac{b_{\min}}{t_w} \leq \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{\text{М0}}}}, \text{ где } b_{\min} - \text{меньший размер стенки рамного узла.}$$

В случае невыполнения данного условия, необходимо установить ребра жесткости в пределах рамного узла, с последующей проверкой устойчивости отсека стенки узла.

В базах колонн, заземленных в фундаментах (см. Рисунки А.13, А.14) развитие сдвиговых пластических деформаций предусматривается в стенках траверс. При этом величина сдвигающей силы в траверсе  $Q_T$  принимается равной усилию в фундаментных болтах одной траверсы.

Приближенно, поперечная сила, воспринимаемая стенкой траверсы, может быть определена по формуле  $Q_{w,T} \approx 0,9 Q_T$ . В этом случае требуемая площадь поперечного сечения стенки траверсы будет равна:

$$A_{w,T} = \frac{0,9 \cdot Q_T}{f_{y,\max} / \sqrt{3}}, \quad (\text{Б.8})$$

где  $f_{y,\max}$  – максимально допустимое значение предел текучести стали стенки траверсы.

Уровень пластических деформаций стенок траверс определяется по формуле:

$$e = \frac{W_{\text{эн}} \cdot G}{2 \cdot (f_{y,\text{max}} / \sqrt{3}) \cdot a_{\text{T}} \cdot Q_{\text{w,T}}} \leq [e], \quad (\text{Б.9})$$

где  $W_{\text{эн}}$  – энергия сейсмических воздействий, поглощаемая за один полуцикл по Формуле (Б.2);

$a_{\text{T}}$  – ширина стенки траверсы.

#### Б.4 Сдвиговые энергопоглотители

На Рисунке Б.3 приведены несколько типов сдвиговых энергопоглотителей, рекомендуемых для применения в стальных связевых каркасах многоэтажных зданий.

Энергопоглотители первого типа (Рисунок Б.3, тип 1) применяются как в сжато-растянутых крестовых связях, так и в работающих только на растяжение (концентрические Х-образные диагональные связи). В пластической стадии работает только металл стенки энергопоглотителя. Обрамляющие листы энергопоглотителя должны работать в упругой стадии за исключением небольших участков прикрепленных к фасонкам связей, где возникает фибровая текучесть стали от местного изгиба.

Подбор сечений элементов энергопоглотителя производится по усилиям в диагоналях связей от горизонтальных сейсмических нагрузок. При сжато-растянутых связях с усилиями в диагоналях  $\pm N$ , площадь поперечного сечения стенки энергопоглотителя определяется по формуле:

$$A_{\text{w}} = \frac{K \cdot 2 \cdot N \cdot \cos \alpha}{f_{y,\text{max}} / \sqrt{3}}, \quad (\text{Б.10})$$

где  $K \approx 0,95 \div 0,9$ .

Размеры стенки энергопоглотителя желательно принимать максимально возможной величины из условия устойчивости при работе на сдвиг в пластической стадии. При этом,

максимальное отношение  $\frac{a_{\text{min}}}{t_{\text{w}}} \leq \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{\text{M0}}}}$ , где  $a_{\text{min}}$  – меньший размер стенки. Если это

условие не выдерживается, то целесообразно уменьшить  $a_{\text{min}}$  путем установки ребер жесткости на стенке энергопоглотителя.

Обрамляющие листы такого энергопоглотителя подбираются из условия прочности при  $a_{\text{w}} > h_{\text{w}}$  по формуле:

$$A_{\text{f}} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{\text{M0}}} \quad (\text{Б.11})$$

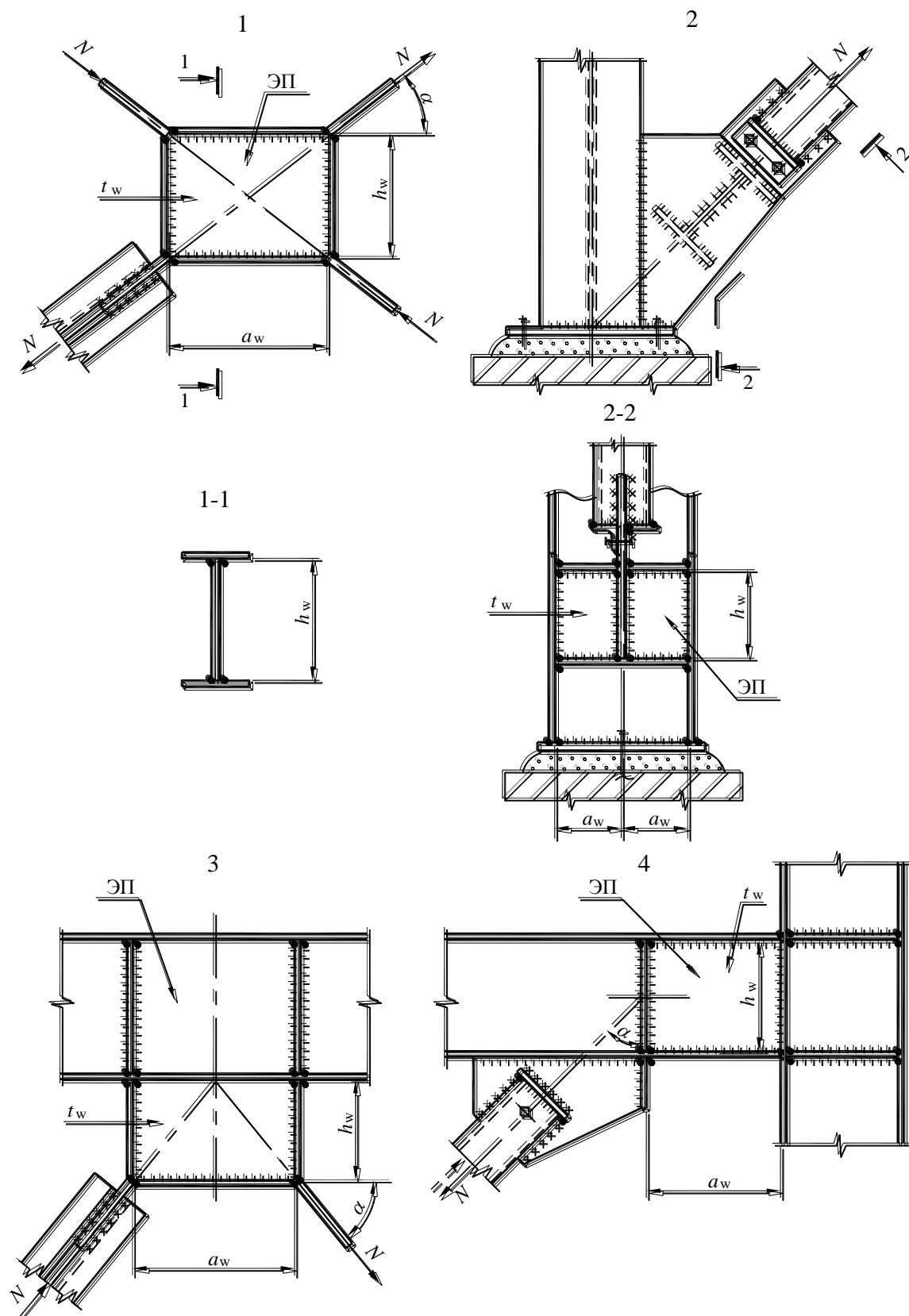
Если  $a_{\text{w}} < h_{\text{w}}$ , то в Формуле (Б.11) вместо  $N \cdot \cos \alpha$  принимают  $N \cdot \sin \alpha$ .

При этом свес обрамляющих листов должен соответствовать требованиям для 1 и 2 классов поперечных сечений. Площадь поперечного сечения фасонки связей определяется по:

$$A = \frac{N}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{\text{M0}}}. \quad (\text{Б.12})$$

При этом ее ширина принимается равной ширине обрамляющих листов энергопоглотителя.





1 – для крестовых связей; 2 – для раскосных связей;  
3 – для полураскосных связей; 4 – с расцентрованными связями.

**Рисунок Б.3 – Сдвиговые энергопоглотители**

Малоцикловая прочность такого энергопоглотителя определяется из условия поглощения им 50 % поступившей энергии от горизонтальной сейсмической нагрузки, определяемой по Формуле (Б.2).

Критерием малоцикловой прочности энергопоглотителя является уровень пластических деформаций стенки « $e$ », который должен быть меньше предельно допустимого [ $e$ ], определяемого по Формуле (Б.1).

Уровень пластических деформаций « $e$ » определяется по формуле:

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot 2 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot h_w \cdot (f_{y,\max} / \sqrt{3})} = \frac{W \cdot G}{1,1 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot h_w \cdot f_{y,\max}} \quad (\text{Б.13})$$

Катеты поясных швов, прикрепляющих стенку энергопоглотителя к обрамляющим листам, должны быть не менее  $0,9 t_w$ . Сварку элементов энергопоглотителя производить полуавтоматом в среде защитных газов.

Энергопоглотители второго типа (Рисунок Б.3, тип 2) применяются в раскосных связях (концентрические диагональные и V-образные связи). При расчетном усилии в связи  $N$ , площадь поперечного сечения стенки энергопоглотителя, работающей в пластической стадии, определяется по формуле:

$$A_w = \frac{K \cdot N}{2 \cdot (f_{y,\max} / \sqrt{3})} \quad (\text{Б.14})$$

Размеры стенки энергопоглотителя подбираются по тем же критериям, что и для первого типа. Обрамляющие листы энергопоглотителя второго типа назначаются из условия прочности:

$$A_f = \frac{0,5 \cdot N \cdot a_w}{h_w \cdot 0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{Б.15})$$

где  $a_w, h_w$  – ширина и высота стенки энергопоглотителя.

Критерием малоцикловой прочности энергопоглотителя служит уровень пластических деформаций стенки:

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot N \cdot (f_{y,\max} / \sqrt{3}) \cdot a_w} = \frac{W \cdot G}{0,55 \cdot N \cdot a_w \cdot f_{y,\max}} \quad (\text{Б.16})$$

Расчет и конструирование энергопоглотителей третьего и четвертого типов (Рисунок Б.3, тип 3 и 4), применяемых для эксцентрических связей с короткими и промежуточными звеньями, незначительно отличаются от первого типа.

#### **ПРИМЕР Б.2 Расчет и конструирование энергопоглотителя типа 1, установленного в крестовые связи, работающие только на растяжение.**

Исходные данные: усилие в связи  $N = 450$  кН, угол наклона  $\alpha = 40^\circ$ , материал конструкций сталь S275 с  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> по СТ РК EN 10025-2.

Период колебаний основного тона каркаса  $T_1 = 1$  с, высота этажа  $H_{\text{эт}} = 3,2$  м.

Площадь сечения стенки энергопоглотителя:

$$A_w = \frac{K \cdot N \cdot \cos \alpha}{f_{y,\max} / \sqrt{3}} = \frac{0,95 \cdot 450000 \cdot 0,766}{1,1 \cdot 1,25 \cdot 27500 / \sqrt{3}} = 15,0 \text{ см}^2$$

Приняты: толщина  $t_w = 8$  мм, ширина  $a_w = 185$  мм, высота стенки  $h_w = 155$  мм.

Устойчивость стенки:  $\frac{h_w}{t} = \frac{155}{8} = 19,4 < 30$  обеспечена.

Площадь поперечного сечения обрамляющих листов:

$$A_f = \frac{N \cdot \cos \alpha}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{450000 \cdot 0,766}{0,9 \cdot 27500 / 1,0} = 13,9 \text{ см}^2$$

Принят лист – 180×8 мм. Свес  $\frac{b_{et}}{t} = \frac{90}{8} = 11,3 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{f_y / \gamma_{M0}}} = 13,8$ .

Фасонки связей:  $A = \frac{N}{0,9 \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{450000}{0,9 \cdot 27500 / 1,0} = 18,2 \text{ см}^2$ .

Принят лист – 200×10 мм.

Проверка малоциклового прочностного состояния стенки энергопоглопителя.

Горизонтальные перемещения в пределах этажа  $-\frac{H_{эт}}{n} = \frac{320}{180} = 1,8 \text{ см}$ ,

где  $\frac{1}{n} = \frac{1}{180}$  – относительное горизонтальное перемещение этажа.

Уровень пластических деформаций стенки по Формуле (Б.13):

$$e = \frac{W \cdot G}{K \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot h_{wl} \cdot (f_{y, \max} / \sqrt{3})} = \frac{0,25 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot 1,8 \cdot 8,1 \cdot 10^4}{0,95 \cdot N \cdot \cos \alpha \cdot 19,9 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot (275 / \sqrt{3})} = 8,8$$

где  $h_{wl} = h_w - 2 \cdot K_f$ , где  $K_f = 8 \text{ мм}$  – катет поясного шва стенки.

Предельно допустимый уровень пластических деформаций по Формуле (Б.1):

$$\text{для } N = \frac{60}{T} = \frac{60}{1} = 60, \text{ получим } [e] = \frac{C}{N^{0,5} \cdot \xi_T} = \frac{0,382}{\sqrt{60} \cdot \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275}{210000}} = 27,6.$$

Так как уровень пластических деформаций стенки  $e = 8,8$  значительно меньше допустимого  $[e] = 27,6$ , то малоцикловая прочность энергопоглопителя обеспечена.

## Б.5 Балочные энергопоглопители

В энергопоглопителях балочного типа в качестве элемента, поглощающего энергию сейсмических воздействий, используют стальные балки двутаврового сечения, пояса которых работают в упруго–пластической стадии. На Рисунке Б.4 показаны несколько типов балочных энергопоглопителей.

Энергопоглотитель первого типа (Рисунок Б.4, тип 1) выполнен в виде вертикального балочного элемента двутаврового сечения с поперечно–гофрированной стенкой, концы которого соединены с ригелями каркаса, и двух раскосов, работающих на растяжение–сжатие. Горизонтальная жесткость каркаса зависит от длины  $L_1$  консольной части балочного элемента, размеров его поперечного сечения и прочности стали.

Раскосы рекомендуется крепить к колоннам каркаса, так как присоединение их к ригелю увеличивает в нем поперечную силу.

Энергопоглотитель второго типа (Рисунок Б.4 тип 2) может иметь 1 – 3 вертикальных балочных элементов двутаврового сечения, жестко соединенных с ригелями каркаса. От количества и материала балочных элементов зависит жесткость каркаса и его энергопоглощающая способность.

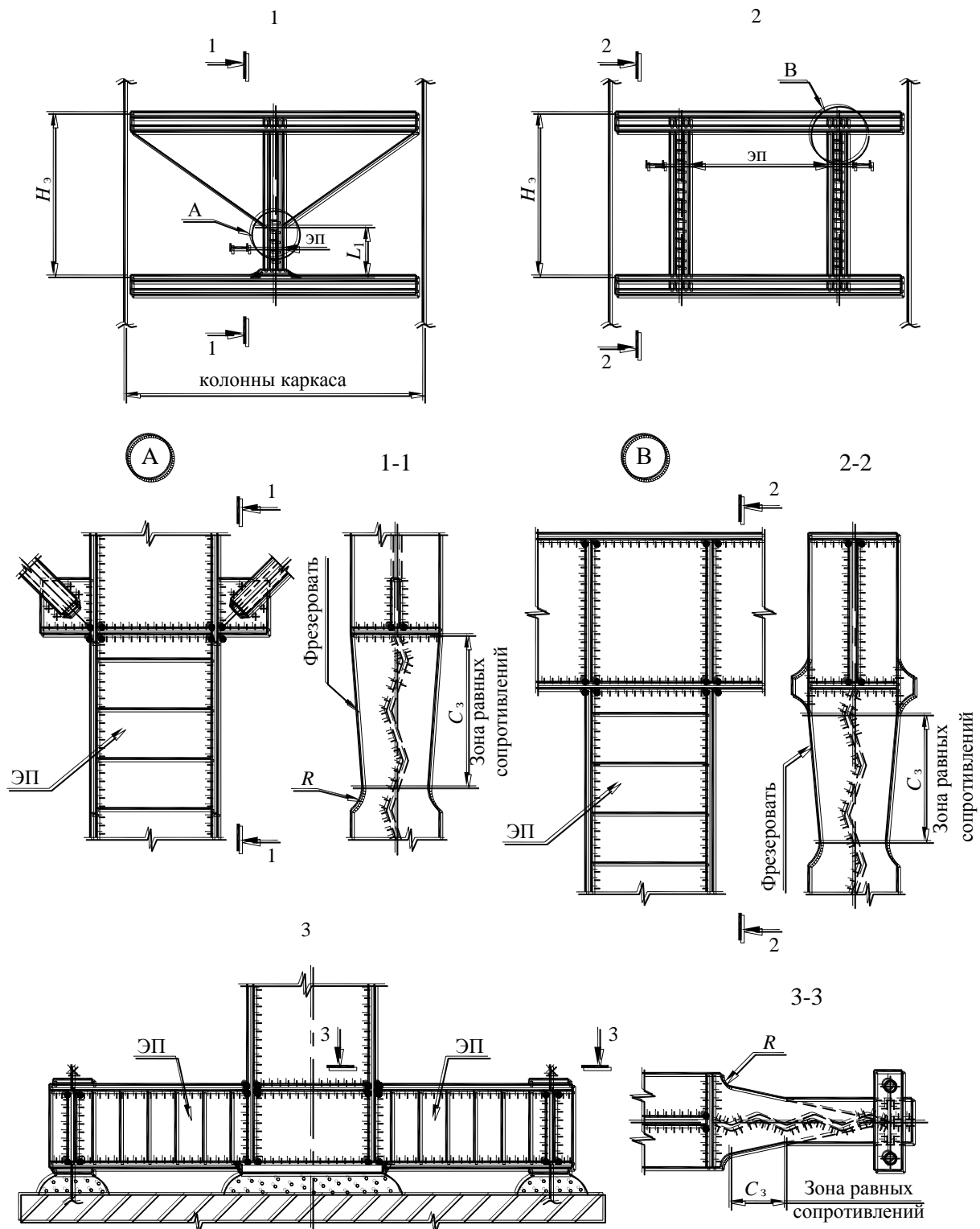


Рисунок Б.4 – Энергопоглотители балочного типа

При установке двух и более вертикальных балочных элементов (см. Рисунок Б.4 тип 2) целесообразно так назначить их параметры и марки стали, чтобы один из них работал в упругой стадии, а остальные в упруго-пластической. Это позволит иметь в каркасе упругое ядро и предотвратить накопление односторонних деформаций при колебаниях кар-

каса во время землетрясения.

Энергопоглотители балочного типа могут быть установлены в базах колонн рамного каркаса многоэтажного здания (Рисунок Б.4 тип 3). Такие энергопоглотители ограничивают изгибающий момент в нижних концах колонн от горизонтальных сейсмических нагрузок и поглощают энергию, поступающую к каркасу во время землетрясения. Развитые траверсы базы колонны снижают усилия в фундаментных болтах. Все это обеспечивает сейсмостойкость стальных каркасов многоэтажных зданий.

Развитие пластических деформаций для всех типов балочных элементов предусмотрено в зонах равного сопротивления поясов. Длина зоны равного сопротивления определяет уровень пластических деформаций стали и малоцикловую прочность энергопоглощающего элемента.

Сейсмостойкость стального каркаса многоэтажного здания прямо пропорциональна общей энергопоглощающей способности всех установленных энергопоглотителей.

Малоцикловая прочность балочных энергопоглотителей определяется из условия:

$$e < [e].$$

Уровень пластических деформаций « $e$ » в зоне равного сопротивления поясов балочного энергопоглотителя двутаврового сечения с гофрированной стенкой находится по формуле:

$$e = \frac{W_3}{\xi_T \cdot C_3 \cdot f_{y,\max} \cdot A_{f3}}, \quad (\text{Б.17})$$

где  $W_3$  – количество энергии сейсмических воздействий за один полупериод колебаний, которую необходимо поглотить зоной равного сопротивления одного пояса балочного энергопоглотителя:  $W_3 = \frac{W_{3n}}{n_3}$ ,

$$W_{3n} = \frac{W_{3n}}{n_3},$$

где  $W_{3n}$  определяется по Формуле (Б.2);

$n_3$  – количество зон равных сопротивлений одинаковых энергопоглотителей в пределах одного этажа;

$$\xi_T = \frac{f_{y,\max}}{E};$$

$C_3$  – длина зоны равного сопротивления;

$A_{f3}$  – средняя площадь поперечного сечения пояса балочного элемента в пределах длины зоны равного сопротивления, показанной на Рисунке Б.4.

## Б.6 Кольцевые энергопоглотители

На Рисунке А.26 приведены два типа кольцевых энергопоглотителей, устанавливаемых в крестовых и раскосных связях стальных каркасов многоэтажных зданий. Раскосы связей должны работать на растяжение–сжатие. Энергопоглотители кольцевого типа отличаются от сдвиговых более высокой деформативностью и меньшей удельной энергопоглощающей способностью. Энергопоглотители первого типа иногда устанавливаются в крестовых связях из архитектурных соображений.

Энергопоглотители первого типа (Рисунок А.26, тип 1) имеют двутавровое сечение. Параметры кольца  $r$ ,  $h$  назначают из конструктивных и архитектурных соображений, а

также из расчетов на прочность.

Для повышения устойчивости стенку кольца рекомендуется проектировать поперечно-гофрированной.

Максимальные усилия в кольце от сжимающих и растягивающих сил  $F$ :

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= 0,5 \cdot F \cdot r \cdot \sin \varphi \\ Q_{\max} &= F \cdot \cos \varphi / 2 \\ N_{\max} &= 0,5 \cdot F \end{aligned} \right\}, \quad (\text{Б.18})$$

где  $r$  – средний радиус кольца,  $r = r_b + 0,5h$ .

Изменение диаметра кольца в месте приложения сжимающих или растягивающих сил при совместном их действии:

$$f = \pm \frac{F \cdot r^3}{E \cdot J_k} \cdot \left[ 0,786 + \left( \frac{\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right) \cdot \cos \varphi - 0,5 \cdot \sin \varphi \right], \quad (\text{Б.19})$$

где  $J_k$  – момент инерции кольца.

Площадь поперечного сечения поясов кольца с гофрированной стенкой назначается по формуле:

$$A_f = \frac{M_{\max}}{h_1 \cdot f_{y,\max}} + \frac{0,5 \cdot N_{\text{свом}}}{f_{y,\max}}, \quad (\text{Б.20})$$

где  $N_{\text{свом}}$  – нормальная сила в кольце в сечении с максимальным моментом  $M_{\max}$ ;

$h_1$  – расстояние между центрами тяжести поясов кольца;

Толщина поперечно-гофрированной стенки кольца назначается по формуле:

$$t_w = \frac{Q_{\max}}{0,52 \cdot (f_y / \gamma_{M0}) \cdot h_w}, \quad (\text{Б.21})$$

где  $h_w$  – высота стенки кольца.

Длина зоны равного сопротивления и малоцикловая прочность кольца определяются по методике балочных энергопоглотителей.

Энергопоглотитель второго типа (Рисунок А.26, тип 2) изготавливается из стальных горячекатаных труб или штампуется из листовой стали. Его параметры назначаются из технологических соображений и расчетов на прочность. Для максимального вовлечения материала полуколец в пластическую работу их очертание (ширину) назначают по закону изменения изгибающего момента, т.е. создаются зоны равного сопротивления.

Усилия в сечении кольца с угловой координатой  $\varphi$ :

$$M = 0,5 \cdot F \cdot r \cdot \sin \varphi; \quad N = 0,5 \cdot F \cdot \sin \varphi; \quad Q = 0,5 \cdot F \cdot \cos \varphi.$$

Если  $b_0$  – ширина отрезка трубы в месте расположения болтов, то изменение его ширины назначается от угловой координаты:  $\varphi \cdot \arcsin \frac{b_0}{b}$ ,

где  $b$  – ширина полукольца в середине длины.

Изменение диаметра полукольца вдоль действия силы без учета деформаций от нормальных и поперечных сил:

$$f = \pm \frac{F \cdot r^3 \cdot (1 - \nu^2)}{2 \cdot F \cdot J_{\max}} \cdot \left( \frac{\varphi}{\sin \varphi} + \cos \varphi \right), \quad (\text{Б.22})$$

где  $J_{\max} = b \cdot t^3 / 12$ ,

$\nu$  – коэффициент Пуассона стали в упругой стадии.

Толщину полукольца энергопоглотителя при заданных  $r$  и  $b$  определяют по формуле:

$$t = \frac{0,5 \cdot F}{f_{y,\max} \cdot b} \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot \frac{f_{y,\max} \cdot r \cdot b}{F}}, \quad (\text{Б.23})$$

где  $r$  – радиус срединной поверхности полукольца.

Ширину полукольца в середине определяют по формуле  $b = \frac{b_0}{\sin \varphi}$ , задавшись  $b_0$  и  $\varphi$

из условия размещения болтов.

**ПРИМЕР Б.3 Расчет и конструирование кольцевого энергопоглотителя второго типа, установленного в крестовые связи, работающие на растяжение-сжатие.**

Исходные данные: усилие в связи  $F = 400$  кН, материал конструкций сталь S275 с  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> по СТ РК EN 10025-2,  $b_0 = 180$  мм и  $r = 200$  мм.

Определение диаметра четырех болтов класса прочности 8.8 с  $f_{ub} = 800$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно СН РК EN 1993-1-8.

Определяется требуемая площадь болта, в соответствии с требованиями, приведенными в Таблице 3.4 СН РК EN 1993-1-8:

$$A_n = \frac{F}{4 \cdot (k_2 \cdot f_{ub} / \gamma_{M2})} = \frac{400000}{4 \cdot (0,9 \cdot 800 / 1,25)} = 174 \text{ мм}^2.$$

Приняты болты  $d = 24$  мм с  $A_s = 452$  мм<sup>2</sup> из условия размещения их в  $b_0 = 180$  мм.

$$\text{При } \varphi = 30^\circ, \quad b = \frac{b_0}{\sin 30^\circ} = \frac{180}{0,5} = 360 \text{ мм}.$$

Необходимая толщина полукольца определяется по Формуле (Б.23):

$$t = \frac{0,5 \cdot F}{f_{y,\max} \cdot b} \sqrt{1 + 8 \cdot \frac{f_{y,\max} \cdot r \cdot b}{F}} = \frac{0,5 \cdot 400000}{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 \cdot 360} \sqrt{1 + 8 \cdot \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 \cdot 200 \cdot 360}{400000}} = 37,6 \text{ мм}$$

Из примера видно, что нормальная сила практически не оказывает влияние на толщину полукольца. Приблизительно можно назначать его толщину по формуле:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot F \cdot r}{f_{y,\max} \cdot b}}, \quad (\text{Б.24})$$

Для данного примера при определении толщины полукольца, определенная по Формуле (Б.24), равна:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot 400000 \cdot 200}{1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 \cdot 360}} = 34,3 \text{ мм}.$$

Принимается толщина полукольца  $t = 36$  мм.

Поглощенная одним см<sup>2</sup> зоны равных сопротивлений энергия при уровне фибровых пластических деформаций «e» за один полуцикл равна:

$$\overline{W}_{\text{п.ц}} = \frac{1}{2} \cdot f_{y,\max} \cdot e \cdot \xi_T \cdot \beta \cdot t = \frac{f_{y,\max}^2 \cdot (\beta \cdot t) \cdot e}{2 \cdot E / (1 - \nu^2)} = \frac{f_{y,\max}^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (\beta \cdot t) \cdot e}{2 \cdot E} = \frac{f_{y,\max}^2 \cdot t \cdot e}{2,3 \cdot E}, \quad (\text{Б.25})$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Площадь зоны равных сопротивлений энергопоглотителя:

$$A_3 = 4 \cdot r \cdot \cos \varphi \quad (\text{Б.26})$$

Поглощенная одним энергопоглотителем энергия за один полуцикл при уровне фибровых пластических деформаций «e» равна:

$$W_{п.ц} = \overline{W}_{п.ц} \cdot A_3 = \frac{f_{y, \max}^2 \cdot t \cdot e}{2,3 \cdot E} \cdot 4 \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi = 1,74 \cdot \frac{f_{y, \max}^2}{E} \cdot t \cdot e \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi. \quad (\text{Б.27})$$

Приравнявая Формулы (Б.2) и (Б.27) определяется уровень пластических деформаций стали «e» полуколец энергопоглотителя:

$$e = \frac{W_{эн}}{W_{п.ц}} = \frac{0,25 \cdot Q_i \cdot Y_i}{1,74 \cdot \frac{f_{y, \max}^2}{E} \cdot t \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi} = 0,144 \cdot \frac{Q_i \frac{H_{эт}}{n} \cdot E}{f_{y, \max}^2 \cdot t \cdot b \cdot r \cdot \cos \varphi} \quad (\text{Б.28})$$

где  $Y_i = \frac{H_{эт}}{n}$  – горизонтальные перемещения каркаса в пределах i-го этажа.

Для данного примера, принимая  $\frac{H_{эт}}{n} = \frac{H_{эт}}{150}$  и высоту этажа  $H_{эт} = 3200$  мм, получим уровень пластических деформаций:

$$e = 0,144 \cdot \frac{400000 \cdot \frac{3200}{150} \cdot 2,1 \cdot 10^5}{275^2 \cdot 40 \cdot 360 \cdot 200 \cdot 0,866} = 1,4.$$

Предельно допустимый уровень пластических деформаций для стали S275 определен в Примере Б.2:  $[e] = 27,6$ .

Уровень пластических деформаций стали полуколец  $e = 1,4$  значительно меньше предельного значения  $[e] = 27,6$ , следовательно, малоцикловая прочность энергопоглотителя обеспечена.



**Приложение В**  
*(информационное)*

**Пример расчета здания с моментным рамным каркасом  
на сейсмические воздействия**

**ПРИМЕР В Расчет пятиэтажного здания из стальных конструкций  
класса пластичности DCM с моментным рамным каркасом  
на сейсмические воздействия**

**В.1 Исходные данные**

Требуется выполнить расчет пятиэтажного здания со стальным моментным рамным каркасом на сейсмические воздействия.

По своему назначению здание относится к категории общественных зданий.

Класс ответственности здания принят II, в соответствии с Таблицей 5.1 НТП РК 08-01.2-2012.

Рассматриваемое здание имеет прямоугольную форму в плане, с габаритными размерами  $30,0 \times 12,0$  м по осям колонн. Шаг колонн 6,0 м в обоих направлениях. Высота всех этажей 3,3 м.

Конструктивный тип здания, в соответствии с Пунктом 2.3.1 данного пособия, – моментный рамный каркас. В рассматриваемом здании моментные рамы, сопротивляющиеся сейсмическим воздействиям, расположены по периметру и внутри здания в обоих направлениях по всем осям.

Схематический план и разрезы представлены на Рисунке В.1, а общий вид каркаса – на Рисунке В.2.

Сечения конструктивных элементов каркаса здания, принятые в данном примере по предварительному расчету (предварительные сечения можно принимать также по запроектированным ранее аналогичным проектам), следующие:

колонны – стальные сварные квадратного сечения из листов:

– на первом, втором и третьем этажах все колонны имеют квадратное поперечное сечение с размерами  $420 \times 420$  мм из листов толщиной 18 мм;

– на четвертом и пятом этажах все колонны имеют квадратное поперечное сечение с размерами  $420 \times 420$  мм из листов толщиной 16 мм.

балки (ригели) – стальные сварные двутаврового сечения из листов:

– на перекрытиях над первым и вторым этажами все ригели имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $170 \times 12$  мм и стенкой из листа  $326 \times 6$  мм;

– на перекрытиях над третьим и четвертым этажами все ригели имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $160 \times 10$  мм и стенкой из листа  $330 \times 6$  мм;

– на покрытии над пятым этажом все ригели имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $140 \times 10$  мм и стенкой из листа  $280 \times 5$  мм.

Перекрытия и покрытие приняты монолитными железобетонными толщиной 180 мм.

Перегородки приняты каркасной конструкции из легких эффективных материалов.

Наружные стеновые ограждения приняты из витражных переплетов из алюминиевых профилей с заполнением стеклопакетами.

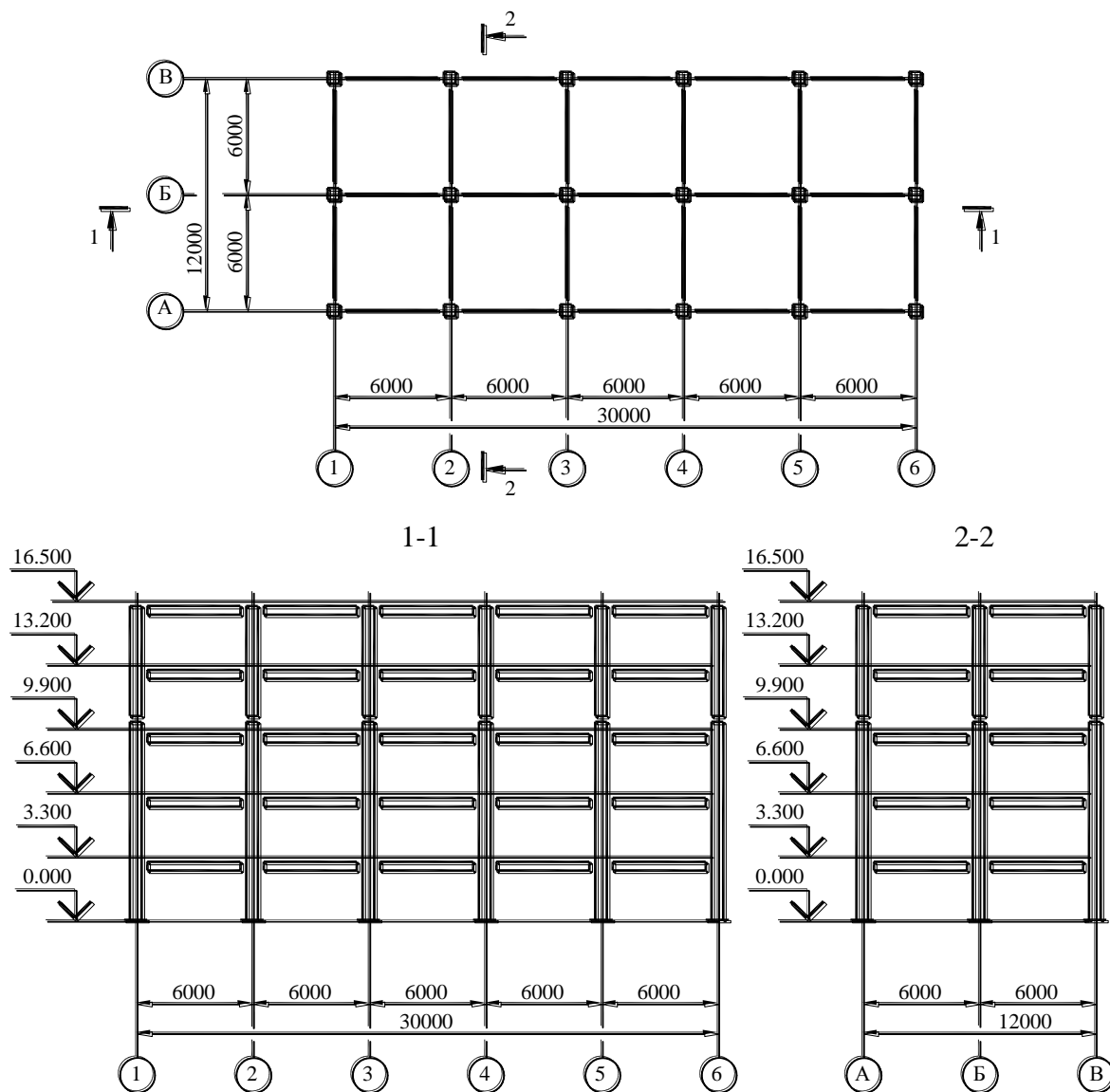
Крыша здания – совмещенная, из рулонных материалов.

Материал конструктивных элементов здания:

– колонны и балки (ригели) каркаса – сталь S275 по Таблице 2.2 данного пособия;

– плиты перекрытий и покрытия – бетон класса С25/30.

### ПЛАН ТИПОВОГО ЭТАЖА



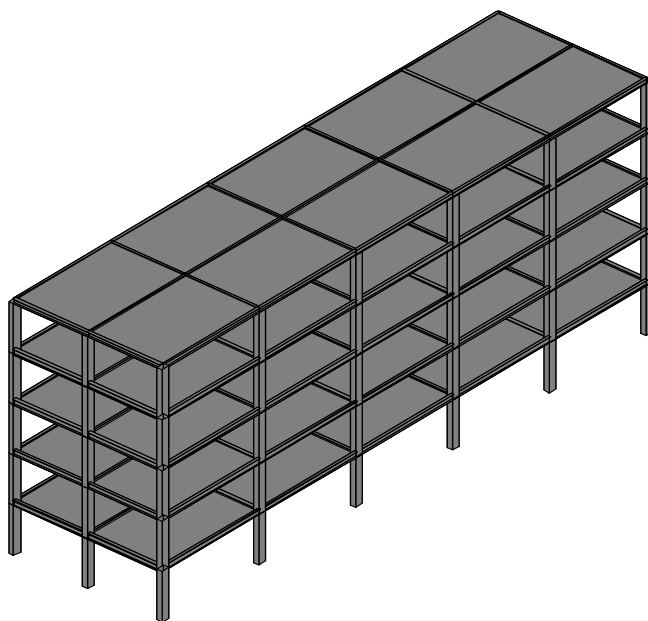
**Рисунок В.1 – Схематический план и разрезы каркаса здания**

Данное здание классифицируется как регулярное в плане и по высоте, поскольку выполняются следующие требования:

- распределение масс и горизонтальных жесткостей в конструктивной системе здания симметрично в плане по отношению к двум ортогональным осям;
- конфигурация здания в плане принята компактной, без уступов;
- жесткость перекрытий в плане превышает горизонтальную жесткость вертикальных конструктивных элементов (колонн);
- гибкость здания в плане, равная  $\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 30,0 / 12,0 = 2,5$ , не превышает 4 – величина, указанная в 2.4 данного пособия для зданий, классифицированных как регулярные в плане. Здесь  $L_{\max} = 30,0$  м и  $L_{\min} = 12,0$  м – соответственно больший и меньший размер здания в плане в ортогональных направлениях;
- все конструкции каркаса, воспринимающие горизонтальные нагрузки, непрерывны от

фундамента до верха здания;

– горизонтальные жесткости и массы отдельных этажей постоянны или постепенно уменьшаются от основания к верху здания.



**Рисунок В.2 – Общий вид каркаса здания**

Рассматриваемое здание запроектировано с учетом диссипативного конструктивного поведения, т.е. обладающим способностью к пластическому деформированию и гистерезисному рассеиванию энергии за счет способности частей здания, именуемых диссипативными зонами, сопротивляться сейсмическим воздействиям благодаря неупругому поведению. Диссипативные зоны в данном каркасе здания предусмотрены в балках (ригелях).

Проектируемое здание соответствует среднему DCM классу пластичности конструкций, согласно 2.1.1 данного пособия. В соответствии с 2.3.2 и Таблицей 2.5 для моментных рамных каркасов класса пластичности DCM, регулярных в плане и по высоте и обладающих достаточной жесткостью на кручение, коэффициент поведения  $q$  принят равным  $q = 4$ .

Значения постоянных и переменных (приложенных) нагрузок, учитываемых в расчете, приведены в Таблице В.1.

## **В.2 Сейсмическая опасность и грунтовые условия площадки строительства**

В соответствии с Разделом 3 НТП РК 08-01.1-2012, сейсмическая опасность площадки строительства оценивается на основании:

- карт общего сейсмического зонирования (ОСЗ) территории Республики Казахстан или списка населенных пунктов, приведенных в Национальном Приложении к СН РК EN 1998-1:2004/2012;
- результатов инженерно-геологических изысканий (определение типа грунтовых условий площадки строительства);
- карт сейсмического микрозонирования (СМЗ) территории застройки.

Таблица В1 – Ведомость нагрузок

Наименование нагрузок	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Толщина материала $t$ , м	Вес $G$ кН/м <sup>2</sup>	Ссылки на нормативные документы
<b>Постоянные нагрузки</b>				
На покрытие:				
– железобетонная плита покрытия	24,0	0,18	4,32	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Приложение А, Таблица А1
– цементно-песчаный раствор (стяжка)	19,0	0,05	0,95	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Приложение А, Таблица А1
– теплоизоляция	1,0	0,05	0,05	
– рулонные кровельные материалы	6,0	0,006	0,036	
– ограждающие конструкции (витражи)	–	–	0,825 кН/м	
Итого (без учета ограждающих конструкций)			5,356	
На перекрытия:				
– железобетонная плита перекрытия	24	0,18	4,32	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Приложение А, Таблица А1
– цементно-песчаный раствор (стяжка)	19,0	0,05	0,95	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Приложение А, Таблица А1
– полы (ламинат)	4,5	0,01	0,045	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Приложение А, Таблица А3
– подвесные потолки			0,0125	
– внутренние перегородки	–	–	1,2	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 см. 6.3.1.2(8) при собственном весе перегородок $\leq 3,0$ кН/м
– ограждающие конструкции (витражи)	–	–	1,65 кН/м	
Итого (без учета плиты и ограждающих конструкций)	–	–	6,528	
<b>Переменные (приложенные) нагрузки <math>Q</math></b>				
– на междуэтажные перекрытия эксплуатируемых помещений	–	–	2,0	СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 см. 6.3.1.2, Таблица 6.2
– снеговая на покрытие	–	–	1,2	СН РК EN 1991-1-3:2003/2011

Комплект карт общего сейсмического зонирования территории Республики Казахстан включает карты ОСЗ-1<sub>475</sub>, ОСЗ-1<sub>2475</sub> и ОСЗ-2<sub>475</sub>, ОСЗ-2<sub>2475</sub>. Карты ОСЗ-1<sub>475</sub> и ОСЗ-1<sub>2475</sub> характеризуют сейсмическую опасность зон для периодов 475 и 2475 лет в пиковых ускорениях. Карты ОСЗ-2<sub>475</sub> и ОСЗ-2<sub>2475</sub> характеризуют сейсмическую опасность зон для периодов 475 и 2475 лет в целочисленных баллах по шкале сейсмической интенсивности.

Показатели сейсмической опасности в пиковых ускорениях ( $a_{gR(475)}$  и  $a_{gR(2475)}$ ), указанные на картах ОСЗ-1<sub>475</sub> и ОСЗ-1<sub>2475</sub> и в списке населенных пунктов, относятся к скальным и скально-подобным геологическим формациям (грунтовые условия типа IА по Таблице 3.1 НТП РК 08-01.1-

2012). Показатели сейсмической опасности в целочисленных баллах, указанные на картах ОСЗ-2<sub>475</sub> и ОСЗ-2<sub>2475</sub> и в списке населенных пунктов, относятся к «средним» грунтовым условиям типа II вышеуказанной таблицы.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Приведенные ниже данные о сейсмической опасности зоны и площадки строительства приняты условно.

Для зоны, в которой расположена площадка строительства рассматриваемого в данном примере здания, принято:

- значение пикового ускорения  $a_{gR(475)}$  по карте ОСЗ-1<sub>475</sub> – 0,45g;
- значение пикового ускорения  $a_{gR(2475)}$  по карте ОСЗ-1<sub>2475</sub> – 0,60g;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2<sub>475</sub> – 9 баллов;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2<sub>2475</sub> – 9 баллов.

Грунтовые условия площадки строительства по сейсмическим свойствам, установленные на основании результатов инженерно-геологических изысканий, соответствуют типу II по Таблице 3.1 НТП РК 08-01.1-2012.

Сейсмичность площадки строительства по результатам инженерно-геологических изысканий и по карте сейсмического микрозонирования СМЗ составляет 9 баллов.

В соответствии с 4.1.2 НТП РК 08-01.1-2012, в качестве расчетного значения ускорения  $a_g$ , учитываемого при проверке требования по отсутствию разрушения объектов, следует принимать большее из двух значений (см. Формулы (4.1) и (4.2) указанного пособия):

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} \quad \text{или} \quad (B.1)$$

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} \quad (B.2)$$

Для здания класса ответственности II, принятого в данном примере, значение коэффициента ответственности  $\gamma_1$ , в соответствии с Таблицей 5.2 НТП РК 08-01.2-2012, равно  $\gamma_1 = 1,0$ .

Определяем из Формул (B.1) и (B.2) большее значение пикового ускорения  $a_g$ :

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} = 1,0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,6g = 0,40g$$

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} = 1,0 \cdot 0,45g = 0,45g$$

Расчетное значение ускорения  $a_g$  (при грунтовых условиях типа IA) для расчета принято:  
 $a_g = 0,45g$ .

### В.3 Расчетная модель здания

Расчетная модель здания принята в виде пространственной системы из стержневых конечных элементов (см. Рисунок В.3), описывающих колонны и балки (ригели). Размеры всех конструктивных элементов здания (балок и колонн) были приняты соответствующими их проектным размерам.

Податливость грунтового основания в расчете не учитывалась. Влияние ограждающих конструкций и перегородок на работу каркаса в расчете не учитывалось. Плиты перекрытий в расчетной модели не учитывались. Диски междуэтажных перекрытий и покрытия были заданы недеформируемыми в своей плоскости.

Веса конструктивных и неконструктивных элементов, неучтенные в расчетной модели, а также приложенные к ним нагрузки, передавались на горизонтальные балки.

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.

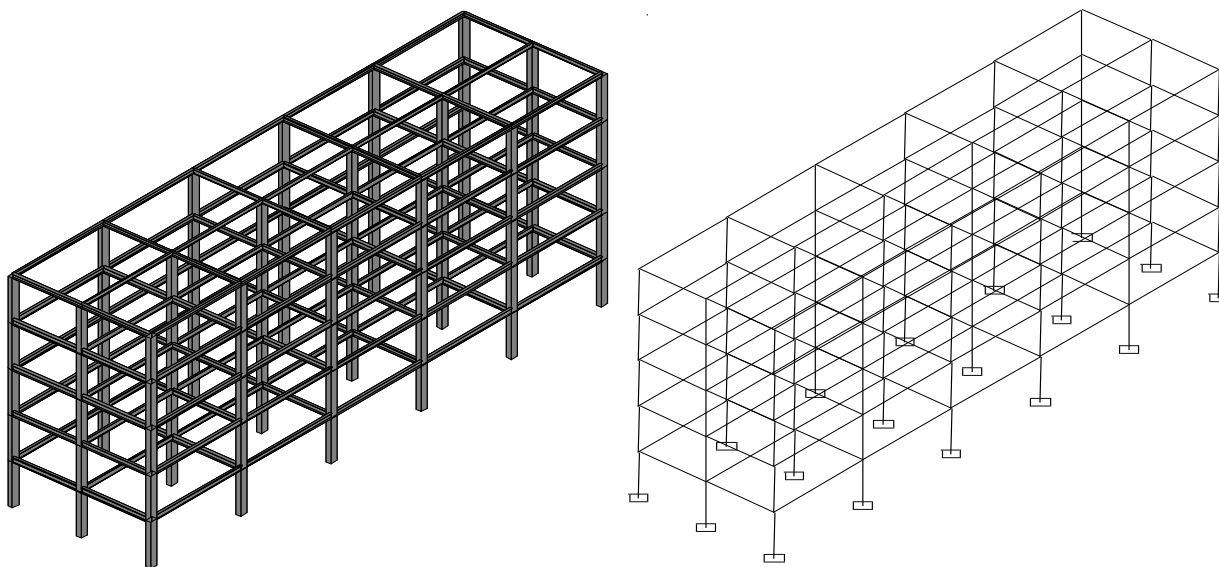


Рисунок В.3 – Конструктивная и расчетная схемы здания

При определении масс здания постоянные и переменные нагрузки комбинировались в соответствии с Формулой (4.1) НТП РК 08-01.2-2012:

$$m = \sum_j \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[ \psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right], \quad (\text{В.3})$$

где  $G_{k,j}$  – характеристическое значение  $j$ -й постоянной нагрузки;

$Q_{k,i}$  – характеристическое значение  $i$ -й переменной нагрузки;

$g$  – ускорение силы тяжести ( $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ );

$\psi_{E,i}$  – коэффициент комбинаций для переменного воздействия  $i$ , используемый при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия (вычисления масс здания, учитываемых при определении расчетных сейсмических нагрузок на здание).

Коэффициент комбинаций  $\psi_{E,i}$ , принятый в Формуле (В.3) и используемый для определения эффектов сейсмических воздействий, вычисляется по Формуле (4.2) НТП РК 08-01.2-2012:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}, \quad (\text{В.4})$$

где  $\psi_{E,i}$  – коэффициент комбинаций, учитывающий вероятность того, что нагрузки  $Q_{k,i}$  не полностью присутствуют в здании во время землетрясения;

$\varphi$  – коэффициент, учитывающий уменьшенное участие масс в движении сооружения из-за нежесткой связи между конструкцией и действующей на нее переменной нагрузкой.

Величина коэффициента  $\varphi$  принимается по Таблице 4.1 НТП РК 08-01.2-2012. В данном примере для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия принят коэффициент  $\varphi = 0,8$ .

Величины коэффициента  $\psi_{2i}$  приняты по Таблице 4.2 НТП РК 08-01.2-2012 равными:

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,3;
- для снеговых нагрузок на покрытие – 0.

В соответствии с Формулой (В.4) получены следующие значения коэффициентов  $\psi_{E,i}$ :

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,24;
- для снеговых нагрузок на покрытие – 0.

Массы определяются для всех узлов расчетной схемы по Формуле (В.3) или с помощью расчетной программы (в данном примере – с помощью программы SCAD).

Ниже приведены суммарные массы по этажам здания, с учетом коэффициента  $\psi_{\text{Б}}$ :

- для первого этажа –  $m_1 = 300$  т;
- для второго этажа –  $m_2 = 300$  т;
- для третьего этажа –  $m_3 = 300$  т;
- для четвертого этажа –  $m_4 = 300$  т;
- для пятого этажа –  $m_5 = 222$  т;

Снеговая нагрузка на покрытие здания, принимаемая в данном примере для площадок, расположенных на высоте менее 1000 м над уровнем моря, определялась по 5.2 СН РК EN 1991-1-3, хотя в определении масс здания эта нагрузка не участвует.

Для постоянных расчетных ситуаций, в соответствии с Формулой (5.1) СН РК EN 1991-1-3, снеговая нагрузка на покрытие равна:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 1,0 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\mu_i$  – коэффициент формы снеговых нагрузок, принимаемый, в соответствии Таблицей 5.2 СН РК EN 1991-1-3, для угла наклона кровли  $\alpha \leq 30^\circ$  равным  $\mu_i = 0,8$ ;

$C_e$  – коэффициент окружающей среды, принимаемый в соответствии с 5.2(7) СН РК EN 1991-1-3 равным  $C_e = 1,0$ ;

$C_t$  – температурный коэффициент, принимаемый в соответствии с 5.2(8) СН РК EN 1991-1-3 равным  $C_t = 1,0$ ;

$S_k$  – характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт, принятое в данном примере, в соответствии с 4.3 пособия НТП РК 01-01.3-2012 к СН РК EN 1991-1-3 «Снеговые нагрузки», для II снегового района равным –  $S_k = 1,2$  кПа.

#### В.4 Расчетные характеристики материалов

В соответствии с 2.2 пособия для всех элементов каркаса (колонн и балок–ригелей) принята сталь марки S275 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> и временным сопротивлением  $f_u = 430$  Н/мм<sup>2</sup>, удовлетворяющая всем требованиям, приведенным в указанном подразделе.

#### В.5 Определение параметров расчетного сейсмического воздействия

Сейсмические нагрузки на здание в данном примере определялись «модально-спектральным методом», в соответствии с 6.2.2 НТП РК 08-01.2-2012, позволяющим определять эффекты сейсмических воздействий в более строгой постановке, чем метод поперечной силы, приведенный в 4.3.3.2 СН РК EN 1998-1.

Сейсмическое воздействие на рассматриваемое здание принято двухкомпонентным с горизонтальными компонентами (составляющими) в ортогональных направлениях, действующими одновременно. Обе компоненты характеризовались одинаковыми спектрами реакций.

В соответствии с 4.2.5.4 НТП РК 08-01.1-2012 расчетный спектр реакций  $S_d(T)$ , характеризующий горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, определяется следующими формулами:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (\text{B.5})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (\text{B.6})$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (\text{B.7})$$

- где  $S_d(T)$  – расчетный спектр для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия;  
 $T$  – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы, с;  
 $a_g$  – расчетное ускорение основания при грунтовых условиях типа IА;  
 $T_B$  – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;  
 $T_C$  – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;  
 $S$  – коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта (тип грунтовых условий площадки строительства);  
 $q$  – коэффициент поведения;  
 $\beta$  – показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент, принимаемый равным  $0,2 \cdot S$ .

В соответствии с Таблицей 4.2 НТП РК 08-01.1-2012 для принятого II типа грунтовых условий:

$$T_B = 0,25 \text{ с}, \quad T_C = 0,64 \text{ с}.$$

Коэффициент  $S$  для II типа грунтовых условий определяется с помощью формулы, приведенной в Таблице 4.3 НТП РК 08-01.1-2012:

$$1,1 \leq S = (1,8 - 2 \cdot a_g / g) \leq 1,6 \quad (\text{В.8})$$

Из Формулы (В.8) следует, что, при вычисленном в В.2 данного примера расчетном значении ускорения  $a_g = 0,45g$ , коэффициент  $S = 1,1$ .

Для данного моментного рамного каркаса среднего класса DCM пластичности коэффициент поведения принят равным  $q = 4$  (см. В.1).

При расчете здания, помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, определяемых в соответствии с 6.2.2.1 НТП РК 08-01.2-2012, 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 масс на каждом этаже  $i$  смещались относительно номинального положения в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета (см. 6.2.2.2.2 НТП РК 08-01.2-2012):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (\text{В.9})$$

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)  $e_x = 0 \text{ м}, e_y = 0 \text{ м};$
- 2)  $e_x = 1,5 \text{ м}, e_y = -0,6 \text{ м};$
- 3)  $e_x = -1,5 \text{ м}, e_y = 0,6 \text{ м};$
- 4)  $e_x = -1,5 \text{ м}, e_y = -0,6 \text{ м};$
- 5)  $e_x = 1,5 \text{ м}, e_y = 0,6 \text{ м}.$

## В.6 Результаты модального анализа здания

Поскольку для определения расчетных сейсмических нагрузок необходимо знать периоды и перемещения здания при собственных колебаниях по формам, был выполнен расчет здания с массами, определенными по Формуле (В.3). При модальном анализе периоды и формы собственных колебаний здания определялись с использованием расчетной модели (см. В.3), описывающей по-



ведение конструкций в предположении их линейно-упругой работы. Расчет выполнялся с помощью программы «SCAD» для двух ортогональных направлений сейсмического воздействия.

Количество форм собственных колебаний здания, учтенных в расчете для каждого направления, – восемь.

В результате расчета получены следующие значимые для каждого направления периоды и перемещения при собственных колебаниях по формам колебаний:

а) для сейсмического воздействия в продольном направлении здания (по принятой в расчете оси X):

– периоды:  $T_1 = 0,728$ ;  $T_2 = 0,229$ ;  $T_3 = 0,123$ ;

– перемещения по этажам для первой формы (основной тон колебаний):

$X_1 = 8$  мм;  $X_2 = 21$  мм;  $X_3 = 33$  мм;  $X_4 = 42$  мм;  $X_5 = 47$  мм.

б) для сейсмического воздействия в поперечном направлении здания (по принятой в расчете оси Y):

– периоды:  $T_1 = 0,748$ ;  $T_2 = 0,234$ ;  $T_3 = 0,125$ ;

– перемещения по этажам для первой формы (основной тон колебаний):

$Y_1 = 8$  мм;  $Y_2 = 21$  мм;  $Y_3 = 33$  мм;  $Y_4 = 43$  мм;  $Y_5 = 48$  мм.

### В.7 Определение расчетных сейсмических нагрузок

Расчетная сейсмическая нагрузка  $F_{ik}$  в выбранном направлении определялась модально-спектральным методом по Формуле (6.1) в 6.2.2.1 НТП РК 08-01.2-2012:

$$F_{ik} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik}, \quad (\text{В.10})$$

где  $F_{ik}$  – расчетная сейсмическая нагрузка в рассматриваемом направлении здания, приложенная к точке  $i$  и соответствующая  $k$ -й форме собственных колебаний здания;

$\gamma_h$  – коэффициент, учитывающий высоту здания, определяемый по Формуле (6.2) вышеуказанного пособия:

$$\gamma_h = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \text{ при этом } 1,0 \leq \gamma_h \leq 1,8, \quad (\text{В.11})$$

$n$  – количество этажей в здании (кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки грунта, а также цокольного этажа);

$S_d(T_k)$  – ордината расчетного спектра реакций для периода  $T_k$ , определяемая по Формулам (В.5) – (В.7) в В.5 данного примера;

$T_k$  – период колебаний здания по  $k$ -й форме;

$m_{ik}$  – эффективная модальная масса, отнесенная к точке  $i$ , соответствующая  $k$ -й форме колебаний, определяемая по Формуле (6.3) НТП РК 08-01.2-2012:

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} \quad (\text{В.12})$$

$\eta_{ik}$  – коэффициент, значения которого в рассматриваемой точке  $i$  зависят от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по  $k$ -й форме и направления сейсмического воздействия. Значения коэффициента  $\eta_{ik}$  определяются с помощью Формулы (6.4) вышеуказанного пособия:

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \cdot \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j \cdot X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k^2(x_j)} \quad (\text{В.13})$$

$X_k(x_i)$  и  $X_k(x_j)$  – перемещения здания при собственных колебаниях по  $k$ -й форме в рассматриваемой точке  $i$  и во всех точках  $j$ , где в соответствии с расчетной моделью его масса принята сосредоточенной (см. Рисунок В.4);

$m_j$  – масса здания, отнесенная к точке  $j$  расчетной схемы;

$n$  – количество сосредоточенных масс;

$r_j$  – коэффициент, принимаемый равным единице, если направление рассматриваемой компоненты сейсмического воздействия совпадает с направлением рассматриваемой степени свободы  $j$ -й массы, и равным нулю, если направление рассматриваемой компоненты сейсмического воздействия не совпадает с направлением рассматриваемой степени свободы  $j$ -й массы.

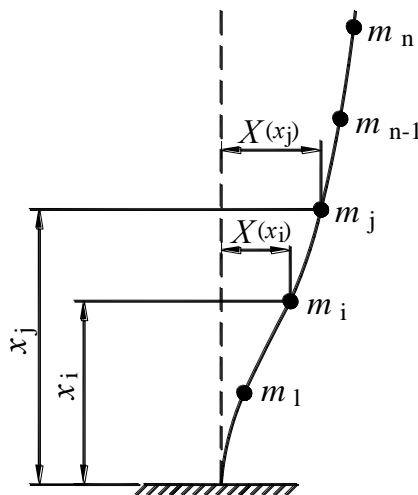


Рисунок В.4 – К определению значений коэффициентов  $\eta_{jk}$

Согласно Примечанию к 6.2.2.1.1 НТП РК 08-01.2-2012, при определении расчетных сейсмических нагрузок на здания высотой более пяти этажей с классами ответственности III и IV следует учитывать только один из двух коэффициентов, тот, значение которого больше:  $\gamma_I$  – коэффициент ответственности, учитываемый при определении расчетного значения ускорения  $a_g$ , или  $\gamma_h$ .

В соответствии с Формулой (В.11) значение коэффициента  $\gamma_h$  для рассматриваемого пятиэтажного здания равно 1,0, коэффициент ответственности  $\gamma_I = 1,0$  (см. В.2). В данном примере принят класс ответственности II, поэтому учитываются оба коэффициента.

В соответствии с 6.2.2.1.6 НТП РК 08-01.2-2012, при определении сейсмических эффектов модально-спектральным методом необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию здания. Это требование в примере можно считать выполненным, поскольку, в соответствии с 6.2.2.1.7 НТП РК 08-01.2-2012, выполняются следующие условия:

- сумма эффективных модальных масс  $M_k$  для учитываемых восьми форм колебаний в продольном направлении здания (по оси X) составила 97,0 % от общей массы здания;
- сумма эффективных модальных масс  $M_k$  для учитываемых восьми форм колебаний в поперечном направлении здания (по оси Y) составила 96,8 % от общей массы здания.

Величина модальной массы  $M_k$  (обобщенной массы конструктивной системы при ее собственных колебаниях по  $k$ -й форме), определялась для каждой формы колебаний по формуле:

$$M_k = \frac{\left[ \sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k(x_j) \right]^2}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k^2(x_j)} \quad (\text{В.14})$$

Сейсмические нагрузки определяются для всех узлов расчетной схемы, для которых были определены массы, согласно В.3 данного примера.

Ниже приведено определение суммарных сейсмических нагрузок  $F_i$  по этажам для основно-

го тона колебаний здания в продольном направлении.

Для первого этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,728$  с, определяются:

– расчетный спектр реакций  $S_d(T_k)$  для  $T_1 = 0,728$  с  $> T_C = 0,640$  с определяется по Формуле (В.7):

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot \left[ \frac{0,640}{0,728} \right] = 2,668 \text{ м/с}^2,$$

при этом  $S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2 > \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot S \cdot a_g = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 0,45 \cdot 9,81 = 0,970 \text{ м/с}^2$ .

– коэффициент  $\eta_{ik}$  определяется по Формуле (В.13):

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \cdot \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j \cdot X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k^2(x_j)} = \frac{8 \cdot (300 \cdot 8 + 300 \cdot 21 + 300 \cdot 33 + 300 \cdot 42 + 222 \cdot 47)}{300 \cdot 8^2 + 300 \cdot 21^2 + 300 \cdot 33^2 + 300 \cdot 42^2 + 222 \cdot 47^2} = 0,223;$$

– эффективная модальная масса  $m_{ik}$  определяется по Формуле (В.12):

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 0,223 = 67,0 \text{ т};$$

– расчетная сейсмическая нагрузка  $F_{ik}$  определяется по Формуле (В.10):

$$F_{ik,1} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 67,0 = 179 \text{ кН}.$$

Для второго этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,728$  с, получено:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 0,584; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 0,584 = 175,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,2} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 175,0 = 467 \text{ кН}.$$

Для третьего этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,728$  с, получено:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 0,917; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 0,917 = 275,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,3} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 275,0 = 734 \text{ кН}.$$

Для четвертого этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,728$  с, получено:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 1,167; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 300 \cdot 1,167 = 350,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,4} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 350,0 = 934 \text{ кН}.$$

Для пятого этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,728$  с, получено:

$$S_d(T) = 2,668 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 1,306; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 222 \cdot 1,306 = 290,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,5} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,668 \cdot 290,0 = 774 \text{ кН}.$$

Аналогично, по вышеприведенным выражениям, определяются сейсмические нагрузки для каждого узла расчетной схемы для всех значимых форм сейсмического воздействия в продольном направлении здания (по оси X) и для всех значимых форм сейсмического воздействия в поперечном направлении здания (по оси Y). Полученные сейсмические нагрузки, определенные для всех узлов на всех этажах здания, задаются в расчетную схему как квазистатические воздействия и определяются эффекты воздействия.

Расчет на сейсмические воздействия можно также выполнять с помощью имеющихся у пользователя программ (например, SCAD), с анализом и корректировкой, в случае необходимости, исходных данных по определению сейсмических нагрузок, заложенных в программе.

В Таблице В.2 приведены полученные в данном примере при расчете по программе SCAD суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок  $F_i$  по формам собственных колебаний, вычисленные для двух ортогональных направлений, а ниже приведено распределение этих нагрузок по этажам для основного тона колебаний каждого направления.

**Таблица В.2 – Величины расчетных горизонтальных нагрузок при  
сейсмическом воздействии**

№ формы колебаний	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) при воздействии в продольном направлении здания (по оси X)	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) при воздействии в поперечном направлении здания (по оси Y)
1	0	2910
2	3000	0
3	0	0
4	0	426
5	420	0
6	0	0
7	172	0
8	0	173

Распределение по этажам расчетных сейсмических нагрузок  $F_i$  для основного тона колебаний для каждого направления, суммарное значение которых приведено в Таблице В.2, следующее:

а) при сейсмическом воздействии в продольном направлении здания (по оси X):

- для первого этажа – 172 кН;
- для второго этажа – 452 кН;
- для третьего этажа – 708 кН;
- для четвертого этажа – 906 кН;
- для пятого этажа – 762 кН;

б) при сейсмическом воздействии в поперечном направлении здания (по оси Y):

- для первого этажа – 164 кН;
- для второго этажа – 438 кН;
- для третьего этажа – 686 кН;
- для четвертого этажа – 882 кН;
- для пятого этажа – 740 кН.

Суммарное значение, равное  $\sum F_{ik} = 3088$  кН, расчетных сейсмических нагрузок при воздействии в продольном направлении здания (по оси X) для основного тона колебаний, рассчитанных выше для каждого этажа, несколько отличается от полученного значения при расчете по программе SCAD (см. Таблицу В.2, в которой  $\sum F_i = 3000$  кН). Это объясняется погрешностями при определении масс и перемещений.

Приведенные в Таблице В.2 величины сейсмических нагрузок получены из расчета со случайными эксцентриситетами  $e_x = 0$  м и  $e_y = 0$  м.

Расчетные сейсмические нагрузки с учетом случайных эксцентриситетов, приведенных в В.5, могут быть определены с использованием программных расчетных комплексов, в которых предусмотрен учет эксцентриситетов.

В данном примере эти нагрузки определялись в соответствии с указаниями 6.2.2.2.3 НТП РК 08-01.2-2012. Согласно этому подпункту, при применении пространственной модели, крутящие эффекты, вызванные случайными эксцентриситетами, могут быть представлены в виде результирующей эффектов, соответствующих набору статических крутящих моментов  $M_{ai}$ , действующих относительно вертикальной оси каждого этажа  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (B.15)$$

где  $M_{ai}$  – крутящий момент, приложенный к  $i$ -му этажу относительно его вертикальной оси;

$e_{ai}$  – случайный эксцентриситет массы  $i$ -го этажа, определяемый по Формуле (В.9) в В.5 данного примера для всех значимых направлений;

$F_i$  – горизонтальная сила, действующая на  $i$ -й этаж, определяемая по Формуле (В.10) для всех значимых направлений.

При этом, при определении набора статических крутящих моментов  $M_{ai}$  допускается учитывать горизонтальные сейсмические силы  $F_i$ , соответствующие только основному тону колебаний здания в рассматриваемом направлении, а эффекты нагружений учитывать как с положительными, так и с отрицательными знаками (принимаемыми одинаковыми для всех этажей).

В соответствии с 6.2.2.2.3 НТП РК 08-01.2-2012, приведенные указания по учету крутящих эффектов рекомендуется применять при расчете зданий, классифицированных как регулярные в плане и по высоте.

Сейсмическая нагрузка от кручения  $F_{i,кр}$  в данном примере определялась по следующей формуле, принятой по аналогии с Формулой (10), приведенной в 2.18 [9]:

$$F_{i,кр} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai}, \quad (В.16)$$

где  $C_{ai}$  – жесткость рассматриваемой конструкции «а» в уровне  $i$ -го этажа;

$\ell_a$  – расстояние от центра жесткостей  $i$ -го этажа до рассматриваемой конструкции «а»;

$K_{i\phi}$  – угловая (крутильная) жесткость здания в уровне  $i$ -го перекрытия при повороте в горизонтальной плоскости, определяемая следующей формулой:

$$K_{i\phi} = \sum_{a=1}^n (C_{ai}^y \cdot \ell_{xa}^2 + C_{ai}^x \cdot \ell_{ya}^2), \quad (В.17)$$

где  $C_{ai}^x$  и  $C_{ai}^y$  – жесткости каждой вертикальной конструкции в уровне  $i$ -го этажа соответственно в продольном и поперечном направлениях;

$\ell_{xa}$  и  $\ell_{ya}$  – расстояния от каждой вертикальной конструкции до центра жесткостей соответственно в продольном и поперечном направлениях.

В данном примере сейсмические нагрузки от кручения для каждого эксцентриситета определялись отдельно. Ниже приведено определение сейсмических нагрузок  $F_{i,кр}$  по всем этажам от поворота здания (кручения с эксцентриситетом  $e_{ai} = e_y = -0,6$  м) для основного тона колебаний в продольном направлении (по оси X), для которого выше вычислены нагрузки  $F_i$ , действующие на каждый этаж. Поскольку жесткости вертикальных конструкций (колонн) рассматриваемого в данном примере здания в пределах одного этажа одинаковые, то центр жесткостей находится в геометрическом центре этажа и сейсмические нагрузки от кручения  $F_{i,кр}$  (приложенные по рядам А и В для сейсмического воздействия по оси X) определялись по следующей формуле:

– для первого этажа:

$$F_{i,кр,1} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai} = \frac{\ell_a}{\sum_{a=1}^n \ell_{xa}^2} \cdot e_{ai} \cdot F_i = \frac{6,0}{6,0^2 + 6,0^2} \cdot 0,6 \cdot 172 = 8,6 \text{ кН};$$

– для второго этажа:  $F_{i,кр,2} = 22,6 \text{ кН};$

– для третьего этажа:  $F_{i,кр,3} = 35,4 \text{ кН};$

– для четвертого этажа:  $F_{i,кр,4} = 45,3 \text{ кН};$

– для пятого этажа:  $F_{i,кр,5} = 38,1 \text{ кН}.$

Полученные силы прикладывались в узлы расчетной схемы по рядам А и В с разными знаками – нагружение 9. Для эксцентриситета  $e_{ai} = e_y = 0,6$  м (нагружение 10) определенные выше нагрузки имеют обратное направление.

Аналогично определялись нагрузки от кручения для сейсмического воздействия в попереч-

ном направлении (по оси  $Y$ ) с эксцентриситетами  $e_x = \pm 1,5$  м (нагрузки 7 и 8), учитывая, что нагрузки приложены ко всем шести осям здания со своими знаками.

### В.8 Расчетные нагрузки на здание

Ниже приведены нагрузки расчетной модели здания, принятой в данном примере, для расчета по программе SCAD.

Нагрузка 1 – постоянная нагрузка;

Нагрузка 2 – собственный вес конструкций;

Нагрузка 3 – переменная (приложенная) нагрузка на междуэтажные перекрытия;

Нагрузка 4 – снеговая нагрузка на покрытие;

Нагрузка 5 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении  $X$  (без учета случайных эксцентриситетов);

Нагрузка 6 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении  $Y$  (без учета случайных эксцентриситетов);

Нагрузка 7 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении  $Y$  от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_x = 1,5$  м;

Нагрузка 8 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении  $Y$  от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_x = -1,5$  м;

Нагрузка 9 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении  $X$  от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_y = -0,6$  м;

Нагрузка 10 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении  $X$  от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_y = 0,6$  м.

Ветровые нагрузки на здание, учитывая высокий уровень сейсмических воздействий, в расчете не учитывались.

### В.9 Комбинации воздействий, учтенные в расчете

Поскольку периоды значимых форм колебаний для каждого направления сейсмического воздействия удовлетворяют условию Формулы (6.7) НТП РК 08-01.2-2012, т.е.  $T_{k+1} \leq 0,9 \cdot T_k$ , то модальные реакции от одной компоненты горизонтального сейсмического воздействия рассматриваются как независимые друг от друга и максимальная величина  $E_E$  эффекта этого сейсмического воздействия определяется как «корень квадратный из суммы квадратов», согласно 6.2.2.3.2 вышеуказанного пособия:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ek}^2}, \quad (B.18)$$

где  $E_E$  – эффект рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т.д.);

$E_{Ek}$  – значение эффекта сейсмического воздействия по  $k$ -й форме колебаний.

Согласно 6.2.2.4 НТП РК 08-01.2-2012, для комбинации эффектов от разных горизонтальных компонент сейсмического воздействия, считается, что эти компоненты действуют одновременно, при этом реакция сооружения на каждую компоненту оценивается отдельно по Формуле (B.18). Максимальные значения эффектов воздействия  $E_E$ , обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия, в данном примере вычислялись с использованием Формул (6.14) и (6.15) вышеуказанного пособия:

$$a) E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{Edy}, \quad (B.19)$$

$$б) 0,30 \cdot E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy}, \quad (B.20)$$

где “+” – подразумевает «комбинацию с.....»;

$E_{Edx}$  – представляет собой эффекты воздействия от приложения сейсмического воздействия вдоль выбранной горизонтальной оси X сооружения;

$E_{Edy}$  – представляет собой эффекты воздействия от приложения такого же сейсмического воздействия вдоль ортогональной оси Y сооружения.

Знак каждой компоненты в выражениях принимался как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

Расчетное значение  $E_d$  эффектов воздействий в сейсмической расчетной ситуации определяется, в соответствии с 4.4 НТП РК 08-01.2-2012, от комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями, представленной Формулой (6.12b) в 6.4.3.4 СН РК EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (B.21)$$

Расчетное значение  $E_d$  эффектов воздействий для постоянной расчетной ситуации определяется от комбинации, представленной Формулой (6.10) в 6.4.3.2 СН РК EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (B.22)$$

где  $G_{k,j}$  – характеристическое значение постоянного воздействия j;

$P$  – определяющее репрезентативное значение усилия предварительного напряжения;

$A_{Ed}$  – расчетное значение сейсмического воздействия ( $A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ );

$\psi_{2,i}$  – коэффициент к квазипостоянному значению переменного воздействия i;

$Q_{k,i}$  – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия i;

$\gamma_{G,j}$ ,  $\gamma_P$ ,  $\gamma_{Q,i}$  – частные коэффициенты для постоянного воздействия, воздействия от предварительного напряжения и переменных воздействий;

$\psi_{0,i}$  – коэффициент к комбинационному значению переменного воздействия.

Комбинации нагрузений для сейсмической расчетной ситуации, принятые в данном расчете, приведены в Таблице В.3.

В таблице приведена комбинация 41, необходимая при определении эффектов воздействий в колоннах (см. 4.3 пособия), для которых эффекты от действия несейсмических нагрузок, включенных в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации, и эффекты от расчетных сейсмических воздействий учитываются отдельно, в соответствии с Формулами (4.6) пособия.

Помимо комбинаций для сейсмических воздействий, были учтены следующие комбинации для постоянной расчетной ситуации (основные комбинации):

(«1» + «2»)  $\times$  1,35 “+” «3»  $\times$  1,5 “+” «4»  $\times$  1,5  $\times$  0,5;

(«1» + «2»)  $\times$  1,35 “+” «3»  $\times$  1,5  $\times$  0,7 “+” «4»  $\times$  1,5.

## В.10 Учет эффектов второго рода

При выполнении расчетов необходимо учитывать эффекты второго рода (Р-Δ эффекты), учитывающие деформированную геометрию конструкции здания.

В соответствии с 7.2.2.2 НТП РК 08-01.2-2012 (см. также 5.2.1 СН РК EN 1993-1-1), эффекты второго рода (Р-Δ эффект) могут не учитываться, если для всех этажей здания выполняется следующее условие:

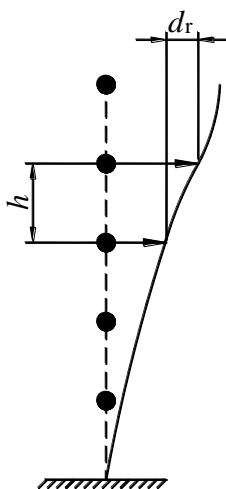
$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10, \quad (B.23)$$

**Таблица В.3 – Таблица комбинаций нагрузок (сейсмическая расчетная ситуация)**

[illegible]



- где  $\theta$  – коэффициент, характеризующий перекося этажа;  
 $P_{\text{tot}}$  – суммарная расчетная вертикальная нагрузка на рассматриваемом этаже и над ним в сейсмической расчетной ситуации;  
 $V_{\text{tot}}$  – суммарная сейсмическая поперечная сила в уровне этажа;  
 $h$  – высота этажа;  
 $d_r$  – расчетный перекося этажа, определяемый как разность средних горизонтальных перемещений  $d_s$  верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа (см. Рисунок В.5).



**Рисунок В.5 – К определению разности  $d_r$  средних горизонтальных перемещений  $d_s$  верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа**

Горизонтальные перемещения  $d_s$  перекрытий рассматриваемого этажа определяются в соответствии с Формулой (6.20) в 6.2.2.5 НТП РК 08-01.2-2012:

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (\text{В.24})$$

- где  $d_s$  – перемещение точки конструктивной системы, вызванное расчетным сейсмическим воздействием;  
 $q_d$  – коэффициент поведения при перемещениях, принимаемый равным  $q$ , если не определено иное;  
 $d_e$  – перемещение в той же самой точке конструктивной системы, определенное по результатам линейного расчета, основанного на расчетном спектре реакции, принятом согласно 4.2.5 НТП РК 08-01.1-2012.

Согласно Примечанию 1 в 3.4.1.1 б) НТП РК 08-01.2-2012, в качестве среднего значения горизонтального перемещения перекрытия следует принимать среднеарифметическое значение горизонтальных перемещений на краях перекрытия.

Как указано в 6.2.2.5.2 НТП РК 08-01.2-2012, при определении перемещений  $d_e$  необходимо учитывать эффекты крутильных колебаний.

В соответствии с 7.2.2.3 и 7.2.2.4 НТП РК 08-01.2-2012, если  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , то эффекты второго рода можно приближенно учесть, умножив значимые эффекты сейсмического воздействия на коэффициент, равный  $1/(1 - \theta)$ . Значение коэффициента  $\theta$  не должно быть более 0,3.

Если расчет каркаса выполняется с применением специального программного обеспечения, эффекты второго рода учитываются автоматически и программа выдает повышенные значения эффектов воздействия. При отсутствии специальных программ эта проверка выполняется.

В данном примере эта проверка выполнена и коэффициент перекося этажей  $\theta$  определен по

результатам общего расчета каркаса здания по программе SCAD для комбинаций сейсмических воздействий, приведенных в Таблице В.3.

Расчет коэффициента  $\theta$ , выполненный в соответствии с Формулой (В.23), приведен в Таблице В.4 (для рамы по ряду А) и в Таблице В.5 (для рамы по оси 6) для одной комбинации нагрузок с максимальными эффектами воздействий (комбинация 38 в Таблице В.3).

**Таблица В.4 – Определение коэффициента перекоса этажей  $\theta$  (рама по ряду А)**

Этаж	Среднее перемещение из общего расчета, $d_e$	Перемещение, $d_s = d_e \cdot q$	Разность перемещений, $d_r$	Полная гравитационная нагрузка на этаже, $P_{tot}$	Суммарная сейсмическая поперечная сила, $V_{tot}$	Высота этажа, $h$	Коэффициент перекоса этажа, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	48,5	194,0	22,0	748	350	3300	0,017
4	43,0	172,0	38,0	1876	562	3300	0,039
3	33,5	134,0	50,0	3176	736	3300	0,065
2	21,0	84,0	52,0	4593	865	3300	0,084
1	8,0	32,0	32,0	5945	958	3300	0,060

Нагрузки  $P_{tot}$  и  $V_{tot}$  и перемещения  $d_e$  для комбинации 38 взяты из расчета по программе SCAD. Перемещения узлов рам в мм по ряду А и по оси 6 приведены на Рисунках В.6 и В.7.

**Таблица В.5 – Определение коэффициента перекоса этажей  $\theta$  (рама по оси 6)**

Этаж	Среднее перемещение из общего расчета, $d_e$	Перемещение, $d_s = d_e \cdot q$	Разность перемещений, $d_r$	Полная гравитационная нагрузка на этаже, $P_{tot}$	Суммарная сейсмическая поперечная сила, $V_{tot}$	Высота этажа, $h$	Коэффициент перекоса этажа, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	60,0	240,0	28,0	262	70	3300	0,032
4	53,0	212,0	48,0	630	166	3300	0,055
3	41,0	164,0	60,0	1022	229	3300	0,081
2	26,0	104,0	64,0	1430	285	3300	0,098
1	10,0	40,0	40,0	1830	346	3300	0,064

Из результатов, приведенных в Таблицах В.4 и В.5, следует что условие Формулы (В.23) выполняется для всех этажей здания, т.е. коэффициент  $\theta < 0,1$ , следовательно для данного здания эффекты второго рода (Р-Δ эффект) могут не учитываться и значения эффектов воздействия для проверки элементов каркаса принимаются по результатам общего расчета каркаса по программе SCAD без увеличения.

В соответствии с 5.3.2(4) СН РК EN 1993-1-1 для каркасов при общем расчете рам несовершенства в виде поперечных отклонений можно не учитывать в расчете, если выполняется условие Формулы (5.7) этого пункта (условие приведено с обозначениям, принятым в СН РК EN 1998-1):

$$V_{\text{tot}} > 0,15 \cdot P_{\text{tot}} \quad (\text{B.25})$$

Это условие выполняется для всех этажей рассматриваемого в примере здания:

- для первого этажа рамы по ряду А:  $V_{\text{tot}} = 958 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{\text{tot}} = 0,15 \cdot 5945 = 892 \text{ кН}$ ;
- для второго этажа рамы по ряду А:  $V_{\text{tot}} = 865 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{\text{tot}} = 0,15 \cdot 4593 = 690 \text{ кН}$ ;
- для третьего этажа рамы по ряду А:  $V_{\text{tot}} = 736 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{\text{tot}} = 0,15 \cdot 3176 = 476 \text{ кН}$ ;
- для четвертого этажа рамы по ряду А:  $V_{\text{tot}} = 562 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{\text{tot}} = 0,15 \cdot 1876 = 281 \text{ кН}$ ;
- для пятого этажа рамы по ряду А:  $V_{\text{tot}} = 350 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{\text{tot}} = 0,15 \cdot 748 = 112 \text{ кН}$ .

Для рамы по оси 6 это условие тоже выполняется.

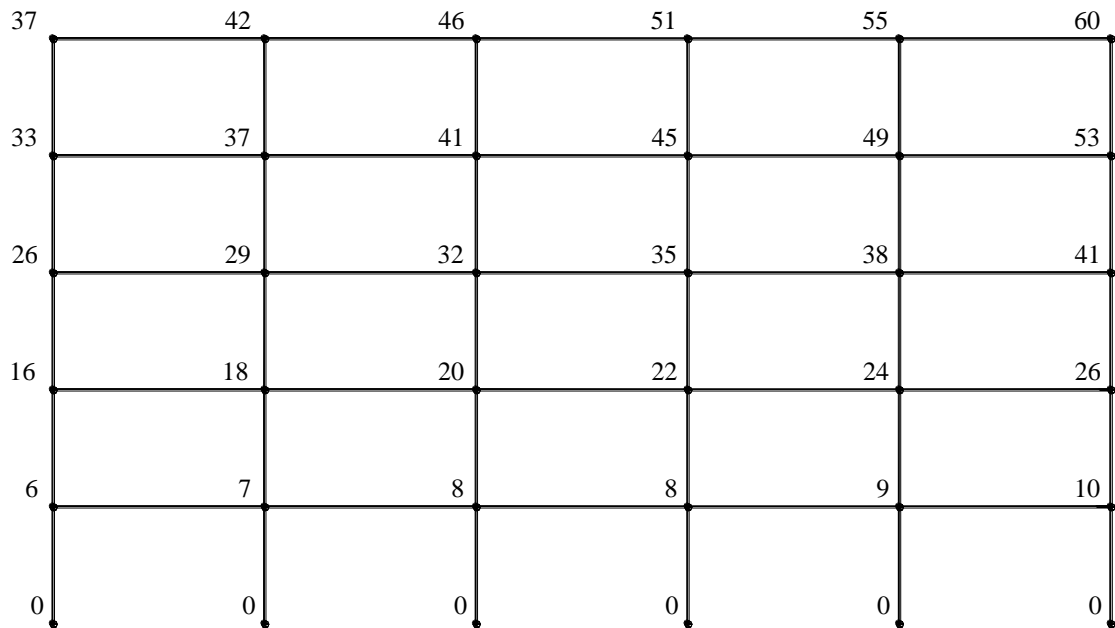


Рисунок В.6 – Перемещения в мм узлов рамы по ряду А

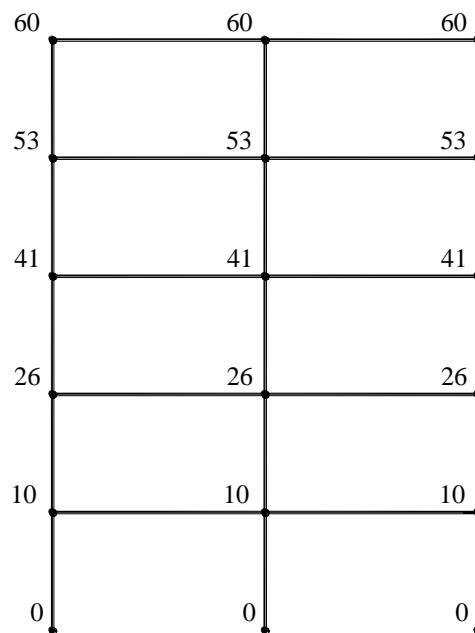


Рисунок В.7 – Перемещения в мм узлов рамы по оси 6

### В.11 Результаты общего расчета каркаса

Значения эффектов воздействия для проверки элементов каркаса (колонн и балок-ригелей) принимаются по результатам общего расчета, выполненного по программе SCAD. Ниже приведена схема рамы по оси 2 с номерами элементов из расчета по программе SCAD (Рисунок В.8) и эпюры изгибающих моментов в кН·м и осевых сил в кН для этой рамы (Рисунки В.9 – В.13).

	191	192
42	189	190
41	187	188
40	131	132
4	129	130
3		

Рисунок В.8 – Схема рамы по оси 2 с номерами элементов

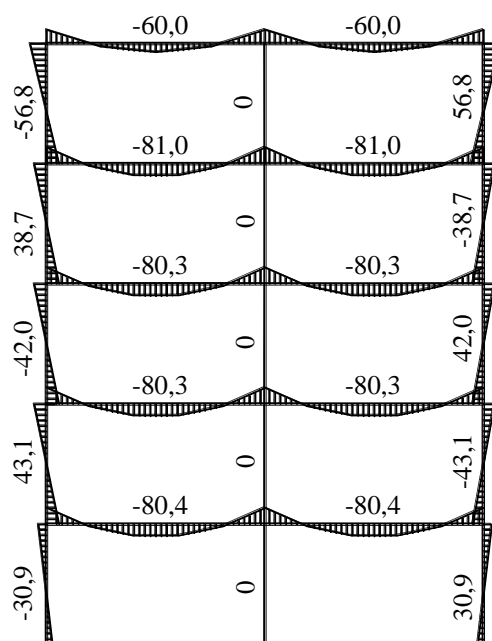


Рисунок В.9 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,G}$  от несейсмических нагрузок

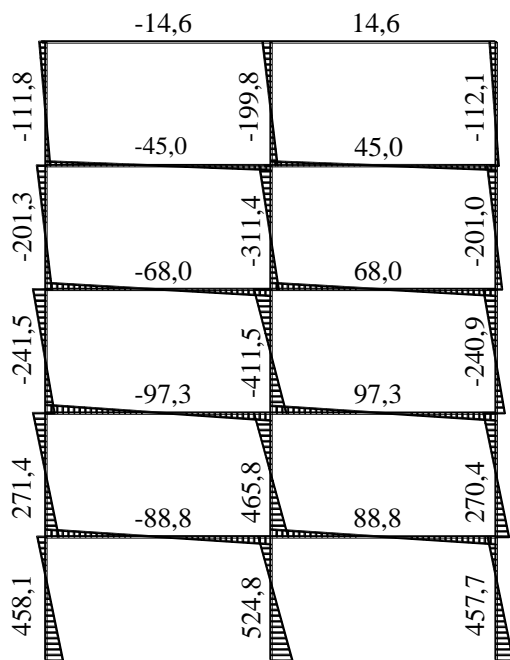


Рисунок В.10 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  от сейсмических нагрузок

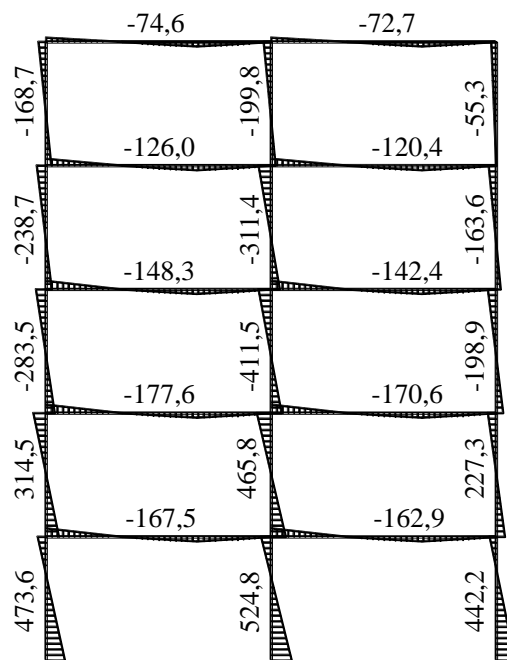
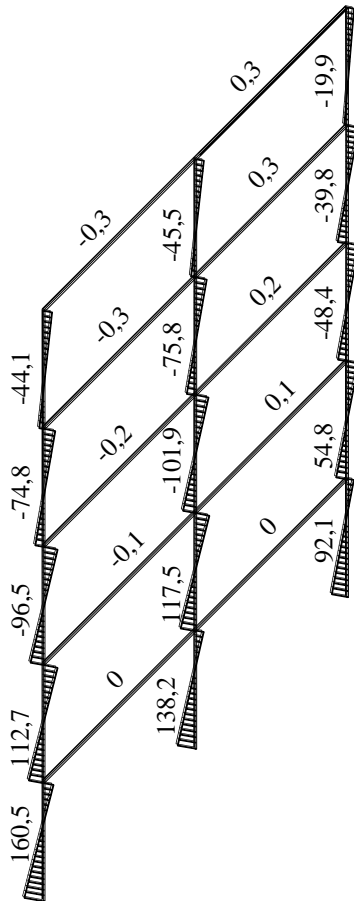
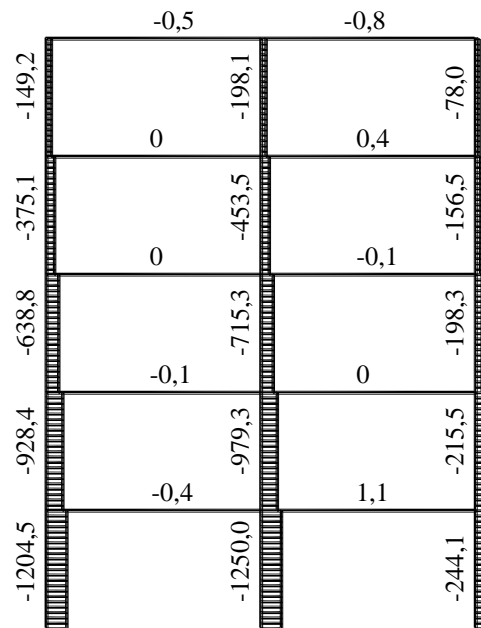


Рисунок В.11 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,y}$  для комбинации нагрузок 38



**Рисунок В.12 – Эпюра изгибающих моментов  $M_{Ed,z}$  для комбинации нагрузок 38**



**Рисунок В.13 – Эпюра осевых сил  $N_{Ed}$  для комбинации нагрузок 38**

На Рисунке В.9 показана эпюра изгибающих моментов  $M_{Ed,G}$  от действия несейсмических (суммарных гравитационных –  $G_k + 0,3 Q_k$ ) нагрузок, а на Рисунке В.10 – эпюра одного из изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  от комбинации эффектов от двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия с учетом кручения. На Рисунках В.11 и В.12 показаны суммарные эпюры двух изгибающих моментов  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$  для сейсмической комбинации 38, приведенной в Таблице В.3, а на Рисунке В.13 – эпюра осевых сил  $N_{Ed}$  для этой же комбинации.

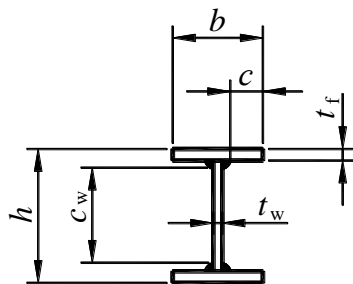
## В.12 Классификация поперечных сечений элементов каркаса

Расчетные значения сопротивлений (несущей способности) элементов каркаса зависят от класса поперечных сечений этих элементов, который, в зависимости от отношения ширины к толщине отдельных частей сечения элемента и характера работы поперечного сечения под нагрузкой, принимается по Таблице 2.8 данного пособия.

а) Определение класса сечения сжато-изгибаемой балки-ригеля сварного двутаврового сечения для первого и второго этажей (Рисунок В.14) – элемент 131 ( $N_{Ed} = 0,14$  кН,  $M_{Ed} = 177,6$  кН·м). Сталь марки S275 с номинальным пределом текучести  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно СТ РК EN 10025-2.

При определении класса сечения элемента необходимо определять класс для каждой части сечения отдельно (для двутавра: отдельно для свеса полки, отдельно для стенки). Окончательно классифицировать сечение необходимо по наименее благоприятной части сечения, согласно 2.5.2.3 данного пособия. Например, если свес полки двутавра по расчету будет сечением первого

класса, а стенка – сечением второго класса, то общее сечение двутавра должно быть классифицировано как сечение второго класса.



- высота  $h = 350,0$  мм;
- ширина  $b_f = 170,0$  мм;
- толщина стенки  $t_w = 6,0$  мм;
- толщина полки  $t_f = 12,0$  мм

**Рисунок В.14 – Размеры сечения двутавровой балки-ригеля первого и второго этажей**

Определение класса сечения стенки ригеля, рассматривая его как изгибаемый элемент.

Поскольку осевая сила в балке-ригеле мала, то можно считать балку работающей только на изгиб.

Для сечения стенки размер  $c_w$  равен:  $c_w = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 350,0 - 2 \cdot 12,0 - 2 \cdot 5,0 = 316,0$  мм, где  $h_{ш} = 5,0$  мм – высота катета шва крепления стенки к полке.

Отношение ширины к толщине для стенки:  $\frac{c_w}{t_w} = \frac{316,0}{6,0} = 52,6$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$

По Таблице 2.8 данного пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,2. \text{ Таким образом, } \frac{c_w}{t_w} = 52,6 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,2.$$

Стенка сечения двутавра, считая ригель изгибаемым, – сечение класса 1.

Определение класса сечения стенки ригеля, рассматривая его как сжато-изгибаемый элемент.

Класс поперечного сечения элемента, подверженного совместному действию сжатия и изгиба, зависит от нормальных напряжений в сечении. Но для упрощения процедуры определения класса сечения для сжато-изгибаемых элементов можно использовать условия Таблицы 2.8 для сжатого элемента. Если сечение классифицируется как сечение класса 1 или 2, то результат классификации можно принять без учета эпюры нормальных напряжений. Но если сечение классифицируется как сечение класса 3 или 4, то требуется построить эпюру нормальных напряжений и уже на основании ее проводить более точное определение класса поперечного сечения сжато-изгибаемого элемента.

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сжатых сечений 3-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot 0,92 = 38,6. \text{ Таким образом, } \frac{c_w}{t_w} = 52,6 > 42 \cdot \varepsilon = 38,6.$$

Стенка двутавра, согласно упрощенной методике расчета, относится к элементам сечения класса 4. Следовательно, необходимо выполнить более точную процедуру определения класса сечения, согласно эпюре нормальных напряжений. Для этого определяется параметр  $\alpha$ , в соответствии с Формулой (2.1) данного пособия:

$$\alpha = \frac{1}{c_w} \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r) \right) = \frac{1}{316,0} \cdot \left( \frac{350,0}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{140}{6,0 \cdot 275} - (12,0 + 5,0) \right) = 0,5$$

По Таблице 2.8 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса при  $\alpha \leq 0,5$ :

$$\frac{c}{t} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = \frac{36 \cdot 0,92}{0,5} = 66,2. \text{ Таким образом, } \frac{c_w}{t_w} = 52,6 < \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = 66,2.$$

Стенка сечения двутавра, считая его как сжато-изгибаемый, – сечение класса 1.

Для полки размер  $c$  равен:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (170,0 - 6,0 - 2 \cdot 5,0) / 2 = 77,0$  мм,

$$\text{Отношение свеса полки к толщине полки: } \frac{c}{t_f} = \frac{77,0}{12,0} = 6,4$$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

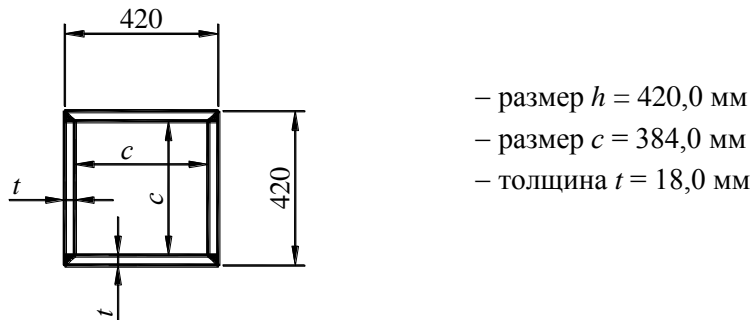
$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,3. \text{ Таким образом, } \frac{c}{t_f} = 6,4 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,3.$$

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, данное сечение двутавра классифицируется в целом как поперечное сечение класса 1.

б) Определение класса сечения сжато-изгибаемой колонны сварного квадратного сечения из четырех листов для первого – третьего этажей (Рисунок В.15) – элемент 27 ( $N_{Ed} = 1250,0$  кН,  $M_{Ed,y} = 524,8$  кН·м и  $M_{Ed,z} = 138,2$  кН·м).

Сталь марки S275 с номинальным пределом текучести  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>.



**Рисунок В.15 – Размеры сечения колонны первого – третьего этажей**

При выполнении классификации сжато-изгибаемого элемента, в соответствии с 2.5.2.4 данного пособия, для упрощения считают элемент как сжатый и используют условия Таблицы 2.8 пособия для сжатого элемента. Если сечение классифицируется как сечение класса 1 или 2, то результат классификации можно принять без более точных вычислений с учетом реального распределения напряжений.

Для сечения стенки размер « $c$ » принимался равным:  $c = h - 2 \cdot t = 420,0 - 2 \cdot 18,0 = 384,0$  мм,

Отношение ширины к толщине для стенки:  $c/t_w = 384,0/18,0 = 21,3$ .

$$\text{Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,4. \text{ Таким образом, } \frac{c}{t_w} = 21,3 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30,4.$$

Стенка квадратного сечения колонны – сечение класса 1.

Квадратное сечение классифицируется только по сжатым внутренним частям, следовательно, данное сечение колонны классифицируется как сечение класса 1 и нет необходимости выполнять более точную процедуру определения класса сечения.

Аналогично определяются классы для других сечений элементов каркаса. По результатам

определения классов все элементы каркаса относятся к 1 классу поперечных сечений.

В соответствии с Таблицей 3.1 пособия, для среднего (DCM) класса пластичности здания и коэффициента поведения  $q = 4$ , принятых в примере, для диссипативных элементов, работающих на сжатие или изгиб, требуются классы поперечных сечений 1 или 2. Диссипативные зоны в данном каркасе здания предусмотрены в балках-ригелях, сечения которых относятся к 1 классу.

### **В.13 Расчет элементов каркаса**

#### **В.13.1 Балка-ригель первого и второго этажей**

##### **В.13.1.1 Эффекты воздействий (элемент 131 по Рисунку В.8) из комбинации 38 общего расчета**

Расчетные эффекты воздействий (внутренние усилия) для левого конца балки:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed} = 140 \text{ Н}$ ;

изгибающие моменты:  $M_{Ed,y} = -177600 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = -145 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;

поперечная сила (суммарная):  $V_{Ed} = 96220 \text{ Н}$ ;

поперечная сила (от несейсмических воздействий):  $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}$ .

Расчетные эффекты воздействий (внутренние усилия) для правого конца балки:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed} = 140 \text{ Н}$ ;

изгибающие моменты:  $M_{Ed,y} = -170500 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = -130 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;

поперечная сила (суммарная):  $V_{Ed} = 95820 \text{ Н}$ ;

поперечная сила (от несейсмических воздействий):  $V_{Ed,G} = 64360 \text{ Н}$ .

##### **В.13.1.2 Геометрические характеристики**

Геометрические характеристики сварного двутаврового сечения балки-ригеля:

– полная высота сечения –  $h = 350,0 \text{ мм}$ ;

– сечение полок –  $b_f = 170,0 \text{ мм}$ ,  $t_f = 12,0 \text{ мм}$ ;

– сечение стенки –  $h_w = 326,0 \text{ мм}$ ,  $t_w = 6,0 \text{ мм}$ ;

– площадь сечения –  $A = 6040 \text{ мм}^2$ ;

– моменты инерции –  $I_y = 13390,0 \text{ см}^4$ ;  $I_z = 983,2 \text{ см}^4$ ;

– радиусы инерции –  $i_y = 14,9 \text{ см}$ ;  $i_z = 4,0 \text{ см}$ ;

– пластические моменты сопротивления –  $W_{pl,y} = 848,9 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,z} = 176,3 \text{ см}^3$ ;

– момент инерции кручения –  $I_t = 28,5 \text{ см}^4$ ;

– момент инерции секториальный (искажения) –  $I_\omega = 280640,0 \text{ см}^6$ .

Номинальный предел текучести стали балки –  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2 = 27500 \text{ Н/см}^2$ .

##### **В.13.1.3 Проверки несущей способности (сопротивления) сечения балки по прочности**

###### **В.13.1.3.1 Несущая способность балки при осевой сжимающей силе**

Расчетное значение несущей способности при сжатии для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.8) пособия:

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6040 \cdot 275}{1,0} = 1661000 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M0} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по прочности.

Проверка условия Формулы (2.7) для прочности при сжатии для левого конца балки:



$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{140}{1661000} = 0,0001 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Поскольку диссипативные зоны, т. е. зоны формирования пластических шарниров, в данном каркасе здания предусмотрены в балках-ригелях, то, в соответствии с 4.2.2 данного пособия, проверяется выполнение условия Формулы (4.3):

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,0001 < 0,15$$

В.13.1.3.2 Несущая способность балки при изгибающем моменте

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно сильной оси У для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.10) пособия:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8489 \cdot 27500}{1,0} = 23345000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 233450 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия Формул (2.9) и (4.2) для прочности при изгибе для левого конца балки (с учетом формирования пластических шарниров):

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{177600}{233450} = 0,761 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

В.13.1.3.3 Несущая способность балки при действии поперечной силы

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определяется по Формуле (2.14) пособия:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1956 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 310560 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая для сварных двутавровых сечений с нагрузкой, параллельной стенке, по следующей формуле (см. 2.5.3.4 пособия):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 3260 \cdot 6,0 = 1956 \text{ мм}^2,$$

где  $\eta = 1,0$  – принято по примечанию в 2.5.3.4.

Расчетная поперечная сила  $V_{Ed}$  при условии формирования пластических шарниров в рассматриваемой балке определяется по Формуле (4.5) в 4.2.2 пособия:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 64760 + 77820 = 142580 \text{ Н},$$

где  $V_{Ed,G}$  – расчетное значение поперечной силы от несейсмических воздействий;

$V_{Ed,M}$  – расчетное значение поперечной силы от приложения пластических моментов  $M_{pl,Rd,A}$  и  $M_{pl,Rd,B}$  с противоположными знаками в концевых сечениях А и В балки.

Для данной балки-ригеля пролетом  $L = 6,0$  м и с диссипативными зонами на обоих концах балки поперечная сила от пластических моментов равна:

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = 2 \cdot 233450 / 6,0 = 77820 \text{ Н}$$

Проверка условия Формулы (4.4) для прочности при действии поперечной силы для левого конца балки, с учетом возможного формирования пластических шарниров:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{142580}{310560} = 0,459 < 0,5$$

Условие прочности выполняется.

Это условие соответствует условию, приведенному в 2.5.3.5 пособия для элементов, подверженных действию изгибающего момента и поперечной силы, при котором влиянием поперечной силы на несущую способность на изгиб можно пренебречь. При этом несущая способность на сдвиг принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами

жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{326,0}{6,0} = 54,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости от сдвига не требуется.

#### В.13.1.3.4 Двухосный изгиб с осевым усилием

В качестве традиционного подхода как альтернативы методам, изложенным в 2.5.3.6 данного пособия, для всех сечений можно применить проверку, при которой прочность поперечных сечений приближенно оценивается линейным суммированием отношений «действующее усилие / несущая способность» для каждого усилия. Для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , этот метод может применяться с использованием следующего критерия, согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{140}{1661000} + \frac{177600}{233450} + \frac{145}{48480} = 0,764 < 1,0,$$

где  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  и  $M_{Rd,z}$  – расчетные значения несущей способности, зависящие от класса поперечных сечений и включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием поперечной силы сдвига.

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно слабой оси Z поперечного сечения 1 класса определялось по Формуле (2.10):

$$M_{Rd,z} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{176,3 \cdot 27500}{1,0} = 4848000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 48480 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Из-за небольшого значения осевой силы  $N_{Ed}$ , проверка несущей способности при действии осевой силы с изгибом по 2.5.3.6 пособия не выполнялась.

### В.13.1.4 Проверки несущей способности (сопротивления) балки по устойчивости

#### В.13.1.4.1 Несущая способность балки по устойчивости при сжатии

В соответствии с 2.5.4.1.2 данного пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потерей устойчивости можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37):

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{600}{14,9} \cdot \frac{1}{86,8} = 0,464 > 0,2, \text{ где } L_{cr} = 600 \text{ см} - \text{расчетная длина балки};$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8 - \text{условная предельная гибкость}$$

стержня, определенная из предположения упругой работы материала.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 13390}{600^2} = 7710980 \text{ Н}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{140}{7710980} = 0,0002 < 0,04$$

Следовательно, проверка балки на потерю устойчивости при сжатии не требуется.

#### В.13.1.4.2 Проверка устойчивой длины участка между раскреплениями при потере устойчивости плоской формы изгиба балки с пластическими шарнирами

В соответствии с 2.5.4.4.3, если длина между раскреплениями не превышает устойчивую длину, то устойчивость плоской формы изгиба на участках между раскреплениями обеспечена.

В соответствии с 2.5.4.2.1 пособия, балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивость плоской формы изгиба. В данном примере предполагается, что верхняя полка балки соединена с железобетонной плитой перекрытия (по типу соединения, показанного на Рисунке 2.15 пособия), что является достаточным раскреплением для нее в случае сжатия. Но в рассматриваемом рамном каркасе в балках-ригелях сжата и нижняя полка участка длины балки в зоне узла примыкания ее к колонне, поэтому в примере проверяется длина сжатой зоны нижней полки балки  $L$ .

Для балки выполняется условие:  $h/t_f = 350,0/12,0 = 29,2 < 40\varepsilon = 40 \cdot 0,92 = 36,8$ .

Устойчивая длина при линейном распределении моментов и незначительном осевом сжатии, в соответствии с Формулой (2.49) пособия при  $-1 < \psi < 0,625$ , равна:

$$L_{\text{stable}} = (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z = (60 - 40 \cdot 0) \cdot 0,92 \cdot 4,0 = 220 \text{ см} < L = 240 \text{ см},$$

где  $L = 240$  см – длина сжатой зоны нижней полки балки, не раскрепленной из плоскости;

$$\psi = \frac{M_{\text{Ed,min}}}{M_{\text{pl,Rd}}} = \frac{0}{233450} = 0 \text{ – отношение концевых моментов на этом участке.}$$

В соответствии с 2.5.4.5 пособия, учитывать потерю устойчивости плоской формы изгиба не требуется, если длина  $L$  участка между раскреплениями меньше допустимой длины  $L_m$ , определяемой по Формуле (2.50) пособия:

$$L_m = \frac{38 \cdot i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{\text{Ed}}}{A}\right) + \frac{1}{756 \cdot C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{\text{pl,y}}^2}{A \cdot I_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} = \frac{38 \cdot 4,0}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{140}{6040}\right) + \frac{1}{756 \cdot 1,879^2} \cdot \left(\frac{848900^2}{6040 \cdot 285000}\right) \cdot \left(\frac{275}{235}\right)^2}} = 330 \text{ см} > L = 240 \text{ см},$$

где, для отношения изгибающих моментов, равного  $\psi = 0/(-177600) = 0$ , по Таблице Е.1 пособия принято значение  $C_1 = 1,879$ .

Поскольку условие, приведенное в 2.5.4.4.3 не выполняется (длина сжатой зоны  $L$  превышает устойчивую длину  $L_{\text{stable}}$ ), то в примере выполняется проверка устойчивости балки при изгибе.

В.13.1.4.3 Несущая способность балки по устойчивости при изгибе

Расчетная длина балки принимается равной длине сжатой зоны нижней полки балки  $L = 240$  см.

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{\text{LT}}$  при потере устойчивости при изгибе вначале требуется вычислить упругий критический момент  $M_{\text{cr}}$ , определяемый по формулам Приложения Е данного пособия.

Отношение значений концевых изгибающих моментов на участке сжатой нижней полки:

$$\psi = 0/(-177600) = 0.$$

Для  $\psi = 0$ , по Таблице (Е.1) принимается значение  $C_1 = 1,879$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{\text{cr}}$  определяется по Формуле (Е.2) пособия:

$$M_{\text{cr}} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_{\omega}}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 983,2}{240^2} \cdot \left( \frac{2806400}{983,2} + \frac{240^2 \cdot 8100000 \cdot 28,5}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 983,2} \right)^{0,5} = 124516570 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

где  $E = 21000000 \text{ Н/см}^2$  – модуль упругости стали;

$G = 8100000 \text{ Н/см}^2$  – модуль сдвига стали.

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости определяется в соответствии с 2.5.4.2.2 пособия:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{848,9 \cdot 27500}{124516570}} = 0,433$$

Геометрические характеристики:  $h / b = 350,0 / 170,0 = 2,059$

Согласно Таблице 2.12 пособия для сварных двутавровых сечений при  $h / b > 2$  используется кривая устойчивости «d», для которой по Таблице 2.11 принимается коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,76$ .

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,433 - 0,2) + 0,433^2 \right] = 0,682$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,682 + \sqrt{0,682^2 - 0,433^2}} = 0,827$$

Расчетное значение несущей способности балки по устойчивости плоской формы изгиба определяется по Формуле (2.40):

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,827 \cdot 848,9 \cdot \frac{27500}{1,0} = 19306000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 193060 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

где  $\gamma_{M1} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по устойчивости.

Проверка условия Формулы (2.39) для устойчивости плоской формы изгиба:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = \frac{177600}{193060} = 0,92 < 1,0$$

Условие устойчивости балки при изгибе выполняется.

Поскольку осевая сила  $N_{Ed}$  в рассматриваемой балке мала, то проверка балки на устойчивость как сжато-изгибаемого элемента, в соответствии с 2.5.4.3, не выполнялась.

Приведенные в настоящем пункте расчеты балки-ригеля выполнялись в предположении формирования диссипативных зон в месте соединения балки с колонной, поскольку в 6.6.2 СН РК EN 1998-1, рассматривающем балки, не даются рекомендации по назначению мест пластических шарниров.

В пункте В.13.2 даны варианты узлов соединения балок с колоннами, принятые из опыта проектирования за рубежом и в Казахстане, и приведен расчет балки, уточняющий ее сечение, с учетом назначения конкретных мест формирования пластических шарниров, с обоснованием рекомендаций по назначению мест диссипативных зон.

### В.13.2 Соединение балки-ригеля с колонной

В.13.2.1 В данном примере прикрепление балки-ригеля предусмотрено непосредственно к колонне на сварке. Расчет приведен для одного из вариантов типа соединения (см. Рисунок В.16), в котором пластический шарнир формируется на некотором расстоянии от места соединения балки-ригеля с колонной. Обоснование такого подхода приведено в В.13.2.2. Показаны также еще два варианта конструктивных решений этого соединения (см. Рисунки В.17 и В.18).

Варианты соединения, приведенные на Рисунках В.16 и В.17, а также расчет одного из вариантов (см. В.13.2.3), основаны на указаниях SAC Joint Venture (2001) Report 350 [12].

Вариант соединения, приведенный на Рисунке В.18 (см. В.13.2.4), разработан и применяется

в Казахстане с 1977 года.

В.13.2.2 При действии сейсмических сил в области опор балок–ригелей, в которых расположены сварные соединения балок с колоннами, возникают максимальные изгибающие моменты, которые могут вызвать значительные напряжения в опорных сечениях балок. Поскольку сами сварные соединения и примыкающий к сварным швам металл являются более хрупкими в сравнении со сталью остальной части ригелей, то в них и произойдут разрушения и никакие пластические деформации при этом не разовьются. Для устранения опасности хрупких разрушений в местах сварных соединений балок с колоннами, опорные сечения балок следует развивать до таких размеров, при которых максимальные напряжения в области сварных соединений удовлетворяли условиям 3.5 данного пособия.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Развитие опорных сечений ригелей рекомендуется осуществлять за счет увеличения ширины полков путем приварки дополнительных элементов из листовой стали, как показано на Рисунках В.16 – В.18.

В то же время, для того чтобы в рамном каркасе могли развиваться пластические деформации, необходимо опасные сечения конструкции выводить из зоны, прилегающей к сварке, и в этих местах создавать условия для возникновения пластического шарнира. С появлением шарнира рост усилий в опорной части балки прекратится. Таким образом, пластический шарнир будет выполнять роль предохранителя опорного сварного соединения балки с колонной от хрупких разрушений.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Хрупкие разрушения в местах сварных соединений балки с колонной были выявлены в СССР в 70-х годах двадцатого столетия, а позднее и иностранными специалистами при анализе последствий землетрясений в Нортридже Northridge (1994) и Кобэ Kobe (1995).

Надежность решения приведенных в этом пункте узлов с непосредственным соединением балки с колонной при помощи сварки, с уширением полки в месте соединения и созданием зоны для формирования пластического шарнира подтверждено испытаниями, проводимыми в ЦНИИ-Проектстальконструкция (г. Москва) [10]. Эти же испытания показали, что решение узлов, при котором полки ригелей соединяются с колонной с помощью накладок, даже уширенных в местах примыкания к колоннам, менее надежно. Разрушения в этих узлах происходили в области сварных стыков и при гораздо меньшем количестве циклов нагружений.

С учетом вышеизложенного, в примере рассматривается только один тип узлового соединения.

#### В.13.2.3 Расчет варианта узла соединения балки с колонной

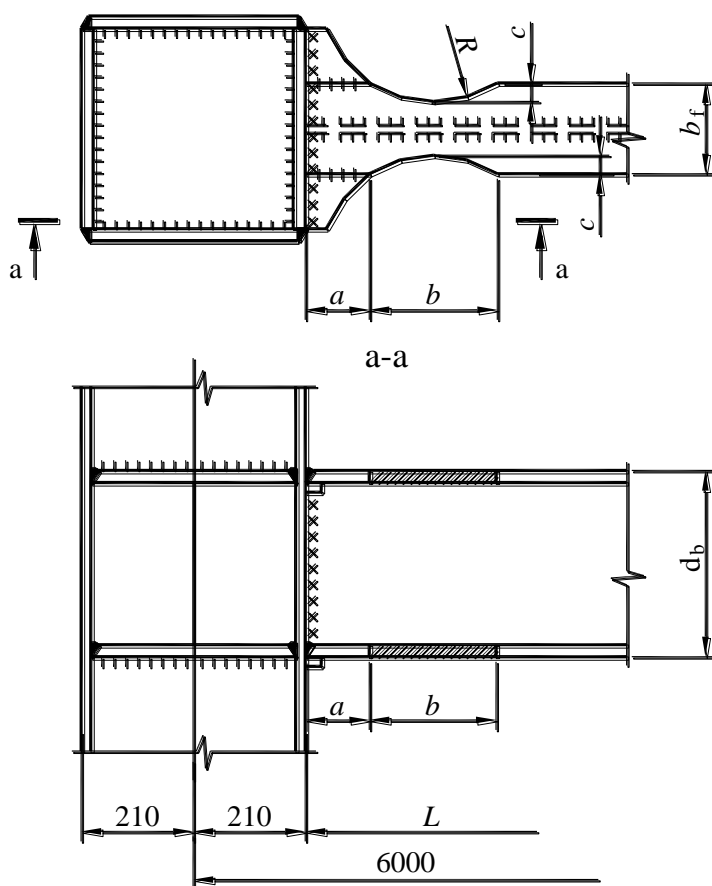
Как указано в В.13.2.1, этот вариант конструктивного решения узла и расчет основаны на положениях руководства документа Federal Emergency Management Agency FEMA-350 [12]. Образование пластического шарнира в балке, на некотором расстоянии от соединения с полкой колонны, выполняется за счет круглых вырезов (ослабления) полков балки (см. Рисунок В.16).

**ПРИМЕЧАНИЕ** В зарубежной литературе такие зоны в балке называются «reduced beam sections – RBS» или «‘dogbone’ design».

Поскольку зона RBS находится на некотором расстоянии от колонны, то для нее задаются размеры, такие, как расстояние от полки колонны до выреза (размер « $a$ »), длина выреза (размер « $b$ »), глубина выреза (размер « $c$ ») и радиус выреза (размер « $R$ »). Для уменьшения разницы между моментами в узкой части балки и у полки колонны, размеры « $a$ » и « $b$ » нужно принимать небольшими, в то же время назначение этих размеров очень маленькими может привести к повышенному напряжению у полки колонны или в зоне RBS. В руководстве FEMA-350 приводятся следующие рекомендуемые величины этих расстояний и вырезов в полках балки:

$$a = (0,5 \div 0,75) \cdot b_f; \quad b = (0,65 \div 0,85) \cdot d_b; \quad c = (0,2 \div 0,25) \cdot b_f; \quad R = \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c},$$

где  $b_f$  – ширина полки балки;  $d_b$  – высота балки.



**Рисунок В.16 – Узел соединения балки с колонной с зонами RBS в балках**

В данном примере в расчет принимались следующие значения:

$$a = 0,705 \cdot b_f = 0,705 \cdot 170,0 = 120,0 \text{ мм}; \quad b = 0,685 \cdot d_b = 0,685 \cdot 350,0 = 240,0 \text{ мм};$$

$$c = 0,205 \cdot b_f = 0,205 \cdot 170,0 = 35,0 \text{ мм}; \quad R = (4 \cdot 35,0^2 + 240,0^2) / 8 \cdot 35,0 = 223,0 \text{ мм}.$$

Пластический момент сопротивления  $W_{pl,RBS}$  в центре зоны выреза равен:

$$W_{pl,RBS} = W_{pl,b} - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) = 8489 - 2 \cdot 3,5 \cdot 1,2 \cdot (35,0 - 1,2) = 565,0 \text{ см}^3$$

Возможный пластический момент в балке в центре зоны RBS равен:

$$M_{pl,Rd,RBS} = W_{pl,RBS} \cdot f_y = 565,0 \cdot 27500 = 15537000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 155370 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

В соответствии с эпюрой моментов, полученной для рассматриваемого элемента 131 из комбинации 38 общего расчета, определяется расчетный момент  $M_{Ed,RBS}$  в центре зоны на расстоянии, равном  $\ell = d_k / 2 + a + b / 2 = 4200 / 2 + 120,0 + 240,0 / 2 = 450,0 \text{ мм}$ :

$$M_{Ed,RBS} = 177600 (2400 - 450) / 2400 = 144300 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где 2400,0 мм – расстояние до точки перегиба (нулевая точка) эпюры моментов.

Проверка условия Формулы (4.1) данного пособия для прочности при изгибе в месте формирования пластического шарнира:

$$\frac{M_{Ed,RBS}}{M_{pl,Rd,RBS}} = \frac{144300}{155370} = 0,93 < 1,0$$

Условие прочности балки при изгибе выполняется.

Суммарная расчетная поперечная сила  $V_{Ed}$  в месте пластического шарнира (зона RBS) и в узле соединения балки с колонной определяется, согласно 4.4.1 пособия:

$$V_{Ed,RBS} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,M,RBS} = 64760 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 60930 = 148540 \text{ Н},$$

где  $V_{Ed,M,RBS}$  – значение поперечной силы в центре зоны RBS, вследствие приложения пластических моментов, при условии формирования пластических шарниров на обоих концах балки, равное:  $V_{Ed,M,RBS} = 2 \cdot M_{pl,Rd,RBS} / L_1 = 2 \cdot 155370 / 5,1 = 60930 \text{ Н}$ ,

где  $L_1$  – расстояние между шарнирами пластичности, образовавшимися на концах балки:

$$L_1 = 6000 - 420 - 2 \cdot (120 + 240 / 2) = 5100 \text{ мм} = 5,1 \text{ м};$$

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2 пособия.

Значение поперечной силы, вследствие сейсмических воздействий, принято из общего расчета:  $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определено выше, в В.13.1.3.3 расчета балки:  $V_{pl,Rd} = 310560 \text{ Н}$ .

Проверка условия Формулы (4.4) пособия для прочности при сдвиге:

$$\frac{V_{Ed,RBS}}{V_{pl,Rd}} = \frac{148540}{310560} = 0,478 < 0,5$$

Условие прочности при сдвиге выполняется.

При этом возможность потери местной устойчивости стенки при сдвиге можно не рассматривать, поскольку для стенки балки, не подкрепленной ребрами жесткости, в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5, выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{326}{6} = 54,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости от сдвига не требуется.

Так как диссипативные зоны в примере предусмотрены в балках-ригелях, то, в соответствии с 4.4.1 данного пособия, соединения балок с колоннами следует проектировать с требуемой степенью резерва прочности, и тогда максимальный возможный пластический момент в балке в месте соединения, у грани полки колонны, будет равен:

$$M_{Ed,connection} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,RBS} \cdot (a + b / 2) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 155370 + 148540 \cdot (0,12 + 0,24 / 2) = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Расчетное значение несущей способности на изгиб балки определено в В.13.1.3.2:

$$M_{pl,Rd,y} = 233450 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Так как  $M_{Ed,connection} = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{pl,Rd,y} = 233450 \text{ Н} \cdot \text{м}$ , то сечение балки у полки колонны необходимо усилить, как указано в В.13.2.2, путем приварки дополнительных элементов из листовой стали.

Требуемый момент сопротивления балки у полки колонны равен:

$$W_{pl,tp} = M_{Ed,connection} \cdot \gamma_{M0} / f_y = 24929000 / 27500 = 907,0 \text{ см}^3$$

В месте соединения требуется сечение двутавра с полками 200 x 12 мм и стенкой 326 x 6 мм с  $W_{pl} = 997,0 \text{ см}^3$ , но в соответствии с результатами выполненных в Казахстане исследований таких узлов, дополнительные элементы необходимо выводить на края колонны, как показано на Рисунке В.16. При этом несущая способность усиленного сечения балки у грани колонны равна:

$$M_{pl,Rd,con} = W_{pl,con} \cdot f_y = 18630 \cdot 27500 = 51232000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 512320 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{Ed,connection} = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Условие прочности балки у грани полки колонны выполняется.

В данном примере соединение балки с колонной выполняется с помощью сварных стыковых швов с полным проваром, с соответствующей подготовкой кромок и с выполнением физического контроля качества швов, поэтому, в соответствии с 3.5.2 пособия, соединение можно считать удовлетворяющим критерию по резерву прочности.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Одним из факторов, который может воспрепятствовать использованию пластических резервов конструкции, является опасность потери устойчивости конструкции, которая может наступить ранее стадии, когда напряжения достигнут предела текучести. Кроме потери устойчивости балки в целом, которая обеспечивается, согласно результатам расчетов, приведенных выше, появляется опасность также и потери местной устойчивости.

В положениях, приведенных в [13], принятых AISC (American Institute of Steel Construction), в Таблице I-8-1 указаны предельные отношения ширины к толщине для полков и стенок балок.

В частности, при изгибе и сжатии в полках прокатных и сварных элементов, указано предельное отношение:  $b/t \leq 0,3\sqrt{E/f_y}$ , где  $b$  – это свес полки.

Для проверяемой балки это условие выполняется:

$$b/t = (170,0 - 6,0)/(2 \cdot 12,0) = 6,8 < 0,3 \cdot \sqrt{E/f_y} = 0,3 \cdot \sqrt{210000/275} = 8,3$$

Для стенок при сжатии с изгибом указано предельное отношение:  $h/t_w \leq 2,45\sqrt{E/f_y}$ .

Для проверяемой балки это условие тоже выполняется:

$$h/t_w = 326,0/6,0 = 54,3 < 2,45 \cdot \sqrt{E/f_y} = 2,45 \cdot \sqrt{210000/275} = 67,7$$

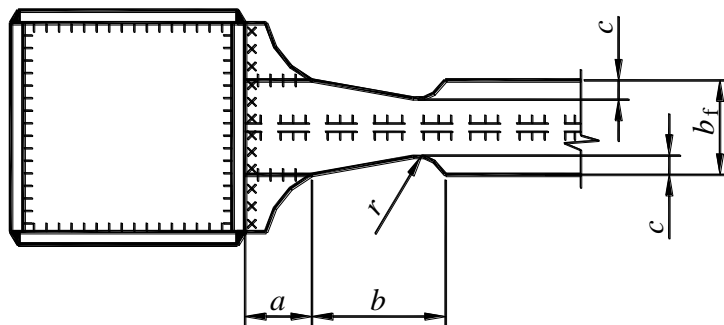
Эти проверки подтверждаются требованиями, приведенными в 3.3 данного пособия к классам поперечных сечений (1 и 2 классы) для сжато-изгибаемых диссипативных элементов.

#### В.13.2.4 Варианты конструктивных решений узла соединения балки с колонной

Ниже показаны другие возможные варианты решения узла соединения балки-ригеля с колонной, в которых пластический шарнир формируется посредством уменьшения сечения полков вырезами на некотором расстоянии от места приварки балки-ригеля к колонне.

На Рисунке В.17 показано конструктивное решение узла по материалам из зарубежной литературы [14], указания и расчет для которого аналогичны, приведенным в В.13.2.3. Отличие только в форме выреза места формирования пластического шарнира – конические вырезы в полках балки вместо круглых.

**ПРИМЕЧАНИЕ** В этой же литературе [14] указано, что входящие углы в вырезах данного конструктивного решения могут привести к разрушению полков. На практике, эти углы можно выполнять по радиусу (как показано на Рисунке В.17) и тогда не будет повышенной концентрации напряжений, приводящих к разрушению.

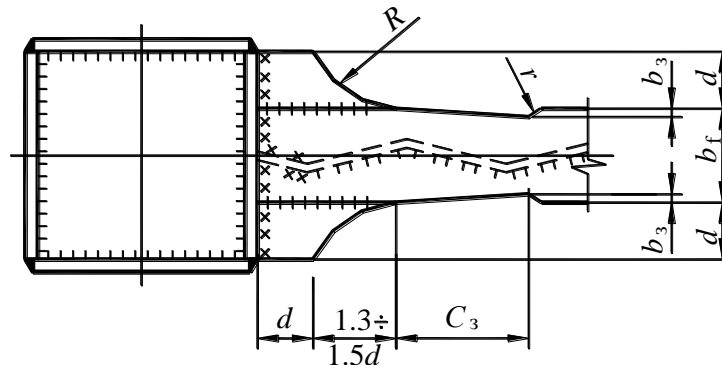


**Рисунок В.17 – Вариант узла соединения балки с колонной с зонами RBS**



Ввиду того, что работа балок-ригелей происходит в пластической стадии, большую опасность для несущей способности ригеля представляет потеря местной устойчивости стенки. Это подтверждено выполненными в Казахстане экспериментальными исследованиями. В результате этих исследований установлено, что наиболее эффективно повышать жесткость стенок не увеличением их толщины и не более частой постановкой вертикальных ребер жесткости, а путем их гофрирования, что повышает местную и общую устойчивость стенки [1].

На Рисунке В.18 показано конструктивное решение узла с балками из сварных двутавров с тонкой поперечно-гофрированной стенкой и полками, в которых развитие пластических деформаций при пиковых перегрузках предусмотрено в «зонах равного сопротивления», выполняемых посредством вырезов в полках балки-ригеля [2, 3].



**Рисунок В.18 – Вариант узла соединения балки с колонной с зонами равного сопротивления, применяемого в Казахстане**

**ПРИМЕЧАНИЕ** Конструирование и расчет такого узла выполняется в соответствии с указаниями, приведенными в Б.3 Приложения Б данного пособия.

### В.13.3 Колонна первого, второго и третьего этажей

#### В.13.3.1 Эффекты воздействий (элемент 27 по Рисунку В.8) из комбинации 38 общего расчета

Эффекты воздействий (усилия) для низа колонны от действия несейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 1244000 \text{ Н}$ ;

изгибающий момент:  $M_{Ed,G,z} = -213,0 \text{ Н·м}$ ;

поперечная сила:  $V_{Ed,G,y} = 120 \text{ Н}$ .

Эффекты воздействий для низа колонны от действия сейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 5940 \text{ Н}$ ;

изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,z} = -138400 \text{ Н·м}$ ;  $M_{Ed,E,y} = 524800 \text{ Н·м}$ ;

поперечные силы:  $V_{Ed,E,y} = 62140 \text{ Н}$ ;  $V_{Ed,E,z} = 235200 \text{ Н}$ .

Эффекты воздействий (усилия) для верха колонны от действия несейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 1237000 \text{ Н}$ ;

изгибающий момент:  $M_{Ed,G,z} = 187 \text{ Н·м}$ ;

поперечная сила:  $V_{Ed,G,y} = 120 \text{ Н}$ .

Эффекты воздействий для верха колонны от действия сейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 5940 \text{ Н}$ ;

изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,z} = 66720 \text{ Н·м}$ ;  $M_{Ed,E,y} = -251500 \text{ Н·м}$ ;

поперечные силы:  $V_{Ed,E,y} = 62140 \text{ Н}$ ;  $V_{Ed,E,z} = 235200 \text{ Н}$ .

**В.13.3.2 Геометрические характеристики**

Геометрические характеристики колонны сварного квадратного сечения из листов:

- размеры сечения –  $h \times b = 420,0 \times 420,0$  мм;
  - толщина листов сечения –  $t = 18,0$  мм;
  - площадь сечения –  $A = 28940$  мм<sup>2</sup>;
  - моменты инерции –  $I_y = I_z = 78114,0$  см<sup>4</sup>;
  - радиусы инерции –  $i_y = i_z = 16,4$  см;
  - пластические моменты сопротивления –  $W_{pl,y} = W_{pl,z} = 4366,2$  см<sup>3</sup>;
  - момент инерции кручения –  $I_t = 312,6$  см<sup>4</sup>;
- Номинальный предел текучести стали колонны –  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup> = 27500 Н/см<sup>2</sup>.

**В.13.3.3 Определение расчетных эффектов воздействий**

Колонны проверяются на комбинацию расчетных эффектов воздействия, которые определяются в соответствии с 4.3.1 данного пособия по Формулам (4.6).

Для низа колонны:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1244000 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 5940 = 1252820 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 524800 = 779330 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 235200 = 349270 \text{ Н}$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = (-213) + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot (-138400) = -205740 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 120 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 62140 = 92400 \text{ Н}.$$

Здесь  $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  и  $V_{Ed,G}$  – эффекты воздействия в колонне от действия несейсмических нагрузок, включенных в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации, в которой кроме постоянных нагрузок участвует переменная нагрузка с коэффициентом комбинации  $\psi_2 = 0,3$ .

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  и  $V_{Ed,E}$  – эффекты воздействия в колонне вследствие расчетных сейсмических воздействий.

Коэффициент  $\Omega = M_{pl,Rd,RBS} / M_{Ed,RBS} = 155370 / 144300 = 1,08$  (см. В.13.2.3) – в данном примере минимальное значение из всех балок, в которых расположены диссипативные зоны. В данном примере диссипативные зоны расположены в балках-ригелях второго, третьего и пятого этажей.

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2 пособия, а 1,1 – частный коэффициент безопасности.

**В.13.3.4 Проверки несущей способности (сопротивления) сечения колонны по прочности****В.13.3.4.1 Несущая способность при осевой сжимающей силе**

Расчетное значение несущей способности при сжатии для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.8) пособия:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28940 \cdot 275}{1,0} = 7958500 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M0} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по прочности.

Проверка условия Формулы (2.7) для прочности при сжатии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1252820}{7958500} = 0,158 < 1,0$$

Условие прочности при сжатии выполняется.

## В.13.3.4.2 Несущая способность при изгибающем моменте

Расчетное значение несущей способности на изгиб для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.10) пособия:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43662 \cdot 27500}{1,0} = 120070000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1200700 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия Формулы (2.9) для прочности колонны при изгибе:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{779330}{1200700} = 0,650 < 1,0$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{205740}{1200700} = 0,172 < 1,0$$

Условие прочности при изгибе выполняется.

## В.13.3.4.3 Несущая способность при действии поперечной силы

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определяется по Формуле (2.14) пособия:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{13824 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 2194900 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая для сварных коробчатых сечений с нагрузкой, параллельной стенке, по следующей формуле (см. 2.5.3.4 пособия):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 2 \cdot (420,0 - 2 \cdot 18,0) \cdot 18,0 = 13824 \text{ мм}^2,$$

где  $\eta = 1,0$  – принято в запас, по примечанию в 2.5.3.4. В Национальном приложении к СН РК EN 1993-1-5 рекомендуется для сталей до S460 принимать  $\eta = 1,2$ .

Проверка условия Формулы (2.13) для прочности колонны на сдвиг:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{349270}{2194900} = 0,160 < 1,0$$

Площадь сдвига  $A_v$  для сварных коробчатых сечений при нагрузке, параллельной полкам, определяется по следующей формуле (см. 2.5.3.4 пособия):

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) = 28940 - 2 \cdot (420,0 - 2 \cdot 18,0) \cdot 18,0 = 15116 \text{ мм}^2$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг равно:

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15116 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 2400000 \text{ Н}$$

Проверка условия Формулы (2.13) для прочности колонны на сдвиг:

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{92400}{2400000} = 0,040 < 1,0$$

Условие прочности при сдвиге выполняется.

В расчете несущая способность на сдвиг принималась без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(420 - 2 \cdot 18)}{18} = 21,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2,$$

где  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,92$ , а  $\eta = 1,0$ , согласно 2.5.3.4 пособия.

В.13.3.4.4 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Согласно 2.5.3.5 пособия, выполняются следующие условия:

$$V_{Ed,z} = 349270\text{Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0,5 \cdot 2194900 = 1097450\text{Н};$$

$$V_{Ed,y} = 92400\text{Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,y} = 0,5 \cdot 2400000 = 1200000\text{Н}.$$

Поскольку расчетные поперечные силы меньше половины несущей способности сечения на сдвиг в пластической стадии, то их влиянием на несущую способность сечения при изгибе можно пренебречь.

В.13.3.4.5 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и осевой сжимающей силы

В соответствии с 2.5.3.6.1 данного пособия, влияние осевой силы на несущую способность на изгиб можно не учитывать, если выполняются условия Формул (2.23) и (2.24):

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \text{ и } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{В данном примере: } N_{Ed} = 1252820\text{Н} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 7958500 = 1989600\text{Н};$$

$$N_{Ed} = 1252820\text{Н} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot (420,0 - 2 \cdot 18,0) \cdot 18,0 \cdot 275}{1,0} = 950400\text{Н}.$$

Поскольку условие Формулы (2.24) не выполняется, то требуется проверка.

Расчетное значение несущей способности на изгиб при действии осевой силы для сварного коробчатого поперечного сечения 1 класса определяется по Формулам (2.29) и (2.30) пособия:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1-n)/(1-0,5 \cdot a_w) = 1200700(1-0,158)/(1-0,5 \cdot 0,478) = 1328500\text{Н} \cdot \text{м} > M_{pl,Rd,y}$$

$$\text{где } a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (28940 - 2 \cdot 420,0 \cdot 18,0) / 28940 = 0,478 < a_w = 0,5;$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1252820 / 7958500 = 0,158.$$

$$M_{N,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} \cdot (1-n)/(1-0,5 \cdot a_f) = 1200700(1-0,158)/(1-0,5 \cdot 0,5) = 1348000\text{Н} \cdot \text{м} > M_{pl,Rd,z}$$

$$\text{где } a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A = [28940 - 2 \cdot (420,0 - 2 \cdot 18,0) \cdot 18,0] / 28940 = 0,522 > a_f = 0,5,$$

поэтому принимается  $a_f = 0,5$ .

Так как условия Формул (2.29) и (2.30) пособия не выполняются, т. е.  $M_{N,Rd,y} > M_{pl,Rd,y}$  и  $M_{N,Rd,z} > M_{pl,Rd,z}$ , то для дальнейших расчетов принимается:  $M_{N,Rd,y} = M_{N,Rd,z} = M_{c,Rd} = 1200700\text{Н} \cdot \text{м}$ .

Так как в сечении одновременно действуют два момента, то выполняется проверка прочности при двухосном изгибе, в соответствии с Формулой (2.31) данного пособия:

$$\left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{N,Rd,z}} \right)^\beta = \left( \frac{779330}{1200700} \right)^{1,708} + \left( \frac{205740}{1200700} \right)^{1,708} = 0,530 < 1,0,$$

где для прямоугольных полых сечений, в соответствии с 2.5.3.6.1, вычисляются:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot 0,158^2} = 1,708 < 6,0.$$

Коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$ , в соответствии с указаниями в 2.5.3.6.1, допускается принимать с запасом равными единице, возвращаясь тем самым к традиционному линейному взаимодействию.

Тогда проверка прочности при двухосном изгибе по Формуле (2.31):

$$\left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{N,Rd,z}} \right)^\beta = \left( \frac{779330}{1200700} \right)^1 + \left( \frac{205740}{1200700} \right)^1 = 0,820 < 1,0$$

Условие прочности при совместном действии осевой силы и двухосном изгибе выполняется.

В качестве традиционного подхода как альтернативы методам, изложенным в 2.5.3.6 данного пособия, для всех сечений можно применить проверку, при которой прочность поперечных сече-

ний приближенно оценивается линейным суммированием отношений «действующее усилие / несущая способность» для каждого усилия. Для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , этот метод может применяться с использованием следующего критерия, согласно Пункту 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{1252820}{7958500} + \frac{779330}{1200700} + \frac{205740}{1200700} = 0,978 < 1,0$$

Назначение данного критерия состоит в том, чтобы получать быстрое приближенное и безопасное решение, например, для начального определения размеров сечения элемента, имея при этом возможность откорректировать вычисления для получения окончательного результата.

Поскольку все условия прочности выполняются, то остается принятое сечение.

### В.13.3.5 Проверки несущей способности (сопротивления) колонны по устойчивости

#### В.13.3.5.1 Несущая способность колонны по устойчивости при продольном сжатии

В соответствии с 2.5.4.1.2 данного пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потеря устойчивости можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37) данного пособия:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{230}{16,4} \cdot \frac{1}{86,8} = 0,162 < 0,2,$$

где  $L_{cr} = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 330 = 230$  см – расчетная длина колонны для обеих осей, принятая в данном примере по Приложению Е пособия, с учетом жесткого закрепления концов колонны.

Гибкость для определения условной гибкости равна:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 78114}{230^2} = 306130000 \text{ Н}.$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{1252820}{306130000} = 0,004 < 0,04$$

Следовательно, потерю устойчивости проверять не требуется. Но в данном примере эта проверка выполнялась.

Величина  $\Phi$  для определения понижающего коэффициента устойчивости  $\chi$  определяется в соответствии с 2.5.4.1.2 пособия:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,162 - 0,2) + 0,162^2 \right] = 0,504,$$

где коэффициент  $\alpha = 0,49$ , учитывающий начальные несовершенства, принят по Таблице 2.9 пособия для кривой потери устойчивости «с», принятой по Таблице 2.10 для сварных коробчатых сечений с отношениями  $b / t_f = 420,0 / 18,0 = 23,3 < 30$  и  $h / t_w < 30$ .

Понижающий коэффициент  $\chi$  при потере устойчивости при сжатии определяется по Формуле (2.36) пособия:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,504 + \sqrt{0,504^2 - 0,162^2}} = 1,019 > 1,0,$$

Принимается значение:  $\chi = 1,0$ .

Расчетное значение несущей способности по устойчивости при сжатии определяется по Формуле (2.35) пособия:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \cdot 28940 \cdot 275}{1,0} = 7958500 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M1} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности по устойчивости.

Проверка условия Формулы (2.34) для устойчивости колонны при сжатии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1252820}{7958500} = 0,158 < 1,0$$

Условие устойчивости колонны при продольном сжатии выполняется.

В.13.3.5.2 Несущая способность колонны по устойчивости при изгибе

Так как колонна не имеет ни боковых раскреплений, ни закреплений от кручения, то необходимо проверить полную длину колонны  $L = 330$  см на возможность потери устойчивости при изгибе.

На колонну действуют моменты:

Внизу колонны:  $M_{Ed,y} = 779330$  Н·м и  $M_{Ed,z} = -205740$  Н·м

Вверху колонны:

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot (-251500) = -373480 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = 187 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,08 \cdot 66720 = 99270 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  при потере устойчивости при изгибе вначале требуется вычислить упругий критический момент  $M_{cr}$ , определяемый по формулам Приложения Е.

Отношение значений концевых изгибающих моментов для оси у:

$$\psi = (-373480) / 779330 = -0,479,$$

Приближенные значения  $C_1$  определяются по Формуле (Е.3) пособия:

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,479) + 0,52 \cdot (-0,479)^2 = 2,670 < 2,7$$

Это значение соответствует значению  $C_1$  из Таблицы Е.1 данного пособия.

Так как поперечное сечение колонны замкнутое и обладает очень большой жесткостью на кручение, то стесненное кручение можно не рассматривать и влиянием искажения при определении критического момента можно пренебречь, т.е. в выражении для критического момента принимать  $I_{\omega} / I_z \approx 0$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$  определяется по Формуле (Е.2) данного пособия:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_{\omega}}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 2,670 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 781140}{330^2} \cdot \left( \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 312,6}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 781140} \right)^{0,5} = 163838000 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости определяется в соответствии с 2.5.4.2.2 пособия:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{43662 \cdot 27500}{163838000}} = 0,271$$

Согласно Таблице 2.12 данного пособия для сварных коробчатых сечений используется кривая устойчивости «d», для которой по Таблице 2.11 принимается коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,76$ .

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,271 - 0,2) + 0,271^2 \right] = 0,564$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,564 + \sqrt{0,564^2 - 0,271^2}} = 0,944$$

Расчетное значение несущей способности колонны по устойчивости плоской формы изгиба определяется по Формуле (2.40) данного пособия:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,944 \cdot 43662 \cdot \frac{27500}{1,0} = 11334600 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1133460 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка условия Формулы (2.39) для устойчивости плоской формы изгиба (для оси y):

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{779330}{1133460} = 0,690 < 1,0$$

Отношение значений концевых изгибающих моментов для оси z:

$$\psi = 99270 / (-205740) = -0,482$$

Приближенные значения  $C_1$  определяются по Формуле (Е.3):

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,482) + 0,52 \cdot (-0,482)^2 = 2,675 < 2,7$$

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$ :

$$M_{cr} = 2,675 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000781140}{330^2} \cdot \left( \frac{330^2 \cdot 81000003126}{3,142^2 \cdot 21000000781140} \right)^{0,5} = 1641448000 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_z \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{43662 \cdot 27500}{1641448000}} = 0,27$$

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,27 - 0,2) + 0,27^2 \right] = 0,563$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,563 + \sqrt{0,563^2 - 0,27^2}} = 0,946$$

Расчетное значение несущей способности колонны по устойчивости плоской формы изгиба:

$$M_{b,Rd,z} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,946 \cdot 43662 \cdot \frac{27500}{1,0} = 113587000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1135870 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия устойчивости плоской формы изгиба (для оси z):

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{b,Rd,z}} = \frac{205740}{1135870} = 0,181 < 1,0$$

Условие устойчивости плоской формы изгиба (относительно каждой оси сечения) для колонны выполняется.

В соответствии с 2.5.4.2.2 пособия, поскольку выполняется условие  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,271 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ , то проверкой устойчивости плоской формы изгиба для колонны можно было пренебречь.

В.13.3.5.3 Несущая способность колонны по устойчивости при совместном действии изгиба и осевого сжатия

При совместном действии изгибающих моментов и осевого усилия сжатия для элементов 1 класса сечений должны удовлетворяться одновременно условия Формул (2.46) и (2.47):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0,$$

где  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  и  $M_{Rk,i} = f_y \cdot W_{pl,i}$ ;

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – коэффициенты взаимодействия, определяемые по указаниям 2.5.4.3.2 данного пособия, соответствующим указаниям для альтернативного метода 2 в Приложении В СН РК EN 1993-1-1. При осевом сжатии с двухосным изгибом требуется определять все четыре коэффициента взаимодействия.

Колонна в примере принята квадратного замкнутого сечения, поэтому, в соответствии с 2.5.4.3.1 пособия, не подвержена деформациям кручения. Соответственно, коэффициенты взаимодействия следует определять по Таблице 2.15 пособия.

По Таблице 2.17 данного пособия определяются коэффициенты  $C_{mi}$  перехода к эквивалентному постоянному моменту. Поскольку между точками закрепления отсутствует нагрузка, все три коэффициента для эквивалентного постоянного момента  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  и  $C_{mLT}$  определяются с помощью выражения из первой строки указанной таблицы.

При изгибе вокруг оси у-у и закреплениях в плоскости z-z:

для  $\psi = (-373480)/779330 = -0,479$ ;  $C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,479) = 0,408 > 0,4$ .

При изгибе вокруг оси z-z и закреплениях в плоскости у-у:

для  $\psi = 99270/(-205740) = -0,483$ ;  $C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,483) = 0,407 > 0,4$ .

При изгибе вокруг оси у-у и закреплениях в плоскости у-у:

для  $\psi = -0,479$ ;  $C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,479) = 0,408 > 0,4$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{yy}$  для 1 и 2 классов поперечного сечения (с учетом пластических свойств) равен:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,408 \cdot \left[ 1 + (0,162 - 0,2) \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275/1,0} \right] = 0,406 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,408 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275/1,0} \right) = 0,459.$$

Коэффициент взаимодействия  $k_{zz}$  равен:

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,407 \cdot \left[ 1 + (0,162 - 0,2) \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275/1,0} \right] = 0,405 <$$

$$< C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,407 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275/1,0} \right) = 0,458.$$

Коэффициент взаимодействия  $k_{yz}$  равен:  $k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,405 = 0,243$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{zy}$  равен:  $k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,406 = 0,244$ .

Проверка условий устойчивости для сжато-изгибаемых элементов по формулам взаимодействия (2.46) и (2.47):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275/1,0} +$$

$$+ 0,406 \cdot \frac{779330000}{0,944 \cdot 4366200 \cdot 275/1,0} + 0,243 \cdot \frac{205740000}{4366200 \cdot 275/1,0} = 0,480 < 1,0;$$



$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1252820}{1,0 \cdot 28940 \cdot 275 / 1,0} + 0,244 \cdot \frac{779330000}{0,944 \cdot 4366200 \cdot 275 / 1,0} + 0,405 \cdot \frac{205740000}{4366200 \cdot 275 / 1,0} = 0,395 < 1,0.$$

Условие устойчивости колонны как сжато-изгибаемого элемента выполняется.

Так как сечение колонн первого, второго и третьего этажей удовлетворяют всем условиям прочности и устойчивости, то остается принятое сечение с размерами 420×420 мм из листов 18 мм.

### В.13.4 Результаты расчета элементов каркаса

Для рассматриваемого в данном примере здания были выполнены проверочные расчеты всех элементов каркаса (колонн и балок-ригелей). Результаты расчетов показали, что принятые предварительно сечения, указанные в В.1, удовлетворяют всем требованиям несущей способности по прочности и устойчивости.

### В.14 Проверка условия формирования механизма пластического деформирования

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, приведенному в 4.1.4 пособия:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}, \quad (\text{В.26})$$

где  $\Sigma M_{Rc}$  – сумма расчетных значений моментов, определяющих минимальную несущую способность (сопротивление) на изгиб сечения колонн в узловом соединении, определяемую с учетом действия осевой силы;

$\Sigma M_{Rb}$  – сумма расчетных значений моментов, определяющих несущую способность (сопротивление) на изгиб сечения балок в узловом соединении.

ПРИМЕЧАНИЕ В зарубежной литературе это условие называется «strong column – weak beam» («прочная колонна – слабая балка»).

В примере условие пластичности будет определяться для среднего узла второго этажа рамы по оси 2, в котором соединяются колонны и балки, расчет которых приведен выше.

Колонны рамы с первого по третий этаж выполнены сварными коробчатого сечения из листов толщиной 18 мм с размерами 420 х 420 мм. Несущая способность колонны при совместном действии изгибающего момента и осевой сжимающей силы определена в В.13.3.4.5:

$$M_{Rc,N} = 1200700 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Балки-ригели рамы выполнены сварными двутаврового сечения с полками из листа 170х12 мм и стенкой из листа 326 х 6 мм. Расчет узла соединения балки с колонной, с учетом формирования пластического шарнира в балке на некотором расстоянии от полки колонны, приведен в В.13.2.3. В результате расчета, сечение балки у грани колонны получилось усиленным, с полками по ширине колонны. При этом несущая способность усиленного сечения балки равна:  $M_{Rb,con} = 512320 \text{ Н} \cdot \text{м}$

Эта несущая способность получилась больше, чем максимальный возможный пластический момент в балке в месте соединения, у грани полки колонны, определенный в В.13.2.3, с учетом образования пластического шарнира:  $M_{Ed,connection} = 249290 \text{ Н} \cdot \text{м}.$

В узле соединяются две колонны одного сечения и две балки с одинаковой несущей способностью в соединении. Проверка условия Формулы (В.26):

$$\Sigma M_{Rc,N} = 2 \cdot 1200700 = 2401400 \text{ Н} \cdot \text{м} > 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,con} = 1,3 \cdot 2 \cdot 512320 = 1332030 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Условие формирования пластического деформирования выполняется.

### В.15 Проверка требования по ограничению повреждений

Требование по ограничению повреждений считается выполненным, если междуэтажные перекрысы здания соответствуют Формуле (7.7) НТП РК 08-01.2-2012, применяющейся для зданий, в которых неконструктивные элементы закреплены таким образом, чтобы не оказывать влияние на деформации конструкции:

$$d_{rs} \cdot \nu \leq 0,01 \cdot h \quad (\text{В.27})$$

где  $d_{rs}$  – перекося этажа, вызванный расчетным сейсмическим воздействием и вычисленный в соответствии с 7.3.2.2 и 7.3.2.3 НТП РК 08-01.2-2012. Для принятого в данном примере здания, в соответствии с Формулой (7.8) вышеуказанного пособия, расчетные значения перекося этажей равны  $d_{rs} = d_r$  и определяются с использованием средних горизонтальных перемещений этажей  $d_s$ , вычисляемых по Формуле (В.24) данного пособия;

$h$  – высота этажа;

$\nu$  – коэффициент редукиции, учитывающий более низкий период повторяемости сейсмических воздействий, соответствующих требованию ограничения повреждений. Коэффициент  $\nu$  принимается по 7.3.2.3 НТП РК 08-01.2-2012.

В примере значение коэффициента  $\nu$  для здания класса ответственности II принято равным 0,5.

Вычисленные при расчете по программе SCAD для комбинации нагрузжений с максимальными эффектами воздействий (комбинация 38 в Таблице В.3) значения перемещений каркаса в уровнях междуэтажных перекрытий ( $d_s$ ) и значения перекося этажей каркаса ( $d_{rs}$ ) приведены в Таблице В.6.

Высота этажа в данном примере  $h = 3300$  мм, значит максимально допустимое значение перекося этажа равно:  $0,01 \cdot h = 0,01 \cdot 3300 = 33$  мм.

**Таблица В.6 – Перемещения в уровнях междуэтажных перекрытий каркаса ( $d_s$ ) и перекося этажей ( $d_{rs}$ )**

№ перекры- тия по высоте	Значения перемещений $d_s$ (мм) для комбинаций сейсмических воздей- ствий		№ этажа по высоте	Значения перекося $d_{rs}$ (мм) для комбинаций сейсмических воздей- ствий	
	в поперечном направлении (по оси Y)	в продольном направлении (по оси X)		в поперечном направлении (по оси Y)	в продольном направлении (по оси X)
5	240	194	5	28	22
4	212	172	4	48	38
3	164	134	3	60	50
2	104	84	2	64	52
1	40	32	1	40	32

Из данных Таблицы В.6 видно, что максимальное значение перекося для второго этажа, равное  $d_{rs, \max} = d_{rs} \cdot \nu = 64 \cdot 0,5 = 32$  мм, меньше допустимого.

Анализ данных, приведенных в Таблице В.6, показывает, что перекося этажей рассматриваемого здания удовлетворяют условию Формулы (В.27) и, следовательно, требование норм СН РК EN 1998-1 по ограничению повреждений выполняется.

**Приложение Г**  
(информационное)

**Пример расчета здания с каркасом с концентрическими связями  
на сейсмические воздействия**

**ПРИМЕР Г Расчет пятиэтажного здания из стальных конструкций класса пластичности DCM с каркасом с концентрическими диагональными связями на сейсмические воздействия**

**Г.1 Исходные данные**

Требуется выполнить расчет на сейсмические воздействия пятиэтажного здания со стальным каркасом с X-образными диагональными концентрическими связями. По своему назначению рассматриваемое здание относится к категории общественных зданий.

Класс ответственности здания принят II, в соответствии с Таблицей 5.1 НТП РК 08-01.2-2012.

Рассматриваемое здание имеет квадратную форму в плане, с габаритными размерами 18,0 × 18,0 м по осям колонн. Шаг колонн 6,0 м в обоих направлениях. Высота всех этажей 3,3 м.

Поскольку горизонтальным сейсмическим воздействиям в рассматриваемом здании сопротивляются преимущественно элементы, подверженные осевым силам, то конструктивный тип здания в продольном (по оси X) и в поперечном (по оси Y) направлениях, в соответствии с 2.3.1 данного пособия, относится к каркасам с концентрическими связями. Связи расположены на всех этажах в средних пролетах по периметру здания, по осям 1 и 4, и по рядам А и Г. Колонны каркаса соединены балками и плитами перекрытий.

Схематический план и разрезы представлены на Рисунке Г.1, а общий вид каркаса – на Рисунке Г.2.

Сечения конструктивных элементов каркаса здания, принятые в данном примере по предварительному расчету, следующие:

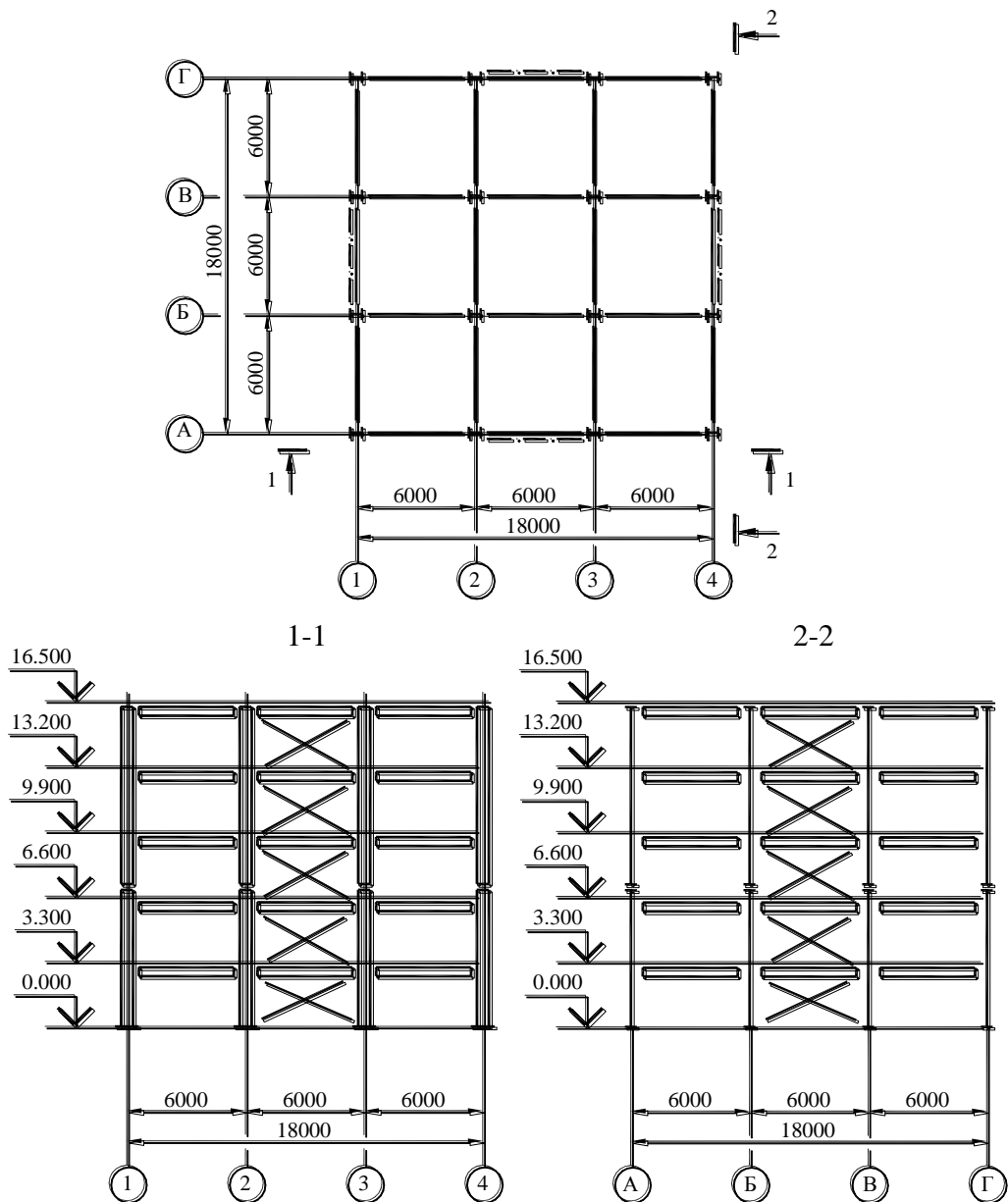
- а) Колонны – прокатные стальные двутаврового сечения из профиля HEA:
  - для первого и второго этажей для колонн по рядам Б, В и по осям 2, 3, входящих в связевую систему, принят профиль HEA 360;
  - для первого и второго этажей для средних колонн по рядам Б, В и осям 2, 3 принят профиль HEA 280;
  - для колонн с третьего по пятый этажи по рядам Б, В и по осям 2, 3, входящих в связевую систему, принят профиль HEA 320;
  - для средних колонн с третьего по пятый этажи по рядам Б, В и по осям 2, 3 принят профиль HEA 240;
  - для угловых колонн с первого по пятый этажи по рядам А, Г и по осям 1, 4 принят профиль HEA 180.
- б) Балки – прокатные стальные двутаврового сечения из профиля IPN:
  - на перекрытиях над первым, вторым, третьим и четвертым этажами по крайним рядам А, Г и по осям 1, 4 для балок принят профиль IPN 260;
  - на покрытии над пятым этажом по крайним рядам А, Г и по осям 1, 4 для балок принят профиль IPN 240;
  - на перекрытиях над первым, вторым, третьим и четвертым этажами по средним рядам Б, В и по осям 2, 3 для балок принят профиль IPN 320;

– на покрытии над пятым этажом по средним рядам Б, В и по осям 2, 3 для балок принят профиль IPN 280.

в) Концентрические связи – из замкнутых профилей прямоугольного сечения:

- на первом этаже – из  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм, сталь S355H по Таблице 2.2 данного пособия;
- на втором и третьем этажах – из  $\square 140 \times 70 \times 8$  мм, сталь S355H;
- на четвертом этаже – из  $\square 120 \times 60 \times 8$  мм, сталь S235H по Таблице 2.2 данного пособия;
- на пятом этаже – из  $\square 100 \times 60 \times 3,6$  мм, сталь S235H.

### ПЛАН ТИПОВОГО ЭТАЖА



**Рисунок Г.1 – Схематический план и разрезы каркаса здания**

Перекрытия и покрытие приняты монолитными железобетонными толщиной 180 мм.

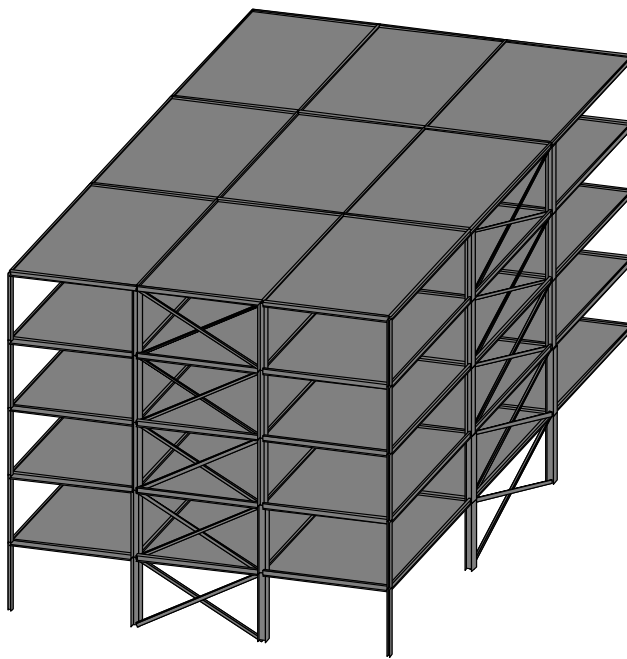
Перегородки приняты каркасной конструкции из легких эффективных материалов.

Наружные стеновые ограждения приняты из витражных переплетов из алюминиевых профилей с заполнением стеклопакетами.

Крыша здания – совмещенная, из рулонных материалов.

Материал конструктивных элементов здания:

- все колонны каркаса – сталь S355 по Таблице 2.2 данного пособия;
- все балки каркаса – сталь S275 по Таблице 2.2 данного пособия;
- концентрические связи – сталь указана выше;
- плиты перекрытий и покрытия – бетон класса C25/30.



**Рисунок Г.2 – Общий вид каркаса здания**

Данное здание классифицируется как регулярное в плане и по высоте, поскольку выполняются следующие требования:

- распределение масс и горизонтальных жесткостей в конструктивной системе здания симметрично в плане по отношению к двум ортогональным осям;
- конфигурация здания в плане принята компактной, без уступов;
- жесткость перекрытий в плане превышает горизонтальную жесткость вертикальных конструктивных элементов (колонн);
- гибкость здания в плане, равная  $\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 18,0 / 18,0 = 1,0$ , не превышает 4 – величина, указанная в 2.4 данного пособия для зданий, классифицированных как регулярные в плане. Здесь  $L_{\max}$  и  $L_{\min}$  – размеры здания в плане в ортогональных направлениях;
- все конструкции каркаса, воспринимающие горизонтальные нагрузки, непрерывны от фундамента до верха здания;
- горизонтальные жесткости и массы отдельных этажей постоянны или постепенно уменьшаются от основания к верху здания.

Рассматриваемое здание запроектировано с учетом диссипативного конструктивного поведения, т.е. обладающим способностью к пластическому деформированию и гистерезисному рассеиванию энергии за счет способности элементов каркаса здания, именуемых диссипативными элементами, сопротивляться сейсмическим воздействиям благодаря неупругому поведению. В данном каркасе развитие пластических деформаций предусмотрено в растянутых диагоналях концентрических Х-образных связей.

Проектируемое здание соответствует среднему DCM классу пластичности конструкций, со-

гласно 2.1.1 пособия. В соответствии с 2.3.2 и Таблицей 2.5 пособия для каркасов с концентрическими диагональными связями, регулярных в плане и по высоте, обладающих достаточной жесткостью на кручение и соответствующих классу пластичности DCM, коэффициент поведения  $q$  принимается равным  $q = 4$ .

Значения постоянных и переменных (приложенных) нагрузок, учитываемых в расчете, приведены в Таблице В.1 Приложения В данного пособия.

## Г.2. Сейсмическая опасность и грунтовые условия площадки строительства

Для зоны, в которой расположена площадка строительства рассматриваемого в данном примере здания, принято:

- значение пикового ускорения  $a_{gR(475)}$  по карте ОСЗ-1<sub>475</sub> – 0,45g;
- значение пикового ускорения  $a_{gR(2475)}$  по карте ОСЗ-1<sub>2475</sub> – 0,60g;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2<sub>475</sub> – 9 баллов;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2<sub>2475</sub> – 9 баллов.

Грунтовые условия площадки строительства по сейсмическим свойствам, установленные на основании результатов инженерно-геологических изысканий, соответствуют типу II по Таблице 3.1 НТП РК 08-01.1-2012.

Сейсмичность площадки строительства по результатам инженерно-геологических изысканий и по карте сейсмического микрозонирования составляет 9 баллов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Приведенные выше данные о сейсмической опасности зоны и площадки строительства приняты условно.

Согласно В.2 Приложения В данного пособия, в качестве расчетного значения ускорения  $a_g$ , учитываемого при проверке требования по отсутствию разрушения объектов, следует принимать большее из двух значений, определяемых по Формулам (В.1) и (В.2) пособия.

Для здания класса ответственности II, принятого в данном примере, значение коэффициента ответственности равно  $\gamma = 1,0$ .

Из Формул (В.1) и (В.2) определяется большее значение пикового ускорения  $a_g$ :

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} = 1,0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,6g = 0,40g$$

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} = 1,0 \cdot 0,45g = 0,45g$$

Расчетное значение ускорения  $a_g$  для расчета принято:  $a_g = 0,45g$ .

## Г.3 Расчетная модель здания

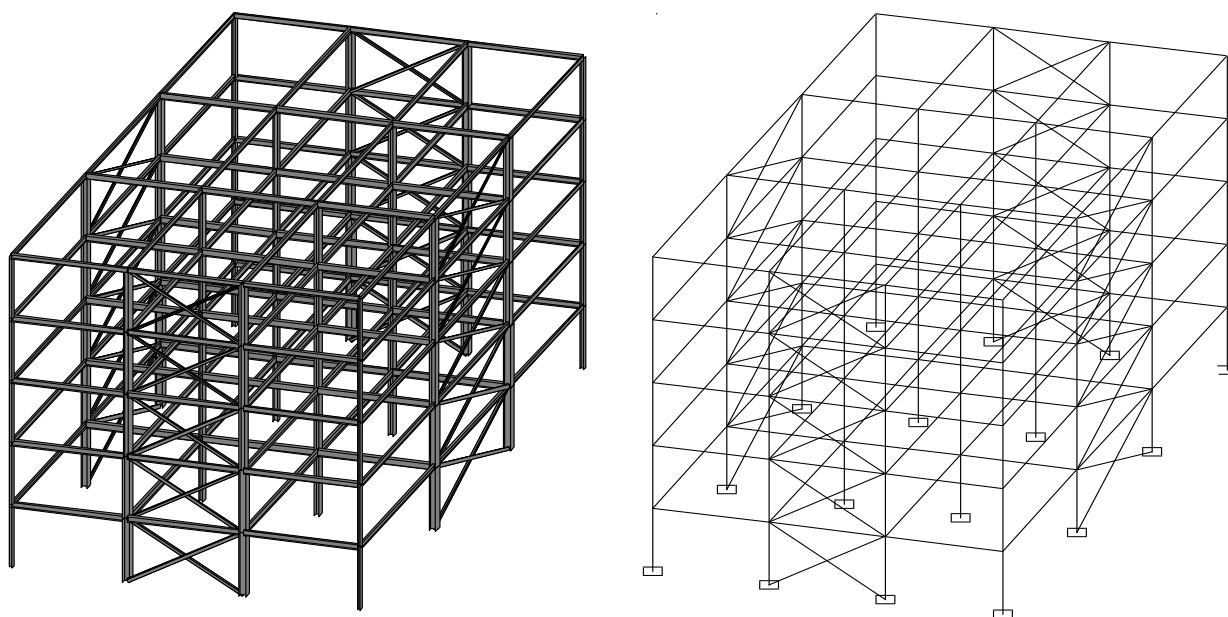
Расчетная модель здания принята в виде пространственной системы из стержневых конечных элементов (см. Рисунок Г.3), описывающих колонны, балки и концентрические диагональные связи. Размеры всех конструктивных элементов здания (колонн, балок и связей) были приняты соответствующими их проектным размерам.

Податливость грунтового основания в расчете не учитывалась. Влияние ограждающих конструкций и перегородок на работу каркаса в расчете не учитывалось. Плиты перекрытий в расчетной модели не учитывались. Диски междуэтажных перекрытий и покрытия были заданы недеформируемыми в своей плоскости.

Веса конструктивных и неконструктивных элементов, неучтенные в расчетной модели, а также приложенные к ним нагрузки, передавались на горизонтальные балки.

Массы здания, учитываемые при определении сейсмических нагрузок и вычислении эффек-

тов сейсмических воздействий, были приняты сосредоточенными в узлах расчетной схемы и определялись с учетом постоянных и переменных нагрузок.



**Рисунок Г.3 – Конструктивная и расчетная схемы здания**

При определении масс здания постоянные и переменные нагрузки комбинировались в соответствии с Формулой (В.3) Приложения В пособия.

Коэффициент комбинаций  $\psi_{Ei}$ , принятый в Формуле (В.3) и используемый для определения эффектов сейсмических воздействий, вычислялся по Формуле (В.4) пособия.

При этом величина коэффициента  $\varphi$  принималась по Таблице 4.1 НТП РК 08-01.2-2012. В данном примере для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия принят коэффициент  $\varphi = 0,8$ .

Величины коэффициента  $\psi_{2i}$  были приняты по Таблице 4.2 НТП РК 08-01.2-2012:

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,3;
- для снеговых нагрузок на покрытие – 0.

В соответствии с Формулой (В.4) получены следующие значения коэффициентов  $\psi_{Ei}$ :

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,24;
- для снеговых нагрузок на покрытие – 0.

Массы определяются для всех узлов расчетной схемы по Формуле (В.3) или с помощью расчетной программы (в данном примере – с помощью программы SCAD).

Ниже приведены суммарные массы по этажам здания, с учетом коэффициента  $\psi_{Ei}$ :

- для первого и второго этажей –  $m_1 = m_2 = 262$  т;
- для третьего и четвертого этажей –  $m_3 = m_4 = 262$  т;
- для пятого этажа –  $m_5 = 195$  т.

Снеговая нагрузка на покрытие здания, учитываемая в комбинациях для постоянных расчетных ситуаций, принята по В.3 Приложения В данного пособия:  $S = 1,0$  кН/м<sup>2</sup>.

#### **Г.4 Расчетные характеристики материалов**

В соответствии с 2.2 пособия, для элементов каркаса приняты следующие материалы, удовлетворяющие всем требованиям, приведенным в указанном подразделе:

- для всех колонн принята сталь S355 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  и временным сопротивлением  $f_u = 490 \text{ Н/мм}^2$ ;
- для всех балок принята сталь S275 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$  и временным сопротивлением  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$ ;
- для концентрических связей приняты стали S355H и S235H по EN 10210-1 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  и  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$  и временным сопротивлением  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$  и  $f_u = 360 \text{ Н/мм}^2$  соответственно.

### Г.5 Определение параметров расчетного сейсмического воздействия

Сейсмические нагрузки в данном примере определялись «модально-спектральным методом», в соответствии с 6.2.2 НТП РК 08-01.2-2012, позволяющим определять эффекты сейсмических воздействий в более строгой постановке, чем метод поперечной силы, приведенный в 4.3.3.2 СН РК EN 1998-1.

Сейсмическое воздействие на рассматриваемое здание принято двухкомпонентным с горизонтальными компонентами (составляющими) в ортогональных направлениях, действующими одновременно. Обе компоненты характеризовались одинаковыми спектрами реакции.

Расчетный спектр реакции  $S_d(T)$ , характеризующий горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, определялся по Формулам (В.5) – (В.7) Приложения В данного пособия.

В соответствии с Таблицей 4.2 НТП РК 08-01.1-2012 для принятого II типа грунтовых условий:  $T_B = 0,25 \text{ с}$ ,  $T_C = 0,64 \text{ с}$ .

Коэффициент  $S$  для II типа грунтовых условий определяется с помощью Формулы (В.8) данного пособия:  $1,1 \leq S = (1,8 - 2 \cdot a_g / g) \leq 1,6$ .

Для принятого в Пункте Г.2 расчетного значения ускорения  $a_g = 0,45g$ , коэффициент  $S$  равен:  $S = (1,8 - 2 \cdot a_g / g) = (1,8 - 2 \cdot 0,45g / g) = 0,9 < 1,1$ .

Поэтому для расчета принимается  $S = 1,1$ .

Для данного каркаса с концентрическими X-образными диагональными связями, соответствующего среднему классу DCM пластичности, коэффициент поведения принят равным  $q = 4$  (см. Г.1).

При расчете здания, помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, определяемых в Г.7 примера, 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 масс на каждом этаже  $i$  смещались относительно номинального положения в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета, определяемого по Формуле (В.9) данного пособия:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$

В соответствии с этим положением при расчете здания было учтено пять вариантов возможного смещения масс относительно номинального положения:

- 1)  $e_x = 0 \text{ м}$ ,  $e_y = 0 \text{ м}$ ;
- 2)  $e_x = 0,9 \text{ м}$ ,  $e_y = -0,9 \text{ м}$ ;
- 3)  $e_x = -0,9 \text{ м}$ ,  $e_y = 0,9 \text{ м}$ ;
- 4)  $e_x = -0,9 \text{ м}$ ,  $e_y = -0,9 \text{ м}$ ;
- 5)  $e_x = 0,9 \text{ м}$ ,  $e_y = 0,9 \text{ м}$ .

### Г.6 Результаты модального анализа здания

Поскольку для определения расчетных сейсмических нагрузок необходимо знать периоды и перемещения здания при собственных колебаниях по формам, был выполнен расчет здания с мас-



сами, определенными по Формуле (В.3) данного пособия. При модальном анализе периоды и формы собственных колебаний здания определялись с использованием расчетной модели (см. Г.3), описывающей поведение конструкций в предположении их линейно-упругой работы. Расчет выполнялся с помощью программы SCAD для двух ортогональных направлений сейсмического воздействия. Количество форм собственных колебаний здания, учтенных в расчете для каждого направления, – восемь.

В результате расчета были получены следующие значимые для каждого направления периоды и перемещения при собственных колебаниях по формам колебаний:

а) для сейсмического воздействия в продольном направлении здания (по принятой в расчете оси X):

– периоды:  $T_1 = 0,808$ ;  $T_2 = 0,285$ ;  $T_3 = 0,173$ ;

– перемещения по этажам для первой формы (основной тон колебаний):

$X_1 = 13$  мм;  $X_2 = 25$  мм;  $X_3 = 36$  мм;  $X_4 = 46$  мм;  $X_5 = 53$  мм.

б) для сейсмического воздействия в поперечном направлении здания (по принятой в расчете оси Y):

– периоды:  $T_1 = 0,880$ ;  $T_2 = 0,319$ ;  $T_3 = 0,202$ ;

– перемещения по этажам для первой формы (основной тон колебаний):

$Y_1 = 12$  мм;  $Y_2 = 26$  мм;  $Y_3 = 39$  мм;  $Y_4 = 50$  мм;  $Y_5 = 59$  мм.

## Г.7 Определение расчетных сейсмических нагрузок

Расчетная сейсмическая нагрузка  $F_{ik}$  в выбранном направлении определялась модально-спектральным методом по Формуле (В.10) Приложения В данного пособия, соответствующей Формуле (6.1) в 6.2.2.1 НТП РК 08-01.2-2012:

$$F_{ik} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik}$$

Сейсмические нагрузки определяются для всех узлов расчетной схемы, для которых были определены массы, согласно Г.3 данного примера.

Ниже приведено определение суммарных сейсмических нагрузок  $F_i$  по этажам для основного тона колебания здания в продольном направлении здания (по оси X).

Согласно Примечанию к 6.2.2.1.1 НТП РК 08-01.2-2012, при определении расчетных сейсмических нагрузок на здания высотой более пяти этажей с классами ответственности III и IV следует учитывать только один из двух коэффициентов, тот, значение которого больше:  $\gamma_l$  – коэффициент ответственности или  $\gamma_h$ . В соответствии с Формулой (В.11) пособия, значение коэффициента  $\gamma_h$  для рассматриваемого здания равно 1,0 и коэффициент ответственности  $\gamma_l = 1,0$  (см. Г.2). В данном примере принят класс ответственности II, поэтому учитываются оба коэффициента.

Для первого этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,808$  с, определяются:

– расчетный спектр реакций  $S_d(T_k)$  для  $T_1 = 0,808$  с  $> T_C = 0,640$  с определяется по Формуле (В.7) Приложения В данного пособия:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot \left[ \frac{0,640}{0,808} \right] = 2,404 \text{ м/с}^2,$$

при этом  $S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2 > \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot S \cdot a_g = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 0,45 \cdot 9,81 = 0,970 \text{ м/с}^2$ .

– коэффициент  $\eta_{ik}$  определяется по Формуле (В.13):

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \cdot \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j \cdot X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot X_k^2(x_j)} = \frac{13 \cdot (262 \cdot 13 + 262 \cdot 25 + 262 \cdot 36 + 262 \cdot 46 + 195 \cdot 53)}{262 \cdot 13^2 + 262 \cdot 25^2 + 262 \cdot 36^2 + 262 \cdot 46^2 + 195 \cdot 53^2} = 0,329,$$

– эффективная модальная масса  $m_{ik}$  определяется по Формуле (В.12) пособия:

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 0,329 = 86,2 \text{ т};$$

– расчетная сейсмическая нагрузка  $F_{ik}$  определяется по Формуле (В.10) пособия:

$$F_{ik,1} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 86,2 = 207 \text{ кН}$$

Для второго этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,808 \text{ с}$ , получено:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 0,633; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 0,633 = 165,9 \text{ т};$$

$$F_{ik,2} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 165,9 = 400 \text{ кН}.$$

Для третьего этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,808 \text{ с}$ , получено:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 0,912; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 0,912 = 239,0 \text{ т};$$

$$F_{ik,3} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 239,0 = 575 \text{ кН}.$$

Для четвертого этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,808 \text{ с}$ , получено:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 1,165; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 262 \cdot 1,165 = 305,2 \text{ т};$$

$$F_{ik,4} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 305,2 = 734 \text{ кН}.$$

Для пятого этажа, для основного тона колебаний в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,808 \text{ с}$ , получено:

$$S_d(T) = 2,404 \text{ м/с}^2; \eta_{ik} = 1,342; m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik} = 195 \cdot 1,342 = 261,7 \text{ т};$$

$$F_{ik,5} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik} = 1,0 \cdot 2,404 \cdot 261,7 = 629 \text{ кН}.$$

Аналогично, по вышеприведенным выражениям, определяются сейсмические нагрузки для каждого узла расчетной схемы для всех значимых форм сейсмического воздействия в продольном направлении здания (по оси X) и для всех значимых форм сейсмического воздействия в поперечном направлении здания (по оси Y). Полученные сейсмические нагрузки, определенные для всех узлов на всех этажах здания, задаются в расчетную схему как квазистатические воздействия и определяются эффекты воздействия.

В соответствии с 6.2.2.1.6 НТП РК 08-01.2-2012, при определении сейсмических эффектов модально-спектральным методом необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию здания. Это требование в данном примере выполнено, поскольку, в соответствии с 6.2.2.1.7 вышеуказанного пособия, выполняются следующие условия:

- сумма эффективных модальных масс  $M_k$  для учитываемых восьми форм колебаний в продольном направлении здания (по оси X) составила 98,7 % от общей массы здания;
- сумма эффективных модальных масс  $M_k$  для учитываемых восьми форм колебаний в поперечном направлении здания (по оси Y) составила 97,8 % от общей массы здания.

Расчет на сейсмические воздействия можно также выполнять с помощью имеющихся у пользователя программ (например, SCAD), с анализом и корректировкой, в случае необходимости, исходных данных по определению сейсмических нагрузок, заложенных в программе.

В Таблице Г.1 приведены полученные в данном примере при расчете по программе SCAD суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок  $F_i$  по формам собственных колебаний, вычисленные для двух ортогональных направлений, а ниже приведено распределение этих нагрузок по этажам для основного тона колебаний для каждого направления.

Распределение по этажам расчетных сейсмических нагрузок  $F_i$  для основного тона колебаний для каждого направления, суммарное значение которых приведено в Таблице Г.1, следующее:

а) при сейсмическом воздействии в продольном направлении здания (по оси X):

- для первого этажа – 190 кН;
- для второго этажа – 376 кН;
- для третьего этажа – 558 кН;

- для четвертого этажа – 710 кН;
  - для пятого этажа – 608 кН;
- б) при сейсмическом воздействии в поперечном направлении здания (по оси У):
- для первого этажа – 156 кН;
  - для второго этажа – 332 кН;
  - для третьего этажа – 500 кН;
  - для четвертого этажа – 643 кН;
  - для пятого этажа – 566 кН.

**Таблица Г.1 – Величины расчетных горизонтальных нагрузок при сейсмическом воздействии**

№ формы колебаний	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) при воздействии в продольном направлении здания (по оси X)	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) при воздействии в поперечном направлении здания (по оси У)
1	0	2197
2	2442	0
3	0	0
4	0	376
5	365	0
6	0	0
7	0	117
8	98	0

Суммарное значение, равное  $\sum F_{ik} = 2545$  кН, расчетных сейсмических нагрузок при воздействии в продольном направлении здания (по оси X) для основного тона колебаний, рассчитанных выше для каждого этажа, несколько отличается от полученного значения при расчете по программе SCAD (см. Таблицу Г.1, в которой  $\sum F_i = 2442$  кН). Это объясняется погрешностями при определении масс и перемещений.

Приведенные в Таблице Г.1 величины сейсмических нагрузок получены из расчета со случайными эксцентриситетами  $e_x = 0$  м и  $e_y = 0$  м.

Расчетные сейсмические нагрузки с учетом случайных эксцентриситетов, приведенных в Г.5, могут быть определены с использованием программных расчетных комплексов, в которых предусмотрен учет эксцентриситетов.

В данном примере эти нагрузки определялись в соответствии с 6.2.2.2.3 НТП РК 08-01.2-2012, согласно которому для каждого этажа по Формуле (В.15) пособия вычислялись статические крутящие моменты  $M_{ai}$ , действующие относительно вертикальной оси каждого этажа.

Сейсмическая нагрузка от кручения  $F_{i,кр}$  для каждого этажа определялась по Формуле (В.16) данного пособия, принятой по аналогии с Формулой (10), приведенной в 2.18 [9].

В примере сейсмические нагрузки от кручения для каждого эксцентриситета определялись отдельно. Ниже приведено определение сейсмических нагрузок  $F_{i,кр}$  по всем этажам от поворота здания (кручения с эксцентриситетом  $e_{ai} = e_y = -0,9$  м) для основного тона колебаний для сейсмического воздействия в продольном направлении (по оси X), для которого выше вычислены нагрузки  $F_i$ , действующие на каждый этаж.

Поскольку жесткости вертикальных конструкций (колонн) рассматриваемого в данном примере здания симметричны относительно двух ортогональных осей, то центр жесткостей нахо-

дится в геометрическом центре этажа.

Нагрузки от кручения  $F_{i,кр}$  для сейсмического воздействия по оси X, приложенные по рядам А и Г с противоположными знаками, вычислялись по Формуле (В.16) пособия:

– для первого этажа:

$$F_{i,кр,1} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{\sum_{a=1}^n (C_{ai}^x \cdot \ell_{ya}^2)} \cdot e_{ai} \cdot F_i =$$

$$= \frac{(2510+33090) \cdot 2 \cdot 9,0}{(2510+33090) \cdot 9,0^2 \cdot 4 + (33090+13670) \cdot 3,0^2 \cdot 4} \cdot 0,9 \cdot 190 = 8,3 \text{ кН},$$

где угловая (крутильная) жесткость для первого этажа здания  $K_{i\phi,1}$  при повороте в горизонтальной плоскости определялась по Формуле (В.17) пособия;

– для второго этажа:  $F_{i,кр,2} = 17,1 \text{ кН}$ ;

– для третьего этажа:  $F_{i,кр,3} = 25,0 \text{ кН}$ ;

– для четвертого этажа:  $F_{i,кр,4} = 31,7 \text{ кН}$ ;

– для пятого этажа:  $F_{i,кр,5} = 27,2 \text{ кН}$ .

Нагрузки от кручения  $F_{i,кр}$  для сейсмического воздействия по оси X, приложенные по рядам Б и В с противоположными знаками, равны:

– для первого этажа:

$$F_{i,кр,1} = \frac{(33090+13670) \cdot 2 \cdot 3,0}{(2510+33090) \cdot 9,0^2 \cdot 4 + (33090+13670) \cdot 3,0^2 \cdot 4} \cdot 0,9 \cdot 190 = 3,6 \text{ кН};$$

– для второго этажа:  $F_{i,кр,2} = 6,2 \text{ кН}$ ;

– для третьего этажа:  $F_{i,кр,3} = 9,8 \text{ кН}$ ;

– для четвертого этажа:  $F_{i,кр,4} = 12,5 \text{ кН}$ ;

– для пятого этажа:  $F_{i,кр,5} = 11,2 \text{ кН}$ .

Полученные силы прикладывались в узлы расчетной схемы – нагружение 9. Для эксцентриситета  $e_{ai} = e_y = 0,9 \text{ м}$  (нагружение 10) определенные выше нагрузки имеют обратное направление.

Аналогично определялись нагрузки от кручения для сейсмического воздействия в поперечном направлении (по оси Y) с эксцентриситетами  $e_x = \pm 0,9 \text{ м}$  (нагружения 7 и 8).

## Г.8 Расчетные нагрузки на здание

Ниже приведены нагружения расчетной модели здания, принятой в данном примере, для расчета по программе SCAD:

Нагружение 1 – собственный вес конструкций;

Нагружение 2 – постоянная нагрузка;

Нагружение 3 – переменная (приложенная) нагрузка на междуэтажные перекрытия;

Нагружение 4 – снеговая нагрузка на покрытие;

Нагружение 5 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении X (без учета случайных эксцентриситетов);

Нагружение 6 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении Y (без учета случайных эксцентриситетов);

Нагружение 7 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении Y от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_x = 0,9 \text{ м}$ ;

Нагружение 8 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении Y от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_x = -0,9 \text{ м}$ ;

Нагружение 9 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении X от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_y = -0,9$  м;

Нагружение 10 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении X от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_y = 0,9$  м.

Ветровые нагрузки на здание, учитывая высокий уровень сейсмических воздействий, в расчете не учитывались.

### Г.9 Комбинации воздействий, учтенные в расчете

Поскольку периоды значимых форм колебаний для каждого направления сейсмического воздействия удовлетворяют условию Формулы (6.7) НТП РК 08-01.2-2012, т.е.  $T_{k+1} \leq 0,9 \cdot T_k$ , то максимальная величина  $E_E$  эффектов сейсмических воздействий определялась по Формуле (B.18) пособия.

Максимальные значения эффектов воздействия  $E_E$ , обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия, в данном примере вычислялись с использованием Формул (B.19) и (B.20) Приложения В. Знак каждой компоненты в этих выражениях принимался как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

Расчетные значения  $E_d$  эффектов воздействий в сейсмической расчетной ситуации от комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями определялись по Формуле (B.21) данного пособия. Комбинации нагружений для сейсмической расчетной ситуации, принятые в данном расчете, приведены в Таблице Г.2. Нагружения принимались со знаками, при которых в диагональных связях возникают растягивающие усилия.

Комбинация 11 выделена отдельно, поскольку при определении эффектов воздействий в балках и колоннах (см. 5.4) эффекты от действия несейсмических нагрузок, включенные в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации, и эффекты от расчетных сейсмических воздействий учитываются отдельно в соответствии с Формулой (5.2) пособия.

Расчетные значения  $E_d$  эффектов воздействий для постоянной расчетной ситуации определялись по Формуле (B.22) пособия. Были учтены следующие комбинации для постоянной расчетной ситуации (основные комбинации):

- комбинация 12 - («1» + «2»)  $\times$  1,35 “+” «3»  $\times$  1,5 “+” «4»  $\times$  1,5  $\times$  0,5;
- комбинация 13 - («1» + «2»)  $\times$  1,35 “+” «3»  $\times$  1,5  $\times$  0,7 “+” «4»  $\times$  1,5.

**Таблица Г.2 – Таблица комбинаций нагружений (для сейсмической расчетной ситуации)**

№ комбинации	Комбинации нагружений
1	«5» $\times$ (-1,0) “+” «6» $\times$ (-0,3)
2	«5» $\times$ (-0,3) “+” «6» $\times$ (-1,0)
3	(«5» + «10») $\times$ (-1,0) “+” («6» + «7») $\times$ (-0,3)
4	(«5» + «10») $\times$ (-0,3) “+” («6» + «7») $\times$ (-1,0)
5	(«5» + «9») $\times$ (-1,0) “+” («6» + «7») $\times$ (-0,3)
6	(«5» + «9») $\times$ (-0,3) “+” («6» + «7») $\times$ (-1,0)
7	(«5» + «10») $\times$ (-1,0) “+” («6» + «8») $\times$ (-0,3)
8	(«5» + «10») $\times$ (-0,3) “+” («6» + «8») $\times$ (-1,0)
9	(«5» + «9») $\times$ (-1,0) “+” («6» + «8») $\times$ (-0,3)
10	(«5» + «9») $\times$ (-0,3) “+” («6» + «8») $\times$ (-1,0)
11	(«1» + «2») $\times$ 1,0 “+” «3» $\times$ 0,3

### Г.10 Учет эффектов второго рода

При выполнении расчетов необходимо учитывать эффекты второго рода (Р-Δ эффекты), учитывающие деформированную геометрию конструкции здания. Эффекты второго рода могут не учитываться, если для всех этажей здания выполняется условие Формулы (В.23) пособия, когда коэффициент перекоса рассматриваемого этажа  $\theta \leq 0,10$ .

В Формуле (В.23) расчетный перекос этажа  $d_r$  определяется как разность средних горизонтальных перемещений  $d_s$  верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа. Горизонтальные перемещения  $d_s$  перекрытий рассматриваемого этажа определяются в соответствии с Формулой (В.24) пособия.

Если расчет каркаса выполняется с применением специального программного обеспечения, эффекты второго рода учитываются автоматически и программа выдает повышенные значения эффектов воздействия. В данном примере эта проверка выполнена и коэффициент перекоса этажей  $\theta$  определен по результатам общего расчета каркаса здания по программе SCAD для комбинаций сейсмических воздействий, приведенных в Таблице Г.2.

Расчет коэффициента  $\theta$ , выполненный в соответствии с Формулой (В.23), приведен в Таблице Г.3 для рамы по ряду А (для комбинации нагрузок 3 и 11 по Таблице Г.2) и в Таблице Г.4 для рамы по оси 4 (для комбинации нагрузок 6 и 11 по Таблице Г.2).

Нагрузки  $P_{tot}$  и  $V_{tot}$  и перемещения  $d_e$  для комбинаций взяты из расчета по программе SCAD. Перемещения узлов рам по ряду А и по оси 4 приведены на Рисунках Г.4 и Г.5.

Из результатов, приведенных в Таблицах Г.3 и Г.4, следует что условие Формулы (В.23) выполняется для всех этажей здания, т.е. коэффициент  $\theta < 0,1$ , следовательно для данного здания эффекты второго рода (Р-Δ эффект) могут не учитываться и значения эффектов воздействий для проверки элементов каркаса принимаются по результатам общего расчета каркаса по программе SCAD без увеличения.

В соответствии с 5.3.2(4) СН РК EN 1993-1-1, для каркасов при общем расчете рам несовершенства в виде поперечных отклонений можно не учитывать в расчете, если выполняется условие Формулы (В.25) данного пособия:  $V_{tot} > 0,15 \cdot P_{tot}$ .

Это условие выполняется для всех этажей рассматриваемого в примере здания, например:

- для первого этажа здания рамы по ряду А:  $V_{tot} = 1370 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 5480 = 822 \text{ кН}$ ;
- для первого этажа рамы по оси 4:  $V_{tot} = 1551 \text{ кН} > 0,15 \cdot P_{tot} = 0,15 \cdot 5612 = 842 \text{ кН}$ .

**Таблица Г.3 – Определение коэффициента перекоса этажей  $\theta$  (рама по ряду А)**

Этаж	Среднее перемещение из общего расчета, $d_e$	Перемещение, $d_s = d_e \cdot q$	Разность перемещений, $d_r$	Полная гравитационная нагрузка на этаже, $P_{tot}$	Суммарная сейсмическая поперечная сила, $V_{tot}$	Высота этажа, $h$	Коэффициент перекоса этажа, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	55,6	222,0	29,0	507	309	3300	0,015
4	48,2	193,0	42,0	1453	742	3300	0,025
3	37,8	151,0	49,0	2606	1020	3300	0,038
2	25,5	102,0	51,0	3804	1106	3300	0,053
1	12,8	51,0	51,0	5480	1370	3300	0,062

Таблица Г.4 – Определение коэффициента перекоса этажей  $\theta$  (рама по оси 4)

Этаж	Среднее перемещение из общего расчета, $d_e$	Перемещение, $d_s = d_e \cdot q$	Разность перемещений, $d_r$	Полная гравитационная нагрузка на этаже, $P_{tot}$	Суммарная сейсмическая поперечная сила, $V_{tot}$	Высота этажа, $h$	Коэффициент перекоса этажа, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	60,6	242,0	37,0	553	416	3300	0,015
4	51,2	205,0	47,0	1557	874	3300	0,026
3	39,6	158,0	52,0	2749	1150	3300	0,038
2	26,4	106,0	57,0	4019	1260	3300	0,055
1	12,2	49,0	49,0	5612	1551	3300	0,054

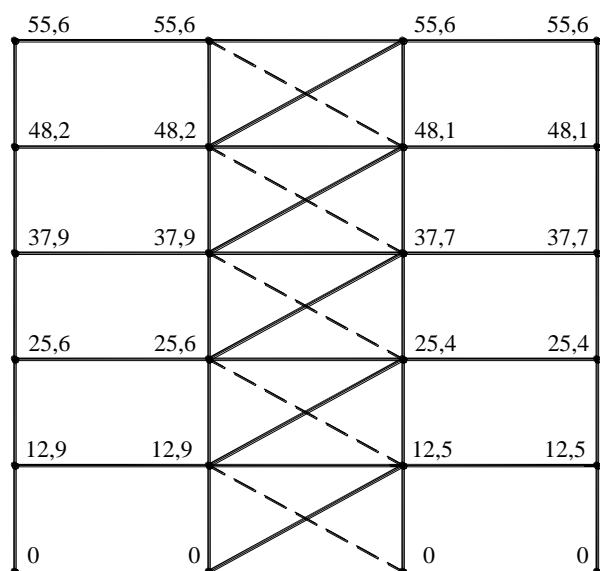


Рисунок Г.4 – Перемещения в мм узлов рамы по ряду А

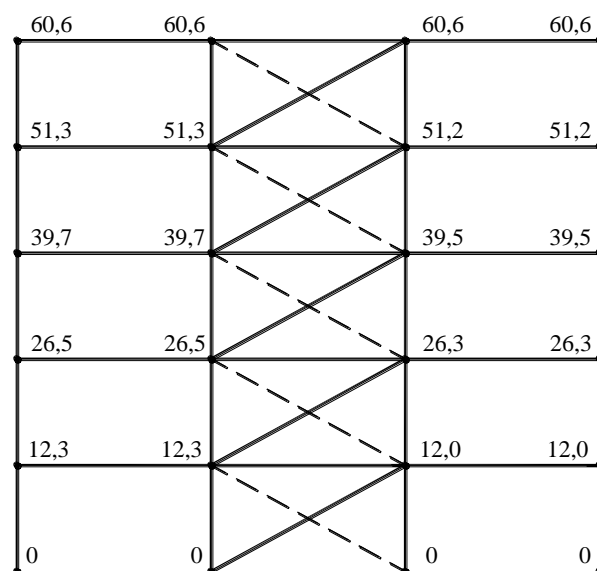


Рисунок Г.5 – Перемещения в мм узлов рамы по оси 4

### Г.11 Результаты общего расчета каркаса

Значения эффектов воздействий для проверки элементов каркаса (колонн, балок и связей) принимаются по результатам общего расчета, выполненного по программе SCAD. Ниже приведена схема рамы по ряду А с номерами элементов из расчета по программе SCAD (Рисунок Г.6) и эпюры изгибающих моментов в кН·м и осевых сил в кН для этой рамы (Рисунки Г.7 – Г.11).

На Рисунке Г.7 показана эпюра изгибающих моментов  $M_{Ed,G}$  для постоянной расчетной ситуации (комбинация 12). На Рисунке Г.8 показана эпюра осевых сил  $N_{Ed,G}$ , а на Рисунке Г.9 – эпюра изгибающих моментов  $M_{Ed,G,y}$  от действия несейсмических (суммарных гравитационных – комбинация 11 в Таблице Г.2) нагрузок. На Рисунке Г.10 показана эпюра осевых сил  $N_{Ed,E}$ , а на Рисунке Г.11 – эпюра одного из изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  от сейсмического воздействия с учетом кручения (комбинация 3 в Таблице Г.2).

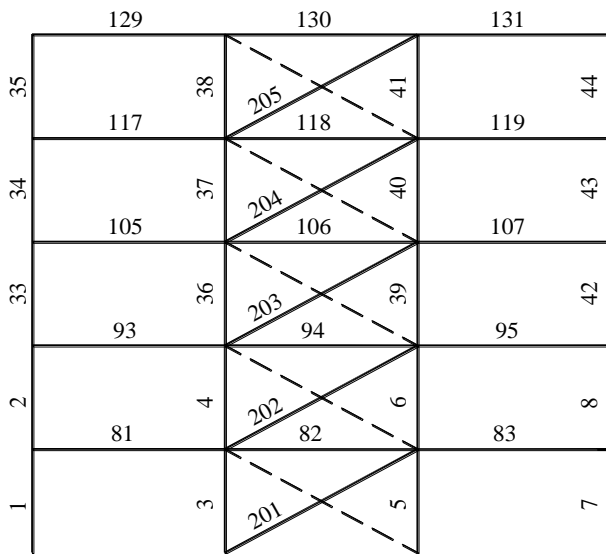


Рисунок Г.6 – Схема рамы по ряду А с номерами элементов

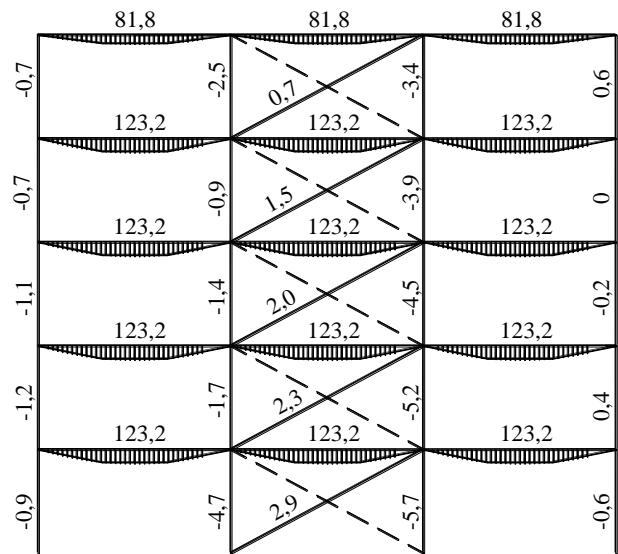


Рисунок Г.7 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,y}$  для постоянной комбинации

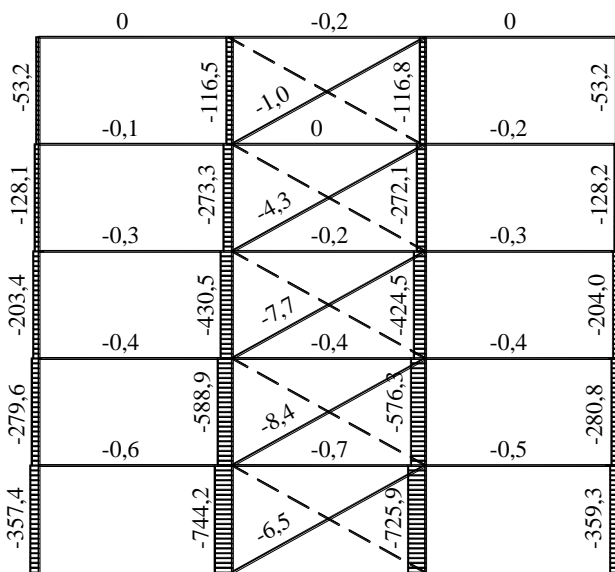


Рисунок Г.8 – Эпюры осевых сил  $N_{Ed,G}$  от гравитационных нагрузок

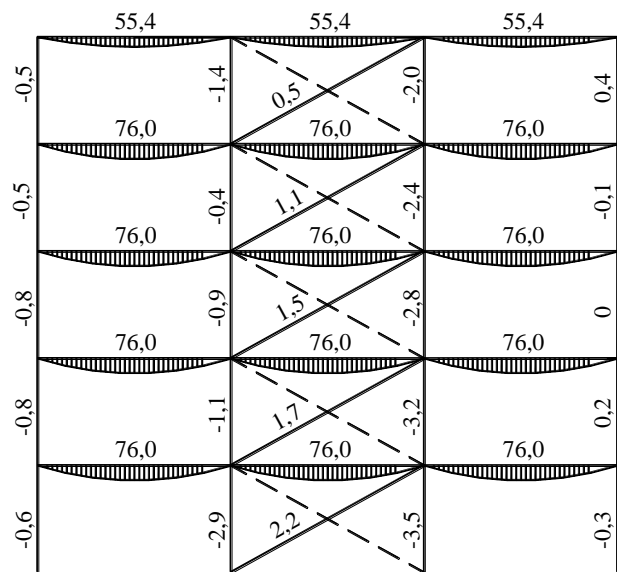


Рисунок Г.9 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,G,y}$  от гравитационных нагрузок

На Рисунках Г.4 – Г.11 пунктирными линиями показаны диагонали Х-образных концентрических связей, сжатые при сейсмическом воздействии в принятом расчетном нагружении, то есть жесткость которых не учитывалась при общем расчете каркаса.



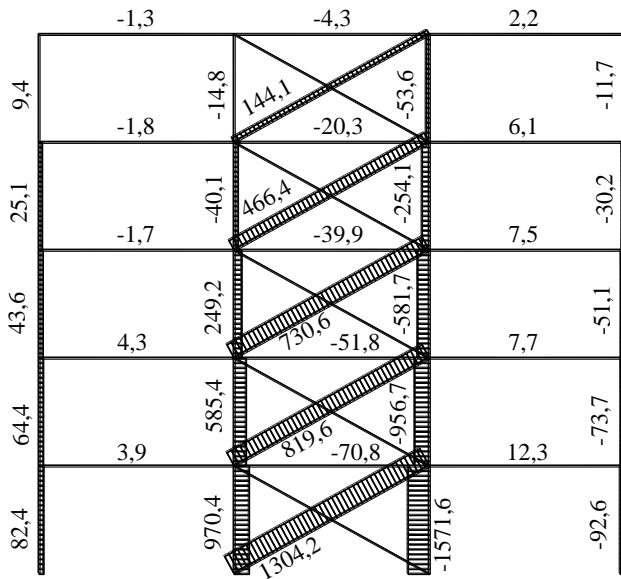


Рисунок Г.10 – Эпюра осевых сил  $N_{Ed,E}$  от сейсмических нагрузок

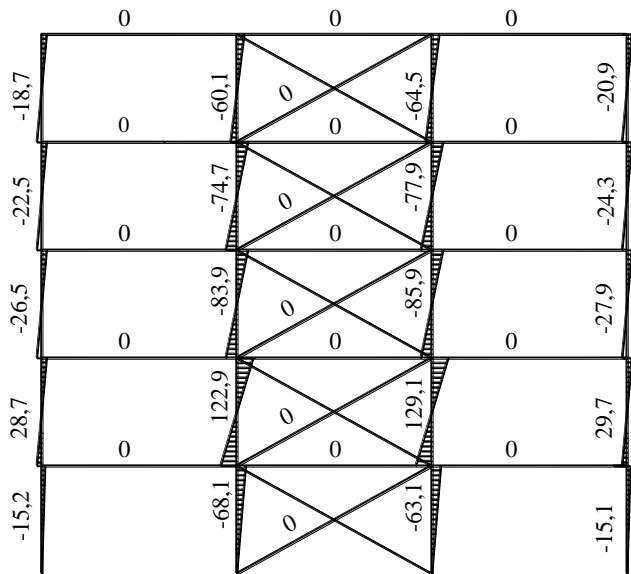
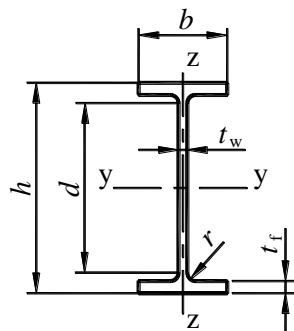


Рисунок Г.11 – Эпюра изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  от сейсмических нагрузок

### Г.12 Классификация поперечных сечений элементов каркаса

Расчетные значения сопротивлений (несущей способности) элементов каркаса зависят от класса поперечных сечений этих элементов, который, в зависимости от отношения ширины к толщине отдельных частей сечения элемента и характера работы поперечного сечения под нагрузкой, принимается по Таблице 2.8 данного пособия.

а) Определение класса сечения сжато-изгибаемой балки прокатного двутаврового сечения IPN 260 для первого и второго этажей рам по рядам А, Г и по осям 1, 4 (Рисунок Г.12) – элемент 82 ( $N_{Ed} = 7,7$  кН и  $M_{Ed} = 123,2$  кН·м для постоянной комбинации). Сталь марки S275 с номинальным пределом текучести  $f_y = 275$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно СТ РК EN 10025-2.



- высота  $h = 260,0$  мм;
- ширина  $b = 113,0$  мм;
- толщина стенки  $t_w = 9,4$  мм;
- толщина полки  $t_f = 14,1$  мм;
- радиус закругления  $r = 9,4$  мм;
- высота прямой части стенки  $d = 208,9$  мм

Рисунок Г.12 – Размеры сечения двутаврового ригеля первого и второго этажей

При определении класса сечения элемента необходимо определять класс для каждой части сечения отдельно (для двутавра: отдельно для свеса полки, отдельно для стенки). Окончательно классифицировать сечение необходимо по наименее благоприятной части сечения, согласно 2.5.2.3 данного пособия.

При выполнении классификации сжато-изгибаемого элемента, в соответствии с 2.5.2.4 пособия, для упрощения считают элемент как сжатый и используют условия Таблицы 2.8 для сжатого элемента. Если сечение классифицируется как сечение класса 1 или 2, то результат классификации

можно принять без более точных вычислений с учетом реального распределения напряжений.

Для сечения стенки размер  $c_w = d = 208,9$  мм,

Отношение ширины к толщине для стенки:  $\frac{c_w}{t_w} = \frac{208,9}{9,4} = 22,3$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$

По Таблице 2.8 данного пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,4$ . Таким образом,  $\frac{c_w}{t_w} = 22,3 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30,4$ .

Сечение стенки двутавра по сжатию относится к классу 1, поэтому нет необходимости выполнять более точную процедуру определения класса сечения.

Для полки размер  $c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (113,0 - 9,4 - 2 \cdot 9,4) / 2 = 42,4$  мм,

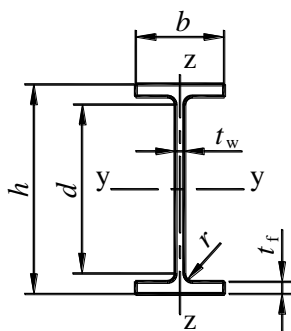
Отношение свеса полки к толщине полки:  $\frac{c}{t_f} = \frac{42,4}{14,1} = 3,0$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,3$ . Таким образом,  $\frac{c}{t_f} = 3,0 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,3$ .

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, данное сечение двутавра классифицируется в целом как поперечное сечение класса 1.

б) Определение класса сечения сжато-изгибаемых колонн первого и второго этажей по рядам Б, В и осям 2, 3, входящим в связевую систему, выполненных из прокатного двутаврового сечения НЕА 360 (Рисунок Г.13) – элементы 5 и 6 ( $N_{Ed} = 956,7$  кН и  $M_{Ed} = 129,1$  кН·м от сейсмических нагрузок). Сталь марки S355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно СТ РК EN 10025-2.



- высота  $h = 350,0$  мм;
- ширина  $b = 300,0$  мм;
- толщина стенки  $t_w = 10,0$  мм;
- толщина полки  $t_f = 17,5$  мм;
- радиус закругления  $r = 27,0$  мм;
- высота прямой части стенки  $d = 261,0$  мм

**Рисунок Г.13 – Размеры сечения двутавровой колонны первого и второго этажей**

Классификация выполняется как для сжато-изгибаемого элемента.

Для сечения стенки размер  $c_w = d = 261,0$  мм,

Отношение ширины к толщине для стенки:  $\frac{c_w}{t_w} = \frac{261,0}{10,0} = 26,1$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$

По Таблице 2.8 данного пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса,

подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,814 = 26,9$ . Таким образом,  $\frac{c_w}{t_w} = 26,1 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,9$ .

Сечение стенки двутавра относится к классу 1 и нет необходимости выполнять более точную процедуру определения класса сечения.

Для полки размер «с» равен:  $c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (300,0 - 10,0 - 2 \cdot 27,0) / 2 = 118,0$  мм,

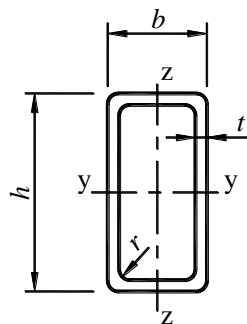
Отношение свеса полки к толщине полки:  $\frac{c}{t_f} = \frac{118,0}{17,5} = 6,7$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,814 = 7,3$ . Таким образом,  $\frac{c}{t_f} = 6,7 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,3$ .

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, данное сечение двутавра классифицируется в целом как поперечное сечение класса 1.

в) Определение класса сечения растянутой диагональной связи первого этажа из прокатного прямоугольного сечения  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм (Рисунок Г.14) – элемент 201 ( $N_{Ed} = 1304,2$  кН). Сталь марки S355H с номинальным пределом текучести  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно EN 10210-1.



- высота  $h = 160,0$  мм;
- ширина  $b = 80,0$  мм;
- толщина  $t = 10,0$  мм

**Рисунок Г.14 – Размеры сечения диагональной связи первого этажа**

Принято, что в диагональных Х-образных связях диагональный элемент работает только на растяжение, но в примере определяется класс сечения связи, так как сечения связей ограничиваются значениями условной гибкости  $\bar{\lambda}$ .

Для прямоугольного трубчатого сечения, величина внутреннего радиуса закругления которого неизвестна, можно принимать ширину участка сжатия равной:

$c = h - 3 \cdot t = 160,0 - 3 \cdot 10,0 = 130,0$  мм, принимая за «с» больший размер сечения.

Отношение высоты стенки к толщине стенки:  $\frac{c}{t} = \frac{130,0}{10,0} = 13,0$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, для марки S355 равен:  $\varepsilon = 0,814$ .

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,814 = 26,9$ . Таким образом,  $\frac{c}{t} = 13,0 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,9$ .

Стенка прямоугольного сечения связи – сечение класса 1.

Прямоугольное сечение классифицируется только по сжатым внутренним частям, следовательно, данное сечение связи классифицируется как поперечное сечение класса 1.

г) Определение класса сечения растянутой диагональной связи четвертого этажа из прокатного прямоугольного сечения  $\square 120 \times 60 \times 8$  мм – элемент 224 ( $N_{Ed} = 543,7$  кН). Сталь марки S235H с номинальным пределом текучести  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно EN 10210-1.

Ширина участка сжатия равна:  $c = h - 3 \cdot t = 120,0 - 3 \cdot 8,0 = 96,0$  мм

Отношение высоты стенки к толщине стенки:  $\frac{c}{t} = \frac{96,0}{8,0} = 12,0$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен:  $\varepsilon = 1,0$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33,0$ . Таким образом,  $\frac{c}{t} = 12,0 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0$ .

Стенка прямоугольного сечения связи – сечение класса 1 и, следовательно, данное сечение связи классифицируется как поперечное сечение класса 1.

Аналогично определялись классы для других сечений элементов каркаса. По результатам вычислений все элементы каркаса относятся к 1 и 2 классу поперечных сечений, кроме средних колонн по рядам Б, В и по осям 2, 3, сечения которых относятся к 3 классу.

### Г.13 Расчет элементов каркаса

#### Г.13.1 Диагональные Х-образные связи первого этажа

##### Г.13.1.1 Эффекты воздействий (элемент 201 по Рисунку Г.6)

Расчетные эффекты воздействий:

осевая сила растяжения –  $N_{Ed} = 1304200$  Н.

##### Г.13.1.2 Геометрические характеристики

Сечение связи –  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм, сталь S355H по EN 10210-1.

Геометрические характеристики прямоугольного сечения связи:

– площадь сечения –  $A = 4290$  мм<sup>2</sup>;

– радиус инерции –  $i_y = 5,47$  см;

– радиус инерции –  $i_z = 3,1$  см;

Номинальный предел текучести стали связи –  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>.

##### Г.13.1.3 Проверка несущей способности (сопротивления) сечения связи

Диагональные Х-образные связи в данном примере являются диссипативными элементами, работающими на растяжение, для которых должны выполняться требования 5.3 данного пособия.

Расчетное значение несущей способности по прочности при растяжении поперечного сечения брутто в пластической стадии определяется по Формуле (2.4) пособия:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4290 \cdot 355}{1,0} = 1522950 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M0} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по прочности.

Согласно 2.5.3.1 пособия, так как в сечении связи болтов нет, то расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$ .

Расчетное значение растягивающей силы  $N_{Ed}$  в поперечном сечении связи удовлетворяет условию Формулы (2.3) данного пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1304200}{1522950} = 0,856 < 1,0$$

Условие прочности, приведенное в 5.3.5 пособия, выполняется.

В соответствии с Пунктом 5.3.1 данного пособия, в каркасах с Х-образными диагональными

связями условная гибкость  $\bar{\lambda}$  должна быть ограничена значениями:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

Расчетная длина элементов связей из прямоугольных замкнутых профилей с болтовыми соединениями принимается равной  $L_{cr} = 1,0 L$ , в соответствии с ВВ.1.3(2)В Приложения ВВ СН РК EN 1993-1-1.

Расчетная длина связи в плоскости:  $L_{cr,1} = 1,0 \cdot L_1 = 1,0 \cdot 342,0 = 342,0$  см.

Расчетная длина связи из плоскости:  $L_{cr,2} = 1,0 \cdot L_2 = 1,0 \cdot 685,0 = 685,0$  см.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений 1 класса определяется в соответствии с 2.5.4.1.3 пособия по Формуле (2.37).

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  в плоскости связи равна:  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr,1}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{342,0}{3,1} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,45$ ,

где гибкость  $\lambda_1$  определяется в соответствии с 2.5.4.1.3 пособия по следующей формуле:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  из плоскости связи равна:  $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,2}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{685,0}{5,47} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,64$ .

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  удовлетворяет условию 5.3.1 данного пособия.

Для расчета балок и колонн, которые в данном каркасе с концентрическими диагональными связями являются недиссипативными элементами, необходимо вычислить значение коэффициента  $\Omega$ , учитывающего резерв прочности при проектировании недиссипативных элементов.

Согласно 5.4.1 пособия, коэффициент  $\Omega$  для связи первого этажа равен:

$$\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 1522950 / 1304200 = 1,168$$

### Г.13.2 Диагональные Х-образные связи четвертого этажа

#### Г.13.2.1 Эффекты воздействий (элемент 224 из общего расчета по SCAD)

Расчетные эффекты воздействий:

осевая сила растяжения –  $N_{Ed} = 543700$  Н.

#### Г.13.2.2 Геометрические характеристики

Сечение связи –  $\square 120 \times 60 \times 8$  мм, сталь S235H по EN 10210-1.

Геометрические характеристики прямоугольного сечения связи:

– площадь сечения –  $A = 2560$  мм<sup>2</sup>;

– радиус инерции –  $i_y = 4,08$  см;

– радиус инерции –  $i_z = 2,3$  см;

Номинальный предел текучести стали связи –  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Г.13.2.3 Проверка несущей способности сечения связи

Расчетное значение несущей способности по прочности при растяжении поперечного сечения брутто в пластической стадии равно:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2560 \cdot 235}{1,0} = 601600 \text{ Н.}$$

Проверка расчетного значения растягивающей силы  $N_{Ed}$  в поперечном сечении связи:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{543700}{601600} = 0,904 < 1,0$$

Условие прочности связи четвертого этажа выполняется.

Расчетная длина связи в плоскости:  $L_{cr,1} = 1,0 \cdot L_1 = 1,0 \cdot 342,0 = 342,0$  см.

Расчетная длина связи из плоскости:  $L_{cr,2} = 1,0 \cdot L_2 = 1,0 \cdot 685,0 = 685,0$  см.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  в плоскости связи равна:  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr,1}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{342,0}{2,3} \cdot \frac{1}{93,9} = 1,58,$

где гибкость  $\lambda_1$  равна:  $\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  из плоскости связи равна:  $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,2}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{685,0}{4,08} \cdot \frac{1}{93,9} = 1,79.$

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  удовлетворяет условию 5.3.1 данного пособия.

Коэффициент  $\Omega$ , учитываемый при проектировании недиссипативных элементов, для связи четвертого этажа равен:  $\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 601600 / 543700 = 1,107.$

Аналогично рассчитаны диагональные связи по остальным этажам. Сечения всех связей удовлетворяют требованиям 5.3 данного пособия.

Результаты расчета связей приведены в Таблице Г.5.

**Таблица Г.5 – Результаты расчета диагональных Х-образных связей**

Этаж	№ элемента по расчетной схеме	Сечение связи	Гибкость в плоскости связи	Гибкость из плоскости связи	Коэффициент $\Omega$
1	201	□ 160×80×10	1,45	1,64	1,168
2	222	□ 140×70×8	1,64	1,86	1,156
3	223	□ 140×70×8	1,64	1,86	1,350
4	224	□ 120×60×8	1,58	1,79	1,107
5	225	□ 100×60×3,6	1,49	2,00	1,252

Согласно 5.3.8 данного пособия, для обеспечения однородности диссипативного поведения диагональных связей необходимо чтобы максимальное значение коэффициента  $\Omega$  резерва прочности не отличалось от минимального значения более, чем на 25 %. В данном примере это условие выполняется:  $\Omega_{\max} / \Omega_{\min} = 1,350 / 1,107 = 1,22 < 1,25.$

### Г.13.3 Балки первого и второго этажей рам по рядам А, Г и по осям 1, 4

#### Г.13.3.1 Эффекты воздействий (элемент 82 по Рисунку Г.6)

Расчетные эффекты воздействий (усилия) для постоянной расчетной ситуации (основная комбинация):

осевая сила сжатия –  $N_{Ed} = 7700$  Н;

изгибающий момент (в середине балки):  $M_{Ed,y} = 123200$  Н·м;

поперечная сила (на концах балки):  $V_{Ed} = 63600$  Н.

Расчетные эффекты воздействий (усилия) для сейсмической комбинации:

а) от действия несейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия –  $N_{Ed,G} = 730$  Н;

изгибающий момент (в середине балки):  $M_{Ed,G,y} = 76000$  Н·м;

поперечная сила (на концах балки):  $V_{Ed,G} = 39500$  Н.

б) от сейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия –  $N_{Ed,E} = 70810 \text{ Н}$ ;

изгибающий момент:  $M_{Ed,E,y} = 0$ .

Балки должны иметь резерв прочности для обеспечения механизма пластического деформирования каркаса, поэтому, в соответствии с 5.4 данного пособия, значения усилий в сейсмической расчетной ситуации определяются по нижеприведенным формулам, которые приведены в зарубежной литературе и которые равнозначны Формуле (5.2) пособия:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 730 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 70810 = 108510 \text{ Н};$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 76000 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad V_{Ed} = 39500 \text{ Н},$$

где  $\Omega = 1,107$  – минимальное значение, определенное в Г.13.2.3 данного примера;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2 пособия,

а  $1,1$  – частный коэффициент безопасности.

### Г.13.3.2 Геометрические характеристики

Геометрические характеристики двутаврового сечения балки:

– сечение балки – IPN 260, сталь S275 по СТ РК EN 10025-2;

– площадь сечения –  $A = 5330 \text{ мм}^2$ ;

– момент инерции –  $I_y = 5740,0 \text{ см}^4$ ;

– радиус инерции –  $i_y = 10,38 \text{ см}$ ;

– пластический момент сопротивления –  $W_{pl,y} = 514,0 \text{ см}^3$ ;

Номинальный предел текучести стали балки –  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2 = 27500 \text{ Н/см}^2$ .

### Г.13.3.3 Проверки несущей способности (сопротивления) сечения балки по прочности

#### Г.13.3.3.1 Несущая способность балки при осевой сжимающей силе

Расчетное значение несущей способности при сжатии для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.8) пособия:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5330 \cdot 275}{1,0} = 1465750 \text{ Н}$$

Проверка условия Формулы (2.7) пособия для прочности при сжатии для постоянной расчетной ситуации (основная комбинация):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{7700}{1465750} = 0,01 < 1,0$$

Проверка условия для прочности при сжатии для сейсмической комбинации:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{108510}{1465750} = 0,08 < 1,0$$

Условие прочности балки при сжатии выполняется.

#### Г.13.3.3.2 Несущая способность балки при изгибающем моменте

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно сильной оси Y для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.10) пособия:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{514,0 \cdot 27500}{1,0} = 14135000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 141350 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия Формулы (2.9) для прочности при изгибе для основной комбинации:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{123200}{141350} = 0,872 < 1,0$$

Условие прочности балки при изгибе выполняется.

## Г.13.3.3.3 Несущая способность балки при действии поперечной силы

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определяется по Формуле (2.14) пособия:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1964 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 311840 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая для прокатных двутавровых сечений с нагрузкой, параллельной стенке, по следующей формуле (см. 2.5.3.4 пособия):

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 5330 - 2 \cdot 113,0 \cdot 14,1 + (9,4 + 2 \cdot 9,4) \cdot 14,1 = 1746 \text{ мм}^2,$$

$$\text{но не менее } A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 208,9 \cdot 9,4 = 1964 \text{ мм}^2,$$

где  $\eta = 1,0$  – принято по примечанию в 2.5.3.4.

Проверка условия Формулы (2.13) пособия для прочности при действии поперечной силы:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{63600}{311840} = 0,204 < 1,0$$

Условие прочности при действии поперечной силы выполняется.

При этом несущая способность на сдвиг принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{208,9}{9,4} = 22,3 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,0} = 66,2$$

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости от сдвига не требуется.

Г.13.3.3.4 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и осевой сжимающей силы

В соответствии с 2.5.3.6.1, влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно сильной оси  $Y$  можно не учитывать, если выполняются условия Формул (2.23) и (2.24):

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{и} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}.$$

В данном примере для основной комбинации:

$$N_{Ed} = 7700 \text{ Н} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1465750 = 366440 \text{ Н};$$

$$N_{Ed} = 7700 \text{ Н} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 208,9 \cdot 9,4 \cdot 275}{1,0} = 270000 \text{ Н}.$$

Для сейсмической комбинации:

$$N_{Ed} = 108510 \text{ Н} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1465750 = 366440 \text{ Н};$$

$$N_{Ed} = 108510 \text{ Н} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 208,9 \cdot 9,4 \cdot 275}{1,0} = 270000 \text{ Н}.$$

Поскольку условия формул выполняются, то проверка несущей способности при действии осевой силы с изгибом по 2.5.3.6 данного пособия не требуется.

Согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1, для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , для проверки прочности может применяться Формула (6.2) СН РК EN 1993-1-1, в которой прочность поперечных сечений приближенно оценивается линейным суммированием отношений «действующее усилие / несущая способность» для каждого усилия. Для основной комбинации прочность равна:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{7700}{1465750} + \frac{123200}{141350} = 0,878 < 1,0,$$



где  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  и  $M_{Rd,z}$  – расчетные значения несущей способности, зависящие от класса поперечных сечений и включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием поперечной силы сдвига.

Для сейсмической комбинации прочность равна:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = \frac{108510}{1465750} + \frac{76000}{141350} = 0,612 < 1,0$$

Прочность балки сечения IPN 260 первого и второго этажей обеспечена.

#### Г.13.3.4 Проверки несущей способности (сопротивления) балки по устойчивости

##### Г.13.3.4.1 Несущая способность балки по устойчивости при сжатии

В соответствии с 2.5.4.1.2 данного пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потеря устойчивости балки можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37):

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{600}{10,38} \cdot \frac{1}{86,8} = 0,665 > 0,2, \text{ где } L_{cr} = 600 \text{ см – расчетная длина балки;}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 5740}{600^2} = 3305530 \text{ Н;}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{108510}{3305530} = 0,033 < 0,04$$

Следовательно, проверка балки на потерю устойчивости при сжатии не требуется.

##### Г.13.3.4.2 Несущая способность балки по устойчивости при изгибе

В соответствии с 2.5.4.2.1 пособия, балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивость плоской формы изгиба. В данном примере предполагается, что верхняя полка балки соединена с железобетонной плитой перекрытия (по типу соединения, показанного на Рисунке 2.15), что является достаточным раскреплением для ее сжатой полки и поэтому проверку на устойчивость при изгибе и проверку как сжато-изгибаемого элемента выполнять не требуется.

#### Г.13.3.5 Проверка предельного состояния балки по эксплуатационной пригодности

Проверку прогибов и динамических эффектов балки следует выполнять в соответствии с требованиями, приведенными в 7.2 СН РК EN 1993-1-1.

### Г.13.4 Колонны первого и второго этажей по рядам Б, В и по осям 2, 3, входящие в связевую систему

#### Г.13.4.1 Эффекты воздействий (элемент 5 по Рисунку В.8)

Эффекты воздействий (усилия) для низа колонны от действия несейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 725900 \text{ Н;}$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,G,y} = 0; M_{Ed,G,z} = 0;$

поперечные силы:  $V_{Ed,G,z} = 1100 \text{ Н; } V_{Ed,G,y} = 700 \text{ Н.}$

Эффекты воздействий для низа колонны от действия сейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 1571600 \text{ Н;}$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,y} = 0; M_{Ed,E,z} = 0;$

поперечные силы:  $V_{Ed,E,z} = 19580 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 4550 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий (усилия) для верха колонны от действия несейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 723100 \text{ Н};$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,G,y} = 3500 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,G,z} = 2300 \text{ Н}\cdot\text{м};$

поперечные силы:  $V_{Ed,G,z} = 1100 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 700 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий для верха колонны от действия сейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 1571600 \text{ Н};$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,y} = 63100 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,E,z} = 14950 \text{ Н}\cdot\text{м};$

поперечные силы:  $V_{Ed,E,z} = 19580 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 4550 \text{ Н}.$

#### Г.13.4.2 Геометрические характеристики

Геометрические характеристики двутаврового сечения колонны:

– сечение колонны – HEA 360, сталь S355 по СТ РК EN 10025-2;

– площадь сечения –  $A = 14280 \text{ мм}^2$ ;

– моменты инерции –  $I_y = 33090,0 \text{ см}^4$ ;  $I_z = 7887,0 \text{ см}^4$ ;

– радиусы инерции –  $i_y = 15,22 \text{ см}; i_z = 7,43 \text{ см};$

– пластические моменты сопротивления –  $W_{pl,y} = 2088,0 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,z} = 802,3 \text{ см}^3$ ;

– момент инерции кручения –  $I_t = 148,8 \text{ см}^4$ ;

– момент инерции секториальный (искажения) –  $I_\omega = 2177000,0 \text{ см}^6$ .

Номинальный предел текучести стали колонны –  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2 = 35500 \text{ Н/см}^2$ .

#### Г.13.4.3 Определение расчетных эффектов воздействий

Колонны должны иметь резерв прочности для обеспечения механизма пластического деформирования каркаса, поэтому, в соответствии с 5.4 данного пособия, значения усилий в сейсмической расчетной ситуации определяются по нижеприведенным формулам, которые приведены в зарубежной литературе и которые равнозначны Формуле (5.2) пособия:

$\Omega = 1,107$  – минимальное значение, определенное в Г.13.2.3 данного примера;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2 пособия, а 1,1 – частный коэффициент безопасности.

Расчетные эффекты воздействий для верха колонны:

$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 723100 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 1571600 = 3115270 \text{ Н};$

$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 3500 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 63100 = 99550 \text{ Н}\cdot\text{м};$

$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 1100 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 19580 = 30900 \text{ Н};$

$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = 2300 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 14950 = 25060 \text{ Н}\cdot\text{м};$

$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 700 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 4550 = 7630 \text{ Н}.$

Расчетные эффекты воздействий для низа колонны:

$N_{Ed} = 725900 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,107 \cdot 1571600 = 3118070 \text{ Н};$

$M_{Ed,y} = 0; V_{Ed,z} = 30900 \text{ Н};$

$M_{Ed,z} = 0; V_{Ed,y} = 7630 \text{ Н}.$

#### Г.13.4.4 Проверки несущей способности (сопротивления) сечения колонны по прочности

##### Г.13.4.4.1 Несущая способность при осевой сжимающей силе

Расчетное значение несущей способности при сжатии для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.8) пособия:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14280 \cdot 355}{1,0} = 5069400 \text{ Н}$$

Проверка условия Формулы (2.7) для прочности при сжатии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{3115270}{5069400} = 0,615 < 1,0$$

Условие прочности колонны при сжатии выполняется.

Г.13.4.4.2 Несущая способность при изгибающем моменте

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно сильной оси Y для поперечных сечений 1 класса, определенное по Формуле (2.10) пособия, равно:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20880 \cdot 35500}{1,0} = 74124000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 741240 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно слабой оси Z равно:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8023 \cdot 35500}{1,0} = 28482000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 284820 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка условия Формулы (2.9) пособия для прочности колонны при изгибе:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{99550}{741240} = 0,135 < 1,0$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{25060}{284820} = 0,088 < 1,0$$

Условие прочности колонны при изгибе выполняется.

Г.13.4.4.3 Несущая способность при действии поперечной силы

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии, определенное по Формуле (2.14), при нагрузке, параллельной стенке, равно:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2660 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 545200 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая для прокатных двутавровых сечений с нагрузкой, параллельной стенке, по следующей формуле (см. 2.5.3.4 пособия):

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 14280 - 2 \cdot 300 \cdot 17,5 + (10,0 + 2 \cdot 27,0) \cdot 17,5 = 2660 \text{ мм}^2,$$

$$\text{но не менее } A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 2610 \cdot 10,0 = 2610 \text{ мм}^2.$$

Проверка условия Формулы (2.13) пособия для прочности при действии поперечной силы параллельно стенке:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{30900}{545200} = 0,057 < 1,0.$$

В СН РК EN 1993-1-1 отсутствуют указания по определению площади сдвига для прокатных двутавровых сечений при действии нагрузки параллельной полкам. Можно принять, что для них справедливы рекомендации, приведенные для сварных двутавров. Тогда площадь сдвига  $A_v$  при нагрузке, параллельной полкам, равна:

$$A_v = A - \Sigma(h_w \cdot t_w) = 14280 - 2610 \cdot 10,0 = 11670 \text{ мм}^2.$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии при нагрузке, параллельной полкам, равно:

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11670 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 2391950 \text{ Н}$$

Проверка условия прочности при действии поперечной силы параллельно полкам:

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{7630}{2391950} = 0,003 < 1,0.$$

Условие прочности при действии поперечной силы выполняется.

При этом несущая способность на сдвиг принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{261,0}{10,0} = 26,1 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,814}{1,0} = 58,6,$$

где  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,814$ , а  $\eta = 1,0$  согласно 2.5.3.4 данного пособия.

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости от сдвига не требуется.

Г.13.4.4.4 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Согласно 2.5.3.5 пособия, выполняются следующие условия:

$$V_{Ed,z} = 30900\text{Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0,5 \cdot 545200 = 272600\text{Н};$$

$$V_{Ed,y} = 7630\text{Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,y} = 0,5 \cdot 2391950 = 1196000\text{Н}.$$

Поскольку расчетные поперечные силы меньше половины несущей способности сечения на сдвиг в пластической стадии, то их влиянием на несущую способность сечения при изгибе можно пренебречь.

Г.13.4.4.5 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и осевой сжимающей силы

В соответствии с 2.5.3.6.1 пособия, влияние осевой силы на несущую способность на изгиб можно не учитывать, если выполняются условия Формул (2.23) и (2.24):

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{и} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

В данном примере:  $N_{Ed} = 3115270\text{Н} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5069400 = 1267350\text{Н};$

$$N_{Ed} = 3115270\text{Н} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 261,0 \cdot 10,0 \cdot 355}{1,0} = 463280\text{Н}.$$

Поскольку условия выражений не выполняются, то требуется проверка.

Расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии относительно сильной оси У при действии осевой силы для прокатных двутавровых поперечных сечений 1 класса определяется по Формуле (2.26) пособия:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1-n)/(1-0,5 \cdot a) = 741240 (1-0,615)/(1-0,5 \cdot 0,265) = 328970\text{Н} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd,y},$$

где  $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (14280 - 2 \cdot 300 \cdot 17,5) / 14280 = 0,265 < a = 0,5;$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 3115270 / 5069400 = 0,615.$$

Так как  $n = 0,615 > a = 0,265$ , то расчетное значение несущей способности на изгиб относительно слабой оси Z определяется по Формуле (2.28):

$$M_{N,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] = 284820 \left[ 1 - \left( \frac{0,615-0,265}{1-0,265} \right)^2 \right] = 220230\text{Н} \cdot \text{м}$$

Проверка выполнения условий Формулы (2.21) пособия:

$$M_{Ed,y} = 99550\text{Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,y} = 328970\text{Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,z} = 25060 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,z} = 220230 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Условия прочности колонны при совместном действии изгиба и осевой силы выполняются.

Так как в сечении одновременно действуют два момента, то выполняется проверка прочности при двухосном изгибе, в соответствии с Формулой (2.31) данного пособия:

$$\left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{N,Rd,z}} \right)^{\beta} = \left( \frac{99550}{328970} \right)^{1,0} + \left( \frac{25060}{220230} \right)^{1,0} = 0,417 < 1,0,$$

где коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$ , согласно 2.5.3.6.1, допускается принимать с запасом равными единице, возвращаясь тем самым к традиционному линейному взаимодействию.

Условие прочности, определяемое по 2.5.3.6.1, при совместном действии осевой силы и двухосном изгибе выполняется.

Согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1, для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$ , для проверки прочности может применяться Формула (6.2) СН РК EN 1993-1-1, в которой прочность поперечных сечений приближенно оценивается линейным суммированием отношений «действующее усилие / несущая способность» для каждого усилия.

Согласно этой формуле, прочность колонны равна:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{3115270}{5069400} + \frac{99550}{741240} + \frac{25060}{284820} = 0,837 < 1,0$$

Назначение данной проверки состоит в том, чтобы получать быстрое приближенное и безопасное решение, например, для начального определения размеров сечения элемента, имея при этом возможность откорректировать вычисления в соответствии с 2.5.3.6.1 для получения окончательного результата.

#### Г.13.4.5 Проверки несущей способности (сопротивления) колонны по устойчивости

##### Г.13.4.5.1 Несущая способность колонны по устойчивости при продольном сжатии

В соответствии с 2.5.4.1.2 пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потерей устойчивости можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37):

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{15,22} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,284 > 0,2,$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{7,43} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,582 > 0,2$$

где  $L_{cr} = 1,0 \cdot L = 330$  см – расчетная длина колонны для обеих осей, принятая в данном примере по Приложению Е пособия.

Гибкость для определения условной гибкости равна:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 33090}{330^2} = 62994200 \text{ Н}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{3115270}{62994200} = 0,049 > 0,04$$

Поскольку условия, приведенные в 2.5.4.1.2 не выполняются, требуется проверка на потерю устойчивости при сжатии.

Величина  $\Phi$  для определения понижающего коэффициента устойчивости  $\chi$  при потере устойчивости относительно оси У определяется в соответствии с 2.5.4.1.2 пособия:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34 \cdot (0,284 - 0,2) + 0,284^2 \right] = 0,555,$$

где коэффициент  $\alpha = 0,34$ , учитывающий начальные несовершенства, принят по Таблице 2.9 пособия для кривой потери устойчивости «b», принятой по Таблице 2.10 для прокатных двутавровых сечений с отношением размеров сечения, равным  $h / b = 350 / 300 = 1,17 < 1,2$ , и при толщине  $t_f \leq 100$  мм.

Понижающий коэффициент  $\chi$  при потере устойчивости при сжатии относительно оси У определяется по Формуле (2.36) пособия:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,555 + \sqrt{0,555^2 - 0,284^2}} = 0,969$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости при сжатии относительно оси У определяется по Формуле (2.35) пособия:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,969 \cdot 14280 \cdot 355}{1,0} = 4912250 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M1} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности по устойчивости.

Проверка условия Формулы (2.34) пособия для устойчивости колонны при сжатии относительно оси У:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{3115270}{4912250} = 0,634 < 1,0.$$

Величина  $\Phi$  для коэффициента  $\chi$  при потере устойчивости относительно оси Z равна:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,582 - 0,2) + 0,582^2 \right] = 0,763,$$

где коэффициент  $\alpha = 0,49$  принят по Таблице 2.9 пособия для кривой потери устойчивости «c», принятой по Таблице 2.10 для прокатных двутавровых сечений.

Понижающий коэффициент  $\chi$  при потере устойчивости при сжатии относительно оси Z равен:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{0,763^2 - 0,582^2}} = 0,796$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости при сжатии относительно оси Z равно:

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,796 \cdot 14280 \cdot 355}{1,0} = 4035240 \text{ Н}$$

Проверка условия устойчивости колонны при сжатии относительно оси Z:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{3115270}{4035240} = 0,772 < 1,0.$$

Условия устойчивости колонны при продольном сжатии выполняются.

Г.13.4.5.2 Несущая способность колонны по устойчивости при изгибе

Так как колонна не имеет ни боковых раскреплений, ни закреплений от кручения, то необходимо проверить полную длину колонны  $L = 3,3$  м на возможность потери устойчивости при изгибе.

На колонну действуют моменты:

Внизу колонны:  $M_{Ed,y} = 0$ ;  $M_{Ed,z} = 0$

Вверху колонны:  $M_{Ed,y} = 99550 \text{ Н} \cdot \text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = 25060 \text{ Н} \cdot \text{м}$ .

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  при потере устойчивости при изгибе вначале требуется вычислить упругий критический момент  $M_{cr}$ , определяемый по формулам Приложения Е данного пособия.

Отношение значений концевых изгибающих моментов для оси Y:  $\psi = 0$ .

Значение  $C_1$  для  $\psi = 0$  принято по Таблице Е.1 Приложения Е:  $C_1 = 1,879$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$  определяется по Формуле (Е.2) Приложения Е данного пособия:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 7887,0}{330^2} \cdot \left( \frac{21770000}{7887,0} + \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 148,8}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 7887,0} \right)^{0,5} = 532535670 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости определяется в соответствии с 2.5.4.2.2 пособия:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{20880 \cdot 35500}{532535670}} = 0,373.$$

Согласно Таблице 2.12 пособия для прокатных двутавровых сечений при отношении  $h / b = 350 / 300 = 1,17 < 2,0$  используется кривая устойчивости «а», для которой по Таблице 2.11 пособия принимается коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,21$ .

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,373 - 0,2) + 0,373^2 \right] = 0,588$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,588 + \sqrt{0,588^2 - 0,373^2}} = 0,959$$

Расчетное значение несущей способности колонны по устойчивости плоской формы изгиба (для оси Y) определяется по Формуле (2.40) данного пособия:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,959 \cdot 20880 \cdot \frac{35500}{1,0} = 71085000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 710850 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия Формулы (2.39) пособия для устойчивости плоской формы изгиба (для оси Y):

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{99550}{710850} = 0,140 < 1,0$$

Отношение значений концевых изгибающих моментов для оси Z:  $\psi = 0$ .

Значение  $C_1$  для  $\psi = 0$  принято по Таблице Е.1:  $C_1 = 1,879$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$ :

$$M_{cr} = 532535670 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8023 \cdot 35500}{532535670}} = 0,231.$$

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,231 - 0,2) + 0,231^2 \right] = 0,530.$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,530 + \sqrt{0,530^2 - 0,231^2}} = 0,993.$$

Расчетное значение несущей способности колонны по устойчивости плоской формы изгиба (для оси Z):

$$M_{b,Rd,z} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,993 \cdot 8023 \cdot \frac{35500}{1,0} = 28282300 \text{ Н} \cdot \text{см} = 282823 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия устойчивости плоской формы изгиба (для оси Z):

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{b,Rd,z}} = \frac{25060}{282823} = 0,089 < 1,0$$

Условие устойчивости плоской формы изгиба (относительно каждой оси сечения) для колонны выполняется.

В соответствии с 2.5.4.2.2 пособия, поскольку выполняется условие  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,373 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ , то проверкой устойчивости плоской формы изгиба для колонны можно было пренебречь.

Г.13.4.5.3 Несущая способность колонны по устойчивости при совместном действии изгиба и осевого сжатия

При совместном действии изгибающих моментов и осевого усилия сжатия для элементов 1 класса сечений должны удовлетворяться одновременно условия Формул (2.46) и (2.47) пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0,$$

где  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  и  $M_{Rk,i} = f_y \cdot W_{pl,i}$ ;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  – коэффициенты взаимодействия, определяемые по указаниям 2.5.4.3.2 данного пособия, соответствующим указаниям для альтернативного метода 2 в Приложении В СН РК EN 1993-1-1. При осевом сжатии с двухосным изгибом требуется определять все четыре коэффициента взаимодействия.

Колонна не имеет закреплений ни против бокового смещения, ни против кручения, и, следовательно, может быть подвержена деформациям кручения. Соответственно, коэффициенты взаимодействия следует определять по Таблице 2.16 пособия.

По Таблице 2.17 данного пособия определяются коэффициенты  $C_{mi}$  перехода к эквивалентному постоянному моменту. Поскольку между точками закрепления отсутствует нагрузка, все три коэффициента для эквивалентного постоянного момента  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  и  $C_{mLT}$  определяются с помощью выражения из первой строки указанной таблицы.

При изгибе вокруг оси у-у и закреплениях в плоскости z-z:

для  $\psi = 0$ ;  $C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6 > 0,4$ .

При изгибе вокруг оси z-z и закреплениях в плоскости у-у: для  $\psi = 0$ ;  $C_{mz} = 0,6$ .

При изгибе вокруг оси у-у и закреплениях в плоскости у-у: для  $\psi = 0$ ;  $C_{mLT} = 0,6$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{yy}$  для 1 и 2 классов поперечного сечения (с учетом пластических свойств) равен:



$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 + (0,284 - 0,2) \cdot \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,632 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right) = 0,904.$$

Коэффициент взаимодействия  $k_{zz}$  равен:

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[ 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 + (2 \cdot 0,582 - 0,6) \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,861 <$$

$$< C_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right) = 1,248.$$

Коэффициент взаимодействия  $k_{yz}$  равен:  $k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,861 = 0,517$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{zy}$  для  $\bar{\lambda}_z > 0,4$  равен:

$$k_{zy} = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,582}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,872 >$$

$$> \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,779.$$

Проверка условий устойчивости для сжато-изгибаемых элементов по формулам взаимодействия (2.46) и (2.47):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{3115270}{0,969 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} +$$

$$+ 0,632 \cdot \frac{99550000}{0,959 \cdot 2088000 \cdot 355 / 1,0} + 0,517 \cdot \frac{25060000}{802300 \cdot 355 / 1,0} = 0,768 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{3115270}{0,796 \cdot 14280 \cdot 355 / 1,0} +$$

$$+ 0,872 \cdot \frac{99550000}{0,959 \cdot 2088000 \cdot 355 / 1,0} + 0,861 \cdot \frac{25060000}{802300 \cdot 355 / 1,0} = 0,97 < 1,0.$$

Условие устойчивости колонны как сжато-изгибаемого элемента выполняется.

Так как сечение колонн первого и второго этажей, входящих в связевую систему, удовлетворяет всем условиям прочности и устойчивости, то остается принятое сечение колонны из двутаврового профиля НЕА 360.

### Г.13.5 Результаты расчета элементов каркаса

Для рассматриваемого в данном примере здания были выполнены проверочные расчеты всех элементов каркаса (колонн, балок и диагональных связей). Результаты расчетов показали, что принятые предварительно сечения, указанные в Г.1, удовлетворяют всем требованиям несущей способности по прочности и устойчивости.

### Г.13.6 Расчет узла крепления диагональных связей первого этажа

Г.13.6.1 Сечение диагональной связи первого этажа (элемент 201) – замкнутый прямоугольный профиль  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм из стали S355H по EN 10210-1 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup>.

Согласно 3.5.3 пособия, в недиссипативных соединениях диссипативных элементов угловые сварные швы и болты рассчитываются на усилие, определяемое в соответствии с Формулой (3.1):

$$N_{\text{соед}} = 1,1 \cdot \gamma_{\text{ов}} \cdot N_{\text{pl,Rd}} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1522950 = 2094000 \text{ Н},$$

где  $N_{\text{pl,Rd}}$  – несущая способность поперечного сечения связи в пластической стадии, определенная в Г.13.1.3:  $N_{\text{pl,Rd}} = 1522950 \text{ Н}$ ;

$\gamma_{\text{ов}} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2 пособия;  
 $1,1$  – частный коэффициент безопасности.

Г.13.6.2 В данном примере крепление диагональных Х-образных связей предусмотрено на болтах класса 10.9, который принят по указаниям 2.2.3.2 данного пособия.

Согласно 3.5.4 пособия, для соединений рекомендуется использовать категории В и С болтовых соединений (Таблица 3.2 СН РК EN 1993-1-8). Но в этом же пункте указано, что допускаются также срезные соединения (категория А по Таблице 3.2 СН РК EN 1993-1-8) с призонными (повышенной точности) болтами, которые приняты для рассматриваемого узла.

Г.13.6.3 Согласно Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-8, для болтов класса прочности 10.9 номинальное значение предела текучести равно  $f_{yb} = 900 \text{ Н/мм}^2$ , а временное сопротивление на растяжение –  $f_{ub} = 1000 \text{ Н/мм}^2$ .

Частный коэффициент безопасности для сечения брутто связи и фасонки:  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Частный коэффициент безопасности для сечения нетто фасонки:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Частный коэффициент безопасности для болтов:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Г.13.6.4 Расположение и размеры отверстий

Размеры отверстий принимаются согласно указаний в 6.6.1 СТ РК EN 1090-2. В соответствии с этим пунктом, для призонных (повышенной точности) болтов номинальный диаметр отверстия должен быть равен диаметру стержня болта. Согласно EN 14399-8, для призонных болтов номинальный диаметр стержня на 1 мм больше, чем номинальный диаметр резьбовой части. Поэтому для принятых в узле крепления болтов М42 диаметр отверстий равен  $d_0 = 43 \text{ мм}$ .

Схема узла крепления диагональных Х-образных связей приведена на Рисунке Г.15.

Минимальные и максимальные значения шага и расстояния до края элементов принимаются по Таблице 3.3 СН РК EN 1993-1-8. Согласно этой таблицы, для принятых болтов:

- минимальное расстояние до края вдоль усилия равно:  $e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 43 = 51,6 \text{ мм}$ ;
- минимальное расстояние до края поперек усилия равно:  $e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 43 = 51,6 \text{ мм}$ ;
- шаг болтов вдоль усилия равен:  $p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 43 = 94,6 \text{ мм}$ ;
- шаг болтов поперек усилия равен:  $p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 43 = 103,2 \text{ мм}$ .

Максимальное расстояние между осями болтов (шаги  $p_1$  и  $p_2$ ) ограничивается наименьшим из следующих значений:  $p_{\text{max}} = 14 \cdot t = 14 \cdot 30 = 420 \text{ мм}$  и  $p_{\text{max}} = 200 \text{ мм}$ . Здесь  $t$  – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.

Для рассматриваемого узла приняты следующие значения расстояний:

$$e_1 = 55 \text{ мм}; e_2 = 70 \text{ мм}; p_1 = 95 \text{ мм}; p_2 = 105 \text{ мм} < p_{\text{max}} = 200 \text{ мм}.$$

Г.13.6.5 Расчет болтового соединения

Принятое в данном примере соединение относится, согласно 3.4.1 СН РК EN 1993-1-8, к категории А – срезное соединение, в котором расчетное усилие в элементе, определенное в Г.13.6.1, не должно превышать, в соответствии с Таблицей 3.2 СН РК EN 1993-1-8, несущей способности болтов на срез и на смятие.

Расчетная несущая способность одного болта на срез определяется по формулам, приведенным в Таблице 3.4 СН РК EN 1993-1-8. Для данного узла принято, что болты срезаются по одной плоскости (см. Рисунок Г.15) и плоскость среза проходит через гладкую часть болта, поэтому  $\alpha_v = 0,6$ .

Площадь сечения брутто принятых болтов М42:  $A = 1451 \text{ мм}^2$ .

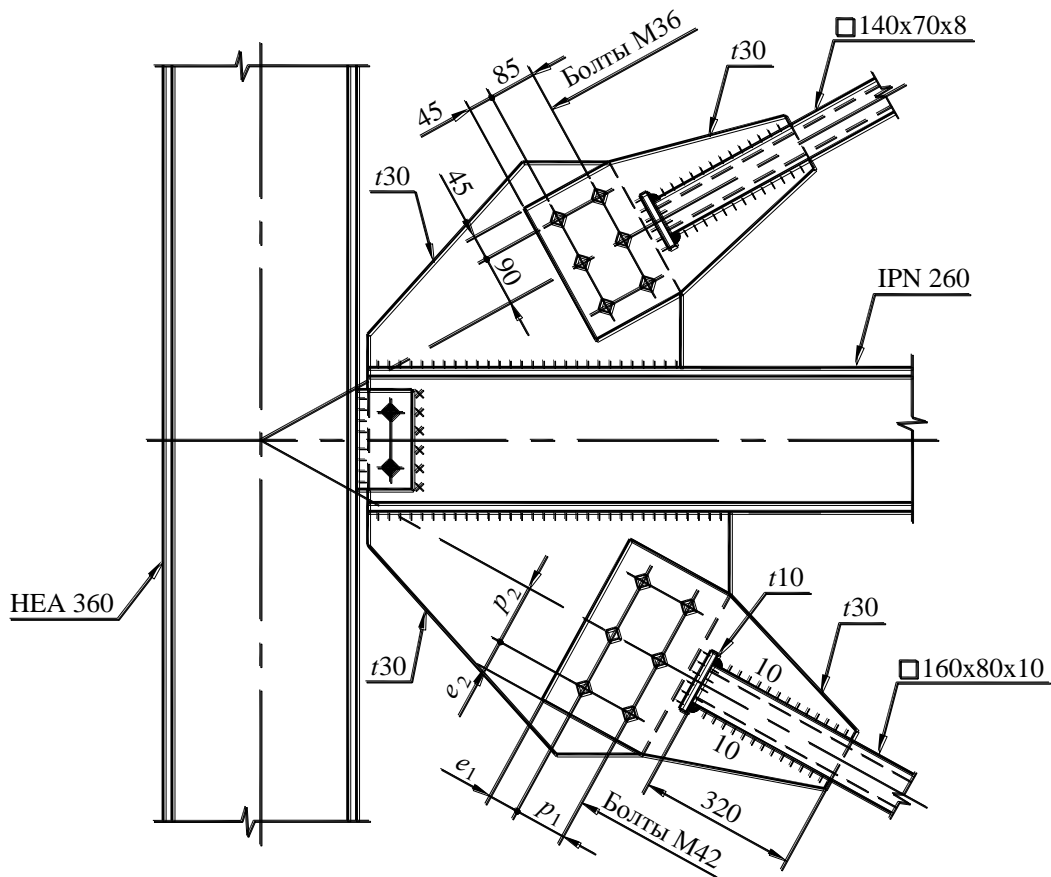


Рисунок Г.15 – Схема узла крепления диагональных X-образных связей

Несущая способность одного болта на срез:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 1000 \cdot 1451}{1,25} = 696480 \text{ Н}.$$

Расчетная несущая способность соединения на смятие для одного болта определяется по формулам, приведенным в Таблице 3.4 СН РК EN 1993-1-8.

Врезная фасонка диагонального элемента связи и фасонка балки приняты толщиной  $t = 30$  мм из стали S355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  и временным сопротивлением  $f_u = 490 \text{ Н/мм}^2$ .

Несущая способность соединения на смятие для одного болта M42 равна:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,719 \cdot 0,426 \cdot 490 \cdot 43 \cdot 30}{1,25} = 370310 \text{ Н},$$

где  $d = 43$  мм – номинальный диаметр стержня болта;

$t = 30$  мм – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;

$\alpha_b$  – коэффициент, значение которого принимается наименьшим из вычисленных ниже  $\alpha_d, f_{ub} / f_u$  и 1,0:

– коэффициент  $\alpha_d$  вдоль усилия для крайних болтов определяется по формуле:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{55}{3 \cdot 43} = 0,426;$$

– коэффициент  $\alpha_d$  вдоль усилия для средних болтов определяется по формуле:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{95}{3 \cdot 43} - \frac{1}{4} = 0,486;$$

$$-f_{ub}/f_u = 1000/490 = 2,041.$$

Коэффициент  $\alpha_b$  принят:  $\alpha_b = 0,426$ .

$k_1$  – коэффициент для крайних болтов поперек усилия, значение которого принимается наименьшим из значения 2,5 и:

$$k_1 = 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{70}{43} - 1,7 = 2,858;$$

$$k_1 = 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{105}{43} - 1,7 = 1,719$$

Коэффициент  $k_1$  принят:  $k_1 = 1,719$ .

Согласно 3.5.5 пособия, для болтовых соединений, работающих на срез, расчетное сопротивление срезу болтов  $F_{v,Rd}$  должно в 1,2 раза превышать расчетное сопротивление смятию  $F_{b,Rd}$ .

В данном примере:  $F_{v,Rd}/F_{b,Rd} = 696480/370310 = 1,88 > 1,2$ , условие 3.5.5 выполняется.

Требуемое количество «n» болтов в соединении:  $n = N_{соед}/F_{b,Rd} = 2094000/370310 = 5,7$  шт.

Крепление диагональных элементов связи принимается на шести болтах, расположенных в два ряда.

#### Г.13.6.6 Несущая способность фасонки по прочности при растяжении

Согласно 2.5.3.1 настоящего пособия, для сечения врезной фасонки диагонального элемента связи с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd}$  принимается наименьшим из:

– расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто фасонки в пластической стадии, определяемого по Формуле (2.4) пособия:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10500 \cdot 355 / 1,0 = 3727500 \text{ Н} > N_{соед} = 2094000 \text{ Н},$$

где  $A = 350 \cdot 30 = 10500 \text{ мм}^2$  – площадь сечения фасонки.

– расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто фасонки в пластической стадии, определяемого по Формуле (2.5) пособия:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 6630 \cdot 490}{1,25} = 2339060 \text{ Н} > N_{соед} = 2094000 \text{ Н},$$

где площадь сечения нетто фасонки равна:  $A_{net} = 350 \cdot 30 - 3 \cdot 43 \cdot 30 = 6630 \text{ мм}^2$ .

Условие прочности растянутой фасонки, определяемое Формулой (2.3) пособия, выполняется:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = N_{соед}/N_{u,Rd} = 2094000/2339060 = 0,895 < 1,0.$$

Сечение фасонки балки больше, поэтому она не проверяется.

#### Г.13.6.7 Расчет фасонки на вырыв материала (выкол)

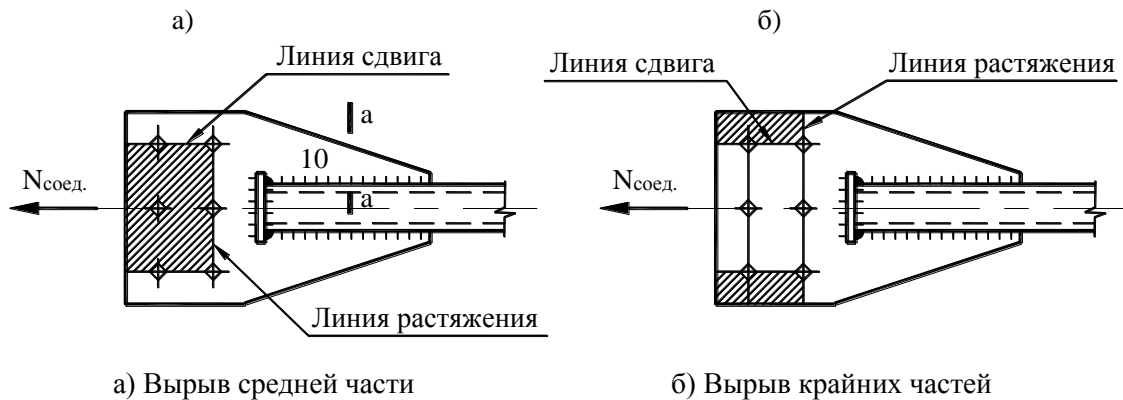
Согласно 3.10.2 СН РК EN 1993-1-8, вырыв материала крайней зоны происходит вследствие сдвига ряда или группы болтов вдоль поверхности сдвига группы отверстий, сопровождаемого ее разрывом от действия растягивающих усилий по линии отверстий. Схемы вырыва материала врезной фасонки диагонального элемента связи показаны на Рисунке Г.16.

Расчетная несущая способность врезной фасонки диагонального элемента связи при вырыве материала средней части фасонки, при передаче сдвигающего усилия на симметричную группу болтов без эксцентриситета определяется по Формуле (3.9) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{eff,1,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + \left(1/\sqrt{3}\right) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 490 \cdot (2 \cdot 105 - 2 \cdot 43) \cdot 30 / 1,25 + \left(1/\sqrt{3}\right) \cdot 355 \cdot (95 + 55 - 43 - 0,5 \cdot 43) \cdot 30 \cdot 2 / 1,0 = 2509700 \text{ Н},$$

где  $A_{nt}$  – площадь сечения нетто растянутой зоны;

$A_{nv}$  – площадь сечения нетто сдвигаемой зоны.



**Рисунок Г.16 – Схемы вырыва материала врезной фасонки диагонального элемента связи**

Расчетная несущая способность врезной фасонки диагонального элемента связи при вырыве материала крайних частей фасонки, определенная по Формуле (3.9) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}} = 2 \cdot [490 \cdot (70 - 0,5 \cdot 43) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (95 + 55 - 43 - 0,5 \cdot 43) \cdot 30 / 1,0] = 2192190 \text{ Н}.$$

Минимальная несущая способность врезной фасонки диагонального элемента связи на вырыв больше расчетного усилия, определенного для соединения в Г.13.6.1:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = 2192190 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 2094000 \text{ Н}.$$

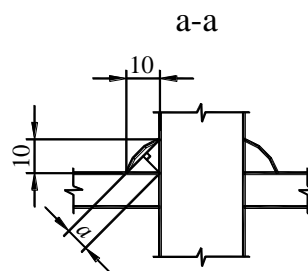
Условие прочности фасонки диагонального элемента связи при вырыве выполняется.

Г.13.6.8 Расчет сварных швов крепления врезной фасонки к диагональному элементу связи

Сварные швы, прикрепляющие фасонку толщиной  $t = 30$  мм к замкнутому прямоугольному профилю элемента связи сечением  $\square 160 \times 80 \times 10$  мм, относятся к угловым сварным швам.

В примере приняты сварные швы с катетами, равными 10 мм. При этом, эффективная толщина «а» сварного углового шва, согласно 4.5.2 СН РК EN 1993-1-8, равна –  $a = 7$  мм (см. Рисунок Г.17). Эффективная длина сварного шва  $\ell_{\text{ш}}$  принята, в соответствии с 4.5.1 СН РК EN 1993-1-8, равной полной длине шва (см. Рисунок Г.15) за вычетом его двойной эффективной высоты «а»:

$$\ell_{\text{ш}} = 320 - 2 \cdot 7 = 306 \text{ мм}.$$



**Рисунок Г.17 – Схема сварных швов крепления врезной фасонки к диагональному элементу связи**

В соответствии с 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8, расчетная несущая способность принятого углового сварного шва считается достаточной, поскольку выполняется условие Формулы (4.2) указанного подпункта:

$$F_{\text{w,Ed}} = 1710 \text{ Н/мм} < F_{\text{w,Rd}} = 1760 \text{ Н/мм},$$

где  $F_{w,Ed}$  – расчетное значение внешних усилий, действующих на единицу длины сварного шва, определяемое для принятых четырех швов (см. Рисунок Г.17):

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{соед}}{4 \cdot \ell_{ш}} = \frac{2094000}{4 \cdot 306} = 1710 \text{ Н/мм};$$

$F_{w,Rd}$  – расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва, определяемое по Формуле (4.3) СН РК EN 1993-1-8:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 251,5 \cdot 7 = 1760 \text{ Н/мм},$$

где  $f_{vw,d}$  – расчетная прочность сварного шва на сдвиг, определяемая по Формуле (4.4) СН РК EN 1993-1-8:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 251,5 \text{ Н/мм}^2,$$

где  $f_u$  – номинальное значение временного сопротивления на растяжение менее прочного из соединяемых элементов;

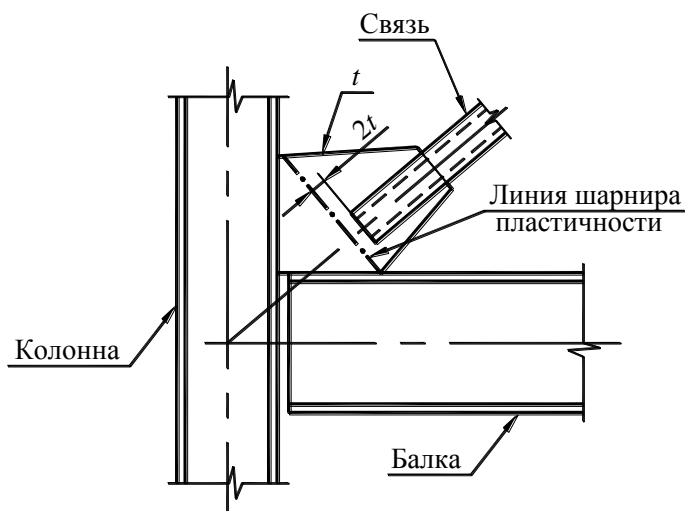
$\beta_w = 0,9$  – поправочный коэффициент для стали S355, принимаемый по Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-8.

Принятые угловые сварные швы удовлетворяют всем требованиям 4.5 СН РК EN 1993-1-8. В примере приведен упрощенный метод определения расчетной несущей способности угловых сварных швов. Определение несущей способности угловых сварных швов по направленному методу приведено в 4.5.3.2 СН РК EN 1993-1-8 и в пособии к нему.

При расчете крепления балки, в случае прикрепления к ней связей, необходимо учитывать дополнительные усилия от этих связей.

Г.13.6.9 Варианты конструктивных решений крепления Х-образных диагональных связей к несущим элементам каркаса

В СН РК EN 1998-1 нет рекомендаций по конструктивным решениям крепления Х-образных диагональных связей к несущим элементам каркаса (балкам, колоннам). В зарубежной литературе приводится вариант узла крепления концентрических диагональных связей, работающих как диссипативные элементы, который показан на Рисунке Г.18.



**Рисунок Г.18 – Крепление диагональных элементов связей по зарубежной литературе**

В данном узле предусмотрено, что расстояние между торцом диагонального элемента связи и линией шарнира пластичности фасонки, равное или больше  $2t$ , обеспечивает устойчивость диагональной связи.

По исследованиям, проведенным в Казахстане, крепление фасонки связи одновременно к колонне и к балке, показанное на Рисунке Г.18, ненадежно, поскольку происходит разрушение по сварным швам, прикрепляющим фасонку к колонне или к балке. Для узлов крепления связей следует применять конструктивные решения, приведенные в Приложении А настоящего пособия. В связях рекомендуется применять энергопоглотители, информация о которых приведена в Приложении Б.

#### Г.14 Проверка требования по ограничению повреждений

Требование по ограничению повреждений считается выполненным, если междуэтажные перекрысы здания, в котором неконструктивные элементы закреплены таким образом, чтобы не оказывать влияние на деформации конструкции, соответствуют Формуле (В.27) данного пособия:

$$d_{rs} \cdot \nu \leq 0,01 \cdot h$$

Значение коэффициента редукции  $\nu$ , учитывающего более низкий период повторяемости сейсмических воздействий, для здания класса ответственности II в данном примере принято равным 0,5, в соответствии с 7.3.2.3 НТП РК 08-01.2-2012.

Вычисленные при расчете по программе SCAD значения перемещений каркаса в уровнях междуэтажных перекрытий ( $d_s$ ) и значения перекосов этажей каркаса ( $d_{rs}$ ) для комбинаций сейсмических воздействий при двух ортогональных направлениях приведены в Таблице Г.6.

**Таблица Г.6 – Перемещения в уровнях междуэтажных перекрытий каркаса ( $d_s$ ) и перекосы этажей ( $d_{rs}$ )**

№ перекрытия по высоте	Значения перемещений $d_s$ (мм) для комбинаций сейсмических при расчетном воздействии		№ этажа по высоте	Значения перекосов $d_{rs}$ (мм) для комбинаций сейсмических при расчетном воздействии	
	в поперечном направлении (по оси Y)	в продольном направлении (по оси X)		в поперечном направлении (по оси Y)	в продольном направлении (по оси X)
5	242	222	5	37	29
4	205	193	4	47	42
3	158	151	3	52	49
2	106	102	2	57	51
1	49	51	1	49	51

Высота этажа в данном примере  $h = 3300$  мм, значит максимально допустимое значение перекоса этажа равно:  $0,01 \cdot h = 0,01 \cdot 3300 = 33$  мм.

Из данных Таблицы Г.6 видно, что максимальное значение перекоса для второго этажа, равное  $d_{rs, \max} = d_{rs} \cdot \nu = 57 \cdot 0,5 = 28,5$  мм, меньше допустимого.

Анализ данных, приведенных в Таблице Г.6, показывает, что перекосы этажей рассматриваемого здания удовлетворяют условию Формулы (В.27) и, следовательно, требование норм СН РК EN 1998-1 по ограничению повреждений выполняется.

## Приложение Д (информационное)

### Пример расчета здания с моментными рамами в одном направлении и с эксцентрическими связями в другом направлении на сейсмические воздействия

#### ПРИМЕР Д Расчет пятиэтажного здания из стальных конструкций класса пластичности ДСМ с каркасом с моментными рамами в одном направлении и рамами с эксцентрическими связями в другом направлении на сейсмические воздействия

##### Д.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет на сейсмические воздействия пятиэтажного здания со стальным каркасом, в котором в одном направлении расположены моментные рамы, а в другом – рамы с эксцентрическими связями. По своему назначению рассматриваемое здание относится к категории общественных зданий.

Класс ответственности здания принят II, в соответствии с Таблицей 5.1 НТП РК 08-01.2-2012.

Рассматриваемое здание имеет квадратную форму в плане, с габаритными размерами  $18,0 \times 18,0$  м по осям колонн. Шаг колонн 6,0 м в обоих направлениях. Высота всех этажей 3,3 м.

Конструктивный тип здания, в соответствии с 2.3.1 данного пособия, в продольном направлении (по оси X) – моментный рамный каркас, в поперечном направлении (по оси Y) – каркас с эксцентрическими связями. В рассматриваемом здании моментные рамы, сопротивляющиеся сейсмическим воздействиям в продольном направлении, расположены по всем рядам здания, а рамы с эксцентрическими связями, воспринимающие сейсмические воздействия, – только по крайним осям 1 и 4, причем связи расположены в пролете Б – В. Рамы каркаса соединены балками и плитами перекрытий.

Схематический план и разрезы представлены на Рисунке Д.1, а общий вид каркаса – на Рисунке Д.2.

Сечения конструктивных элементов каркаса здания, принятые по предварительному расчету в данном примере, следующие:

а) Колонны – стальные сварные двутаврового сечения из листов:

– на первом и втором этажах здания все колонны имеют двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $380 \times 28$  мм и стенкой из листа  $394 \times 16$  мм;

– на третьем, четвертом и пятом этажах здания все колонны имеют двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $380 \times 22$  мм и стенкой из листа  $406 \times 14$  мм.

б) Балки-ригели продольного направления (по рядам А, Б, В и Г) – стальные сварные двутаврового сечения из листов:

– на перекрытиях над первым и вторым этажами здания все ригели имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $160 \times 10$  мм и стенкой из листа  $330 \times 6$  мм;

– на перекрытиях над третьим и четвертым этажами здания все ригели имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $140 \times 10$  мм и стенкой из листа  $280 \times 6$  мм;

– на покрытии над пятым этажом здания все ригели имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $90 \times 8$  мм и стенкой из листа  $284 \times 6$  мм.

в) Балки перекрытий – стальные сварные двутаврового сечения из листов:

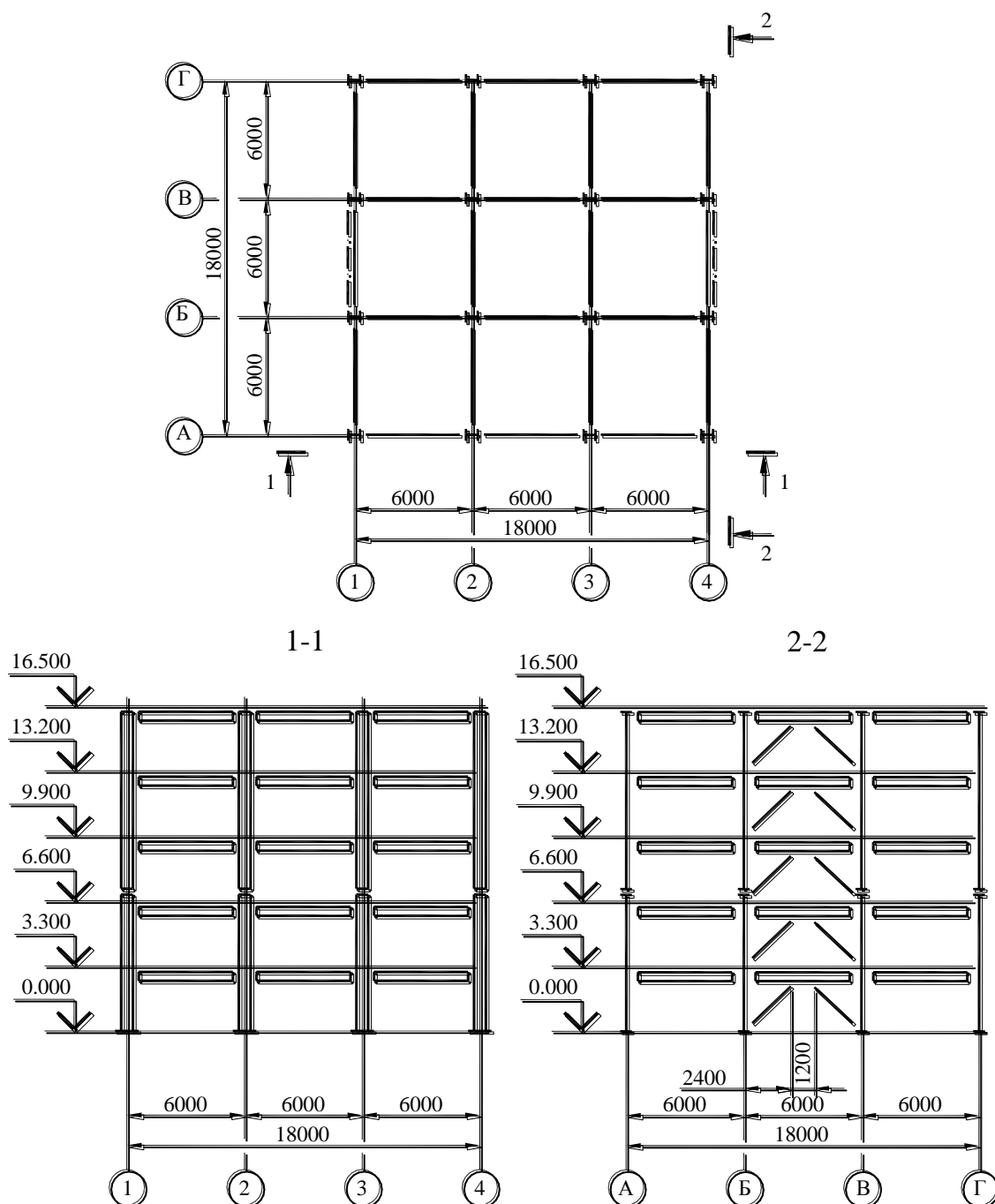
– в поперечном направлении по осям 2 и 3 на всех перекрытиях здания балки имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $150 \times 12$  мм и стенкой из листа  $276 \times 6$  мм;

– в поперечном направлении в пролетах А – Б и В – Г по осям 1 и 4 на всех перекрытиях



здания балки имеют сварное двутавровое поперечное сечение с полками из листа  $140 \times 10$  мм и стенкой из листа  $280 \times 6$  мм.

### ПЛАН ТИПОВОГО ЭТАЖА



**Рисунок Д.1 – Схематический план и разрезы каркаса здания**

г) Балки с горизонтальными антисейсмическими звеньями, расположенные в пролете Б – В по осям 1 и 4 – стальные сварные двутаврового сечения из листов:

– для антисейсмического звена длиной 1200 мм в середине балки первого этажа – двутавровое сечение с полками из листа  $280 \times 20$  мм и стенкой из листа  $460 \times 18$  мм, остальная часть балки – двутавровое сечение с полками из листа  $280 \times 25$  мм и стенкой из листа  $460 \times 20$  мм;

– для антисейсмического звена длиной 1200 мм в середине балки второго этажа – двутавро-

вое сечение с полками из листа  $260 \times 18$  мм и стенкой из листа  $414 \times 16$  мм, остальная часть балки – двутавровое сечение с полками из листа  $260 \times 22$  мм и стенкой из листа  $414 \times 18$  мм;

– для антисейсмического звена длиной 1200 мм в середине балки третьего этажа – двутавровое сечение с полками из листа  $260 \times 16$  мм и стенкой из листа  $368 \times 16$  мм, остальная часть балки – двутавровое сечение с полками из листа  $260 \times 18$  мм и стенкой из листа  $368 \times 16$  мм;

– для антисейсмического звена длиной 1200 мм в середине балки четвертого этажа – двутавровое сечение с полками из листа  $160 \times 14$  мм и стенкой из листа  $322 \times 10$  мм, остальная часть балки – двутавровое сечение с полками из листа  $160 \times 14$  мм и стенкой из листа  $322 \times 6$  мм;

– для антисейсмического звена длиной 1200 мм в середине балки пятого этажа – двутавровое сечение с полками из листа  $85 \times 6$  мм и стенкой из листа  $188 \times 4$  мм, остальная часть балки – двутавровое сечение с полками из листа  $85 \times 6$  мм и стенкой из листа  $188 \times 4$  мм.

д) эксцентрические связи в поперечном направлении здания по осям 1 и 4 в пролете Б – В – замкнутые профили квадратного сечения:

- на первом этаже – из  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм;
- на втором этаже – из  $\square 200 \times 200 \times 12,5$  мм;
- на третьем этаже – из  $\square 180 \times 180 \times 12,5$  мм;
- на четвертом этаже – из  $\square 160 \times 160 \times 10$  мм;
- на пятом этаже – из  $\square 120 \times 120 \times 8$  мм.

Перекрытия и покрытие приняты монолитными железобетонными толщиной 180 мм.

Перегородки приняты каркасной конструкции из легких эффективных материалов.

Наружные стеновые ограждения приняты из витражных переплетов из алюминиевых профилей с заполнением стеклопакетами.

Крыша здания – совмещенная, из рулонных материалов.

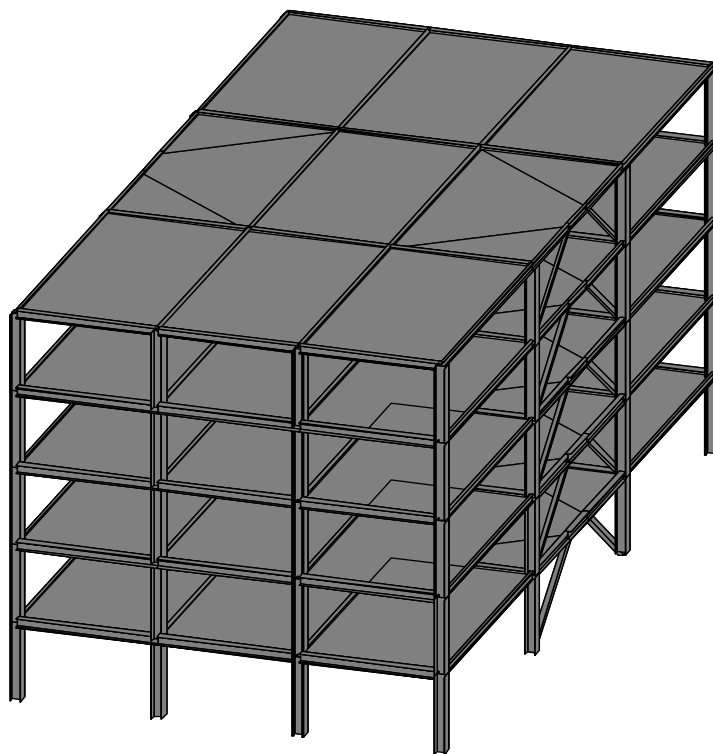


Рисунок Д.2 – Общий вид каркаса здания

Материал конструктивных элементов здания:

- все колонны, балки-ригели и балки каркаса, кроме балок с антисейсмическими звеньями, расположенных в пролете Б – В по осям 1 и 4, – сталь S355 по Таблице 2.2 данного пособия;
- эксцентрические связи – сталь S355H по Таблице 2.2 данного пособия;
- балки с антисейсмическими звеньями, расположенные в пролете Б – В по осям 1 и 4 на всех этажах, – сталь S235 по Таблице 2.2 данного пособия;
- плиты перекрытий и покрытия – бетон класса C25/30.

Несмотря на то, что в данном примере в здании для ортогональных направлений приняты разные конструктивные типы, жесткость и сопротивляемость конструктивной системы в обоих направлениях близки.

Здание классифицируется как регулярное в плане и по высоте, поскольку выполняются следующие требования:

- распределение масс и горизонтальных жесткостей в конструктивной системе здания симметрично относительно двух ортогональных направлений в плане;
- конфигурация здания в плане принята компактной, без уступов;
- жесткость перекрытий в плане превышает горизонтальную жесткость вертикальных конструктивных элементов (колонн);
- гибкость здания в плане, равная  $\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 18,0 / 18,0 = 1,0$ , меньше 4 – величина, указанная в 2.4 пособия для зданий, классифицированных как регулярные в плане. Здесь  $L_{\max}$  и  $L_{\min}$  – размеры здания в плане в ортогональных направлениях;
- все конструкции каркаса, воспринимающие горизонтальные нагрузки, непрерывны от фундамента до верха здания;
- горизонтальные жесткости и массы отдельных этажей постоянны или постепенно уменьшаются от основания к верху здания.

Рассматриваемое здание запроектировано с учетом диссипативного конструктивного поведения, т.е. обладающим способностью к пластическому деформированию и гистерезисному рассеиванию энергии за счет способности частей здания, именуемых диссипативными зонами, сопротивляться сейсмическим воздействиям благодаря неупругому поведению. Диссипативные зоны в данном каркасе здания предусмотрены в балках-ригелях и в панельных зонах стенок колонн в направлении расположения моментных рам и в антисейсмических звеньях балок, к которым крепятся эксцентрические связи, в направлении рам со связями.

Проектируемое здание соответствует среднему DCM классу пластичности конструкций, согласно 2.1.1 пособия. В соответствии с 2.3.2 и Таблицей 2.5 для моментных рамных каркасов, регулярных в плане и по высоте, обладающих достаточной жесткостью на кручение и соответствующих классу пластичности DCM, коэффициент поведения  $q$  принят равным  $q = 4$  и для каркасов с эксцентрическими связями класса пластичности DCM коэффициент поведения  $q$  принят также равным  $q = 4$ . Принятые коэффициенты поведения и класс пластичности удовлетворяют требованиям 2.3.2.7 и 2.3.2.8 данного пособия.

Значения постоянных и переменных (приложенных) нагрузок, учитываемых в расчете, приняты по Таблице В.1 Приложения В данного пособия.

## Д.2 Сейсмическая опасность и грунтовые условия площадки строительства

Условия для зоны, в которой расположена площадка строительства рассматриваемого в данном примере здания, приняты по Примеру В.1 данного пособия:

- значение пикового ускорения  $a_{gR(475)}$  по карте ОСЗ-1<sub>475</sub> – 0,45g;
- значение пикового ускорения  $a_{gR(2475)}$  по карте ОСЗ-1<sub>2475</sub> – 0,60g;

- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2<sub>475</sub> – 9 баллов;
- сейсмичность зоны по карте ОСЗ-2<sub>2475</sub> – 9 баллов.

Грунтовые условия площадки строительства по сейсмическим свойствам соответствуют типу II по Таблице 3.1 НТП РК 08-01.1-2012.

Сейсмичность площадки строительства по результатам инженерно-геологических изысканий и по карте микросейсмического зонирования составляет 9 баллов.

Для здания класса ответственности II, принятого в данном примере, значение коэффициента ответственности равно  $\gamma_1 = 1,0$ .

Из Формул (В.1) и (В.2) определяется большее значение пикового ускорения  $a_g$ :

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a_{gR(2475)} = 1,0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,6g = 0,40g$$

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)} = 1,0 \cdot 0,45g = 0,45g$$

Расчетное значение ускорения  $a_g$  для расчета принято равным:  $a_g = 0,45g$ .

### Д.3 Расчетная модель здания

Расчетная модель здания принята в виде пространственной системы из стержневых конечных элементов (см. Рисунок Д.3), описывающих колонны, балки и связи. Размеры всех конструктивных элементов здания были приняты соответствующими их проектным размерам.

Податливость грунтового основания в расчете не учитывалась. Влияние ограждающих конструкций и перегородок на работу каркаса в расчете не учитывалось. Плиты перекрытий в расчетной модели не учитывались. Диски междуэтажных перекрытий и покрытия были заданы недеформируемыми в своей плоскости.

Веса конструктивных и неконструктивных элементов, неучтенные в расчетной модели, а также приложенные к ним нагрузки, передавались на горизонтальные балки.

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.

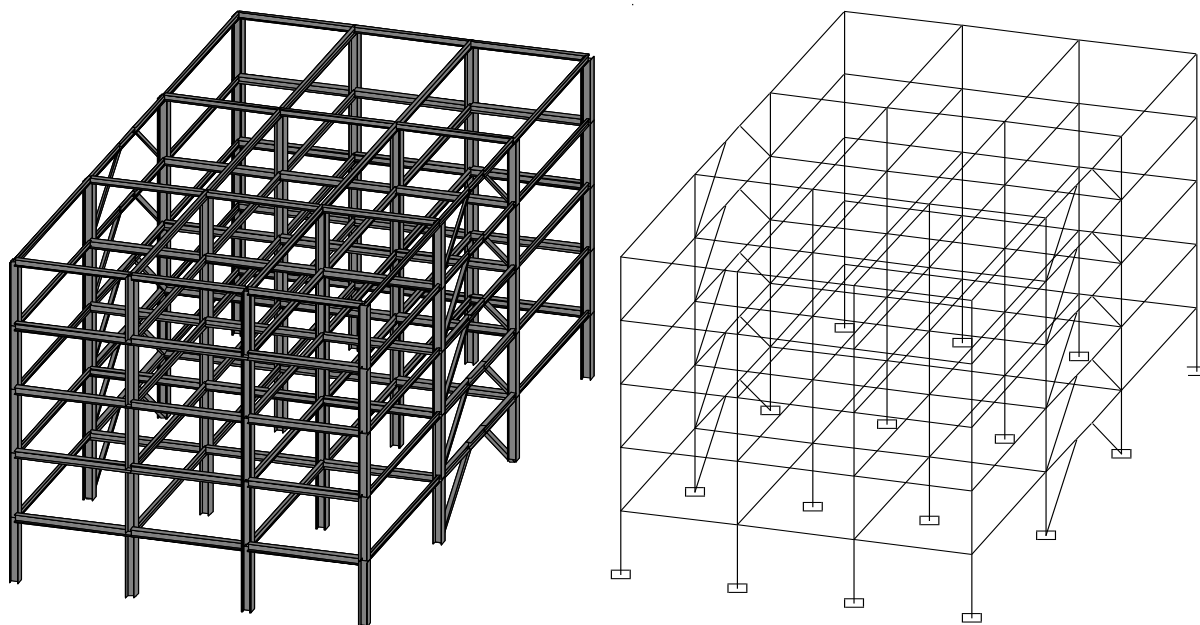


Рисунок Д.3 – Конструктивная и расчетная схемы здания

При определении масс здания постоянные и переменные нагрузки комбинировались в соответствии с Формулой (В.3) Приложения В пособия.

Коэффициент комбинаций  $\psi_{Ei}$ , принятый в Формуле (В.3) и используемый для определения эффектов сейсмических воздействий, вычислялся по Формуле (В.4) пособия.

Для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия в данном примере был принят коэффициент  $\varphi = 0,8$ . Величины коэффициента  $\psi_{2i}$ , принятые по Таблице 4.2 НТП РК 08-01.2-2012, равны:

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,3;
- для снеговых нагрузок на покрытие – 0.

В соответствии с Формулой (В.4), получены следующие значения коэффициентов  $\psi_{Ei}$ :

- для переменных нагрузок на междуэтажные перекрытия – 0,24;
- для снеговых нагрузок на покрытие – 0.

В данном примере массы определялись во всех узлах расчетной схемы с помощью программы SCAD. Общая масса здания, с учетом коэффициента  $\psi_{Ei}$ , равна  $\Sigma m = 1245$  т.

Снеговая нагрузка на покрытие здания, учитываемая в комбинациях для постоянных расчетных ситуаций, принята по В.3 Приложения В пособия:  $S = 1,0$  кН/м<sup>2</sup>.

#### Д.4 Расчетные характеристики материалов

В соответствии с 2.2, для элементов каркаса приняты следующие материалы, удовлетворяющие всем требованиям, приведенным в указанном подразделе:

- для всех колонн, всех балок-ригелей и балок, не содержащих антисейсмические звенья, принята сталь S355 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> и временным сопротивлением  $f_u = 490$  Н/мм<sup>2</sup>;
- для всех балок с антисейсмическими звеньями и самих антисейсмических звеньев, а также для панельных зон стенок колонн принята сталь S235 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup> и временным сопротивлением  $f_u = 360$  Н/мм<sup>2</sup>;
- для эксцентрических связей принята сталь S355H по EN 10210-1 с номинальным значением предела текучести  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> и временным сопротивлением  $f_u = 510$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Д.5 Определение параметров расчетного сейсмического воздействия

Сейсмические нагрузки на здание в данном примере определялись модально-спектральным методом, в соответствии с 6.2.2 НТП РК 08-01.2-2012.

Сейсмическое воздействие на рассматриваемое здание принято двухкомпонентным с горизонтальными компонентами в ортогональных направлениях, действующими одновременно.

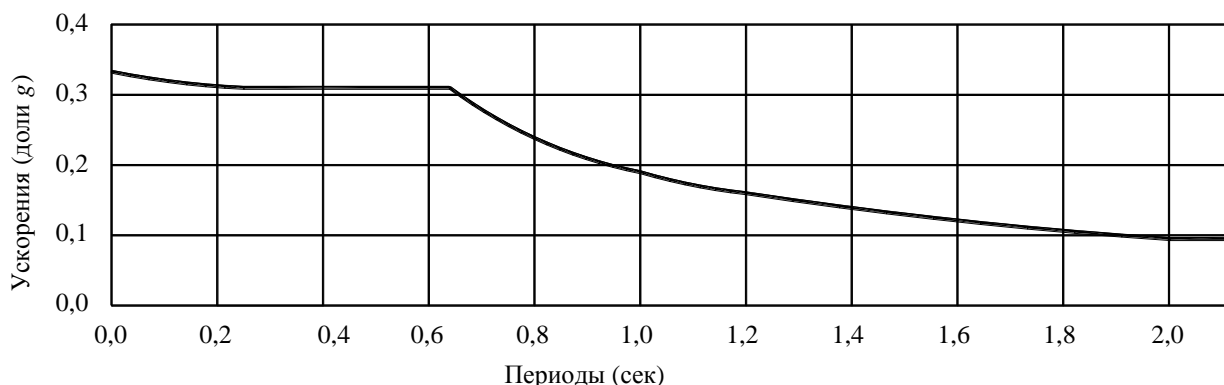
Расчетный спектр реакции  $S_d(T)$ , характеризующий горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, определялся по Формулам (В.5) – (В.7) Приложения В данного пособия.

В соответствии с Таблицей 4.2 НТП РК 08-01.1-2012 для принятого II типа грунтовых условий:  $T_B = 0,25$  с,  $T_C = 0,64$  с.

Коэффициент  $S$  для II типа грунтовых условий и расчетного ускорения  $a_g = 0,45g$ , определенный с помощью Формулы (В.8) Приложения В пособия, равен  $S = 1,1$ .

Коэффициент поведения для обоих направлений сейсмического воздействия принят равным  $q = 4$  (см. Д.1 примера).

Расчетный спектр реакций, характеризующий сейсмические воздействия на рассматриваемое здание при коэффициенте поведения  $q = 4$ , показан на Рисунке Д.4.



**Рисунок Д.4 – Расчетный спектр реакций при коэффициенте поведения  $q = 4$**

При расчете здания, помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, определяемых в Д.7 примера, учитывались эффекты кручения здания в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственной вариацией сейсмического движения, для этого расчетные центры масс на каждом этаже  $i$  смещались относительно номинального положения в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета  $e_{ai}$ , определяемого по Формуле (В.9) пособия, равного для обоих ортогональных направлений:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = 0,05 \cdot 18,0 = 0,9 \text{ м.}$$

При расчете здания было учтено пять вариантов возможного смещения масс относительно номинального положения:

- 1)  $e_x = 0 \text{ м, } e_y = 0 \text{ м;}$
- 2)  $e_x = 0,9 \text{ м, } e_y = -0,9 \text{ м;}$
- 3)  $e_x = -0,9 \text{ м, } e_y = 0,9 \text{ м;}$
- 4)  $e_x = -0,9 \text{ м, } e_y = -0,9 \text{ м;}$
- 5)  $e_x = 0,9 \text{ м, } e_y = 0,9 \text{ м.}$

#### **Д.6 Результаты модального анализа здания**

В примере периоды и перемещения здания при собственных колебаниях по формам определялись по программе SCAD с массами, вычисленными по Формуле (В.3) данного пособия. При модальном анализе периоды и формы собственных колебаний здания определялись с использованием расчетной модели (см. Д.3), описывающей поведение конструкций в предположении их линейно-упругой работы. Расчет выполнялся для двух ортогональных направлений сейсмического воздействия. Количество форм собственных колебаний здания, учтенных в расчете для каждого направления, – восемь.

В результате расчета были получены следующие значимые для каждого направления периоды и перемещения при собственных колебаниях по формам колебаний:

а) для сейсмического воздействия в продольном направлении здания (по принятой оси X):

– периоды:  $T_1 = 0,712$ ;  $T_2 = 0,223$ ;  $T_3 = 0,117$ ;

– перемещения по этажам для первой формы (основной тон колебаний):

$$X_1 = 6,9 \text{ мм; } X_2 = 18,9 \text{ мм; } X_3 = 31,1 \text{ мм; } X_4 = 40,7 \text{ мм; } X_5 = 46,7 \text{ мм.}$$

б) для сейсмического воздействия в поперечном направлении здания (по принятой оси Y):

– периоды:  $T_1 = 0,510$ ;  $T_2 = 0,198$ ;  $T_3 = 0,122$ ;

– перемещения по этажам для первой формы (основной тон колебаний):

$$Y_1 = 4,8 \text{ мм}; Y_2 = 10,5 \text{ мм}; Y_3 = 16,9 \text{ мм}; Y_4 = 23,1 \text{ мм}; Y_5 = 27,6 \text{ мм}.$$

#### Д.7 Определение расчетных сейсмических нагрузок

Расчетная сейсмическая нагрузка  $F_{ik}$  в выбранном направлении определялась модально-спектральным методом по Формуле (В.10) Приложения В пособия, соответствующей Формуле (6.1) в 6.2.2.1 НТП РК 08-01.2-2012:  $F_{ik} = \gamma_h \cdot S_d(T_k) \cdot m_{ik}$ .

Расчетный спектр реакций  $S_d(T_k)$  для сейсмического воздействия в продольном направлении здания (по оси X) с периодом  $T_1 = 0,712 \text{ с} > T_C = 0,640 \text{ с}$  определялся по Формуле (В.7) Приложения В данного пособия:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot \left[ \frac{0,640}{0,712} \right] = 2,728 \text{ м/с}^2,$$

$$\text{и } S_d(T) = 2,728 \text{ м/с}^2 > \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot S \cdot a_g = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 0,45 \cdot 9,81 = 0,970 \text{ м/с}^2.$$

Расчетный спектр реакций  $S_d(T_k)$  для сейсмического воздействия в поперечном направлении здания (по оси Y) с периодом  $T_B = 0,250 \text{ с} < T_2 = 0,510 \text{ с} < T_C = 0,640 \text{ с}$  определялся по Формуле (В.6) Приложения В пособия:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,45 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{4} = 3,035 \text{ м/с}^2.$$

В примере определение расчетных сейсмических нагрузок и расчет здания на эти нагрузки был выполнен по программе SCAD, с учетом приведенной выше разницы в определении расчетного спектра реакций  $S_d(T)$  и с введением корректировочного коэффициента для исходных данных по определению сейсмических нагрузок, заложенных в этой программе

В соответствии с 6.2.2.1.6 НТП РК 08-01.2-2012, при определении сейсмических эффектов модально-спектральным методом необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию здания. Это требование в данном примере выполнено, поскольку, в соответствии с 6.2.2.1.7 вышеуказанного пособия, выполняются следующие условия:

- сумма эффективных модальных масс  $M_k$  для учитываемых восьми форм колебаний в продольном направлении здания (по оси X) составила 94,6 % от общей массы здания;
- сумма эффективных модальных масс  $M_k$  для учитываемых восьми форм колебаний в поперечном направлении здания (по оси Y) составила 97,2 % от общей массы здания.

В Таблице Д.1 приведены полученные в данном примере при расчете по программе SCAD суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок по формам собственных колебаний, вычисленные для двух ортогональных направлений.

Приведенные в Таблице Д.1 величины сейсмических нагрузок получены из расчета со случайными эксцентриситетами  $e_x = 0 \text{ м}$  и  $e_y = 0 \text{ м}$ .

Расчетные сейсмические нагрузки с учетом случайных эксцентриситетов, приведенных в Д.5, в данном примере определялись в соответствии с 6.2.2.2.3 НТП РК 08-01.2-2012, согласно которому для каждого этажа по Формуле (В.15) данного пособия вычислялись статические крутящие моменты  $M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$ , действующие относительно вертикальной оси каждого этажа. Сейсмическая нагрузка от кручения  $F_{i,кр}$  для каждого этажа определялась по Формуле (В.16) данного пособия, принятой по аналогии с Формулой (10), приведенной в 2.18 [9]:

$$F_{i,кр} = \frac{C_{ai} \cdot \ell_a}{K_{i\phi}} \cdot M_{ai}, \text{ где } K_{i\phi} = \sum_{a=1}^n (C_{ai}^y \cdot \ell_{xa}^2 + C_{ai}^x \cdot \ell_{ya}^2).$$

В данном примере сейсмические нагрузки от кручения для каждого эксцентриситета определялись отдельно.

**Таблица Д.1 – Величины расчетных горизонтальных нагрузок при  
сейсмическом воздействии**

№ формы колебаний	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) при воздействии в продольном направлении здания (по оси X)	Суммарные значения расчетных сейсмических нагрузок (кН) при воздействии в поперечном направлении здания (по оси Y)
1	2647	0
2	0	2955
3	0	0
4	402	0
5	0	520
6	0	0
7	0	152
8	166	0

#### Д.8 Расчетные нагрузки на здание

Ниже приведены нагружения расчетной модели здания, принятой в данном примере, для расчета по программе SCAD.

Нагружение 1 – собственный вес конструкций;

Нагружение 2 – постоянная нагрузка;

Нагружение 3 – переменная (приложенная) нагрузка на междуэтажные перекрытия;

Нагружение 4 – снеговая нагрузка на покрытие;

Нагружение 5 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении X (без учета случайных эксцентриситетов);

Нагружение 6 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении Y (без учета случайных эксцентриситетов);

Нагружение 7 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении Y от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_x = 0,9$  м;

Нагружение 8 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении Y от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_x = -0,9$  м;

Нагружение 9 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении X от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_y = -0,9$  м;

Нагружение 10 – горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание в направлении X от кручения здания со случайным эксцентриситетом  $e_y = 0,9$  м.

Ветровые нагрузки на здание, учитывая высокий уровень сейсмических воздействий, в расчете не учитывались.

#### Д.9 Комбинации воздействий, учтенные в расчете

Поскольку периоды значимых форм колебаний для каждого направления сейсмического воздействия удовлетворяют условию  $T_{k+1} \leq 0,9 \cdot T_k$ , то максимальная величина  $E_E$  эффектов сейсмических воздействий определялась по Формуле (В.18) данного пособия:  $E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ek}^2}$ .

Максимальные значения эффектов воздействия  $E_E$ , обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия, в данном примере вычислялись с



использованием Формул (В.19) и (В.20) пособия:

$$E_{\text{Edx}} \text{ “+” } 0,30 \cdot E_{\text{Edy}} \text{ и } 0,30 \cdot E_{\text{Edx}} \text{ “+” } E_{\text{Edy}}.$$

Знак каждой компоненты в этих выражениях принимался как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

Расчетные значения  $E_d$  эффектов воздействий в сейсмической расчетной ситуации от комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями определялись в примере по Формуле (В.21). Комбинации нагрузжений для сейсмической расчетной ситуации, принятые в данном расчете, приведены в Таблице Д.2.

Комбинация 41 выделена отдельно, поскольку при определении эффектов воздействий в колоннах, балках и связях (см. 6.3 и 6.4 данного пособия), эффекты от действия несейсмических нагрузок, включенные в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации, и эффекты от расчетных сейсмических воздействий учитываются отдельно, в соответствии с Формулами (6.18) и (6.19) пособия.

Расчетные значения  $E_d$  эффектов воздействий для постоянной расчетной ситуации, применяемые для расчета балок, определялись по Формуле (В.22) данного пособия. Были учтены следующие комбинации для постоянной расчетной ситуации (основные комбинации):

$$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,35 \text{ “+” } \langle 3 \rangle \times 1,5 \text{ “+” } \langle 4 \rangle \times 1,5 \times 0,5;$$

$$(\langle 1 \rangle + \langle 2 \rangle) \times 1,35 \text{ “+” } \langle 3 \rangle \times 1,5 \times 0,7 \text{ “+” } \langle 4 \rangle \times 1,5.$$

**Таблица Д.2 – Таблица комбинаций нагрузжений (для сейсмической расчетной ситуации)**

№ комбинации	Комбинации нагрузжений
1	$\langle 5 \rangle \times (+1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+0,3)$
2	$\langle 5 \rangle \times (+1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-0,3)$
3	$\langle 5 \rangle \times (-1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+0,3)$
4	$\langle 5 \rangle \times (-1,0) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-0,3)$
5	$\langle 5 \rangle \times (+0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+1,0)$
6	$\langle 5 \rangle \times (-0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (+1,0)$
7	$\langle 5 \rangle \times (+0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-1,0)$
8	$\langle 5 \rangle \times (-0,3) \text{ “+” } \langle 6 \rangle \times (-1,0)$
9	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
10	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
11	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
12	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
13	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
14	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
15	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-1,0)$
16	$(\langle 5 \rangle + \langle 10 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-1,0)$
17	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
18	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
19	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+0,3)$
20	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-1,0) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (-0,3)$
21	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (+0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$
22	$(\langle 5 \rangle + \langle 9 \rangle) \times (-0,3) \text{ “+” } (\langle 6 \rangle + \langle 7 \rangle) \times (+1,0)$

**Таблица Д.2 – Таблица комбинаций нагрузжений (для сейсмической расчетной ситуации)**  
(окончание)

№ комбинации	Комбинации нагрузжений
23	(«5» + «9») × (+0,3) “+” («6» + «7») × (-1,0)
24	(«5» + «9») × (-0,3) “+” («6» + «7») × (-1,0)
25	(«5» + «10») × (+1,0) “+” («6» + «8») × (+0,3)
26	(«5» + «10») × (+1,0) “+” («6» + «8») × (-0,3)
27	(«5» + «10») × (-1,0) “+” («6» + «8») × (+0,3)
28	(«5» + «10») × (-1,0) “+” («6» + «8») × (-0,3)
29	(«5» + «10») × (+0,3) “+” («6» + «8») × (+1,0)
30	(«5» + «10») × (-0,3) “+” («6» + «8») × (+1,0)
31	(«5» + «10») × (+0,3) “+” («6» + «8») × (-1,0)
32	(«5» + «10») × (-0,3) “+” («6» + «8») × (-1,0)
33	(«5» + «9») × (+1,0) “+” («6» + «8») × (+0,3)
34	(«5» + «9») × (+1,0) “+” («6» + «8») × (-0,3)
35	(«5» + «9») × (-1,0) “+” («6» + «8») × (+0,3)
36	(«5» + «9») × (-1,0) “+” («6» + «8») × (-0,3)
37	(«5» + «9») × (+0,3) “+” («6» + «8») × (+1,0)
38	(«5» + «9») × (-0,3) “+” («6» + «8») × (+1,0)
39	(«5» + «9») × (+0,3) “+” («6» + «8») × (-1,0)
40	(«5» + «9») × (-0,3) “+” («6» + «8») × (-1,0)
41	(«1» + «2») × 1,0 “+” «3» × 0,3

#### Д.10 Учет эффектов второго рода

При выполнении расчетов необходимо учитывать эффекты второго рода (Р-Δ эффекты), учитывающие деформированную геометрию конструкции здания. Эффекты второго рода могут не учитываться, если для всех этажей здания выполняется условие Формулы (В.23) пособия, когда

$$\text{коэффициент перекоса каждого этажа } \theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10.$$

В Формуле (В.23) расчетный перекос этажа  $d_r$  определяется как разность средних горизонтальных перемещений  $d_s$  верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа. Горизонтальные перемещения  $d_s$  перекрытий рассматриваемого этажа определяются по Формуле (В.24). При определении перемещений учитываются крутильные эффекты сейсмического воздействия.

В данном примере коэффициент перекоса этажей  $\theta$  определялся по результатам общего расчета каркаса здания по программе SCAD для комбинаций сейсмических воздействий, приведенных в Таблице Д.2. Расчет коэффициента  $\theta$ , выполненный в соответствии с Формулой (В.23), приведен в Таблице Д.3 для рамы по ряду Г и в Таблице Д.4 для рамы по оси 4 (комбинации нагрузжений 41 и 19 по Таблице Д.2).

Нагрузки  $P_{\text{tot}}$  и  $V_{\text{tot}}$  и перемещения  $d_e$  для комбинаций взяты из расчета по программе SCAD. Перемещения узлов рам по ряду Г и по оси 4 приведены на Рисунках Д.5 и Д.6.

Таблица Д.3 – Определение коэффициента перекоса этажей  $\theta$  (рама по ряду Г)

Этаж	Среднее перемещение из общего расчета, $d_e$	Перемещение, $d_s = d_e \cdot q$	Разность перемещений, $d_r$	Полная гравитационная нагрузка на этаже, $P_{tot}$	Суммарная сейсмическая поперечная сила, $V_{tot}$	Высота этажа, $H$	Коэффициент перекоса этажа, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	49,8	199	26	330	110	3300	0,024
4	43,3	173	41	768	258	3300	0,037
3	33,0	132	52	1202	373	3300	0,051
2	20,1	80	50	1642	444	3300	0,056
1	7,4	30	30	2085	543	3300	0,035

Таблица Д.4 – Определение коэффициента перекоса этажей  $\theta$  (рама по оси 4)

Этаж	Среднее перемещение из общего расчета, $d_e$	Перемещение, $d_s = d_e \cdot q$	Разность перемещений, $d_r$	Полная гравитационная нагрузка на этаже, $P_{tot}$	Суммарная сейсмическая поперечная сила, $V_{tot}$	Высота этажа, $h$	Коэффициент перекоса этажа, $\theta$
	мм	мм	мм	кН	кН	мм	
5	46,7	187	24	426	213	3300	0,015
4	40,7	163	39	1125	365	3300	0,037
3	31,1	124	48	1939	480	3300	0,059
2	19,0	76	48	2824	559	3300	0,074
1	6,9	28	28	3625	642	3300	0,048

Из результатов, приведенных в Таблицах Д.3 и Д.4, следует что условие Формулы (В.23) выполняется для всех этажей здания, т.е. коэффициент  $\theta < 0,1$ , следовательно для данного здания эффекты второго рода (Р-Δ эффект) могут не учитываться и значения эффектов воздействий для проверки элементов каркаса принимаются по результатам общего расчета без увеличения.

#### Д.11 Результаты общего расчета каркаса

Значения эффектов воздействий для проверки элементов каркаса (колонн, балок и связей) принимаются по результатам общего расчета, выполненного по программе SCAD. Ниже приведены схемы рам по ряду Б и по оси 1 с номерами элементов из расчета по программе SCAD (Рисунки Д.7 и Д.8) и эпюры осевых сил  $N_{Ed}$  (в кН) и изгибающих моментов  $M_{Ed}$  (в кН·м) в этих рамах для комбинаций, приведенных в Таблице Д.2 (Рисунки Д.9 – Д.14).

На Рисунках Д.9 и Д.10 показаны эпюры осевых сил  $N_{Ed,G}$  и изгибающих моментов  $M_{Ed,G,y}$  для рамы по ряду Б от действия несейсмических (суммарных гравитационных – комбинация 41 в Таблице Д.2) нагрузок. На Рисунках Д.11 и Д.12 показаны эпюры осевых сил  $N_{Ed,E}$  и одного из изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  для рамы по ряду Б от комбинации эффектов от двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия с учетом кручения (комбинация 19 в Таблице Д.2).

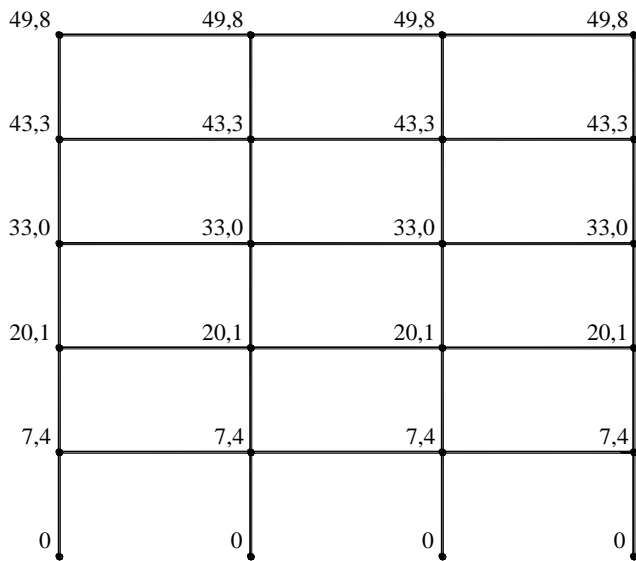


Рисунок Д.5 – Перемещения в мм узлов рамы по ряду Г

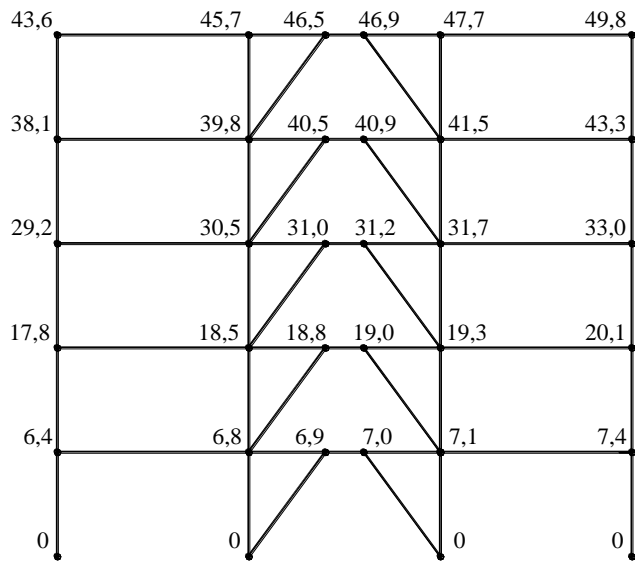


Рисунок Д.6 – Перемещения в мм узлов рамы по оси 4

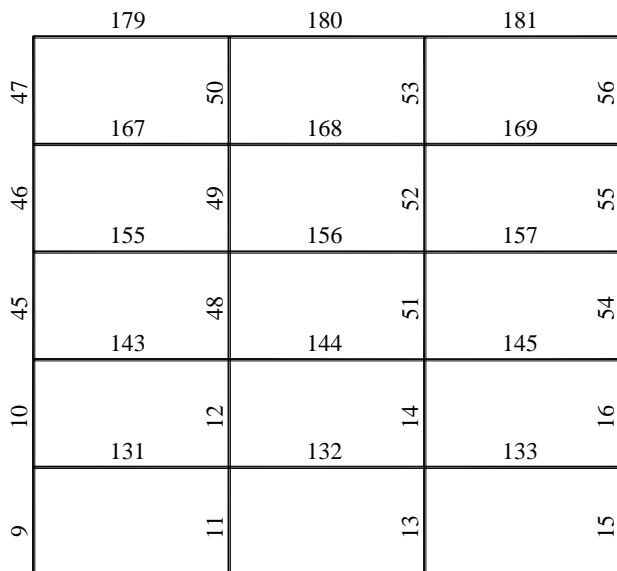


Рисунок Д.7 – Схема рамы по ряду Б с номерами элементов

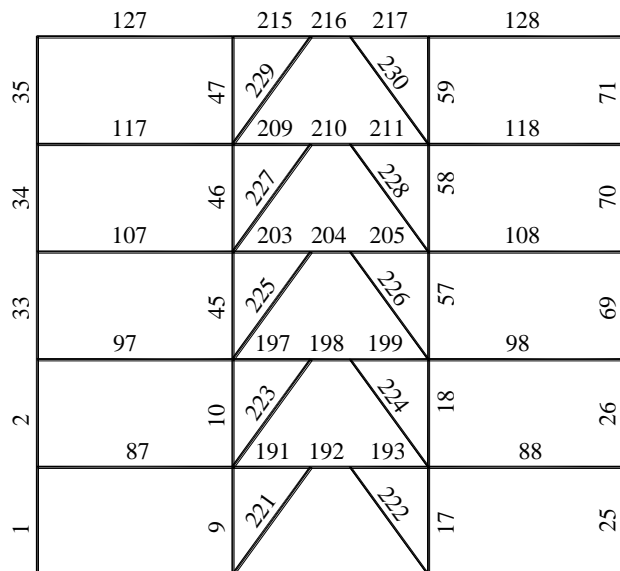


Рисунок Д.8 – Схема рамы по оси 1 с номерами элементов

На Рисунках Д.13 и Д.14 показаны эпюры осевых сил  $N_{Ed,E}$  и одного из изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  для рамы по оси 1 от комбинации эффектов от двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия с учетом кручения (комбинация 22 в Таблице Д.2).

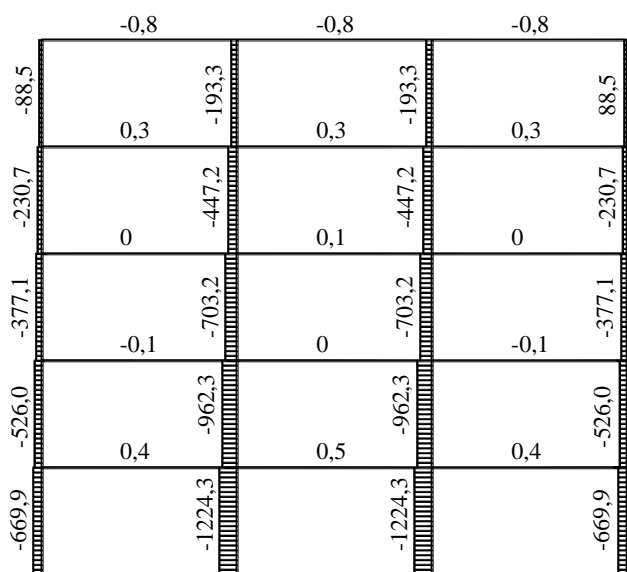


Рисунок Д.9 – Эпюры осевых сил  $N_{Ed,G}$  от гравитационных нагрузок (ряд Б)

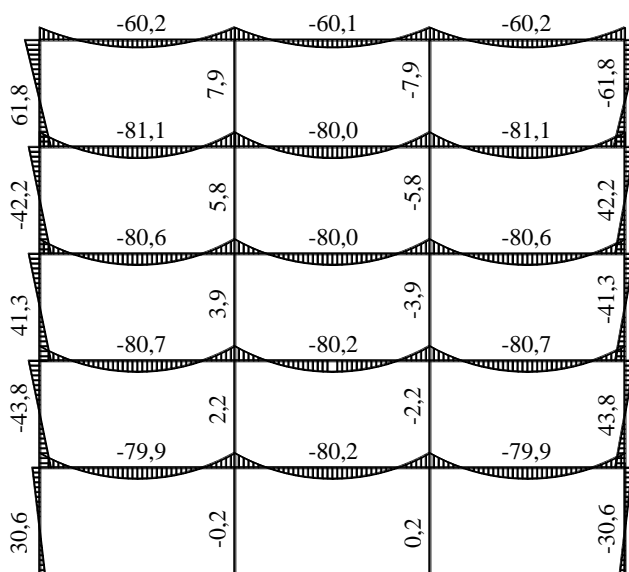


Рисунок Д.10 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,G,y}$  от гравитационных нагрузок (ряд Б)

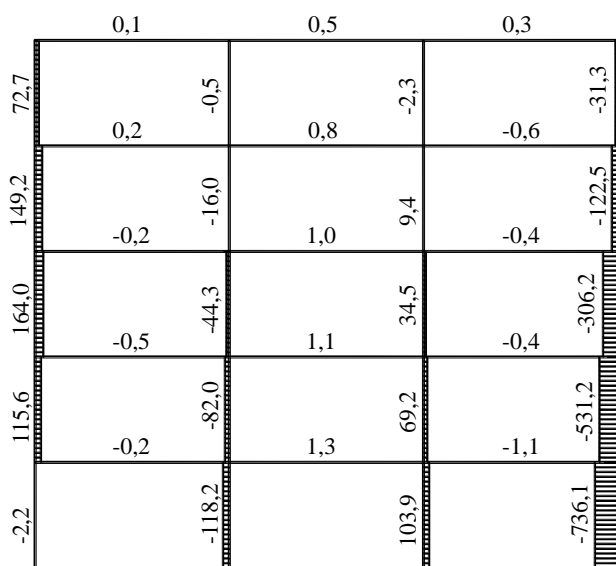


Рисунок Д.11 – Эпюры осевых сил  $N_{Ed,E}$  от сейсмических нагрузок (ряд Б)

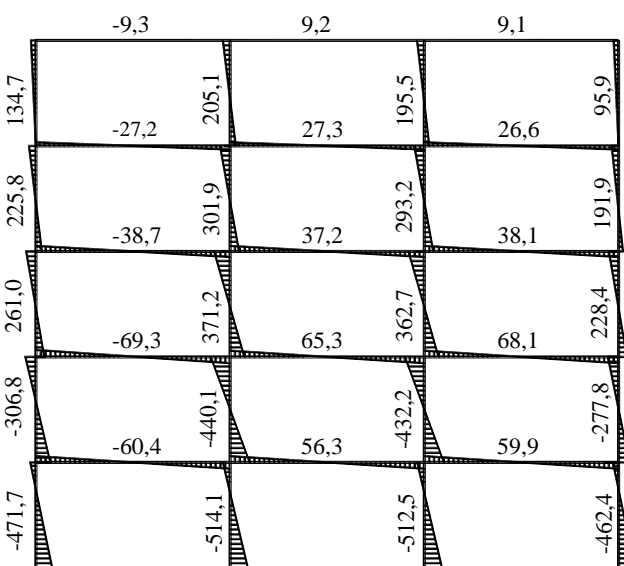


Рисунок Д.12 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  от сейсмических нагрузок (ряд Б)

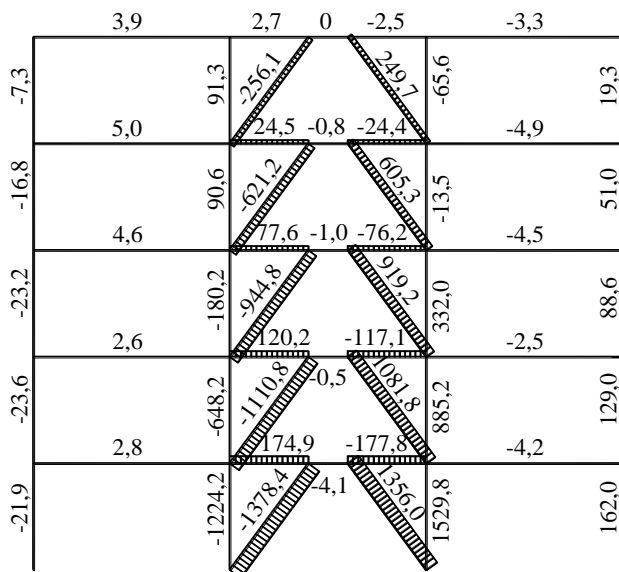


Рисунок Д.13 – Эпюры осевых сил  $N_{Ed,E}$  от сейсмических нагрузок (ось 1)

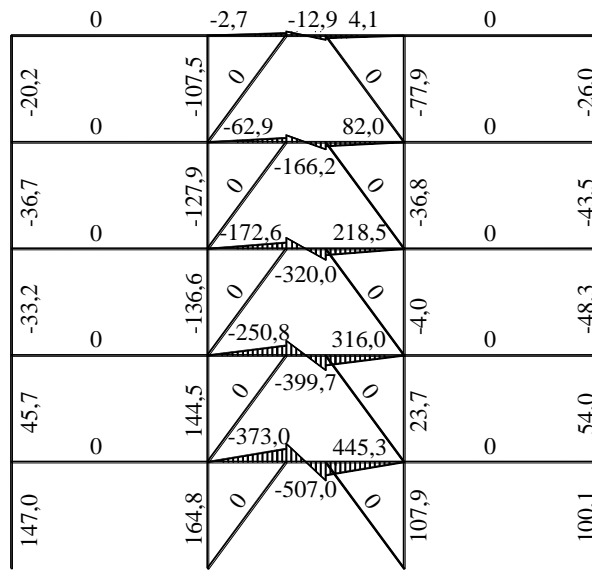
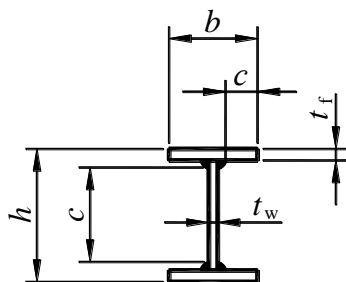


Рисунок Д.14 – Эпюры изгибающих моментов  $M_{Ed,E,y}$  от сейсмических нагрузок (ось 1)

## Д.12 Классификация поперечных сечений элементов каркаса

Расчетные значения сопротивлений (несущей способности) элементов каркаса зависят от класса поперечных сечений этих элементов, который, в зависимости от отношения ширины к толщине отдельных частей сечения элемента и характера работы поперечного сечения под нагрузкой, принимается по Таблице 2.8 пособия.

а) Определение класса сечения изгибаемой балки-ригеля сварного двутаврового сечения для первого и второго этажей (Рисунок Д.15) – элемент 143 по Рисунку Д.7. Сталь марки S355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ , согласно СТ РК EN 10025-2.



- высота  $h = 350,0 \text{ мм}$ ;
- ширина  $b = 160,0 \text{ мм}$ ;
- толщина стенки  $t_w = 6,0 \text{ мм}$ ;
- толщина полки  $t_f = 10,0 \text{ мм}$

Рисунок Д.15 – Размеры сечения двутавровой балки-ригеля первого и второго этажей

Поскольку осевая сила в балке-ригеле мала, то можно считать балку работающей только на изгиб. Для сечения стенки размер «с» равен:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 350,0 - 2 \cdot 10,0 - 2 \cdot 5,0 = 320,0 \text{ мм}$ , где  $h_{ш} = 5,0 \text{ мм}$  – высота катета шва крепления стенки к полке.

Отношение ширины к толщине для стенки равно:  $\frac{c}{t_w} = \frac{320,0}{6,0} = 53,4$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,814 = 58,6. \text{ Таким образом, } \frac{c}{t_w} = 53,4 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,6$$

Стенка сечения двутавра, считая ригель изгибаемым, – сечение класса 1.

Для полки размер «с» равен:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (160,0 - 6,0 - 2 \cdot 5,0) / 2 = 72,0$  мм,

Отношение свеса полки к толщине полки:  $\frac{c}{t_f} = \frac{72,0}{10,0} = 7,2$

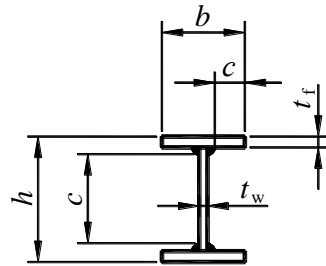
По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,814 = 7,3. \text{ Таким образом, } \frac{c}{t_f} = 7,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,3$$

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, данное сечение двутавра классифицируется в целом как поперечное сечение класса 1.

б) Определение класса сечения сжато-изгибаемых колонн первого и второго этажей сварного двутаврового сечения (Рисунок Д.16) – элемент 11 по Рисунку Д.7. Сталь марки S235 с номинальным пределом текучести  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно СТ РК EN 10025-2.



- высота  $h = 450,0$  мм;
- ширина  $b = 380,0$  мм;
- толщина стенки  $t_w = 16,0$  мм;
- толщина полки  $t_f = 28,0$  мм

**Рисунок Д.16 – Размеры сечения двутавровой колонны первого и второго этажей**

При выполнении классификации сжато-изгибаемого элемента, в соответствии с 2.5.2.4 пособия, для упрощения считают элемент как сжатый и используют условия Таблицы 2.8 для сжатого элемента. Если сечение классифицируется как сечение класса 1 или 2, то результат классификации можно принять без более точных вычислений с учетом реального распределения напряжений.

Для сечения стенки размер «с» равен:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 450,0 - 2 \cdot 28,0 - 2 \cdot 8,0 = 378,0$  мм, где  $h_{ш} = 8,0$  мм – высота шва крепления стенки к полке.

Отношение ширины к толщине для стенки равно:  $\frac{c}{t_w} = \frac{378,0}{16,0} = 23,6$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен:  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33,0$ . Таким образом,  $\frac{c}{t_w} = 23,6 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0$ .

Сечение стенки двутавра относится к классу 1 и нет необходимости выполнять более точную процедуру определения класса сечения.

Для полки размер «с» равен:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (380,0 - 16,0 - 2 \cdot 8,0) / 2 = 174,0$  мм,

Отношение свеса полки к толщине полки:  $\frac{c}{t_f} = \frac{174,0}{28,0} = 6,2$ .

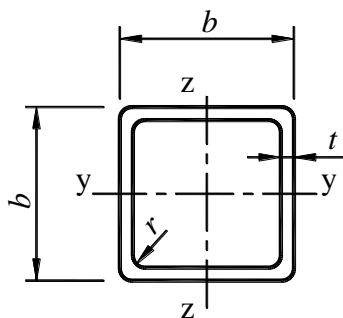
По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, под-

вергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9,0$ . Таким образом,  $\frac{c}{t_f} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9,0$ .

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, данное сечение двутавра классифицируется в целом как поперечное сечение класса 1.

в) Определение класса сечения эксцентрической связи первого этажа из прокатного замкнутого профиля квадратного сечения  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм (Рисунок Д.17) – элемент 221 по Рисунку Д.8. Сталь марки S235H с номинальным пределом текучести  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно EN 10210-1.



- высота  $b = 250,0$  мм;
- ширина  $b = 250,0$  мм;
- толщина  $t = 12,5$  мм

**Рисунок Д.17– Размеры сечения эксцентрической связи первого этажа**

Для замкнутого профиля квадратного сечения, величина внутреннего радиуса закругления которого неизвестна, можно принимать ширину участка сжатия равной:

$$c = b - 3 \cdot t = 250,0 - 3 \cdot 12,5 = 212,5 \text{ мм.}$$

Отношение ширины к толщине для стенки равно:  $\frac{c}{t} = \frac{212,5}{12,5} = 17,0$ .

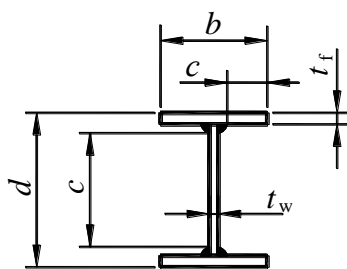
Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, для марки S235 равен:  $\varepsilon = 1,0$ .

По Таблице 2.8 данного пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса, подвергнутых сжатию:  $\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33,0$ . Таким образом,  $\frac{c}{t} = 17,0 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0$ .

Стенка сечения связи – сечение класса 1.

Замкнутое квадратное сечение классифицируется только по сжатым внутренним частям, согласно Таблице 2.8 пособия, следовательно, данное сечение связи классифицируется как поперечное сечение класса 1.

г) Определение класса сечения сварного двутаврового сечения антисейсмического звена для первого этажа (Рисунок Д.18) – элемент 192 по Рисунку Д.8. Сталь марки S235 с номинальным пределом текучести  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>, согласно СТ РК EN 10025-2.



- высота  $d = 500,0$  мм;
- ширина  $b = 280,0$  мм;
- толщина стенки  $t_w = 18,0$  мм;
- толщина полки  $t_f = 20,0$  мм

**Рисунок Д.18 – Размеры сечения двутаврового антисейсмического звена первого этажа**



Поскольку осевая сила в антисейсмическом звене балки первого этажа мала, то можно считать его работающим только на изгиб.

Для сечения стенки размер «с» равен:  $c = d - 2 \cdot t_f - 2 \cdot h_{ш} = 500,0 - 2 \cdot 20,0 - 2 \cdot 8,0 = 444,0$  мм, где  $h_{ш} = 8,0$  мм – высота шва крепления стенки к полке.

Отношение ширины к толщине для стенки равно:  $\frac{c}{t_w} = \frac{444,0}{18,0} = 24,7$ .

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали, равен для стали S235:  $\varepsilon = 1,0$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 1,0 = 72,0$ . Таким образом,  $\frac{c}{t_w} = 24,7 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72,0$ .

Стенка сечения двутавра – сечение класса 1.

Для полки размер «с» равен:  $c = (b - t_w - 2 \cdot h_{ш}) / 2 = (280,0 - 18,0 - 2 \cdot 8,0) / 2 = 123,0$  мм,

Отношение свеса полки к толщине полки:  $\frac{c}{t_f} = \frac{123,0}{20,0} = 6,2$

По Таблице 2.8 пособия предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9,0$ . Таким образом,  $\frac{c}{t_f} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9,0$ .

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, данное сечение двутавра классифицируется в целом как поперечное сечение класса 1.

Аналогично определялись классы для других сечений элементов каркаса. По результатам вычислений все элементы каркаса относятся к 1 классу поперечных сечений.

В соответствии с Таблицей 3.1 данного пособия, для среднего (DCM) класса пластичности здания и коэффициента поведения  $q = 4$ , принятых в примере, для диссипативных элементов, работающих на сжатие или изгиб, требуются классы поперечных сечений 1 или 2. Диссипативные зоны в данном каркасе здания предусмотрены в балках-ригелях, панельных зонах стенок колонн и в балках с антисейсмическими звеньями, сечения которых относятся к 1 классу.

## Д.13 Расчет элементов каркаса

### Д.13.1 Общие указания

Для того, чтобы диссипативные зоны формировались там, где они предусмотрены в данном каркасе, в примере при расчете конструкций, расположенных в поперечном направлении (по оси У – связевой каркас), применено условие, приведенное в 2.2.2.2 б), согласно которому расчет элементов выполняется на основе предела текучести  $f_y$  стали марки S235. Эта сталь S235 применяется в дальнейшем для диссипативных элементов (антисейсмических звеньев и балок, содержащих эти звенья), а для недиссипативных элементов (колонн и эксцентрических связей) применяется сталь S355. В расчете конструкций, расположенных в продольном направлении (по оси Х – рамный каркас), учитывается формирование диссипативных зон в балках-ригелях, запроектированных из стали S355, и в панельных зонах стенок колонн, для которых применено условие, приведенное в 2.2.2.2 а), учитывающее для примененной для этих зон стали S235 максимально допустимое значение предела текучести  $f_{y,max}$ .

Расчет элементов каркаса начинается с расчета антисейсмических звеньев, несущая способность которых влияет на расчет остальных конструктивных элементов. Антисейсмические звенья, представленные горизонтальными элементами, в данном примере приняты в балках всех этажей, к

которым крепятся эксцентрические связи, расположенные в пролете Б – В по осям 1 и 4.

### Д.13.2 Антисейсмические звенья для первого этажа

#### Д.13.2.1 Эффекты воздействий (элемент 192 по Рисунку Д.8)

Расчетные эффекты воздействий (внутренние усилия) для звена приняты суммарными из комбинаций 22 и 41 по Таблице Д.2:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed} = 7400 \text{ Н}$ ;

изгибающий момент:  $M_{Ed,y} = 528800 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;

поперечная сила:  $V_{Ed} = 814300 \text{ Н}$ .

#### Д.13.2.2 Геометрические характеристики

Сечение сварного двутаврового антисейсмического звена, которое формируется в балках над первым этажом, расположенных в пролете Б – В по осям 1 и 4, приведено в Д.12 г) примера:

- полная высота сечения –  $d = 500,0 \text{ мм}$ ;
- сечение полок –  $b = 280,0 \text{ мм}$ ,  $t_f = 20,0 \text{ мм}$ ;
- толщина стенки –  $t_w = 18,0 \text{ мм}$ ;
- площадь сечения –  $A = 19480 \text{ мм}^2$ .

Номинальный предел текучести стали звена марки S235 –  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .

#### Д.13.2.3 Проверка несущей способности (сопротивления) сечения звена

Расчетная несущая способность поперечного сечения звена 1 класса при сжатии и растяжении равна, в соответствии с Формулами (2.4) и (2.8) пособия:

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19480 \cdot 235}{1,0} = 4577800 \text{ Н}$$

Поскольку  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 7400 / 4577800 = 0,002 < 0,15$ , то проверки несущей способности звена выполняются согласно 6.2.4 данного пособия.

Расчетные несущие способности (сопротивления) звена на изгиб и на сдвиг определяются по Формулам (6.1) и (6.2) данного пособия:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 235 \cdot 280,0 \cdot 20,0 \cdot (500,0 - 20,0) = 631680000 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 631680 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (235 / \sqrt{3}) \cdot 18,0 \cdot (500,0 - 20,0) = 1172250 \text{ Н}$$

В соответствии с Формулами (6.3) и (6.4) в 6.2.4 пособия для обоих концов звена, эффекты воздействий для которых одинаковы, выполняются следующие условия:

$$V_{Ed} = 814300 \text{ Н} < V_{p,link} = 1172250 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = 528800 \text{ Н}\cdot\text{м} < M_{p,link} = 631680 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Так как  $V_{Ed} / V_{p,link} = 814300 / 1172250 = 0,695 > 0,5$ , то, в соответствии с 2.5.3.5 данного пособия, необходимо учитывать влияние поперечной силы на несущую способность звена на изгиб. Согласно этому подпункту, уменьшенное значение несущей способности на изгиб принимается равным расчетному значению несущей способности сечения, рассчитанному по уменьшенному значению предела текучести, определяемому по Формуле (2.19) данного пособия:

$$(1 - \rho) \cdot f_y = (1 - 0,152) \cdot 235 = 199 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\text{где } \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{p,link}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot 814300}{1172250} - 1 \right)^2 = 0,152.$$

Расчетная несущая способность (сопротивление) звена на изгиб в этом случае равна:

$$M_{p,link,y} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 199 \cdot 280,0 \cdot 20,0 \cdot (500,0 - 20,0) = 534910000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 534910 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Согласно Формуле (6.4) пособия:  $M_{Ed,y} = 528800 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{p,link,y} = 534910 \text{ Н} \cdot \text{м}.$

Условия Формул (6.3) и (6.4) в 6.2.4 пособия выполняются, следовательно, несущая способность звена обеспечена.

Для расчета элементов, не содержащих антисейсмических звеньев, применяется мультипликативный коэффициент  $\Omega$ , определяемый согласно 6.3.1 данного пособия. Для его вычисления необходимо знать категорию звена, которая определяется в соответствии с 6.2.8, поскольку принятое в примере горизонтальное звено относится к элементам, в которых формируются равные моменты на обоих концах.

Рассчитываемое звено с длиной  $e = 1200 \text{ мм}$  относится к категории промежуточных звеньев, так как выполняется условие  $e_s < e < e_L$ :

$$e_s = 1,6 \cdot M_{p,link,y} / V_{p,link} = 1,6 \cdot 534910000 / 1172250 = 730 \text{ мм} < e = 1200 \text{ мм} < e_L = 3,0 \cdot M_{p,link,y} / V_{p,link} = 3,0 \cdot 534910000 / 1172250 = 1370 \text{ мм}.$$

Для этого звена коэффициент  $\Omega$  равен:  $\Omega_1 = 1,5 \cdot M_{p,link,y} / M_{Ed} = 1,5 \cdot 534910 / 528800 = 1,517.$

Аналогично рассчитаны антисейсмические звенья по остальным этажам. Результаты расчета приведены в Таблице Д.5.

Согласно 6.2.7 пособия, для достижения общего диссипативного поведения здания необходимо, чтобы значение соотношений  $\Omega_i$  для каждого этажа не превышало минимальное значение  $\Omega$ , принятое для дальнейших расчетов, больше, чем на 25 %.

В данном примере это условие выполняется:  $\Omega_{\max} / \Omega_{\min} = 1,892 / 1,517 = 1,247 < 1,250.$

Для расчета колонн и эксцентрических связей принимается мультипликативный коэффициент  $\Omega$ , равный  $\Omega_{\min} = 1,517.$

**Таблица Д.5 – Результаты расчета антисейсмических звеньев**

Этаж	№ элемента по расчетной схеме	Сечение звена		Длина звена, мм	Изгибающий момент $M_{p,link}$ , Н·м	Поперечная сила $V_{p,link}$ , Н	Категория звена	Коэффициент $\Omega$
		Полки, мм	Стенка, мм					
1	192	280×20	460×18	1200	534910	1172250	Промежуточное	1,517
2	198	260×18	414×16	1200	420530	937800	Промежуточное	1,536
3	204	260×16	368×16	1200	359420	833600	Промежуточное	1,651
4	210	160×14	322×10	1200	170850	455880	Длинное	1,524
5	216	85×6	188×4	1200	18900	105290	Длинное	1,892

### Д.13.3 Эксцентрические связи первого этажа

#### Д.13.3.1 Эффекты воздействий (элемент 221 по Рисунку Д.8)

Эффекты воздействий от несейсмических нагрузок (комбинация 41 по Таблице Д.2):

осевая сила сжатия и растяжения –  $N_{Ed} = 55440 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий от сейсмических нагрузок (комбинация 22 по Таблице Д.2):

осевая сила сжатия и растяжения –  $N_{Ed} = 1378400 \text{ Н}.$

Связи должны иметь резерв прочности для обеспечения механизма пластического деформи-

рования каркаса, поэтому, в соответствии с 6.3 данного пособия, значения усилий в сейсмической расчетной ситуации определяются по Формуле (6.18):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 55440 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 1378400 = 2355580 \text{ Н},$$

где  $\Omega = 1,517$  – минимальное значение, определенное в Д.13.2.3;

$\gamma_{ov} = 1,0$  – коэффициент резерва прочности материала, принятый, в соответствии с 2.2.2.3 пособия, для случая выполнения условия использования сталей по 2.2.2.2 б), примененного в данном примере;

1,1 – частный коэффициент безопасности.

### Д.13.3.2 Геометрические характеристики

Сечение связи – замкнутый профиль квадратного сечения  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм, сталь S235H по EN 10210-1, принятая только для определения сечения связи.

Геометрические характеристики прямоугольного сечения связи:

– площадь сечения –  $A = 11700 \text{ мм}^2$ ;

– радиус инерции –  $i = 9,7 \text{ см}$ ;

Номинальный предел текучести стали –  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .

### Д.13.3.3 Проверка несущей способности (сопротивления) сечения связи

#### Д.13.3.3.1 Несущая способность поперечного сечения связи по прочности

Эксцентрические связи в данном примере являются недиссипативными элементами, работающими на сжатие и растяжение. Крепление связей предусмотрено на болтах с помощью врезных фасонки, поэтому проверка выполняется только для сечения брутто.

Расчетное значение несущей способности по прочности при растяжении и сжатии поперечного сечения брутто в пластической стадии определяется по Формулам (2.4) и (2.8) пособия:

$$N_{c,Rd} = N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11700 \cdot 235}{1,0} = 2749500 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M0} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности по прочности.

Расчетное значение осевой растягивающей и сжимающей силы  $N_{Ed}$  в поперечном сечении связи, определенное в Д.13.3.1, удовлетворяет условиям Формул (2.3) и (2.7):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2355580}{2749500} = 0,857 < 1,0$$

Условие прочности для поперечного сечения связи выполняется.

#### Д.13.3.3.2 Несущая способность связи по устойчивости

Расчетная длина элементов связей из замкнутых квадратных профилей с болтовыми соединениями принимается равной  $L_{cr} = 1,0 L = 408 \text{ см}$ , в соответствии с ВВ.1.3(2)В Приложения ВВ СН РК EN 1993-1-1.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений 1 класса определяется в соответствии с 2.5.4.1.3 данного пособия по Формуле (2.37):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{408}{9,7} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,45,$$

где гибкость  $\lambda_1$  определяется в соответствии с 2.5.4.1.3 пособия по следующей формуле:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9.$$

Кривая потери устойчивости для горячедеформированных замкнутых профилей принята по Таблице 2.10 данного пособия – «а».

Коэффициент  $\alpha$ , учитывающий начальные несовершенства, для кривой «а» принимается по Таблице 2.9:  $\alpha = 0,21$ .

Величина  $\Phi$  для вычисления понижающего коэффициента  $\chi$ , определяется по 2.5.4.1.2:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,628.$$

Понижающий коэффициент  $\chi$  определяется по Формуле (2.36) пособия:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,628 + \sqrt{0,628^2 - 0,45^2}} = 0,938.$$

Расчетное значение несущей способности сжатой связи по устойчивости  $N_{b,Rd}$  определяется для элементов 1 класса сечения по Формуле (2.35) пособия:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,938 \cdot 11700 \cdot 235}{1,0} = 2579030 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M1}$  – частный коэффициент безопасности по устойчивости.

Проверка на устойчивость элемента связи выполняется по Формуле (2.34) пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2355580}{2579030} = 0,914 < 1,0.$$

Устойчивость эксцентрической связи первого этажа обеспечена.

Аналогично рассчитаны эксцентрические связи по остальным этажам. Сечения всех связей удовлетворяют требованиям прочности и устойчивости.

Окончательно сечения связей принимаются из стали S355.

#### Д.13.4 Колонна первого этажа

##### Д.13.4.1 Эффекты воздействий (элемент 11 по Рисунку Д.7)

Эффекты воздействий (усилия) для низа колонны от действия несейсмических нагрузок (комбинация 41 в Таблице Д.2):

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 1224000 \text{ Н};$   
 изгибающие моменты:  $M_{Ed,G,y} = 30 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,G,z} = 0;$   
 поперечные силы:  $V_{Ed,G,z} = 80 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 110 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий для низа колонны от действия сейсмических нагрузок (комбинация 19 в Таблице Д.2):

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 118100 \text{ Н};$   
 изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,y} = 514100 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,E,z} = 0;$   
 поперечные силы:  $V_{Ed,E,z} = 216500 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 450 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий (усилия) для верха колонны от действия несейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 1219000 \text{ Н};$   
 изгибающие моменты:  $M_{Ed,G,y} = -230 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,G,z} = 350 \text{ Н}\cdot\text{м};$   
 поперечные силы:  $V_{Ed,G,z} = 80 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 110 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий для верха колонны от действия сейсмических нагрузок:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 118100 \text{ Н};$   
 изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,y} = -200800 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,E,z} = 1490 \text{ Н}\cdot\text{м};$   
 поперечные силы:  $V_{Ed,E,z} = 216500 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 450 \text{ Н}.$

Колонны должны иметь резерв прочности для обеспечения механизма пластического деформирования каркаса, поэтому, в соответствии с 6.3 данного пособия, значения усилий для сейсмической расчетной ситуации определяются по нижеприведенным выражениям, которые приведены в зарубежной литературе и которые равнозначны Формуле (6.18) пособия.

Расчетные эффекты воздействий для низа колонны:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1224000 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 118100 = 1421070 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 30 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 514100 = 857910 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad M_{Ed,z} = 0;$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 80 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 216500 = 361350 \text{ Н};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 110 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 450 = 860 \text{ Н},$$

где  $\Omega = 1,517$  – минимальное значение, определенное в Д.13.2.3 данного примера;

$\gamma_{ov} = 1,0$  – коэффициент резерва прочности материала, принятый, в соответствии с 2.2.2.3 пособия, для случая выполнения условия использования сталей по 2.2.2.2 б), примененного в данном примере;

1,1 – частный коэффициент безопасности.

Расчетные эффекты воздействий для верха колонны:

$$N_{Ed} = 1219000 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot 118100 = 1416070 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = (-230) + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,517 \cdot (-200800) = -335300 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad M_{Ed,z} = 2840 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,z} = 361350 \text{ Н}; \quad V_{Ed,y} = 860 \text{ Н}.$$

#### Д.13.4.2 Геометрические характеристики

Геометрические характеристики сварного двутаврового сечения колонны:

- сечение полка –  $b_f = 380,0 \text{ мм}$ ,  $t_f = 28,0 \text{ мм}$ ;
- сечение стенки –  $h_w = 394,0 \text{ мм}$ ,  $t_w = 16,0 \text{ мм}$ ;
- площадь сечения –  $A = 27580 \text{ мм}^2$ ;
- моменты инерции –  $I_y = 103035,0 \text{ см}^4$ ;  $I_z = 25620,0 \text{ см}^4$ ;
- радиусы инерции –  $i_y = 19,3 \text{ см}$ ;  $i_z = 9,6 \text{ см}$ ;
- пластические моменты сопротивления –  $W_{pl,y} = 5125,4 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,z} = 2054,0 \text{ см}^3$ ;
- момент инерции кручения –  $I_t = 793,0 \text{ см}^4$ ;
- момент инерции секториальный (искажения) –  $I_\omega = 11400460,0 \text{ см}^6$ .

Сталь S235 по СТ РК EN 10025-2, принятая для определения сечения колонны. Номинальный предел текучести стали –  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2 = 23500 \text{ Н/см}^2$ .

#### Д.13.4.3 Проверка несущей способности (сопротивления) сечения низа колонны по прочности

##### Д.13.4.3.1 Несущая способность при осевой сжимающей силе

Расчетное значение несущей способности при сжатии для сечения 1 класса, определенное по Формуле (2.8), равно:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27580 \cdot 235}{1,0} = 6481300 \text{ Н}.$$

Проверка условия Формулы (2.7) пособия для прочности при сжатии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1421070}{6481300} = 0,22 < 1,0.$$

Условие прочности колонны при сжатии выполняется.

##### Д.13.4.3.2 Несущая способность при изгибающем моменте

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно сильной оси Y для поперечных сечений 1 класса, определенное по Формуле (2.10) пособия, равно:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5125400 \cdot 235}{1,0} = 1204470000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 1204470 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка условия Формулы (2.9) данного пособия для прочности колонны при изгибе:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{857910}{1204470} = 0,712 < 1,0$$

Условие прочности колонны при изгибе выполняется.

Д.13.4.3.3 Несущая способность при действии поперечной силы

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии, определенное по Формуле (2.14) пособия, при нагрузке, параллельной стенке, равно:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6304 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} = 855330 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая по 2.5.3.4 пособия:

$$A_v = \eta \cdot \Sigma (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 394,0 \cdot 16,0 = 6304 \text{ мм}^2,$$

где  $\eta = 1,0$  принято в запас, в соответствии с примечанием в 2.5.3.4 пособия.

Проверка условия Формулы (2.13) пособия для прочности при действии поперечной силы:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{361350}{855330} = 0,423 < 1,0.$$

Условие прочности при действии поперечной силы выполняется.

При этом несущая способность на сдвиг принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{394,0}{16,0} = 24,6 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 72,0,$$

где  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,0$ , а  $\eta = 1,0$  согласно примечанию в 2.5.3.4 пособия.

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости от сдвига не требуется.

Д.13.4.3.4 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Поскольку, согласно 2.5.3.5 пособия, выполняется следующее условие:

$$V_{Ed,z} = 361350 \text{ Н} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0,5 \cdot 855330 = 427665 \text{ Н},$$

в котором расчетные поперечные силы меньше половины несущей способности сечения на сдвиг в пластической стадии, то их влиянием на несущую способность сечения при изгибе можно пренебречь.

Д.13.4.3.5 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и осевой сжимающей силы

В соответствии с 2.5.3.6.1 пособия, влияние осевой силы на несущую способность на изгиб можно не учитывать, если выполняются условия Формул (2.23) и (2.24):

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{и} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

В данном примере:  $N_{Ed} = 1421070 \text{ Н} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 6481300 = 1620320 \text{ Н};$

$$N_{Ed} = 1421070 \text{ Н} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 394,0 \cdot 16,0 \cdot 235}{1,0} = 740720 \text{ Н}.$$

Поскольку условие Формулы (2.24) не выполняется, то требуется проверка.

Расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии относительно сильной оси У при действии осевой силы для сварных двутавровых поперечных сечений 1 класса определяется по Формуле (2.26) данного пособия:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) = 1204470 (1 - 0,219) / (1 - 0,5 \cdot 0,229) = 1062330 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd,y}$$

где  $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = (27580 - 2 \cdot 3800 \cdot 28,0) / 27580 = 0,229 < a = 0,5$ ;

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1421070 / 6481300 = 0,219.$$

Проверка выполнения условия Формулы (2.21) пособия:

$$M_{Ed,y} = 857910 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,y} = 1062330 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Условие прочности колонны при совместном действии изгиба и осевой силы выполняется.

Так как в проверяемом сечении действует только один изгибающий момент, то выполнять проверку в соответствии с Формулой (2.31) пособия не требуется.

Согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1, для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , для проверки прочности может применяться Формула (6.2) СН РК EN 1993-1-1. Согласно этому выражению, прочность сечения колонны равна:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{1421070}{6481300} + \frac{857910}{1204470} + 0 = 0,932 < 1,0,$$

где  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  и  $M_{Rd,z}$  – расчетные значения несущей способности, включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием поперечной силы сдвига.

Условие прочности колонны выполняется.

#### Д.13.4.4 Проверки несущей способности (сопротивления) колонны по устойчивости

##### Д.13.4.4.1 Несущая способность колонны по устойчивости при продольном изгибе

В соответствии с 2.5.4.1.2 пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потерей устойчивости можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для поперечных сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37):

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{19,3} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,182 < 0,2,$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{9,6} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,366 > 0,2$$

где  $L_{cr} = 1,0 L = 330$  см – расчетная длина колонны для обеих осей, для случая отсутствия боковых закреплений, принятая в данном примере по Приложению Е пособия;

$\lambda_1$  – гибкость для определения условной гибкости, равная:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9.$$

Поскольку условие, приведенное в 2.5.4.1.2, для оси Z не выполняется, требуется проверка на потерю устойчивости при сжатии.

Величина  $\Phi$  для определения понижающего коэффициента устойчивости  $\chi$  при потере устойчивости относительно оси Z определяется в соответствии с 2.5.4.1.2 пособия:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,366 - 0,2) + 0,366^2 \right] = 0,608,$$

где коэффициент  $\alpha = 0,49$ , учитывающий начальные несовершенства, принят по Таблице 2.9 пособия для кривой потери устойчивости «с», принятой по Таблице 2.10 для сварных двутавровых сечений при толщине  $t_f \leq 40$  мм.

Понижающий коэффициент  $\chi$  при потере устойчивости при сжатии относительно оси Z



определяется по Формуле (2.36) пособия:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,608 + \sqrt{0,608^2 - 0,366^2}} = 0,914.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости при продольном изгибе относительно оси Z определяется по Формуле (2.35) пособия:

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,914 \cdot 27580 \cdot 235}{1,0} = 5923910 \text{ Н},$$

где  $\gamma_{M1} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности по устойчивости.

Проверка условия Формулы (2.34) пособия для устойчивости колонны при сжатии относительно оси Z:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{1421070}{5923910} = 0,24 < 1,0.$$

Устойчивость колонны относительно оси Y не проверяется, так как для этой оси выполняется условие, приведенное в 2.5.4.1.2, и коэффициент  $\chi_y = 1,0$ .

Условия устойчивости колонны при сжатии выполняются.

Д.13.4.4.2 Несущая способность колонны по устойчивости при изгибе

Так как колонна не имеет ни боковых раскреплений, ни закреплений от кручения, то необходимо проверить полную длину колонны  $L = 330$  см на возможность потери устойчивости при изгибе.

На колонну действуют моменты:

Внизу колонны:  $M_{Ed,y} = 857910 \text{ Н} \cdot \text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = 0$ .

Вверху колонны:  $M_{Ed,y} = -335300 \text{ Н} \cdot \text{м}$ ;  $M_{Ed,z} = 2840 \text{ Н} \cdot \text{м}$ .

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  при потере устойчивости при изгибе вначале требуется вычислить упругий критический момент  $M_{cr}$ , определяемый по формулам Приложения Е.

Отношение значений концевых изгибающих моментов для оси Y:

$$\psi = (-335300) / 857910 = -0,391.$$

Приближенные значения  $C_1$  определяются по Формуле (Е.3) данного пособия:

$$C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,391) + 0,52 \cdot (-0,391)^2 = 2,507 < 2,7$$

Это значение соответствует значению  $C_1$  из Таблицы Е.1 данного пособия.

В примере принимается:  $C_1 = 2,507$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$  определяется по Формуле (Е.2) Приложения Е пособия:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 2,507 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 256200}{330^2} \cdot \left( \frac{114004600}{256200} + \frac{330^2 \cdot 8100000 \cdot 7930}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 256200} \right)^{0,5} = 293632788 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

где  $E = 21000000 \text{ Н/см}^2$  – модуль упругости стали;

$G = 8100000 \text{ Н/см}^2$  – модуль сдвига стали.

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости определяется в соответствии с 2.5.4.2.2 пособия:

$$\bar{\lambda}_{LT,y} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{51254 \cdot 23500}{293632788}} = 0,203.$$

Согласно Таблице 2.12 данного пособия для сварных двутавровых сечений при отношении

$h / b = 450 / 380 = 1,184 < 2,0$  используется кривая устойчивости «с», для которой по Таблице 2.11 принимается коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,49$ .

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT,y} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT,y} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,203 - 0,2) + 0,203^2 \right] = 0,521.$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT,y} = \frac{1}{\Phi_{LT,y} + \sqrt{\Phi_{LT,y}^2 - \bar{\lambda}_{LT,y}^2}} = \frac{1}{0,521 + \sqrt{0,521^2 - 0,203^2}} = 0,998.$$

Расчетное значение несущей способности колонны по устойчивости плоской формы изгиба определяется по Формуле (2.40) данного пособия:

$$M_{b,Rd,y} = \chi_{LT,y} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,998 \cdot 51254 \cdot \frac{23500}{1,0} = 120206000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1202060 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия Формулы (2.39) пособия для устойчивости плоской формы изгиба:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{857910}{1202060} = 0,714 < 1,0.$$

Условие устойчивости плоской формы изгиба для колонны выполняется.

В соответствии с 2.5.4.2.2 пособия, поскольку выполняется условие  $\bar{\lambda}_{LT,y} = 0,203 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$  (где  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  принимается по 2.5.4.2.3), то проверкой устойчивости плоской формы изгиба для колонны можно было пренебречь.

Д.13.4.4.3 Несущая способность колонны по устойчивости при совместном действии изгиба и осевого сжатия

При совместном действии изгибающих моментов и осевого усилия сжатия для элементов 1 класса сечений должны удовлетворяться одновременно условия Формул (2.46) и (2.47) пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} \leq 1,0,$$

где  $N_{Rk} = f_y \cdot A$  и  $M_{Rk,i} = f_y \cdot W_{pl,i}$ ;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  – коэффициенты взаимодействия, определяемые по указаниям, приведенным в 2.5.4.3.2 пособия.

Колонна не имеет закреплений ни против бокового смещения, ни против кручения, и, следовательно, может быть подвержена деформациям кручения. Соответственно, коэффициенты взаимодействия следует определять по Таблице 2.16 пособия.

По Таблице 2.17 данного пособия определяются коэффициенты  $C_{mi}$  перехода к эквивалентному постоянному моменту. Поскольку между точками закрепления отсутствует нагрузка, все три коэффициента для эквивалентного постоянного момента  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  и  $C_{mLT}$  определяются с помощью выражения из первой строки указанной таблицы.

При изгибе вокруг оси у–у и закреплениях в плоскости z–z:

для  $\psi = -0,391$ ;  $C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,391) = 0,444 > 0,4$ .

При изгибе вокруг оси z–z и закреплениях в плоскости у – у: для  $\psi = 0$ ;  $C_{mz} = 0,6$ .

При изгибе вокруг оси у–у и закреплениях в плоскости у – у: для  $\psi = -0,391$ ;  $C_{mLT} = 0,444$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{yy}$  для 1 класса поперечного сечения (с учетом пластических свойств) равен, согласно Таблице 2.15 пособия:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,444 \cdot \left[ 1 + (0,182 - 0,2) \cdot \frac{1421070}{1,0 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} \right] = 0,442 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,444 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1421070}{1,0 \cdot 235 \cdot 27580 / 1,0} \right) = 0,522.$$

Для рассматриваемой колонны нет необходимости определять коэффициенты  $k_{yz}$  и  $k_{zz}$ , так как  $M_{Ed,z} = 0$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{zy}$  для  $\bar{\lambda}_z = 0,366 < 0,4$  равен, согласно Таблице 2.16 пособия:

$$k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z = 0,6 + 0,366 = 0,966 > \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] =$$

$$= \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,366}{(0,444 - 0,25)} \cdot \frac{1421070}{0,914 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} \right] = 0,955.$$

Так как полученное значение  $k_{zy} = 0,966 > 0,955$ , то принимается  $k_{zy} = 0,955$ .

Проверка условий устойчивости колонны как сжато-изгибаемого элемента по Формулам (2.46) и (2.47):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1421070}{1,0 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} +$$

$$+ 0,442 \cdot \frac{857910000}{0,998 \cdot 5125400 \cdot 235 / 1,0} = 0,535 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rk,z} / \gamma_{M1}} = \frac{1421070}{0,914 \cdot 27580 \cdot 235 / 1,0} +$$

$$+ 0,955 \cdot \frac{857910000}{0,998 \cdot 5125400 \cdot 235 / 1,0} = 0,922 < 1,0.$$

Условие устойчивости колонны как сжато-изгибаемого элемента выполняется.

Усилия в колоннах второго этажа меньше, поэтому, поскольку проверяемое сечение удовлетворяет всем условиям прочности и устойчивости, для колонн первого и второго этажей остается сечение, приведенное в Д.1 примера, из стали марки S355.

### Д.13.5 Балка-ригель второго этажа

#### Д.13.5.1 Эффекты воздействий (элемент 143 по Рисунку Д.7)

Расчетные эффекты воздействий (усилия) для левого конца балки-ригеля приняты суммарными из комбинаций 19 и 41 по Таблице Д.2:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed} = (-150) + 510 = 360 \text{ Н};$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,y} = 80650 + 69280 = 149930 \text{ Н}\cdot\text{м};$   $M_{Ed,z} = 30 + 140 = 170 \text{ Н}\cdot\text{м};$

поперечные силы:  $V_{Ed,z} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 64760 + 22610 = 87370 \text{ Н};$   $V_{Ed,y} = 10 + 35 = 45 \text{ Н}.$

Расчетные эффекты воздействий (усилия) для правого конца балки-ригеля приняты суммарными из комбинаций 19 и 41 по Таблице Д.2:

осевая сила сжатия:  $N_{Ed} = 360 \text{ Н};$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,y} = 79030 - 66390 = 12640 \text{ Н}\cdot\text{м};$   $M_{Ed,z} = (-10) + (-60) = -70 \text{ Н}\cdot\text{м};$

поперечные силы:  $V_{Ed,z} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 64220 + 22610 = 86830 \text{ Н};$   $V_{Ed,y} = 45 \text{ Н}.$

#### Д.13.5.2 Геометрические характеристики

Геометрические характеристики сварного двутаврового сечения балки-ригеля:

– полная высота сечения –  $h = 350,0 \text{ мм};$

- сечение полок –  $b_f = 160,0$  мм,  $t_f = 10,0$  мм;
  - сечение стенки –  $h_w = 330,0$  мм,  $t_w = 6,0$  мм;
  - площадь сечения –  $A = 5180$  мм<sup>2</sup>;
  - моменты инерции –  $I_y = 11047,5$  см<sup>4</sup>;  $I_z = 683,3$  см<sup>4</sup>;
  - радиусы инерции –  $i_y = 14,6$  см;  $i_z = 3,63$  см;
  - пластические моменты сопротивления –  $W_{pl,y} = 707,3$  см<sup>3</sup>;  $W_{pl,z} = 131,0$  см<sup>3</sup>;
  - момент инерции кручения –  $I_t = 17,0$  см<sup>4</sup>;
  - момент инерции секториальный (искажения) –  $I_\omega = 197290,7$  см<sup>6</sup>.
- Номинальный предел текучести стали балки –  $f_y = 355$  Н/мм<sup>2</sup> = 35500 Н/см<sup>2</sup>.

### Д.13.5.3 Проверки несущей способности (сопротивления) сечения балки по прочности

#### Д.13.5.3.1 Несущая способность балки при осевой сжимающей силе

Расчетное значение несущей способности при сжатии для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.8) пособия:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5180 \cdot 355}{1,0} = 1838900 \text{ Н},$$

Проверка условия Формулы (4.3) данного пособия для прочности при сжатии балок-ригелей, в которых формируются диссипативные зоны – шарниры пластичности:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{360}{1838900} = 0,0002 < 0,15.$$

Условие прочности выполняется.

#### Д.13.5.3.2 Несущая способность балки при изгибающем моменте

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно сильной оси Y для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.10) данного пособия:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{707,3 \cdot 35500}{1,0} = 25109000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 251090 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Формирование пластического шарнира в ригеле предусмотрено на расстоянии 200 мм от полки колонны (см. расчет узла крепления балки-ригеля к колонне в Д.13.9).

В соответствии с эпюрами моментов, полученными в общем расчете, расчетный момент  $M_{Ed}$  в сечении предполагаемого шарнира пластичности на расстоянии 200 мм от полки колонны равен:  $M_{Ed} = 136800$  Н·м.

Проверка условия Формулы (4.2) данного пособия для прочности при изгибе в месте формирования пластического шарнира:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{136800}{251090} = 0,545 < 1,0.$$

Условие прочности балки при изгибе выполняется.

Коэффициент  $\Omega$  для расчета колонн каркаса, определяемый по 4.3.1 пособия, равен:

$$\Omega = M_{pl,Rd} / M_{Ed} = 251090 / 136800 = 1,835.$$

#### Д.13.5.3.3 Несущая способность балки при действии поперечной силы

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определяется по Формуле (2.14) пособия:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1980 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 405830 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая для сварных двутавровых сечений с нагрузкой, па-

параллельной стенке, по следующему выражению (см. 2.5.3.4):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 330,0 \cdot 6,0 = 1980 \text{ мм}^2,$$

где  $\eta = 1,0$  – принято по примечанию в 2.5.3.4.

Расчетная поперечная сила  $V_{Ed}$  в месте формирования пластических шарниров в рассматриваемой балке определяется по Формуле (4.5), приведенной в 4.2.2 пособия.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 64760 + 97510 = 162270 \text{ Н},$$

где  $V_{Ed,G} = 64760 \text{ Н}$  – расчетное значение поперечной силы от несейсмических воздействий (из общего расчета);

$V_{Ed,M}$  – расчетное значение поперечной силы от приложения пластических моментов  $M_{pl,Rd,A}$  и  $M_{pl,Rd,B}$  с противоположными знаками в концевых сечениях А и В балки, в которых формируются шарниры пластичности.

Поперечная сила от пластических моментов равна:

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = 2 \cdot 25109000 / 515 = 97510 \text{ Н},$$

где  $L$  – расстояние между шарнирами пластичности, образовавшимися на концах балки, равно:  $L = 6000 - 450 - 2 \cdot 200 = 5150 \text{ мм} = 515 \text{ см}$ .

Проверка условия Формулы (4.4) пособия для прочности при действии поперечной силы, с учетом формирования пластических шарниров:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{162270}{405830} = 0,4 < 0,5$$

Условие прочности при сдвиге выполняется.

Это условие соответствует условию, приведенному в 2.5.3.5, для элементов, подверженных действию изгибающего момента и поперечной силы, при котором влиянием поперечной силы на несущую способность на изгиб можно пренебречь. При этом несущая способность на сдвиг принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{330}{6} = 55,0 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,814}{1,0} = 58,6.$$

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости от сдвига не требуется.

#### Д.13.5.3.4 Двухосный изгиб с осевым усилием

Согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1, прочность поперечных сечений класса 1, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , проверяется по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{360}{1838900} + \frac{136800}{251090} + \frac{17000}{1310 \cdot 35500/1,0} = 0,55 < 1,0,$$

где  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$  и  $M_{Rd,z}$  – расчетные значения несущей способности, включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием поперечной силы сдвига.

Условия прочности для балки выполняются.

#### Д.13.5.4 Проверки несущей способности (сопротивления) балки по устойчивости

##### Д.13.5.4.1 Несущая способность балки по устойчивости при сжатии

В соответствии с 2.5.4.1.2 пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потерей устойчивости можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37) пособия:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{600}{14,6} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,538 > 0,2, \text{ где } L_{cr} = 600 \text{ см} - \text{расчетная длина балки};$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 11047,5}{600^2} = 6362000 \text{ Н};$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{360}{6362000} = 0,0001 < 0,04.$$

Следовательно, проверка балки на потерю устойчивости при сжатии не требуется.

Д.13.5.4.2 Проверка устойчивой длины участка между раскреплениями при потере устойчивости плоской формы изгиба балки с пластическими шарнирами

В соответствии с 2.5.4.2.1 пособия, балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивость плоской формы изгиба. В данном примере предполагается, что верхняя полка балки соединена с железобетонной плитой перекрытия (по типу соединения, показанного на Рисунке 2.15), что является достаточным раскреплением для нее в случае сжатия. Но в рассматриваемой моментной раме каркаса и нижняя полка поперечного сечения балок-ригелей находится в сжатой зоне на части длины балки, примыкающей к колонне, поэтому проверка устойчивости выполняется для длины сжатой зоны балки, равной  $L = 230$  см.

В соответствии с 2.5.4.5 пособия, устойчивость плоской формы изгиба обеспечена, если длина  $L$  участка между боковыми раскреплениями не превышает устойчивую длину  $L_m$ , определяемую по Формуле (2.50) пособия:

$$L_m = \frac{38 \cdot i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756 \cdot C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{A \cdot I_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} =$$

$$= \frac{38 \cdot 3,63}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{360}{5180}\right) + \frac{1}{756 \cdot 1,285^2} \cdot \left(\frac{707300^2}{5180 \cdot 169000}\right) \cdot \left(\frac{355}{235}\right)^2}} = 132 \text{ см}$$

где значение  $C_1 = 1,285$  принято по Таблице Е.2 данного пособия для полученной из общего расчета эпюры моментов в ригеле.

Устойчивая длина участка  $L_k$  между раскреплениями от кручения определяется по Формуле (ВВ.6) Приложения ВВ СН РК EN 1993-1-1:

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600 \cdot f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right) \cdot i_z}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} = \frac{\left(5,4 + \frac{600 \cdot 355}{210000}\right) \cdot \left(\frac{350}{10}\right) \cdot 3,63}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{355}{210000}\right) \cdot \left(\frac{350}{10}\right)^2 - 1}} = 255 \text{ см} > L_m$$

Устойчивая длина участка  $L_s$  между раскреплениями от кручения с учетом изменяющегося момента и осевого сжатия, вычисляемая по ВВ.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1, в данном примере не определялась, поскольку  $L_s > L_k > L_m$ .

Длина сжатой зоны  $L = 230$  см нижней полки балки превышает устойчивую длину  $L_m$ , поэтому требуется проверка балки по устойчивости при изгибе.

Д.13.5.4.3 Несущая способность балки по устойчивости при изгибе

Расчетная длина балки для проверки устойчивости при изгибе принимается равной длине

сжатой зоны нижней полки  $L_{cr} = 230$  см.

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  при потере устойчивости при изгибе вначале требуется вычислить упругий критический момент  $M_{cr}$ , определяемый по формулам Приложения Е.

Отношение значений концевых изгибающих моментов на рассматриваемом участке:

$$\psi = 0/149930 = 0.$$

Значение  $C_1$  принимается по Таблице Е.1 пособия:  $C_1 = 1,879$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$  определяется по Формуле (Е.2) данного пособия:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_{\omega}}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 683,3}{230^2} \cdot \left( \frac{1972907}{683,3} + \frac{230^2 \cdot 8100000 \cdot 17,0}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 683,3} \right)^{0,5} = 92800800 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости определяется в соответствии с 2.5.4.2.2 пособия:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{707,3 \cdot 35500}{92800800}} = 0,52.$$

Геометрические характеристики:  $h / b = 350,0 / 160,0 = 2,19 > 2$ .

Согласно Таблице 2.12 данного пособия для сварных двутавровых сечений при  $h / b > 2$  используется кривая устойчивости «d», для которой по Таблице 2.11 принимается коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,76$ .

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,52 - 0,2) + 0,52^2 \right] = 0,757$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,757 + \sqrt{0,757^2 - 0,52^2}} = 0,765.$$

Расчетное значение несущей способности балки по устойчивости плоской формы изгиба определяется по Формуле (2.40) пособия:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,765 \cdot 707,3 \cdot \frac{35500}{1,0} = 19208500 \text{ Н} \cdot \text{см} = 192085 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где  $\gamma_{M1} = 1,0$  – частный коэффициент безопасности по устойчивости.

Проверка условия Формулы (2.39) пособия для устойчивости плоской формы изгиба:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = \frac{149930}{192085} = 0,78 < 1,0$$

Условие устойчивости при изгибе для балки выполняется.

Поскольку осевая сила  $N_{Ed}$  в рассматриваемой балке мала, то проверка балки на устойчивость как сжато-изгибаемого элемента, в соответствии с 2.5.4.3, не выполнялась.

Расчет узла крепления балки-ригеля к колонне, с уточнением сечения балки, приведен в Д.13.9.

### Д.13.5.5 Проверки несущей способности сечения колонны (выполняемые для расчета с моментной рамой в продольном направлении по оси X)

Д.13.5.5.1 Расчет колонны, приведенный в Д.13.4, выполнялся на усилия, учитывающие ре-

зерв прочности при формировании диссипативных зон в антисейсмических звеньях балок, расположенных в поперечном направлении (по оси  $Y$  – связевой каркас), и с учетом предела текучести  $f_y$  стали марки S235. В данном подпункте выполняется проверка этого сечения колонны, принятого окончательно из стали S355 (в соответствии с условием 2.2.2.2 б), примененным в примере), с учетом резерва прочности при формировании диссипативных зон в балках-ригелях, запроектированных из стали S355, расположенных в продольном направлении (по оси  $X$  – рамный каркас).

Эффекты воздействий (усилия) для колонны (элемент 11 по Рисунку Д.6), полученные из общего расчета, приведены в Д.13.4.1.

Для обеспечения механизма пластического деформирования каркаса, расчетные эффекты воздействий для проверки колонн определяются по Формулам (4.6) в Пункте 4.3.1 пособия:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1224000 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 118100 = 1421300 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 30 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 514100 = 858900 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad M_{Ed,z} = 0;$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 80 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 216500 = 361770 \text{ Н};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 110 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 450 = 860 \text{ Н},$$

где  $\Omega = 1,215$  – минимальное значение коэффициента для всех балок, в которых расположены диссипативные зоны. Коэффициент определяется по выражению  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ , в соответствии с 4.3.1 пособия. Значения коэффициентов для балок-ригелей, в которых предусмотрены диссипативные зоны:

для второго этажа –  $\Omega = 1,835$ ,

для третьего этажа –  $\Omega = 1,407$ ,

для пятого этажа –  $\Omega = 1,215$ ;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2;

1,1 – частный коэффициент безопасности.

Расчетные эффекты воздействий для верха колонны:

$$N_{Ed} = 1219000 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot 118100 = 1416300 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = (-230) + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,215 \cdot (-200800) = -335690 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad M_{Ed,z} = 2490 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,z} = 361770 \text{ Н}; \quad V_{Ed,y} = 860 \text{ Н}.$$

Геометрические характеристики сварного двутаврового сечения колонны приведены в Д.13.4.2. Принятая окончательно сталь – S355 по СТ РК EN 10025-2, с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2 = 35500 \text{ Н/см}^2$ .

Д.13.5.5.2 Проверки несущей способности сечения колонны по прочности

Расчетное значение несущей способности при осевой сжимающей силе равно:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27580 \cdot 355}{1,0} = 9790900 \text{ Н}.$$

Проверка условия Формулы (2.7) данного пособия для прочности при сжатии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1421300}{9790900} = 0,15 < 1,0.$$

Расчетное значение несущей способности сечения колонны на изгиб равно:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5125400 \cdot 355}{1,0} = 181952000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 1819520 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка условия Формулы (2.9) данного пособия для прочности колонны при изгибе:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{858900}{1819520} = 0,472 < 1,0$$



Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг равно:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6304 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} = 1292100 \text{ Н},$$

где площадь сдвига  $A_v = 6304 \text{ мм}^2$  определена в Д.13.4.3.3 примера.

Проверка условия Формулы (2.13) пособия для прочности при действии поперечной силы:

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{361770}{1292100} = 0,28 < 1,0.$$

Расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии при действии осевой силы равно:

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) = 1819520 \cdot (1 - 0,15) / (1 - 0,5 \cdot 0,229) = 1746570 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd,y}$$

где  $a = 0,229 < a = 0,5$ ;  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1421300 / 9790900 = 0,15$ .

Проверка выполнения условия Формулы (2.21) пособия:

$$M_{Ed,y} = 858900 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{N,Rd,y} = 1746570 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка прочности, согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{1421300}{9790900} + \frac{858900}{1819520} + 0 = 0,62 < 1,0,$$

Условия прочности колонны по всем проверкам выполняются.

Д.13.5.5.3 Проверки несущей способности сечения колонны по устойчивости

Несущая способность колонны по устойчивости при продольном изгибе

Условные гибкости  $\bar{\lambda}$  для поперечного сечения колонны:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{330}{19,3} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,224 > 0,2, \quad \bar{\lambda}_z = \frac{330}{9,6} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,45 > 0,2$$

$$\text{где } \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4.$$

Величина  $\Phi$  для определения понижающего коэффициента устойчивости  $\chi$  при потере устойчивости относительно оси У равна:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34 \cdot (0,224 - 0,2) + 0,224^2 \right] = 0,529,$$

где коэффициент  $\alpha = 0,34$  принят для кривой потери устойчивости «b», принятой для оси У по Таблице 2.10 для сварных двутавровых сечений при толщине  $t_f \leq 40 \text{ мм}$ .

Понижающий коэффициент  $\chi$  при потере устойчивости при сжатии относительно оси У равен:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,529 + \sqrt{0,529^2 - 0,224^2}} = 0,992.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости при продольном изгибе относительно оси У равно:  $N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,992 \cdot 27580 \cdot 355}{1,0} = 9712570 \text{ Н}.$

Проверка условия Формулы (2.34) пособия для устойчивости колонны при сжатии относительно оси У:  $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{1421300}{9712570} = 0,146 < 1,0.$

Величина  $\Phi$  для понижающего коэффициента  $\chi$  при потере устойчивости относительно оси

$$Z \text{ равна: } \Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,663,$$

где коэффициент  $\alpha = 0,49$  принят для кривой потери устойчивости «с».

Понижающий коэффициент  $\chi$  при потере устойчивости при сжатии относительно оси Z равен:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,663 + \sqrt{0,663^2 - 0,45^2}} = 0,87.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости при продольном изгибе относи-

$$\text{тельно оси Z равно: } N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,87 \cdot 27580 \cdot 355}{1,0} = 8518080 \text{ Н}.$$

$$\text{Проверка устойчивости при сжатии относительно оси Z: } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{1421300}{8518080} = 0,167 < 1,0.$$

Несущая способность колонны по устойчивости при изгибе

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  при потере устойчивости при изгибе требуется вычислить упругий критический момент  $M_{cr}$ .

$$\text{Отношение концевых изгибающих моментов для оси Y: } \psi = (-335690) / 858900 = -0,391.$$

$$\text{Значение } C_1: C_1 = 1,88 - 1,4 \cdot (-0,391) + 0,52 \cdot (-0,391)^2 = 2,507 < 2,7$$

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$  определен в Д.13.4.4.2:  $M_{cr} = 2936327880 \text{ Н} \cdot \text{см}.$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости равна:

$$\bar{\lambda}_{LT,y} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5125,4 \cdot 35500}{2936327880}} = 0,249.$$

По Таблице 2.11 пособия принят коэффициент  $\alpha_{LT} = 0,49$  для кривой потери устойчивости «с».

$$\Phi_{LT,y} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT,y} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,249 - 0,2) + 0,249^2 \right] = 0,543.$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT,y} = \frac{1}{\Phi_{LT,y} + \sqrt{\Phi_{LT,y}^2 - \bar{\lambda}_{LT,y}^2}} = \frac{1}{0,543 + \sqrt{0,543^2 - 0,249^2}} = 0,975.$$

Расчетное значение несущей способности колонны по устойчивости плоской формы изгиба

$$\text{равно: } M_{b,Rd,y} = \chi_{LT,y} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,975 \cdot 5125,4 \cdot \frac{35500}{1,0} = 177403000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1774030 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Проверка условия Формулы (2.39) пособия для устойчивости плоской формы изгиба:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} = \frac{858900}{1774030} = 0,484 < 1,0.$$

Условие устойчивости плоской формы изгиба для колонны выполняется.

Несущая способность колонны по устойчивости при совместном действии изгиба и осевого сжатия проверяется по Формулам (2.46) и (2.47) пособия.

Коэффициенты  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  и  $C_{mLT}$  определены в Д.13.4.4.3.

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,391) = 0,444 > 0,4; C_{mz} = 0,6; C_{mLT} = 0,444.$$

Согласно Таблице 2.15 пособия, коэффициент взаимодействия  $k_{yy}$  равен:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,444 \cdot \left[ 1 + (0,224 - 0,2) \cdot \frac{1421300}{0,992 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,446 <$$

$$< C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1}} \right) = 0,444 \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{1421300}{0,992 \cdot 355 \cdot 27580 / 1,0} \right) = 0,496.$$

Для рассматриваемой колонны коэффициенты  $k_{yz}$  и  $k_{zz}$  не определялись, так как  $M_{Ed,z} = 0$ .

Коэффициент взаимодействия  $k_{zy}$  для  $\bar{\lambda}_z = 0,45 > 0,4$  равен, согласно Таблице 2.16 пособия:

$$k_{zy} = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,45}{(0,444 - 0,25)} \cdot \frac{1421300}{0,87 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,961 >$$

$$> \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[ 1 - \frac{0,1}{(0,444 - 0,25)} \cdot \frac{1421300}{0,87 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} \right] = 0,914.$$

Проверка условий устойчивости колонны как сжато-изгибаемого элемента по Формулам (2.46) и (2.47) пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} = \frac{1421300}{0,992 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} + 0,446 \cdot \frac{858900000}{0,975 \cdot 5125400 \cdot 355 / 1,0} =$$

$$= 0,363 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk,y} / \gamma_{M1}} = \frac{1421300}{0,87 \cdot 27580 \cdot 355 / 1,0} + 0,961 \cdot \frac{858900000}{0,975 \cdot 5125400 \cdot 355 / 1,0} =$$

$$= 0,632 < 1,0.$$

Условие устойчивости колонны по всем проверкам выполняется.

#### Д.13.5.6 Проверка условия формирования механизма пластического деформирования

В соответствии с В.14 данного пособия, для обеспечения благоприятного механизма пластического деформирования рам изгибная прочность колонн должна превышать изгибную прочность балок. Это требование считается выполненным, если выполняется условие Формулы (В.26) данного пособия.

В данном примере это условие проверяется для среднего узла второго этажа рамы по ряду Б, в котором соединяются колонны и балки, расчет которых приведен выше.

Колонны рамы с первого по второй этаж выполнены сварными двутаврового сечения с полками из листа 380×28 мм и стенкой из листа 394×16 мм. Несущая способность колонны при совместном действии изгибающего момента и осевой сжимающей силы определена в Д.13.4.3.5:

$$M_{Rc,N} = M_{N,Rd,y} = 1062330 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Балки-ригели рамы выполнены сварными двутаврового сечения с полками из листа 160×10 мм и стенкой из листа 330×6 мм. В соответствии с расчетом узла соединения балки с колонной, учитывающем формирование пластического шарнира в балке на некотором расстоянии от полки колонны, который приведен в Д.13.9, несущая способность усиленного сечения балки у грани колонны равна:

$$M_{Rb} = M_{pl,Rd,соед} = 420072 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

В узле соединяются две колонны одного сечения и две балки с одинаковой несущей способностью в соединении. Проверка условия Формулы (В.26):

$$\Sigma M_{Rc,N} = 2 \cdot 1062330 = 2124660 \text{ Н} \cdot \text{м} > 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 420072 = 1092190 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Условие формирования пластического деформирования выполняется.

**Д.13.6 Расчет балки с антисейсмическим звеном для первого этажа****Д.13.6.1 Эффекты воздействий (элемент 191 по Рисунку Д.8)**

Эффекты воздействий от действия несейсмических нагрузок (комбинация 41 по Таблице Д.2):

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,G} = 5480 \text{ Н};$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,G,y} = 19560 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,G,z} = 180 \text{ Н}\cdot\text{м};$

поперечные силы:  $V_{Ed,G,z} = 25410 \text{ Н}; V_{Ed,G,y} = 75 \text{ Н}.$

Эффекты воздействий от действия сейсмических нагрузок (комбинация 13 по Таблице Д.2):

осевая сила сжатия:  $N_{Ed,E} = 177800 \text{ Н};$

изгибающие моменты:  $M_{Ed,E,y} = 445200 \text{ Н}\cdot\text{м}; M_{Ed,E,z} = 100 \text{ Н}\cdot\text{м};$

поперечные силы:  $V_{Ed,E,z} = 185500 \text{ Н}; V_{Ed,E,y} = 40 \text{ Н}.$

Балки, содержащие антисейсмические звенья, должны иметь резерв прочности для обеспечения механизма пластического деформирования каркаса, поэтому, в соответствии с 6.4 данного пособия, значения расчетных эффектов воздействий для балки для сейсмической расчетной ситуации определяются:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot N_{Ed,E} = 5480 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 177800 = 376350 \text{ Н};$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,y} = 19560 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 445200 = 948200 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E,z} = 180 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 100 = 390 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,G,z} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,z} = 25410 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 185500 = 412340 \text{ Н};$$

$$V_{Ed,y} = V_{Ed,G,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E,y} = 75 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,517 \cdot 40 = 160 \text{ Н},$$

где  $\Omega_i = 1,517$  – коэффициент резерва прочности для звена первого этажа, определенный в Д.13.2.3 примера;

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, согласно 2.2.2.2 пособия.

1,1 – частный коэффициент безопасности.

**Д.13.6.2 Геометрические характеристики**

Геометрические характеристики сварного двутаврового сечения балки:

– сечение полка –  $b_f = 280,0 \text{ мм}, t_f = 25,0 \text{ мм};$

– сечение стенки –  $h_w = 460,0 \text{ мм}, t_w = 20,0 \text{ мм};$

– площадь сечения –  $A = 23200 \text{ мм}^2;$

– моменты инерции –  $I_y = 98624,0 \text{ см}^4; I_z = 9177,0 \text{ см}^4;$

– радиусы инерции –  $i_y = 20,6 \text{ см}; i_z = 6,3 \text{ см};$

– пластические моменты сопротивления –  $W_{pl,y} = 4453,0 \text{ см}^3; W_{pl,z} = 1026,0 \text{ см}^3;$

– момент инерции кручения –  $I_t = 538,6 \text{ см}^4;$

– момент инерции секториальный (искажения) –  $I_\omega = 5378810,0 \text{ см}^6.$

Номинальный предел текучести стали балки –  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2 = 23500 \text{ Н/см}^2.$

**Д.13.6.3 Проверки несущей способности сечения балки по прочности**

Несущая способность балки при осевой сжимающей силе.

Расчетное значение несущей способности при сжатии для поперечного сечения 1 класса, определенное по Формуле (2.8) пособия, равно:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23200 \cdot 235}{1,0} = 5452000 \text{ Н}$$

Проверка условия Формулы (2.7) пособия для прочности балки при сжатии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{376350}{5452000} = 0,07 < 1,0.$$

Несущая способность балки при изгибающем моменте.

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно сильной оси Y для поперечного сечения 1 класса определяется по Формуле (2.10) пособия:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4453 \cdot 23500}{1,0} = 104645000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1046450 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка условия Формулы (2.9) пособия для прочности балки при изгибе:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{948200}{1046450} = 0,906 < 1,0$$

Несущая способность балки при действии поперечной силы.

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определяется по Формуле (2.14) пособия:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9200 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} = 1248270 \text{ Н},$$

где  $A_v$  – площадь сдвига, определяемая для сварных двутавровых сечений с нагрузкой, параллельной стенке, по следующей формуле (см. 2.5.3.4):

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,0 \cdot 460,0 \cdot 20,0 = 9200 \text{ мм}^2.$$

Проверка условия Формулы (2.13) пособия для прочности при действии поперечной силы:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{412340}{1248270} = 0,33 < 1,0$$

Это условие соответствует условию 2.5.3.5 данного пособия для элементов, подверженных действию изгибающего момента и поперечной силы, при котором влиянием поперечной силы на несущую способность на изгиб можно пренебречь. При этом несущая способность на сдвиг принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку в соответствии с Формулой (2.18) пособия и согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460}{20} = 23,0 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 72,0.$$

Проверка сечения балки на двухосный изгиб с осевым усилием.

Согласно 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1, прочность поперечных сечений класса 1, подвергнутых комбинации усилий от внешних воздействий  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$ , проверяется по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{376350}{5452000} + \frac{948200}{1046450} + \frac{39000}{10260 \cdot 23500 / 1,0} = 0,977 < 1,0$$

Все условия прочности для балки с антисейсмическим звеном выполняются.

#### Д.13.6.4 Проверки несущей способности балки по устойчивости

##### Д.13.6.4.1 Несущая способность балки по устойчивости при сжатии

В соответствии с 2.5.4.1.2 пособия, при гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , потерей устойчивости можно пренебречь и проверять сечение только на прочность.

Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  для сечений класса 1 определяется по Формуле (2.37) пособия:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{240}{20,6} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,124 < 0,2; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{240}{6,3} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,406 > 0,2,$$

$$\text{где } L_{cr} = 240 \text{ см - расчетная длина балки, } \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 986240}{240^2} = 354970100 \text{ Н}; \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{376350}{354970100} = 0,001 < 0,04.$$

Следовательно, проверка балки на потерю устойчивости при сжатии не требуется.

Д.13.6.4.2 Проверка устойчивой длины участка между раскреплениями при потере устойчивости плоской формы изгиба балки с пластическими шарнирами

В данном примере предполагается, что верхняя полка балки соединена с железобетонной плитой перекрытия (по типу соединения, показанного на Рисунке 2.15 пособия), что является достаточным раскреплением для нее в случае сжатия. Но в данной балке на участке между звеном и колонной нижняя полка поперечного сечения балок может быть сжата по всей длине этого участка при одной из комбинаций, поэтому проверка устойчивости выполняется для длины этой сжатой зоны балки, равной  $L = 240$  см.

В соответствии с 2.5.4.5 пособия, устойчивость плоской формы изгиба обеспечена, если длина  $L$  участка между боковыми раскреплениями не превышает устойчивую длину  $L_m$ , определяемую по Формуле (2.50) пособия:

$$L_m = \frac{38 \cdot 6,3}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left( \frac{376350}{23200} \right) + \frac{1}{756 \cdot 1,879^2} \cdot \left( \frac{4453000}{23200 \cdot 5386000} \right) \cdot \left( \frac{235}{235} \right)^2}} = 409 \text{ см},$$

где значение  $C_1 = 1,879$  принято по Таблице Е.1 данного пособия для отношения  $\psi = 0$ .

Устойчивая длина участка  $L_k$  между раскреплениями от кручения определяется по Формуле (ВВ.6) Приложения ВВ СН РК EN 1993-1-1:

$$L_k = \frac{\left( 5,4 + \frac{600 \cdot f_y}{E} \right) \cdot \left( \frac{h}{t_f} \right) \cdot i_z \cdot \left( 5,4 + \frac{600 \cdot 235}{210000} \right) \cdot \left( \frac{510}{25} \right) \cdot 6,3}{\sqrt{5,4 \cdot \left( \frac{f_y}{E} \right) \cdot \left( \frac{h}{t_f} \right)^2 - 1}} = \frac{\left( 5,4 + \frac{600 \cdot 235}{210000} \right) \cdot \left( \frac{510}{25} \right) \cdot 6,3}{\sqrt{5,4 \cdot \left( \frac{235}{210000} \right) \cdot \left( \frac{510}{25} \right)^2 - 1}} = 634 \text{ см} > L_m$$

Так как длина сжатой зоны  $L = 240$  см нижней полки балки меньше значения устойчивой длины  $L_m$ , то проверка балки по устойчивости при изгибе не требуется. Но в данном примере эта проверка выполнена.

Д.13.6.4.2 Несущая способность балки по устойчивости при изгибе

Расчетная длина балки для проверки устойчивости при изгибе равна:  $L_{cr} = 240$  см.

Для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  при потере устойчивости при изгибе вычисляется упругий критический момент  $M_{cr}$ , определяемый по формулам Приложения Е данного пособия.

Отношение значений концевых изгибающих моментов на рассматриваемом участке:

$$\psi = 0/948200 = 0.$$

Значение  $C_1$  принимается по Таблице Е.1 пособия:  $C_1 = 1,879$ .

Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба  $M_{cr}$  определяется по Формуле (Е.2) пособия:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} = 1,879 \cdot \frac{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 9177,0}{240^2} \times$$

$$\times \left( \frac{53788100}{9177,0} + \frac{240^2 \cdot 8100000 \cdot 538,6}{3,142^2 \cdot 21000000 \cdot 9177,0} \right)^{0,5} = 166325700 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Условная гибкость для изгибной формы потери устойчивости определяется в соответствии с 2.5.4.2.2 пособия:  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4453 \cdot 23500}{1663257000}} = 0,251.$

Согласно Таблице 2.12 данного пособия для сварных двутавровых сечений при отношении  $h / b = 510 / 280 = 1,82 < 2$  используется кривая устойчивости «с», для которой по Таблице 2.11 принимается коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,49.$

Величина для определения понижающего коэффициента устойчивости:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,251 - 0,2) + 0,251^2 \right] = 0,544$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,544 + \sqrt{0,544^2 - 0,251^2}} = 0,974.$$

Расчетное значение несущей способности балки по устойчивости плоской формы изгиба определяется по Формуле (2.40) пособия:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,974 \cdot 44530 \cdot \frac{23500}{1,0} = 101924700 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1019247 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Проверка условия Формулы (2.39) пособия для устойчивости плоской формы изгиба:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = \frac{948200}{1019247} = 0,93 < 1,0$$

Условие устойчивости плоской формы изгиба для балки выполняется.

Проверка устойчивости балки при совместном действии изгиба и осевого сжатия выполнялась по Формулам (2.46) и (2.47) пособия, аналогично приведенной в Д.13.4.4.3 проверки для колонн. Условие устойчивости при совместном действии изгиба и сжатия для балки выполняется.

### Д.13.7 Результаты расчета элементов каркаса

Для рассматриваемого в данном примере здания были выполнены проверочные расчеты всех элементов каркаса (колонн, балок и диагональных связей). Результаты расчетов показали, что принятые предварительно сечения, указанные в Д.1, удовлетворяют всем требованиям несущей способности по прочности и устойчивости.

### Д.13.8 Расчет узла крепления эксцентрических связей первого этажа к балке с антисейсмическим звеном и крепление антисейсмического звена

Д.13.8.1 Сечение эксцентрической сжато-растянутой связи первого этажа (элемент 221) – замкнутый прямоугольный профиль  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм из стали S355H по EN 10210-1 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2.$

Расчет крепления эксцентрической связи, не являющейся диссипативным элементом, выполняется на усилие, равное несущей способности этой связи:

$$N_{Ed} = N_{соед} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11700 \cdot 355 / 1,0 = 4153500 \text{ Н},$$

где  $A = 11700 \text{ мм}^2$  – площадь поперечного сечения связи.

Крепление эксцентрических связей в данном примере предусмотрено на призонных (повышенной точности) болтах М36 класса прочности 10.9.

Принятое в примере соединение относится к срезным соединениям – категория А по Таблице 3.2 СН РК EN 1993-1-8.

Д.13.8.2 Согласно Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-8, для болтов класса прочности 10.9 номинальное значение предела текучести равно  $f_{yb} = 900 \text{ Н/мм}^2$ , а временное сопротивление на растяжение –  $f_{ub} = 1000 \text{ Н/мм}^2$ .

Частный коэффициент безопасности для сечения брутто связи и фасонки:  $\gamma_{M0} = 1,0$ .

Частный коэффициент безопасности для сечения нетто фасонки:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Частный коэффициент безопасности для болтов:  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Д.13.8.3 Расположение и размеры отверстий

Размеры отверстий принимаются согласно указаний в 6.6.1 СТ РК EN 1090-2. В соответствии с этим пунктом, для призонных (повышенной точности) болтов номинальный диаметр отверстия должен быть равен диаметру стержня болта. Согласно EN 14399-8, для призонных болтов номинальный диаметр стержня на 1 мм больше, чем номинальный диаметр резьбовой части. Поэтому для принятых в узле крепления болтов М36 диаметр отверстий равен  $d_0 = 37 \text{ мм}$ .

Схема узла крепления эксцентрических связей и схема антисейсмического звена в балке приведена на Рисунке Д.19.

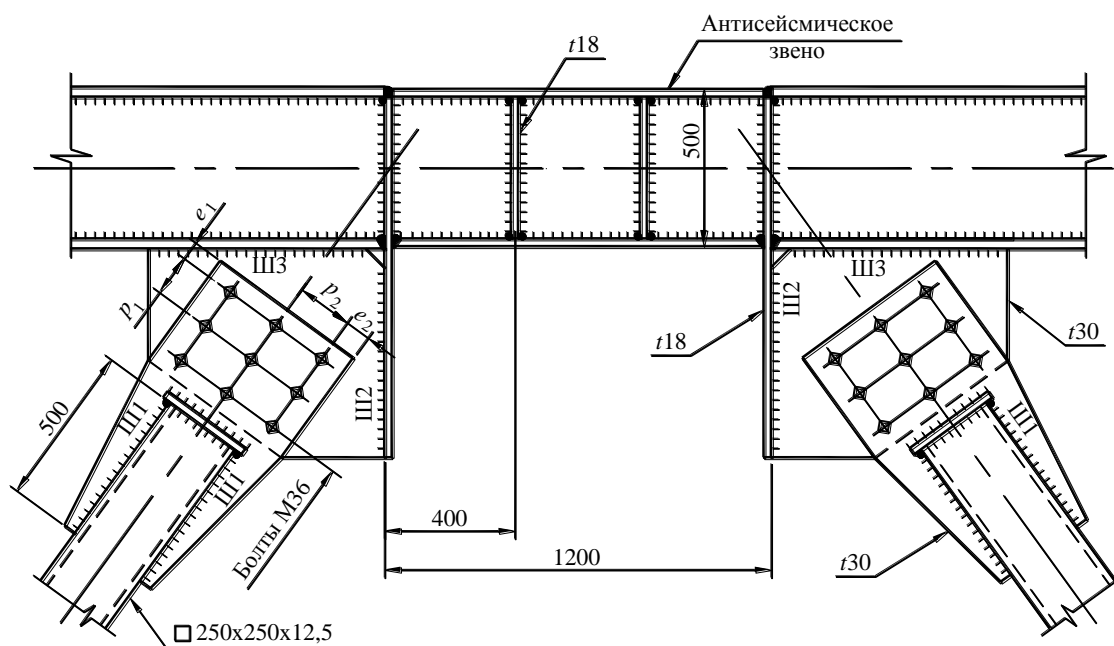


Рисунок Д.19 – Схема узла крепления эксцентрических связей и антисейсмическое звено

Минимальные и максимальные значения шага и расстояния до края элементов принимаются по Таблице 3.3 СН РК EN 1993-1-8. Согласно этой таблицы, для принятых болтов:

- минимальное расстояние до края вдоль усилия равно:  $e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 37 = 44,4 \text{ мм}$ ;
- минимальное расстояние до края поперек усилия равно:  $e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 37 = 44,4 \text{ мм}$ ;
- шаг болтов вдоль усилия равен:  $p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 37 = 81,4 \text{ мм}$ ;
- шаг болтов поперек усилия равен:  $p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 37 = 88,8 \text{ мм}$ .

Максимальное расстояние между осями болтов (шаги  $p_1$  и  $p_2$ ) ограничивается наименьшим из следующих значений:  $p_{\max} = 14 \cdot t = 14 \cdot 30 = 420 \text{ мм}$  и  $p_{\max} = 200 \text{ мм}$ . Здесь  $t$  – толщина наиболее



тонкого из соединяемых элементов.

Для рассматриваемого узла приняты следующие значения расстояний:

$$e_1 = 60 \text{ мм}; e_2 = 80 \text{ мм}; p_1 = 130 \text{ мм}; p_2 = 175 \text{ мм} < p_{\max} = 200 \text{ мм}.$$

Согласно Примечанию 2) к Таблице 3.3 СН РК EN 1993-1-8, несущая способность по местной устойчивости сжатых пластин на участках между крепежными деталями считается обеспеченной, если выполняются следующие условия:

$$p_1 / t = 130 / 30 = 4,34 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{235 / f_y} = 9 \cdot \sqrt{235 / 355} = 7,32;$$

$$e_2 / t = 80 / 30 = 2,67 < 9 \cdot \varepsilon = 7,32,$$

где  $9\varepsilon$  принят для свеса полок сжатых элементов 1 класса поперечных сечений, в соответствии с Таблицей 2.8 данного пособия.

Поскольку условия выполняются, то для болтов остаются приняты выше расстояния.

#### Д.13.8.4 Расчет болтового соединения

Принятое в данном примере соединение, согласно 3.4.1 СН РК EN 1993-1-8, относится к категории А – срезное соединение, в котором расчетное усилие в элементе связи, определенное в Д.13.8.1, не должно превышать, в соответствии с Таблицей 3.2 СН РК EN 1993-1-8, несущей способности болтов на срез и на смятие.

Расчетная несущая способность одного болта на срез определяется по выражениям, приведенным в Таблице 3.4 СН РК EN 1993-1-8. Для данного узла принято, что болты срезаются по одной плоскости и плоскость среза проходит через гладкую часть болта, поэтому  $\alpha_v = 0,6$ .

Площадь сечения брутто принятых болтов М36:  $A = 1075 \text{ мм}^2$ .

Несущая способность одного болта на срез:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 1000 \cdot 1075}{1,25} = 516000 \text{ Н}.$$

Расчетная несущая способность соединения на смятие для одного болта определяется по формулам, приведенным в Таблице 3.4 СН РК EN 1993-1-8.

Врезная фасонка элемента связи и фасонка балки приняты толщиной  $t = 30 \text{ мм}$  из стали S355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  и временным сопротивлением  $f_u = 490 \text{ Н/мм}^2$ .

Несущая способность соединения на смятие для одного болта М36 равна:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,541 \cdot 490 \cdot 37 \cdot 30}{1,25} = 588500 \text{ Н},$$

где  $d = 37 \text{ мм}$  – номинальный диаметр стержня болта;

$t = 30 \text{ мм}$  – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;

$\alpha_b$  – коэффициент, значение которого принимается наименьшим из вычисленных ниже

$\alpha_d, f_{ub} / f_u$  и 1,0:

– коэффициент  $\alpha_d$  вдоль усилия для крайних болтов определяется по формуле:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{60}{3 \cdot 37} = 0,541;$$

– коэффициент  $\alpha_d$  вдоль усилия для средних болтов определяется по формуле:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{130}{3 \cdot 37} - \frac{1}{4} = 0,921;$$

–  $f_{ub} / f_u = 1000 / 490 = 2,041$ .

Коэффициент  $\alpha_b$  принят:  $\alpha_b = 0,541$ .

$k_1$  – коэффициент для крайних болтов поперек усилия, значение которого принимается наименьшим из значения 2,5 и значений  $k_1$ , равных:

$$k_1 = 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{80}{37} - 1,7 = 4,354; \quad k_1 = 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{175}{37} - 1,7 = 4,922$$

Коэффициент  $k_1$  принят:  $k_1 = 2,5$ .

Поскольку  $F_{v,Rd} = 516000 \text{ Н} < F_{b,Rd} = 588500 \text{ Н}$ , то требуемое количество « $n$ » болтов в соединении определяем по несущей способности болта на срез:

$$n = N_{\text{соед}} / F_{v,Rd} = 4153500 / 516000 = 8,1 \text{ шт.}$$

Крепление эксцентрических элементов связи принимается на девяти болтах, расположенных в три ряда.

#### Д.13.8.5 Несущая способность фасонки по прочности

Согласно 2.5.3.1 настоящего пособия, для сечения врезной фасонки элемента связи с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd}$  принимается наименьшим из:

– расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто фасонки в пластической стадии, определяемого по Формуле (2.4) пособия:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 15300 \cdot 355 / 1,0 = 5431500 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 4153500 \text{ Н},$$

где  $A = 510 \cdot 30 = 15300 \text{ мм}^2$  – площадь сечения фасонки.

– расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто фасонки в пластической стадии, определяемого по Формуле (2.5) пособия:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 11970 \cdot 490}{1,25} = 4223020 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 4153500 \text{ Н},$$

где площадь сечения нетто фасонки равна:  $A_{\text{net}} = 510 \cdot 30 - 3 \cdot 37 \cdot 30 = 11970 \text{ мм}^2$ .

Условия прочности растянутой фасонки, определяемое Формулой (2.3) данного пособия, и прочности сжатой фасонки, определяемое Формулой (2.7) пособия, выполняются:

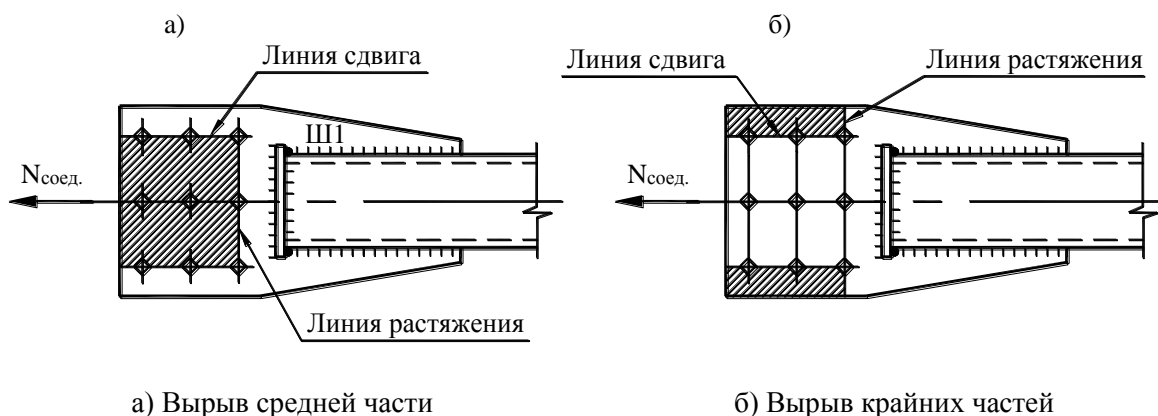
$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = N_{Ed} / N_{t,Rd} = N_{\text{соед}} / N_{u,Rd} = 4153500 / 4223020 = 0,984 < 1,0.$$

Сечение фасонки балки больше, а толщина одинаковая, поэтому она не проверяется.

#### Д.13.8.6 Расчет фасонки связи на вырыв материала (выкол)

Согласно 3.10.2 СН РК EN 1993-1-8, вырыв материала крайней зоны происходит вследствие сдвига ряда или группы болтов вдоль поверхности сдвига группы отверстий, сопровождаемого ее разрывом от действия растягивающих усилий по линии отверстий.

Схемы вырыва материала врезной фасонки элемента связи показаны на Рисунке Д.20.



**Рисунок Д.20 – Схемы вырыва материала врезной фасонки элемента связи**

Расчетная несущая способность врезной фасонки элемента связи при вырыве материала средней части фасонки, при передаче сдвигающего усилия на симметричную группу болтов без

эксцентриситета определяется по Формуле (3.9) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}} = 490 \cdot (2 \cdot 175 - 2 \cdot 37) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (2 \cdot 130 + 60 - 2 \cdot 37 - 0,5 \cdot 37) \cdot 30 \cdot 2 / 1,0 = 6043540 \text{ Н},$$

где  $A_{\text{nt}}$  – площадь сечения нетто растянутой зоны;

$A_{\text{nv}}$  – площадь сечения нетто сдвигаемой зоны.

Расчетная несущая способность врезной фасонки элемента связи при вырыве материала крайних частей фасонки, определенная по Формуле (3.9) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}} = 2 \cdot [490 \cdot (80 - 0,5 \cdot 37) \cdot 30 / 1,25 + (1/\sqrt{3}) \cdot 355 \cdot (2 \cdot 130 + 60 - 2 \cdot 37 - 0,5 \cdot 37) \cdot 30 / 1,0] = 4244260 \text{ Н}.$$

Минимальная несущая способность врезной фасонки элемента связи на вырыв больше расчетного усилия для соединения, определенного в Д.13.8.1:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = 4244260 \text{ Н} > N_{\text{соед}} = 4153500 \text{ Н}.$$

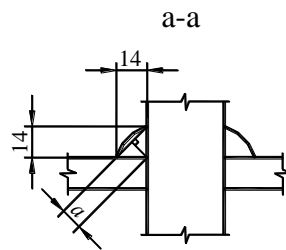
Условие прочности фасонки элемента связи при вырыве выполняется.

Д.13.8.7 Расчет сварных швов крепления врезной фасонки к элементу связи

Сварные швы Ш1, прикрепляющие фасонку толщиной  $t = 30$  мм к замкнутому прямоугольному профилю элемента связи сечением  $\square 250 \times 250 \times 12,5$  мм, относятся к угловым сварным швам.

В примере приняты сварные швы с катетами, равными 14 мм. При этом, эффективная толщина «а» сварного углового шва, согласно 4.5.2 СН РК EN 1993-1-8, равна –  $a = 10$  мм (см. Рисунок Д.21). Эффективная длина сварного шва  $\ell_{\text{ш}}$  принята, в соответствии с 4.5.1 СН РК EN 1993-1-8, равной полной длине шва (см. Рисунок Д.19) за вычетом его двойной эффективной высоты «а»:

$$\ell_{\text{ш}} = 500 - 2 \cdot 10 = 480 \text{ мм}.$$



**Рисунок Д.21 – Схема сварных швов крепления врезной фасонки к эксцентрической связи**

В соответствии с 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8, расчетная несущая способность принятого углового сварного шва считается достаточной, поскольку выполняется условие Формулы (4.2) указанного подпункта:

$$F_{\text{w,Ed}} = 2163 \text{ Н/мм} < F_{\text{w,Rd}} = 2515 \text{ Н/мм},$$

где  $F_{\text{w,Ed}}$  – расчетное значение внешних усилий, действующих на единицу длины сварного шва, определяемое для принятых четырех швов (см. Рисунок Д.21):

$$F_{\text{w,Ed}} = \frac{N_{\text{соед}}}{4 \cdot \ell_{\text{ш}}} = \frac{4153500}{4 \cdot 480} = 2163 \text{ Н/мм};$$

$F_{\text{w,Rd}}$  – расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва, определяемое по Формуле (4.3) СН РК EN 1993-1-8:

$$F_{\text{w,Rd}} = f_{\text{vw,d}} \cdot a = 251,5 \cdot 10 = 2515 \text{ Н/мм},$$

где  $f_{\text{vw,d}}$  – расчетная прочность сварного шва на сдвиг, определяемая по Формуле (4.4) СН РК EN 1993-1-8:  $f_{\text{vw,d}} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{\text{M2}}} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 251,5 \text{ Н/мм}^2$ ,

здесь  $f_u$  – номинальное значение временного сопротивления на растяжение менее прочного из соединяемых элементов;

$\beta_w = 0,9$  – поправочный коэффициент для стали S355, принимаемый по Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-8.

Принятые угловые сварные швы с катетами, равными 14 мм, удовлетворяют требованиям 4.5 СН РК EN 1993-1-8.

#### Д.13.8.8 Расчет сварных швов крепления фасонки балки

Сварные швы Ш2 и Ш3 (см. Рисунок Д.19), прикрепляющие фасонку толщиной  $t = 30$  мм из стали S355 для крепления связей к балке с антисейсмическим звеном и к ребру этого звена, относятся к угловым сварным швам.

Усилия, приходящиеся на эти швы от усилия в соединении связи  $N_{\text{соед}}$ , определенного в Д.13.8.1, распределяются следующим образом:

- на вертикальный шов Ш2 –  $N_{\text{Ш2}} = 4153500 \cdot 3,3 / 4,08 = 3359450$  Н;
- на горизонтальный шов Ш3 –  $N_{\text{Ш3}} = 4153500 \cdot 2,4 / 4,08 = 2443240$  Н.

В примере приняты сварные вертикальные швы Ш2 с катетами, равными 16 мм и эффективной толщиной  $a = 12$  мм, и горизонтальные швы Ш3 – с катетами 14 мм и толщиной  $a = 10$  мм.

Расчетная прочность сварного шва Ш2 на сдвиг для принятой стали для фасонки и вертикального ребра марки S355:  $f_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 251,5$  Н/мм<sup>2</sup>.

Расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва  $F_{w,Rd}$  равно:

$$F_{w,Rd} = f_{v,w,d} \cdot a = 251,5 \cdot 12 = 3018 \text{ Н/мм}.$$

Требуемая длина вертикального сварного шва Ш2 равна:

$$\ell_{\text{ш}} = N_{\text{Ш2}} / n \cdot F_{w,Rd} = 3359450 / 2 \cdot 3018 = 557 \text{ мм}, \text{ принято } \ell_{\text{ш}} = 560 \text{ мм}.$$

Расчетная прочность сварного шва Ш3 на сдвиг для временного сопротивления на растяжение менее прочного из соединяемых элементов из стали марки S235, принятой для балки:

$$f_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,9 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва  $F_{w,Rd}$  равно:

$$F_{w,Rd} = f_{v,w,d} \cdot a = 207,9 \cdot 10 = 2079 \text{ Н/мм}.$$

Требуемая длина горизонтального сварного шва Ш3 равна:

$$\ell_{\text{ш}} = N_{\text{Ш3}} / n \cdot F_{w,Rd} = 2443240 / 2 \cdot 2079 = 588 \text{ мм}, \text{ принято } \ell_{\text{ш}} = 600 \text{ мм}.$$

#### Д.13.8.9 Конструктивное решение антисейсмического звена балки над первым этажом

Сечение звена определено в Д.13.2 данного примера:

стенка –  $h_w \times t_w = 460 \times 18$  мм, полки –  $b \times t_f = 280 \times 20$  мм, размер  $d = 500$  мм.

В соответствии с 6.2.11 настоящего пособия, в стенке звена по его обеим сторонам должны быть предусмотрены ребра жесткости на полную высоту стенки:

- толщина ребра  $t_p > 0,75 \cdot t_w = 0,75 \cdot 18 = 13,5$  мм  $> 10,0$  мм. Принята толщина  $t_p = t_w = 18$  мм.
- ширина ребра  $b_p > b - 2 \cdot t_w = 280 - 2 \cdot 18 = 244,0$  мм. Принята ширина  $b_p = 260$  мм.

В соответствии с 6.2.12 в) пособия, в стенке рассматриваемого звена, которое относится к промежуточным звеньям, согласно Д.13.2.3, должны быть предусмотрены промежуточные ребра жесткости, отвечающие следующим требованиям:

- принимаемые для длинных звеньев – по одному ребру на расстоянии  $\ell = 1,5 b = 1,5 \cdot 280 = 420$  мм от каждого конца звена;
- принимаемые для коротких звеньев – ребра с шагом, не превышающим, при угле поворота

$\theta_p \leq 0,02$  радиан (для рассматриваемого звена  $\theta_p = 0,003$  радиан), следующего значения:

$$\ell = 52 \cdot t_w - d / 5 = 52 \cdot 18 - 500 / 5 = 836 \text{ мм.}$$

В соответствии с 6.2.12 д) пособия, для звена балки над первым этажом с высотой поперечного сечения  $d = 500 \text{ мм} < 600 \text{ мм}$  приняты односторонние промежуточные ребра жесткости с шагом  $a = 400 \text{ мм}$ , толщиной  $t_p = 18 \text{ мм}$ , и шириной  $b_p = 130 \text{ мм}$  из стали S235 с  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$  и  $f_u = 360 \text{ Н/мм}^2$ .

В соответствии с 6.2.13 данного пособия, угловые сварные швы, соединяющие ребро жесткости со стенкой звена, рассчитываются на силу:

$$N = \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st} = 1,25 \cdot 235 \cdot 18 \cdot 130 = 687380 \text{ Н.}$$

Расчетное значение внешних усилий  $N$ , действующих на единицу длины сварного шва  $F_{w,Ed}$ , определяемое для швов крепления ребра жесткости к стенке звена:

$$F_{w,Ed} = \frac{N}{\ell_{ш}} = \frac{687380}{(460 - 2 \cdot 8)} = 1548 \text{ Н/мм},$$

где эффективная длина сварного шва  $\ell_{ш}$  принята в соответствии с 4.5.1 СН РК EN 1993-1-8 уменьшенной на размер, равный двум эффективным толщинам шва, принятым  $a = 8 \text{ мм}$  для катета шва 12 мм.

Расчетная прочность сварного шва на сдвиг  $f_{vw,d}$ , определяется по Формуле (4.4) СН РК EN 1993-1-8 для стали S235:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,8 \text{ Н/мм}^2,$$

где  $\beta_w = 0,8$  – поправочный коэффициент для стали S235, принимаемый по Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-8.

Расчетная несущая способность сварного шва на единицу длины  $F_{w,Rd}$  определяется по Формуле (4.3) СН РК EN 1993-1-8:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 207,8 \cdot 8 = 1663 \text{ Н/мм}.$$

В соответствии с 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8, расчетная несущая способность принятого углового сварного шва достаточна, поскольку выполняется условие Формулы (4.2) указанного подпункта:  $F_{w,Ed} = 1548 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1663 \text{ Н/мм}$ .

В соответствии с 6.2.13 пособия, угловые сварные швы, прикрепляющие ребро жесткости к полкам звена, рассчитываются на силу:

$$N = \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st} / 4 = 1,25 \cdot 235 \cdot 18 \cdot 130 / 4 = 171850 \text{ Н.}$$

Расчетное значение внешних усилий на единицу длины сварного шва  $F_{w,Ed}$  равно:

$$F_{w,Ed} = \frac{N}{\ell_{ш}} = \frac{171850}{(130 - 2 \cdot 8)} = 1508 \text{ Н/мм},$$

где эффективная толщина шва принята равной  $a = 8 \text{ мм}$  для катета шва 12 мм.

Расчетная прочность сварного шва на сдвиг  $f_{vw,d}$  для стали S235:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетная несущая способность сварного шва на единицу длины  $F_{w,Rd}$  равна:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 207,8 \cdot 8 = 1663 \text{ Н/мм}.$$

Расчетная несущая способность принятого углового сварного шва достаточна, в соответствии с условием Формулы (4.2) в 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8:

$$F_{w,Ed} = 1508 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1663 \text{ Н/мм}.$$

По результатам расчета для крепления ребра жесткости к стенке и полкам звена приняты уг-

ловые сварные швы с катетами, равными 12 мм.

Д.13.8.10 В соответствии с 2.5.3.4 пособия, несущая способность на сдвиг должна приниматься с учетом потери местной устойчивости стенки.

В соответствии с 5.1(2) СН РК EN 1993-1-5, проверка стенки с элементами жесткости на потерю устойчивости от сдвига не требуется, если выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau},$$

где  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$ ;

$\eta = 1,2$  согласно Национальному Приложению к СН РК EN 1993-1-5;

$k_\tau$  – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости при сдвиге, определяется по выражению (A.5) СН РК EN 1993-1-5. Для отношения  $a / h_w = 400 / 460 = 0,87 < 1,0$  коэффициент  $k_\tau$  равен:  $k_\tau = 4,0 + 5,34 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau S_\ell} = 4,0 + 5,34 \cdot (460 / 400)^2 + 0 = 11,06$ ,

где  $a$  – расстояние между поперечными ребрами жесткости;

$k_{\tau S_\ell}$  – коэффициент для продольных элементов жесткости,  $k_{\tau S_\ell} = 0$ .

Для принятого сечения антисейсмического звена условие выполняется:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460}{18} = 25,6 < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{1,2} \cdot 1,0 \cdot \sqrt{11,06} = 85,9.$$

Несущая способность принятого сечения стенки антисейсмического звена обеспечена

Д.13.8.11 Несущая способность на сдвиг для стенки балки над первым этажом за пределами антисейсмического звена принимается без учета потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, поскольку согласно 5.1 СН РК EN 1993-1-5 выполняется следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460,0}{20,0} = 23,0 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60,0,$$

где  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$ ;  $\eta = 1,2$ .

Следовательно, проверка стенки на потерю устойчивости при сдвиге, в соответствии с условием 6.2.15 данного пособия, не требуется.

Боковое закрепление звеньев обеспечивается соединением с плитой перекрытия, в соответствии с 2.5.4.4.2 данного пособия.

Дополнительно к вышеприведенному расчету антисейсмического звена, следует выполнить проверку вертикальных ребер по концам стенки звена на прочность в направлении толщины проката, в соответствии с СН РК EN 1993-1-10.

### Д.13.9 Расчет узла крепления балки-ригеля к колонне

Д.13.9.1 В данном примере прикрепление балки-ригеля предусмотрено непосредственно к колонне на сварке. При действии сейсмических сил, в опорной части балок-ригелей, в которой расположены сварные швы соединения балок с колоннами, возникают максимальные изгибающие моменты, которые могут вызвать разрушения. В примере, для устранения опасности хрупких разрушений в местах сварных соединений балок с колоннами, опорные сечения балок в месте соединения с колонной приняты более развитыми по сравнению с основным сечением. Развитие опорного сечения выполнено за счет увеличения ширины полок путем приварки дополнительных элементов из листовой стали (см. Рисунок Д.22).

В рассматриваемом рамном каркасе формирование пластических шарниров в балке-ригеле предусмотрено в месте перехода от основного сечения к его развитому опорному, которое распо-

ложено на расстоянии  $\ell = 200$  мм от полки колонны (см. Рисунок Д.22).

Расчетное значение несущей способности на изгиб сечения балки-ригеля, определенное в Д.13.5.3.2, равно:  $M_{pl,Rd} = 25109000 \text{ Н} \cdot \text{см}$ .

Расчетная поперечная сила  $V_{Ed}$  в месте пластического шарнира и в узле соединения балки с колонной определяется согласно 4.4.1 пособия:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,M} = 64760 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 97510 = 198820 \text{ Н},$$

где  $V_{Ed,M}$  – значение поперечной силы в месте пластического шарнира, вследствие приложения пластических моментов с противоположными знаками в концевых сечениях балки, равно:

$$V_{Ed,M} = 2 \cdot M_{pl,Rd} / L_1 = 2 \cdot 25109000 / 515 = 97510 \text{ Н},$$

где  $L_1$  – расстояние между шарнирами пластичности, образовавшимися на концах балки:

$$L_1 = 6000 - 450 - 2 \cdot 200 = 5150 \text{ мм} = 515 \text{ см};$$

$\gamma_{ov} = 1,25$  – коэффициент резерва прочности материала, в соответствии с 2.2.2.2 пособия.

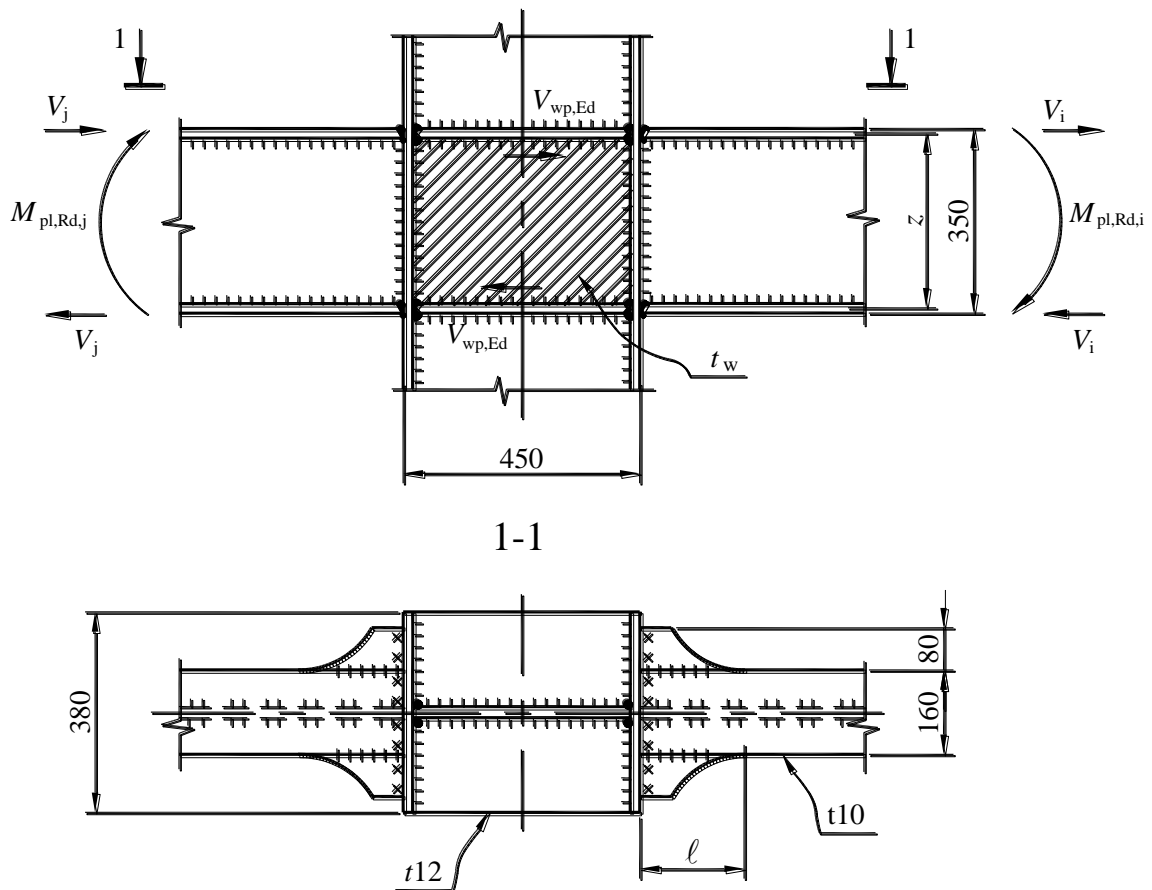


Рисунок Д.22 – Узел крепления балки-ригеля к колонне

Значение поперечной силы, вследствие сейсмических воздействий, принято из общего расчета:  $V_{Ed,G} = 64760$  Н.

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии определено в Д.13.5.3.3 расчета балки:  $V_{pl,Rd} = 405830 \text{ Н}$ .

Проверка условия Формулы (4.4) данного пособия для прочности при сдвиге:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{198820}{405830} = 0,49 < 0,5$$

Условие прочности при сдвиге выполняется.

Так как диссипативные зоны в примере предусмотрены в балках-ригелях, то, в соответствии с 4.4.1 данного пособия, соединения балок с колоннами следует проектировать с требуемой степенью резерва прочности, и тогда максимальный возможный пластический момент в балке в месте соединения, у грани полки колонны, будет равен:

$$M_{pl,Rd,i} = M_{pl,Rd,j} = M_{Ed,соед} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} + V_{Ed} \cdot \ell = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 251090000 + 198820 \cdot 200 = 385013000 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Несущая способность сечения балки на изгиб в месте соединения с колонной, с учетом уширения полок дополнительными элементами из листовой стали, равна:

$$M_{pl,Rd,соед} = W_{pl,соед} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1183300355 / 1,0 = 420072000 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{Ed,соед} = 385013000 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Условие прочности балки у грани полки колонны выполняется.

В данном примере принято, что соединение балки с колонной выполняется с помощью сварных стыковых швов с полным проваром, с соответствующей подготовкой кромок и с выполнением физического контроля качества швов, поэтому, в соответствии с 3.5.2 пособия, соединение можно считать удовлетворяющим критерию по резерву прочности.

Д.13.9.2 В рассматриваемом каркасе предполагается, что пластические деформации, помимо учитываемых в балках, согласно Д.13.9.1, формируются также в панельных зонах стенок колонн в местах присоединения балок-ригелей (см. Рисунок Д.22).

**ПРИМЕЧАНИЕ** В соответствии с информацией, приведенной в зарубежной литературе [16], пластические деформации в панельных зонах стенок колонн и их проверка в соответствии с Формулой (4.8) данного пособия допускаются только одновременно с пластическими деформациями в балках-ригелях.

Суммарная расчетная поперечная сила  $V_{wp,Ed}$  в обрамленной панели стенки колонны при двустороннем прикреплении балок одинаковой высоты определяется по выражению, принятому по аналогии с Формулой (5.3) СН РК EN 1993-1-8, с учетом моментов, равных пластическому сопротивлению балки в месте соединения, определенному в Д.13.9.1:

$$V_{wp,Ed} = (M_{pl,Rd,i} + M_{pl,Rd,j}) / z = 2 \cdot 385014800 / 340 = 2264800 \text{ Н},$$

где  $z$  – плечо внутренней пары сил, определяемое в соответствии с Разделом 6 СН РК EN 1993-1-8, равное для данного примера –  $z = 330 + 10 = 340$  мм.

Принимая толщину стенки в панельной зоне колонны равной  $t_w = 25$  мм из стали S235 по СТ РК EN 10025-2 с пределом текучести  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>, определяется расчетная несущая способность (сопротивление) стенки на сдвиг в пластической стадии  $V_{wp,Rd}$ , учитывая, что стенка усилена поперечными ребрами жесткости толщиной  $t = 12$  мм (см. Рисунок Д.22).

Несущая способность стенки на сдвиг в пластической стадии  $V_{wp,Rd}$  определяется в соответствии с 6.2.6.1(1) СН РК EN 1993-1-8, при этом приведенные в этом подпункте методы расчета применимы при гибкости стенки:

$$d / t_w = 394,0 / 25,0 = 15,8 < 69 \cdot \varepsilon = 69 \cdot \sqrt{235 / f_y} = 69 \cdot \sqrt{235 / 235} = 69,0$$

Условие выполняется, несущая способность определяется по 6.2.6.1(1).

Несущая способность на сдвиг стенки  $V_{wp,Rd}$ , не усиленной ребрами жесткости, определяется по Формуле (6.7) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 235 \cdot 11820}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1984640 \text{ Н},$$



где принято  $f_{y,wc} = f_{y,max} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$  – максимально допустимое значение предела текучести стали панельной зоны стенки;

$A_{vc} = \eta \cdot \Sigma(h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot 394 \cdot 25 = 11820 \text{ мм}^2$  – площадь сдвига стенки, определяемая по 2.5.3.4 данного пособия;

$\eta = 1,2$  согласно Национальному Приложению к СН РК EN 1993-1-5.

В соответствии с 6.2.6.1(4) СН РК EN 1993-1-8, при наличии поперечных ребер жесткости, принятых в примере толщиной  $t_{st} = 12 \text{ мм}$  из стали S355 по СТ РК EN 10025-2 с пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}$ , расчетную несущую способность на сдвиг можно повысить на величину  $V_{wp,add,Rd}$ , определяемую по Формуле (6.8) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,fc,Rd}}{d_s} = \frac{4 \cdot (380 \cdot 28^2 / 4) \cdot 355}{340} = 311060 \text{ Н},$$

где  $M_{pl,fc,Rd} = W_{pl,fc} \cdot f_{y,fc} / \gamma_{M0}$  – расчетная несущая способность полки колонны на изгиб в пластической стадии;

$d_s$  – расстояние между осями ребер жесткости, равное в данном примере размеру  $z$ .

Но, в соответствии с Формулой (6.8) в 6.2.6.1(4) СН РК EN 1993-1-8:

$$V_{wp,add,Rd} = 311060 \text{ Н} \leq \frac{2 \cdot M_{pl,fc,Rd} + 2 \cdot M_{pl,st,Rd}}{d_s} = \frac{2 \cdot 380 \cdot 28^2 / 4 \cdot 355 + 2 \cdot 394^2 \cdot 12 / 4 \cdot 355}{340} = 1128040 \text{ Н} - \text{условие выполняется.}$$

Суммарная расчетная несущая способность стенки на сдвиг в пластической стадии  $V_{wp,Rd}$ , с учетом поперечных ребер жесткости равна:  $V_{wp,Rd} = 1984640 + 311060 = 2295700 \text{ Н}$ .

Проверка стенки панельной зоны колонны на сдвиг, в соответствии с Формулой (4.8) в 4.3.6 данного пособия:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{2264800}{2295700} = 0,987 < 1,0$$

В соответствии с 5.1(2) СН РК EN 1993-1-5, проверка стенки с элементами жесткости на потерю устойчивости от сдвига не требуется, если выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau},$$

где  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1$ ;  $\eta = 1,2$  согласно Национальному Приложению;

$k_\tau$  – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости при сдвиге, определяется по выражению (А.5) СН РК EN 1993-1-5. Для отношения  $a / h_w = 340 / 394 = 0,863 < 1,0$  коэффициент  $k_\tau$  равен:  $k_\tau = 4,0 + 5,34 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau s\ell} = 4,0 + 5,34 \cdot (394 / 340)^2 + 0 = 11,17$ ,

где  $a$  – расстояние между поперечными ребрами жесткости;

$k_{\tau s\ell}$  – коэффициент для продольных элементов жесткости,  $k_{\tau s\ell} = 0$ .

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{394}{25} = 15,8 < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{1,2} \cdot 1,0 \cdot \sqrt{11,17} = 86,3 - \text{условие выполняется.}$$

Несущая способность принятого сечения стенки панельной зоны колонны из листа  $t = 25 \text{ мм}$  обеспечена.

#### Д.14 Проверка требования по ограничению повреждений

Требование по ограничению повреждений считается выполненным, если междуэтажные перекрысы здания, в котором неконструктивные элементы закреплены таким образом, чтобы не оказывать влияние на деформации конструкции, соответствуют Формуле (В.27) данного пособия:

$$d_{rs} \cdot \nu \leq 0,01 \cdot h$$

Перекося этажа  $d_{rs}$ , вызванный расчетным сейсмическим воздействием, равен  $d_{rs} = d_r$  и определяется с использованием средних горизонтальных перемещений этажей  $d_s$ , вычисляемых по Формуле (В.24) данного пособия.

Значение коэффициента редукции  $\nu$ , учитывающего более низкий период повторяемости сейсмических воздействий, для здания класса ответственности II в данном примере принято равным 0,5, в соответствии с 7.3.2.3 НТП РК 08-01.2-2012.

Вычисленные при расчете по программе SCAD значения перемещений каркаса в уровнях междуэтажных перекрытий ( $d_s$ ) и значения перекосов этажей каркаса ( $d_{rs}$ ) для комбинаций сейсмических воздействий при двух ортогональных направлениях приведены в Таблице Д.6.

**Таблица Д.6 – Перемещения в уровнях междуэтажных перекрытий каркаса ( $d_s$ ) и перекосы этажей ( $d_{rs}$ )**

№ перекры- тия по высоте	Значения перемещений $d_s$ (мм) для комбинаций сейсмических при расчетном воздействии		№ этажа по высоте	Значения перекосов $d_{rs}$ (мм) для комбинаций сейсмических при расчетном воздействии	
	в поперечном направлении (по оси Y)	в продольном направлении (по оси X)		в поперечном направлении (по оси Y)	в продольном направлении (по оси X)
5	187	199	5	24	26
4	163	173	4	39	41
3	124	132	3	48	52
2	76	80	2	48	50
1	28	30	1	28	30

Высота этажа в данном примере  $h = 3300$  мм, значит максимально допустимое значение перекося этажа равно:  $0,01 \cdot 3300 = 33$  мм. Из данных Таблицы Д.6 видно, что максимальное значение перекося для третьего этажа, равно  $d_{rs, \max} = d_{rs} \cdot \nu = 52 \cdot 0,5 = 26$  мм, меньше допустимого.

Анализ данных, приведенных в Таблице Д.6, показывает, что перекосы этажей рассматриваемого здания удовлетворяют условию Формулы (В.27) и, следовательно, требование норм СН РК EN 1998-1 по ограничению повреждений выполняется.

## Приложение Е (информационное)

### Дополнительная информация о параметрах, обозначенных в Еврокоде, но не получивших подробного разъяснения

#### Е.1. Упругий критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба $M_{cr}$

Согласно 2.5.4.2.2 настоящего пособия, соответствующего 6.3.2.2 СН РК EN 1993-1-1, для определения условной гибкости для изгибной формы потери устойчивости  $\bar{\lambda}_{LT}$ , вначале требуется вычислить упругий критический момент  $M_{cr}$ . В Еврокоде не приведены формулы и правила по его вычислению, кроме упоминания о том, что определение  $M_{cr}$  должно основываться на геометрических характеристиках поперечного сечения брутто и учете условий нагружения, действительного распределения момента и раскрепления из плоскости. Вместе с тем, указания по этому вопросу, имеются в справочной литературе [11], со ссылкой на NCCI SN002 (SCI, 2005a) и NCCI SN003 (SCI 2005b), ключевые аспекты которых приведены ниже.

Упругий критический момент для изгибно-крутильной формы потери устойчивости балки постоянного симметричного поперечного сечения с одинаковыми полками и со стандартными условиями раскрепления на каждом конце, с нагрузкой, действующей в плоскости нейтральной оси балки под действием постоянного момента, вычисляется по формуле:

$$M_{cr,0} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5}, \quad (E.1)$$

где  $I_T$  – момент инерции кручения,  $I_\omega$  – момент инерции секториальный (искажения),  $I_z$  – момент инерции сечения относительно слабой оси,  $L$  – длина участка балки между точками бокового раскрепления.

Стандартные условия раскрепления на каждом конце балки следующие: закрепление от поперечного смещения, закрепление от вращения вокруг продольной оси и свободный поворот в плане.

Числовые решения также были получены для ряда других условий нагружения. Для постоянных сечений с двумя осями симметрии с нагрузкой, действующей в плоскости нейтральной оси сечения и со стандартными условиями раскрепления, описанными выше,  $M_{cr}$  можно определить по формуле:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5}, \quad (E.2)$$

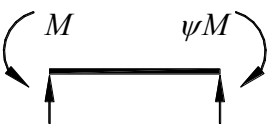









где значение  $C_1$  можно определить по Таблице Е.1 для концевой моментной нагрузки и по Таблице Е.2 для поперечной нагрузки. Коэффициент  $C_1$  используется для модификации  $M_{cr,0}$  (т.е.  $M_{cr} = C_1 \cdot M_{cr,0}$ ) с учетом формы эпюры изгибающего момента. Поскольку значения коэффициента  $C_1$  определяются численно и, следовательно, являются приближенными и поэтому его значение в разных источниках могут отличаться друг от друга.

Приближенные значения  $C_1$  из Таблицы Е.1 для нагружения концевыми моментами можно получить по формуле:

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2, \text{ но } C_1 \leq 2,70, \quad (\text{Е.3})$$

где  $\psi$  – отношение концевых моментов (определено в Таблице Е.1).

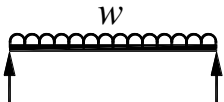

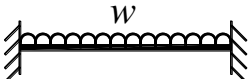

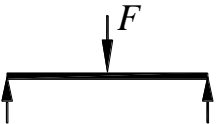

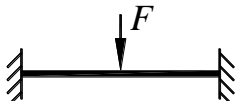

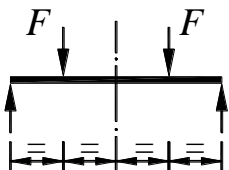

**Таблица Е.1 – Значения  $C_1$  для нагружения концевыми моментами**

Нагрузка и условия опирания	Эпюра изгибающего момента	Значение $C_1$
	 $\psi = +1$	1,000
	 $\psi = +0,75$	1,141
	 $\psi = +0,5$	1,323
	 $\psi = +0,25$	1,563
	 $\psi = 0$	1,879
	 $\psi = -0,25$	2,281
	 $\psi = -0,5$	2,704
	 $\psi = -0,75$	2,927
	 $\psi = -1$	2,752

На Рисунке Е.1 сравниваются значения  $C_1$  из Таблицы Е.1 и полученные по Формуле (Е.3). Рисунок Е.1 иллюстрирует, как и ожидалось, что в результате наиболее неблагоприятного нагружения (при постоянном изгибающем моменте, когда  $\psi = 1,0$ ) получается наименьшее значение  $M_{cr}$ . По мере возрастания величины отношения концевых моментов возрастает значение  $M_{cr}$ . Это возрастание  $M_{cr}$  принципиально связано с возникающими при изгибе изменениями формы, которая изменяется от симметричной синусоидальной полуволны при равномерном изгибающем моменте ( $\psi = 1$ ) до антисимметричной двойной полуволны при  $\psi = -1$ . При больших значениях  $C_1$  имеет место некоторое отличие результатов, полученных по приближенной Формуле (Е.3), от более точных данных Таблицы Е.1.

Таким образом, Формулу (Е.3) не следует применять, если значение  $C_1$  превышает 2,70.

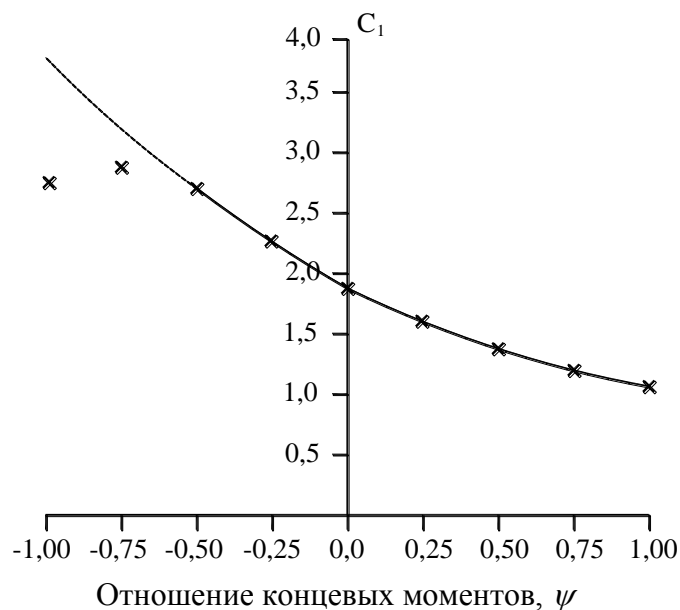
**Таблица Е.2 – Значения  $C_1$  при поперечной нагрузке**

Виды нагрузки и опор	Эпюра изгибающего момента	Значение $C_1$
		1,132
		1,285
		1,365
		1,565
		1,046

Обобщение Формулы (Е.2) на случай, когда учитывается жесткость закрепления концов от поворота в плане представлено Формулой (Е.4):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left( \frac{I_{\omega}}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right), \quad (\text{Е.4})$$

где  $k$  – коэффициент расчетной длины, значения которого можно найти в Е.2 пособия и в NCCI SN009 (SCI, 2005с).



× «Более точное» решение (Таблица Е.1);

— Приближенное решение (Формула Е.3)

**Рисунок Е.1 – Табличные и приближенные значения  $C_1$  для различных  $\psi$**

## **Е.2. Определение расчетных длин $L_{cr}$ по указаниям зарубежных источников**

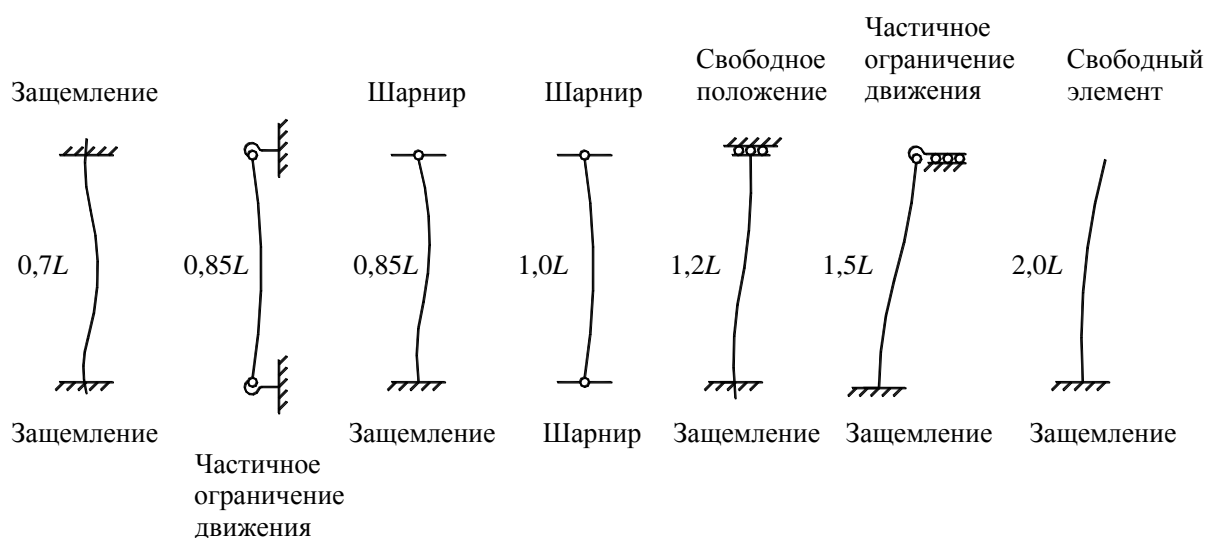
В СН РК EN 1993-1-1 не дается ясных указаний по определению расчетной длины сжатых элементов с различными условиями закрепления концов, отчасти потому, как указано в литературе [11], что страны-участницы не могут прийти к единому мнению. Некоторые указания по расчетным длинам для сжатых элементов треугольных решеток ферм и структур даны в Приложении ВВ к СН РК EN 1993-1-1.

В литературе [11] отмечено, что у зарубежных проектировщиков, например, из Великобритании, особое беспокойство вызывает допущение жесткого защемления концов стержня, поскольку в узлах всегда имеется некоторая податливость. Из-за отсутствия указаний в СН РК EN 1993-1-1, в данном подразделе приводятся значения эффективных (расчетных) длин, принятые в BS 5950, Часть 1 [15], которые рекомендуется использовать при расчетах по указаниям данного пособия. Таблица Е.3 содержит значения расчетных длин, приведенных в 4.7.3 BS 5950, Часть 1. Эти значения не применяются для уголков, швеллеров и тавров, для которых следует обратиться к Пункту 4.7.10 BS 5950, Часть 1. Краевые условия и соответствующие расчетные длины показаны на Рисунке Е.2, где  $L$  – свободная длина.

В BS 5950, Часть 1 приведена также информация по определению расчетных длин колонн многоэтажных зданий.

**Таблица Е.3 – Номинальные расчетные длины  $L_{cr}$  для сжатых элементов**

Условия закрепления (в рассматриваемой плоскости)			Расчетная длина $L_{cr}$
Жесткое защемление обоих концов	Жесткое защемление в заданном направлении на обоих концах		$0,7L$
	Частичное защемление в заданном направлении на обоих концах		$0,85L$
	Защемление в заданном направлении на одном конце		$0,85L$
	Нет защемления в заданном направлении ни на одном конце		$1,0L$
Первый конец	Второй конец		Расчетная длина $L_{cr}$
Закреплен от смещения и защемлен в заданном направлении	Не закреплен от смещения	Жестко защемлен в заданном направлении	$1,2L$
		Частично защемлен в заданном направлении	$1,5L$
		Не защемлен в заданном направлении	$2,0L$


**Рисунок Е.2 – Номинальные значения расчетной длины  $L_{cr}$  сжатых элементов**

## Библиография

[1] Остриков Г. М., Максимов Ю. С. «Стальные сейсмические каркасы многоэтажных зданий», Алма-Ата, «Казахстан» 1985 г.

[2] Максимов Ю. С., Остриков Г. М. «Рамный каркас сейсмостойкого здания». Авторское свидетельство № 619605, «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1978 г, № 30.

[3] Остриков Г. М., Максимов Ю. С. «Ригель сейсмостойкого металлического каркаса». Авторское свидетельство № 827724, «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1981 г, № 17.

[4] Максимов Ю. С., Остриков Г. М., Новиков В. Л. «Каркас здания». Авторское свидетельство № 622945, «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1978 г, № 33.

[5] Новиков В. Л., Остриков Г. М. «Металлический каркас сейсмостойкого многоэтажного здания». Авторское свидетельство № 750000, «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1980 г, № 27.

[6] Новиков В. Л., Остриков Г. М. «Каркас сейсмостойкого многоэтажного здания». Авторское свидетельство № 754005, «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1980 г, № 29.

[7] Остриков Г. М., Опланчук А. А. «Каркас здания, сооружения». Авторское свидетельство № 958640, «Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки», 1982 г, № 34.

[8] «Пособие по расчету и конструированию стальных сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий (в развитие СНиП РК 2.03-04-2004)». Часть 1 и 2, Астана 2005 г.

[9] «Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81)», Москва 1984 г.

[10] «Рекомендации по расчету металлических рамных каркасов на сейсмические воздействия с учетом образования пластических шарниров», Москва 1974 г.

[11] Л. Гарднер, Д. А. Нетеркот «Руководство для проектировщиков к Еврокоду 3: Проектирование стальных конструкций EN 1993-1-1, 1993-1-3, EN 1993-1-8», Москва 2012 г.

[12] SAC Joint Venture (2001) [6] «Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings», Washington, Federal Emergency Management Agency (FEMA) Report 350.

[13] «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings», AISC (American Institute of Steel Construction, INC), 2005 г.

[14] «Chapter 9, Seismic Design of Steel Structures», by Chia-Ming Uang, Ph.D.; Michel Bruneau, Ph.D., P.End.; Andrew S. Whittaker, Ph.D., S.E.; Key-Chyuan Tsai, Ph.D., S.E.

[15] «Structural use of steelwork in building. Part 1», BS 5950-1:2000.

[16] «Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures», by Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo Pinto and Andre Plumier.



УДК 624.94.014:699.841

МКС 01.120:91.40.01

---

**Ключевые слова:** Проектирование сейсмостойких зданий, сейсмические воздействия, здания из стальных конструкций, проектирование моментных рамных каркасов, проектирование каркасов с концентрическими связями, проектирование каркасов с эксцентрическими связями, расчетная модель здания, класс пластичности, коэффициент поведения, диссипативные зоны, комбинации сейсмических воздействий, критическое предельное состояние, предельное состояние по ограничению перемещений, двутавры с гофрированными стенками, энергопоглотители.

---

*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ  
нормативтік-техникалық құралы**

**ҚР НТҚ 08-01.5-2013  
СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫ  
ЖОБАЛАУ. 1-БӨЛІМ. ҒИМАРАТТАРДЫ БОЛАТ  
КОНСТРУКЦИЯЛАРДАН ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

*Издание официальное*

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА  
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**Нормативно-техническое пособие  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 08-01.5-2013  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ  
ЧАСТЬ 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ КОН-  
СТРУКЦИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная