

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

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

БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. ӨРТКЕ ТӨЗІМДІЛІКТІ АНЫҚТАУДЫҢ ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ОБЩИЕ ПРАВИЛА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ

ҚР НТҚ 04-01-02.1-2013
(ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011)
НТП РК 04-01-2.1-2013
(к СН РК EN 1994-1-2:2005/2011)

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

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 2 **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 **УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

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

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

МАЗМҰНЫ

Кіріспе	IV
1 Қолданылу саласы.....	1
2 Нормативтік сілтемелер.....	2
3 Терминдер мен анықтамалар	3
4 Белгілеулер және қысқартулар	4
5 Негізгі қағидалармен ережелер.....	8
5.1 Өрттің есептік параметрлері	8
5.2 Конструкцияның статикалық талдауы	14
6 Жоғары температуралар жағдайларындағы материалдардың қасиеттері	16
6.1 Бетон	16
6.2 Конструкциялық болат	19
6.3 Арматура	22
7 Кесте мәліметтері негізінде отқа төзімділікті есептеу	24
8 Отқа төзімділікті есептеудің ықшамалған әдістері.....	30
8.1 Жалпы ережелер.....	30
8.2 Болат темірбетон арқалықтары.....	30
8.3 Профилді төсемі бар жабын плиталары.....	41
8.4 Болат темірбетон ұстындары	45
9 Отқа төзімділікті есептеудің жалпы әдістері.....	52
10 Эксперименталдық әдістер.....	53
11 Отқа төзімділікті есепке алу арқалы конструкциялау	54
А қосымшасы (<i>ақпараттық</i>) Болат темірбетон арқалықтарының, ұстындарының және құбырбетон конструкцияларының отқа төзімділік шегін анықтауға арналған кесте мәліметтері.....	57
Б қосымшасы (<i>ақпараттық</i>) Болат темірбетон конструкцияларының отқа төзімділігін қамтамасыз ету жөніндегі конструктивтік шаралар	62
В қосымшасы (<i>ақпараттық</i>) Еуропалық болат профильдер сұрыптамасы	69
Библиография	92

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құрал «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу және жобалау институты» Акционерлік қоғамы («ҚазҚСҒЗИ» АҚ) әзірледі.

Осы нормативтік-техникалық Құралда берілген:

– ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 1-5-тарауларында берілген, отқа төзімділікті ескере отырып, болаттемірбетонды конструкцияларды жобалау қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1994-1-1:2005/2011 1-5-тарауларында мазмұндалған қағидалар мен ережелерді дамытатын ережелер;

– Жобалау тәжірибесіндегі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 2-5-тарауларындағы ережелерді суреттерімен қолданылатын мысалдары.

Осы нормативтік-техникалық құралды әзірлеген кезде ҚР ҚН EN 1996-1-2:2008/2011 ережелерінен басқа:

– ҚР ҚН EN 1994-1-1:2005/2011 Ұлттық қосымша ережелері;

– ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Құрылыс жобалау негіздері» тиісті ережелері;

– отқа төзімділікті ескере отырып, болат темірбетонды конструкцияларды жобалау саласында мамандандырылған шетел ұйымдарымен орындалған зерттеулердің және жоба шешімдерінің мақұлданған нәтижелері келтірілген.

Осы құжатта өрт жағдайларында болаттемірбетонды конструкцияларға қойылатын пайдалану талаптары, өрттің әсер ету сипаттамалары, болаттемірбетонды конструкция материалдарының жылу техникалық сипаттамалары, сонымен қатар өрттің әсер етуіне оларды есептеудің бағалау әдістері берілген.

Әзірленген құрал ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 берілген талаптарды қолдану жөніндегі тәжірибелік құжат және отқа төзімділікті ескере отырып, болаттемірбетонды конструкцияларды есептеу және құрастыру жөніндегі қосымша материал болып табылады.

Осы нормативтік-техникалық құрал инженерлік-техникалық жұмысшыларға, жобалық өнімге тапсырыс берушілерге, оқытушыларға және жоғары оқу орындарының студенттеріне арналған.

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

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН****БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. ӨРТКЕ
ТӨЗІМДІЛІКТІ АНЫҚТАУДЫҢ ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.
ОБЩИЕ ПРАВИЛА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ**

Енгізілген күні – 2015-07-01

1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық Құрал ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 «Болат темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережелері» ережелерін жетілдіру үшін құрастырылған және болаттемірбетонды конструкцияларды жобалау кезінде қолдануға арналған.

1.2 Осы нормативтік-техникалық құрал ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 келесі бөлімдерінде келтірілген қағидалар мен ережелерді тарқатады:

- 1-бөлім «Жалпы ережелер»;
- 2-бөлім «Жобалау негіздері»;
- 3-бөлім «Материалдар сипаттамалары»;
- 4-бөлім «Есептеу әдістемесі»;
- 5-бөлім «Конструкциялау негіздері».

1.3 ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 келтірілген қағидалар мен ережелер жалпы және арнайы болып бөлінеді.

ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 1-5-тарауларында және осы нормативтік-техникалық құралда келтірілген қағидалар мен ережелер тұтас арматуралы болаттемірбетонды конструкциялар және олардың конструктивті элементтері үшін орталық болып табылады. Сонымен қатар құралда ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 жылулық және механикалық әсер ету бөліміндегі негізгі ережелерге қатысты, сонымен қатар болаттемірбетонды конструкцияларда отқа төзімділікті сынау материалдарына және әдістеріне қойылатын талаптарды қолдану жөніндегі EN сериясының бір қатар стандарттарына қатысты түсіндірмелер беріледі.

Жалпы қағидалар мен ережелерді толықтыратын болаттемірбетон конструкцияларын жобалаудың арнайы қағидалар мен ережелері:

–ҚР ҚН EN 1994-1-1:2005/2011 1,2,3,4,5- тарауларында және көрсетілген тарауларға тиісті құралдарда келтірілген.

1.4 Осы құжаттың мақсаты отқа төзімділік талаптарын ескере отырып, болаттемірбетонды конструкцияларын есептеу және жобалауды қамтамасыз ету болып табылады.

1.5 Осы нормативтік-техникалық құрал:

- жобалық құжаттамаға тапсырыс берушілердің (мысалы, болаттемірбетон конструкцияларына қойылатын өртке қарсы талаптарды құрастыру үшін);
- болаттемірбетон конструкцияларын жобалауды жүзеге асыратын мамандардың;
- болаттемірбетон конструкцияларын жобалау және құрылыс жобалау және

құрылысы сапасын бақылауды жүзеге асыратын мамандардың;

– тиісті әкімшілік органдардың қолдануына арналған.

1.6 Оларға қойылатын талаптар тиісті нормативтерді әзірленгенге дейін ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 ескерілмеген болат темірбетон конструкцияларын жобалауды арнайы зерттеулер нәтижелеріне негізделген арнайы техникалық шарттар негізінде жүзеге асырылады.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралды қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет. Мерзімі көрсетілген сілтемелер үшін сілтеме нормативтік құжатының тек көрсетілген басылымын ғана қолданады, мерзімі көрсетілмеген сілтемелер үшін сілтеме құжатының соңғы басылымын қолданылады (соның ішінде оның барлық өзгертулерімен бірге):

ҚР СТ 1.9–2007 Қазақстан Республикасының мемлекеттік техникалық реттеу жүйесі. Қазақстан Республикасында халықаралық, өңірлік және шетелдік мемлекеттердің ұлттық стандарттарын, стандарттау жөніндегі басқа нормативтік құжаттарды қолдану тәртібі.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыс жобалауының негіздері.

ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсері. 1-1 бөлім. Ғимараттардың өз салмағы, тұрақты және уақытша жүктемелері.

ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсері. 1-2-бөлім. Жалпы әсерлер. Конструкцияларға өрт кезіндегі әсерлер.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттар ережелері.

ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділікті анықтаудың жалпы ережелері.

ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 Болат конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттар ережелері.

ҚР ҚН EN 1993-1-2:2005/2011 Болат конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділікті анықтаудың жалпы ережелері.

ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 Болаттемірбетон конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер.

ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 Болаттемірбетон конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережелері.

ҚР СТ EN 1363-2 Отқа төзімділікті сынау. 2-бөлім. Баламалы және қосымша әдістер.

ҚР СТ EN 10025-1-2012 Ыстықтай жаймаланған болат конструкциялардан жасалған бұйымдар. Жалпы жеткізу шарттары.

ҚР СТ EN 10080-2011 Темірбетон конструкцияларына арналған арматура. Дәнекерленген арматура. Жалпы ережелер.

ҚР СТ EN 10149-3-2012 Салқындай қалыптау үшін аққыштық шегі жоғары болаттан алынған ыстықтай жәміштелген жалпақ илем. 3-бөлім. Қалыпты немесе қалыпты жәміштелген болатты жеткізу шарттары.

ҚР СТ ENV 13381-2-2012 Құрылыс конструкцияларының отқа төзімділігіне ықпал

етуші факторларды анықтау үшін сынау әдістері. 2-бөлім. Қорғанатын тік экрандар.

ҚР СТ ENV 13381-5-2012 Құрылыс конструкцияларының отқа төзімділігіне ықпал етуші факторларды анықтау үшін сынау әдістері. 5-бөлім. Құрамына бетон және жұқа табақты пішінделген болат кіретін болаттемірбетон конструкцияларын қорғау.

ҚР СТ ENV 13381-6-2012 Құрылыс конструкцияларының отқа төзімділігіне ықпал етуші факторларды анықтау үшін сынау әдістері. 6-бөлім. Бетонмен толтырылған болат қуыс конструкцияларын қорғау.

EN 1363-1* Fire resistance tests - Part 1. General requirements (Отқа төзімділігін сынау. 1-бөлім. Жалпы әдістер).

EN 1364-1* Fire resistance tests for non-loadbearing elements. – Part 1: Walls. General principles (Көтергіш емес отқа төзімділігін сынау. 1-бөлім. Жалпы қағидалары)

EN 1365-1* Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 1: Walls (Отқа төзімді көтергіш элементтерді сынау. 1-бөлім. Қабырғалар)

EN 1365-4* Fire resistance tests for loadbearing elements. Part 4. Columns (Отқа төзімді көтергіш элементтерді сынау. 4-бөлім. Ұстындар).

ЕСКЕРТПЕ Осы мемлекеттік нормативті қолданған кезде сілтеме жасалатын құжаттардың әрекетін жыл сайын ағымдағы жыл жағдайына құрастырылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында қолданыстағы сәулет, қала құрылысы және құрылыс салаларындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізімі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша тексерген жөн. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативті қолданған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылмай өзгертілген болса, онда оған сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлімде қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативтік-техникалық құралда ҚР ҚН EN 1994–1–2:2005/2011 бойынша терминдер, сонымен қатар тиісті анықтамалары бар келесі терминдер қолданылады:

3.1 Оттан қорғайтын материал (fire protection material): Конструктивті элементтің отқа төзімділігін жоғарылату мақсатында оған қолданылатын кез келген материалдар немесе олардың үйлесімі.

3.2 Қалыпты температурада есептеу (жобалау) (normal temperature design): Қоршаған орта температурасында құрылыс конструкцияларын есептеу (жобалау).

3.3 Конструктивті жүйенің бөлігі (part of structure): Сәйкесінше шекаралық шарттары және тірелу сызбасы бар конструктивтік жүйенің жеке бөлігі.

3.4 Тиімсіз көлденең қима (ineffective cross-section): Өрттен қорғау үшін тиімсіз болған көлденең қима ауданы.

3.5 Тиімді көлденең қима (effective cross-section): Беріктігі мен қаттылығы нөлге тең деп алынатын, көлденең қиманы алып тастау арқылы алынатын өрттен қорғау параметрлерін есептеген кезде қолданылатын конструкциялардың көлденең қимасы.

*ҚР СТ 1.9 сәйкес қолданылады

3.6 Қалдық көлденең қимасы (residual cross-section): Тиімсіз көлденең қиманы алып тастау арқылы алынатын құрылыс элементінің бастапқы көлденең қимасының бөлігі.

3.7 Берілген қалыңдық (section factor): Болат элементі үшін—қыздырылатын беткі ауданының оның көлеміне қатынасы; қабықтағы элемент үшін —қыздырылатын беттің ішкі ауданының металл көлеміне қатынасы.

3.8 Конструктивті болаттың критикалық температурасы (critical temperature of structural steel): Берілген жүктеме үшін, бірқалыпты қызу болжамындағы болат конструкция элементінің бұзылуы орын алатын температура мәні.

3.9 Арматураның критикалық температурасы (critical temperature of reinforcement): Берілген жүктеме деңгейі кезінде элементтің бұзылуы орын алатын арматура температурасы.

3.10 Кернеудің максималдық деңгейі (maximum stress level): Деформациялану диаграммасы аққыштық алаңына өтетін берілген температураға арналған кернеу деңгейі.

4 БЕЛГІЛЕУЛЕР ЖӘНЕ ҚЫСҚАРТУЛАР

Осы құралда ҚР ҚН EN 1994-1-1:2005/2011 және ҚР ҚН EN 1992-1-2:2005/2011 бойынша белгілеулер, сонымен қатар келесі белгілеулер қабылданған:

Латын алфавитінің бас әріптері

- $A_{a,\theta}$ — θ температура кезіндегі болат профилі қимасының ауданы;
- $A_{c,\theta}$ — θ температура кезіндегі бетонның қима ауданы;
- A_i, A_j — θ_i немесе θ_T температура кезіндегі қарапайым қима ауданы немесе ұзындық бірлігіне болат қиманың i -ші бөлігінің жылыналатын ауданы;
- A_m — ұзындық бірлігіне жылытылатын беткі ауданы;
- A_m/V — конструктивті элементтің берілген қалыңдығы;
- $A_{p,i}$ — болат элементінің i -ші бөлігінің ұзындық бірлігіне қорғаныс материалының ішкі бетінің ауданы;
- $A_{p,i}/V_i$ — болат қиманың i -ші бөлігінің $[m^{-1}]$ берілген қалыңдығы (қорғаныс қаптамасы бар);
- $A_{s,\theta}$ — θ температура кезіндегі арматура шыбықтарының қима ауданы;
- $E30$ немесе $E60, \dots$ — өрттің стандартты әсер етуінің 30 немесе 60... мин бүтіндігін қамтамасыз ететін элемент;
- $E_{a,\theta}$ — жоғары температура кезінде конструктивтік болаттың деформациялану диафрагмасының серпімді кезеңіне қатысты көлбеу бұрышының нормативтік мәні;
- $E_{a,sec,\theta}$ — $f_{c,\theta}$ ретінде анықталған, $\varepsilon_{cu,\theta}$ бөлінген өрт кезіндегі бетон қимасының кедергі сәтіндегі нормативтік мәні;
- $E_{fi,d}$ — уақыт өтуімен өзгермейтін өрт кезіндегі әсер етудің есептік нәтижесі;
- $E_{fi,d,t}$ — t уақыт ішіндегі өрт кезінде әрекет етуші өрттің және жүктеменің жанама әсерлерін қосқанда әсер етудің есептік мәні;
- $(El)_{fi,c,z}$ — өрт кезіндегі иілу қаттылығы (құрама қиманың Z орталық осіне қатысты);

- $(El)_{fi,eff}$ – өрт кезіндегі тиімді иілу қаттылығы;
- $(El)_{fi,f,z}$ – өрт кезіндегі болат профилінің екі сөресінің иілу қаттылығы (құрама қиманың Z орталық осіне қатысты);
- $(El)_{fi,s,z}$ – өрт кезіндегі арматураның иілу қаттылығы (құрама қиманың Z орталық осіне қатысты);
- $(El)_{fi,eff,z}$ – өрт кезіндегі тиімді иілу қаттылығы (z осінің айналасында иілу кезінде);
- $(El)_{fi,w,z}$ – өрт кезіндегі болат профилі қабырғаларының иілу қаттылығы (құрама қиманың Z орталық осіне қатысты);
- $E_{s,0}$ – жоғары температура кезінде арматура болатының деформациялану диаграммасының серпімді кезеңіне қатысты көлбеу бұрышының нормативтік мәні;
- HC – өрттің көмірсутекті температура тәуелділігі;
- I – жылулықты сақтау қабілеттілігі;
- $I_{i,0}$ – өрт кезінде ең аз немесе ең көп кедергі осіне қатысты иілу кезіндегі берілген қиманың i -ші бөлігінің инерция моменті;
- $I30$ – немесе стандартты от әсерінің 30 немесе 60 ... мин жылулық сақтау қабілеттілігін қамтамасыз ететін $I60, \dots$ элемент;
- $M_{fi,Rd}^+; M_{fi,Rd}^-$ – өрт кезіндегі оң немесе теріс моменттің әрекет ету орындарындағы кедергісінің есептік мәні;
- $N_{fi,cr}$ – өрт кезіндегі серпімді кезеңге арналған критикалық жүктеме;
- $N_{fi,cr,z}$ – өрт кезіндегі Z осіне қатысты серпімді кезеңге арналған критикалық жүктеме;
- $N_{fi,pl,Rd}$ – өрт кезіндегі жалпы қиманы осьтік сығудың пластикалық кедергісінің есептік мәні;
- $N_{fi,Rd}$ – өрт кезіндегі осьтік сығу барысында элемент кедергісінің есептік мәні;
- $N_{fi,Rd,z}$ – өрт кезіндегі Z осіне қатысты иілу кезіндегі осьтік сығудың элемент кедергісінің есептік мәні;
- $N_{fi,Sd}$ – өрт кезіндегі осьтік жүктеменің есептік мәні;
- $P_{fi,Rd}$ – өрт кезінде жалғау анкерінің қиылып түсуіне есептік кедергісі;
- $Q_{k,1}$ – негізгі айнымалы әсердің 1 нормативтік мәні;
- $R30$ – немесе стандартты от әсерінің 30 немесе 60, 90, 120, 180, 240 мин ішіндегі көтергіш қабілеттілігін қамтамасыз етуші $R60, R90, R120, R180, R240 \dots$ элемент;
- $R_{fi,d,t}$ – өрт кезіндегі t уақыт сәтіндегі есептік кедергі;

Латын алфавитінің кіші әріптері

- $b_{c,fi}$ – өрт кезіндегі сөрелер арасындағы бетон қимасының берілген биіктігі;
- b_{fi} – өрт кезіндегі жоғарғы сөренің берілген ені;
- c – меншікті жылу сыйымдылығының коэффициенті немесе иілу қисығы, не болмаса конструктивтік болаттың қорғанысты бетон қабаты;
- c_a – ауыр бетонның меншікті жылу сыйымдылығының коэффициенті;
- c_p – оттан қорғау материалының меншікті жылу сыйымдылығының коэффициенті;
- d_p – оттан қорғау материалы қабатының қалыңдығы;
- e_f – сыртқы өрттің температуралық-уақытша тәуелділігі;

$f_{ay, \theta}$ – кернеудің максималдық деңгейі немесе өрт кезіндегі конструкциялық болаттың аққыштығының есептік шегі;

$f_{ay, \theta_{cr}}$ – θ_{cr} критикалық температура кезіндегі болаттың кедергісі;

$f_{ap, \theta}; f_{sp, \theta}$ – өрт кезіндегі конструкциялық немесе арматуралы болаттың пропорционалдығының шегі;

$f_{au, \theta}$ – өрт кезіндегі нығайтылған, болатты немесе конструкциялық жалғау анкерлерінің үзілуінің беріктік шегі;

$f_{c, \theta}$ – өрт және θ °C температура кезіндегі бетонды сығудың цилиндрлік беріктігінің нормативтік мәні;

$f_{fi, d}$ – өрт кезіндегі беріктіктің есептік сипаттамасы;

$f_{sy, \theta}$ – кернеудің максималдық деңгейі немесе өрт кезіндегі арматура болаттың аққыштығының есептік шегі;

h_{fi} – өрт кезіндегі профиль сөрелерінің арасындағы бетонның берілген биіктігі;

$k_{c, \theta}$ – $f_{c, \theta}$ жоғарғы температура кезінде беріктігін анықтауға мүмкіндік беретін бетонның сығу кедергісін төмендету коэффициенті;

$k_{E, \theta}$ – $E_{a, \theta}$ жоғарғы температура кезінде деформациялаудың серпімді кезеңінің көлбеу бұрышын анықтауға мүмкіндік беретін конструкциялық болаттың серпімді модулін төмендету коэффициенті;

$k_{y, \theta}$ – $f_{ay, \theta}$ жоғарғы температура кезіндегі кернеудің максималдық деңгейін анықтауға мүмкіндік беретін конструкциялық болаттың аққыштық шегін төмендету коэффициенті;

$k_{p, \theta}$ – $f_{ap, \theta}$ немесе $f_{sp, \theta}$ жоғарғы температура кезіндегі пропорционалдық шегін анықтауға мүмкіндік беретін конструктивтік немесе арматура болатының аққыштық шегін төмендету коэффициенті;

$k_r; k_s$ – арматураның аққыштық шегін төмендету коэффициенті;

$k_{u, \theta}$ – жоғары температура кезінде нығайтылған деформацияларына сәйкес келетін кернеу деңгейін анықтауға мүмкіндік беретін конструкциялық болаттың аққыштық шегін төмендету коэффициенті;

k_{θ} – беріктік немесе қыздыру кезінде материалдың қасиетіне байланысты деформация сипаттамаларын төмендету коэффициенті;

l_{θ} – өрт кезінде ұстынның көлбеу майысу аймағының ұзындығы;

s_s – қатты қысылу тереңдігі (анкерлердің мыжылу кедергісін есептеу);

t – өрттің әсер ету ұзақтығы;

$t_{fi, d}$ – стандартты өрт кезіндегі элементтің отқа төзімділік шегінің есептік мәні;

$t_{fi, requ}$ – стандартты өрт кезіндегі элементтің отқа төзімділік шегінің талап етілген мәні;

Грек алфавитінің бас әріптері

Δl – элементтің температуралық ұлғаюы;

$\Delta l / l$ – салыстырмалы температуралық ұлғаю;

Δt – уақыт интервалы;

- $\Delta\theta_{a,t}$ – Δt уақыт ішінде болат арқалық температурасының көтерілуі;
 $\Delta\theta_{g,t}$ – Δt уақыт ішінде газ ортасының [$^{\circ}\text{C}$] температурасының көтерілуі;

Грек алфавитінің кіші әріптері

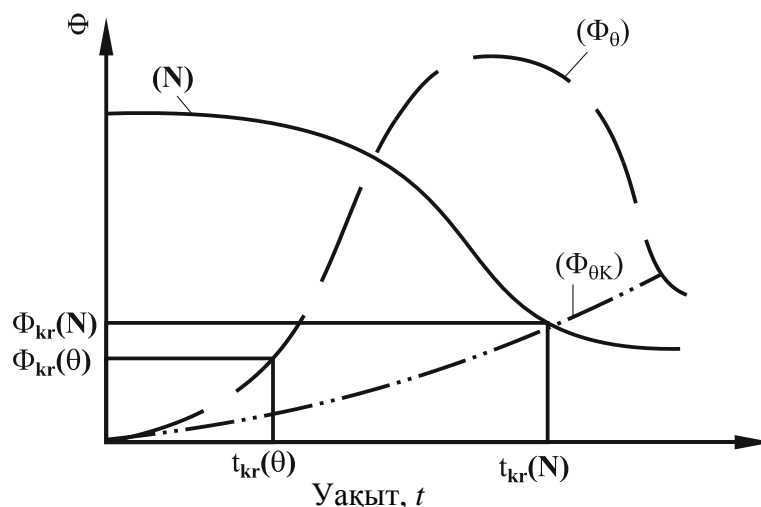
- $\gamma_{M,fi}$ – өрт кезіндегі материал сипаттамасының жеке коэффициенті;
 $\gamma_{M,fi,a}$ – өрт кезіндегі конструкциялық болаттың беріктігінің жеке коэффициенті;
 $\gamma_{M,fi,c}$ – өрт кезіндегі бетон беріктігінің жеке коэффициенті;
 $\gamma_{M,fi,s}$ – өрт кезіндегі арматура беріктігінің жеке коэффициенті;
 $\gamma_{M,fi,v}$ – өрт кезіндегі анкер қосылыстарының кесілу кедергісінің жеке коэффициенті;
 $\eta_{fi,t}$ – өрт кезіндегі жобалық жүктеме деңгейі;
 θ – температура;
 θ_a – конструкциялық болат температурасы;
 $\theta_{a,t}$ – температураны болат қимада қабылданған біркелкі таратуға арналған t уақытындағы болат температурасы;
 θ_c – бетон температурасы;
 θ_{cr} – конструктивтік элементтің критикалық температурасы;
 $\theta_{g,t}$ – t уақытына газ ортасының температурасы;
 θ_i – қарапайым алаң A_i температурасы;
 λ_a – болаттың жылу өткізгіштік коэффициенті;
 λ_c – бетонның жылу өткізгіштік коэффициенті;
 λ_p – оттан қорғау материалының жылу өткізгіштік коэффициенті;
 $\bar{\lambda}$ – салыстырмалы икемділік;
 λ_{θ} – өрт кезіндегі қаттылық элементтерінің салыстырмалы икемділігі;
 $\sigma_{a,\theta}$ – өрт кезіндегі болат профиліндегі кернеу;
 $\sigma_{c,\theta}$ – өрт кезіндегі бетондағы сығу кернеуі;
 $\sigma_{s,\theta}$ – өрт кезіндегі болат арматурадағы кернеу;
 $\varphi_{a,\theta}$ – өрт кезіндегі температура кернеулерін ескеретін болат профилі үшін төмендету коэффициенті;
 $\varphi_{c,\theta}$ – өрт кезіндегі температура кернеулерін ескеретін бетон үшін төмендету коэффициенті;
 $\varphi_{s,\theta}$ – өрт кезіндегі температура кернеулерін ескеретін болат арматура үшін төмендету коэффициенті;
 ψ_{fi} – өрт кезіндегі немесе $\psi_{1,1}$, немесе $\psi_{2,1}$ берілген айнымалы әсерді үйлестіру коэффициенті.

5 НЕГІЗГІ ҚАҒИДАЛАР МЕН ЕРЕЖЕЛЕР

5.1 Өрттің есептік параметрлері

5.1.1 Отқа төзімділікті есептеу кезінде стандартты әдістермен салыстырғанда өрт жүктемесінің ойығының, шамасының және түрінің, өрттің температуралық режиміне үй-жайдың өлшемінің және басқа факторлардың әсер етуін дәл ескеруге мүмкіндік беретін өрттің нақты температура режимдерін қолдануға талпыну керек.

5.1.2 Конструкцияларға өрт жүктемесін анықтау кезінде өрттің келесі критикалық күйлерін ажырату керек: $t_{kr}(\theta)$ – эвакуация талап етілетін кездегі температураға жету уақыты, $t_{kr}(N)$ – көтергіш қабілеттілігі бойынша конструкцияның шектік күйіне жету уақыты (5.1-сурет).



5.1-сурет – Өрттің критикалық күйі: $t_{kr}(\theta)$ – эвакуация талап етілетін температураға жету уақыты, $t_{kr}(N)$ – көтергіш қабілеттілігі бойынша шектік күйге жету уақыты, $\Phi_{\theta k}$ - конструкция температурасы [3]

5.1.3 Өрт кезінде газ орталарының әрекетін модельдеу үшін аймақтық тәсілді қолдану керек [1]. Осы әдістің мәні үй-жай көлеміндегі ерекше аймақтарды белгілеу (жану ошағының үстіндегі конвективтік ұстын, қызған газдың төбедегі қабаты және ауаның салыстырмалы төменгі салқын қабаты), сонымен қатар осы аймақтарды өте ұсақ аймақтарға бөлумен қорытындылады. Бұл жағдайда әрбір белгіленген аймақтардағы орташа көлемді температураның өзгеруі анықталады. Аймақтық модельдеу конструкцияның көтергіш қабілеттілігін және олардың отқа төзімділігін үй-жайдағы орташа көлемді температураның әсерінен емес, қарастырылып отырған аймақтардың орташа көлемді температурасына байланысты есептеу мүмкіндігін береді.

5.1.4 Жергілікті өрттің температурасын есептеу үшін жалынның биіктігін [3] формуласы бойынша анықтауға сәйкес жуық модельдерді қолдануға болады:

$$L_f = 1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{0,4}, \quad (5.1)$$

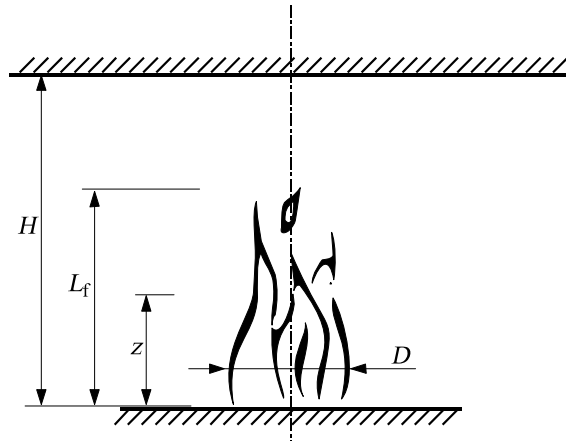
мұндағы Q –жылуды бөлу жылдамдығы;

D – жалын диаметрі (5.2-сурет).

5.1.5 Егер жалын төбеге жетпесе, онда z биіктігі бойынша оның температурасын [3] формуласы бойынша есептеу керек:

$$\theta_z = 20 + 0,25 \cdot Q_c^{2/3} (z + 1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{0,4}) < 900 \text{ } ^\circ\text{C} , \quad (5.2)$$

мұндағы Q_c – жылуды бөлу жылдамдығының конвективті бөлігі;
 H – от көзінен төбеге дейінгі арақашықтық.



5.2-сурет – ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 сәйкес үй-жайдағы жергілікті өрт параметрлері

Егер жалын төбеге жетсе (5.3-сурет), онда оның ауданының бірлігіндегі жылу ағынына g келесі мәндер бар [3]:

$$\begin{aligned} -y \leq 0,30 \text{ кезінде,} & \quad g = 100000 \text{ (Вт/м}^2\text{)}; \\ -0,30 < y < 1,0 \text{ кезінде,} & \quad g = 121\,000 y \text{ (Вт/м}^2\text{)}; \\ -y \geq 1,0 \text{ кезінде,} & \quad g = 15\,000 y^{-3,7} \text{ (Вт/м}^2\text{)}. \end{aligned}$$

Мұндағы y шама келесі формула бойынша анықталады:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} , \quad (5.3)$$

мұндағы r – жалын осі мен жылуды анықтау орны арасындағы арақашықтық (5.3-сурет);

H – от көзінен төбеге дейінгі арақашықтық,

$$z' = 2,4 D \left(Q_D^{*2/5} - Q_D^{*2/3} \right), \text{ для } Q_D^* < 1,0, \quad (5.4)$$

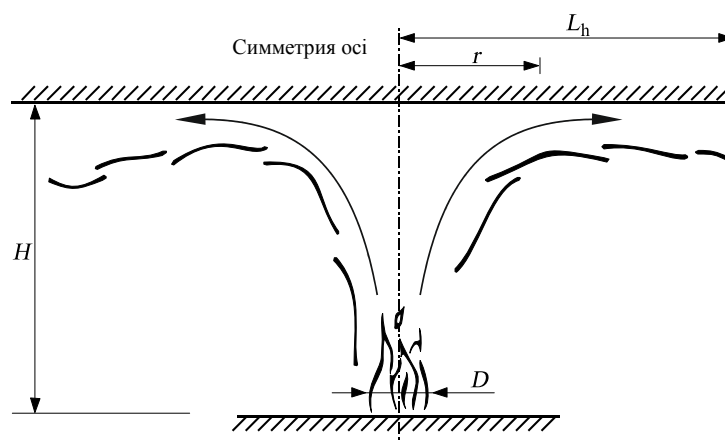
$$z' = 2,4 D \left(Q_D^{*2/5} - Q_D^{*2/3} \right), \text{ для } Q_D^* \geq 1,0, \quad (5.5)$$

мұндағы жылу бөлінудің шексіз жылдамдығы

$$Q_D^* = \frac{Q}{1,11 \times 10^6 \cdot D^{2,5}}, \quad (5.6)$$

L_h — келесі формуладан анықталатын метрмен еспетегендегі жалынның көлденең ұзындығы:

$$L_h = \left[2,9 \cdot H \left(\frac{Q}{1,11 \times 10^6 \cdot H^{2,5}} \right)^{0,33} \right] - H \quad (5.7)$$



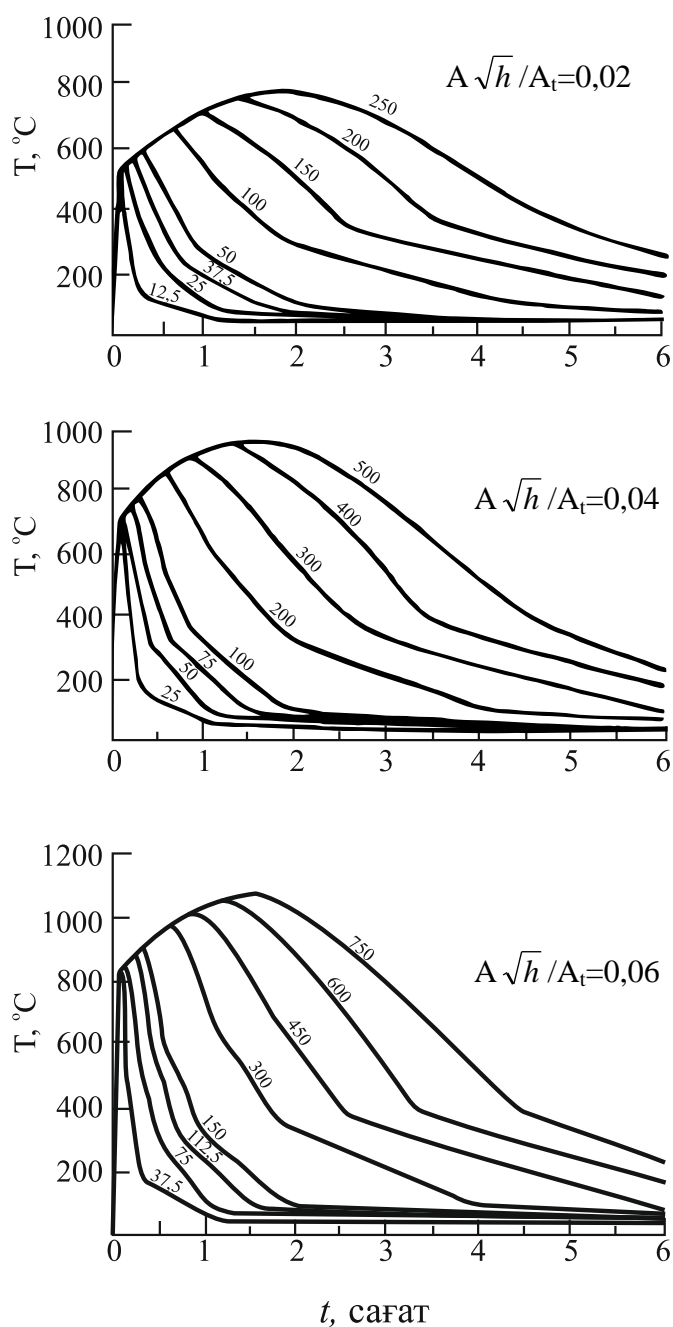
5.3-сурет –ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 сәйкес жалын ұзындығын көлденеңінен анықтауға арналған өрттің геометриялық сызбасы

5.1.6 Үй-жай көлеміндегі температураның сандық мәндері, сонымен қатар өрт ұзақтығын келесі факторларға байланысты анықтау керек: жанатын заттардың түрлері мен мөлшері, үй-жайға өрт жүктемелерінің орналасуы, үй-жай өлшемдері мен конфигурациясы, қоршау конструкцияларындағы ойықтар өлшемдері және т.б. Бұл ұқсас өрт жүктемесі кезінде өрттің дамуының әртүрлі нұсқалары мүмкін екендігін және әрбір нұсқаға өзіндік температуралық-уақытша тәуелділік сәйкес келетіндігін білдіреді.

5.1.7 Ойықтар саны көп болған жағдайда үй-жайдағы температура өрттің дамуының қысқа уақыт аралығы ішінде өзінің максималдық шамасына жетеді. Бұл жағдайда өшу кезеңінде температура үлкен жылдамдықпен төмендейді. Осындай өрттердің ұзақтығы шағын. Қоршау конструкцияларындағы ойықтардың аз мөлшері максималдық температураның аз мәні кезінде өрттің даму және өшу уақытының ұлғаюына мүмкіндік туғызады.

Тас қалаудан, бетоннан және газобетоннан жасалған қоршау конструкциялары бар үй-жайлардағы өрт температурасын q өрт жүктемесінің шамасы және $A\sqrt{h}/A_t$ қабырғалардың ойықтық коэффициенттері туралы мәліметтер негізінде 5.4-суреттің графиктері бойынша анықтауға болады, мұндағы A_t – көлденең және тік қоршау конструкцияларының жалпы ауданы, A – терезе және есік ойықтарының жалпы ауданы,

h – барлық ойықтардың орташа өлшенген биіктік мәні.

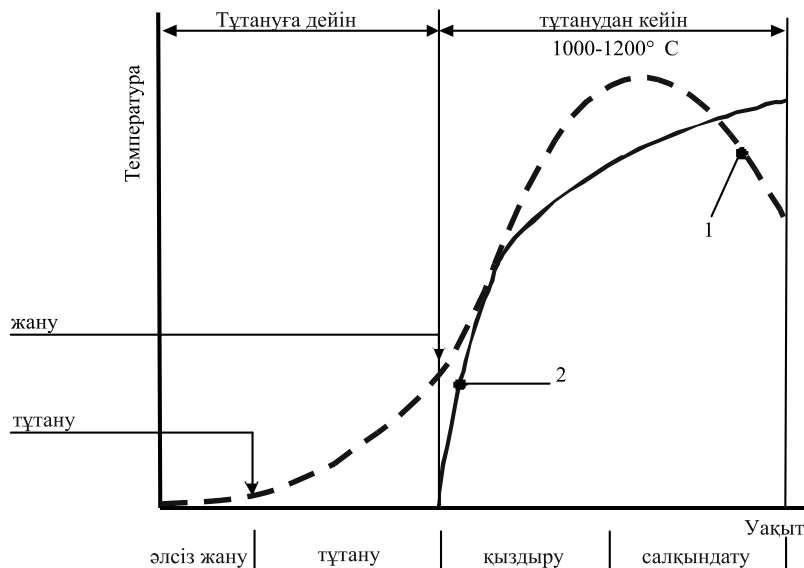


5.4-сурет – Өрт жүктемесінің әртүрлі мәндері кезінде өрт температурасының T (°C) және қабырға қоршауларының ойықтық коэффициентінің $A\sqrt{h}/A_t$ ($\text{м}^{0.5}$) уақытпен t (сағатпен) өзгеруі [12]

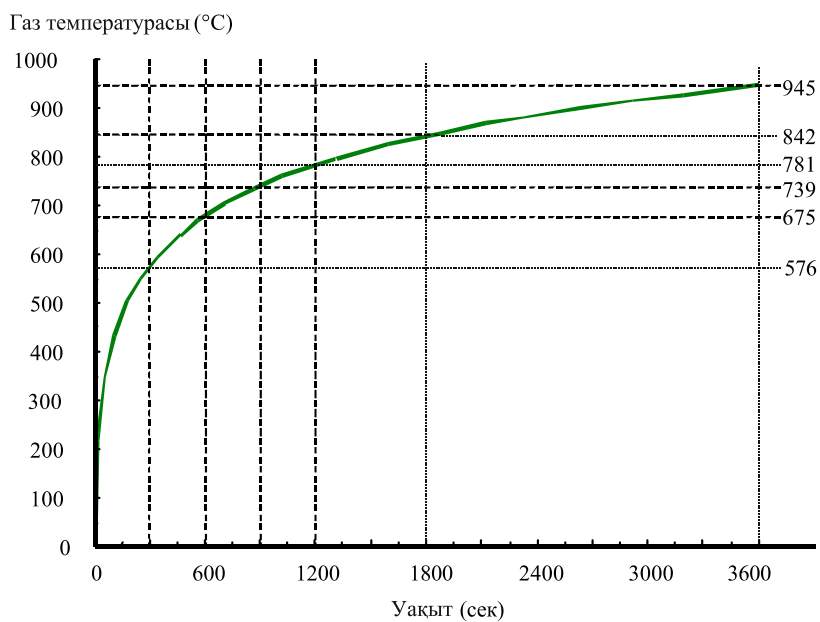
5.1.8 Өрт жағдайларында конструкциялардың зақымдану деңгейін тек өрт температурасына ғана емес, сонымен қатар оның даму және өшу уақытына байланысты анықтау керек. Аз уақыт аралығы жағдайында құрылыс конструкцияларының критикалық температура мәндеріне дейін қызып үлгермейді, қыздыруға жету кезінде олар өртке қарсы норма талаптарын қанағаттандыруды тоқтатады.

5.1.9 Болаттемірбетон конструкцияларының отқа төзімділігін есептеу кезінде өрттің

нақты температура режимдерін қолдану ұсынылады (5.5-сурет), стандартты әдістермен салыстырғанда (5.6-сурет) ойықтың, өрт жүктемесінің шамасын және түрін, үй-жай өлшемдерін және өрттің температура режимдеріндегі басқа факторлардың ықпалын дәл ескеруге мүмкіндік туғызады.



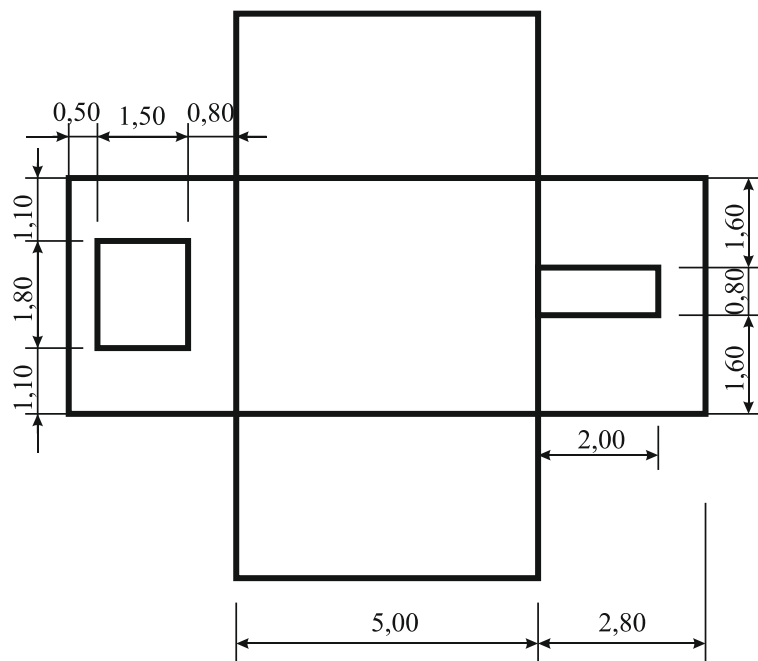
5.5-сурет - ISO 834 сәйкес өрттің дамуының шынайы (қисық 1) және стандартты режимдері (қисық 2) [10]



5.6-сурет - ISO 834 стандартты қисыққа сәйкес келетін өрт кезіндегі газдар температурасы [10]

МЫСАЛ

Берілген: 5.7-суреттегідей терезе және есік ойықтары бар үй-жай. Есептік өрт жүктемесінің шамасы $q = 150 \text{ МДж/м}^2$.



5.7-сурет – Терезе және есік ойықтарының өлшемдерімен тұрғын үй-жайдың қабырғаларының кескіні

Талап етіледі: Тұтану басталғаннан кейін жарты сағаттан соң өрт температурасын анықтау.

Шешуі

Өрт температурасын осы Құралдың 5.1.7-тармағындағы нұсқауларға сәйкес анықтаймыз. Қабырғаның, еденнің және төбенің жалпы ауданын анықтаймыз

$$A_t = 2 \times 5,0 \times 4,0 + 2(5,0 + 4,0)2,8 = 90,4 \text{ м}^2$$

Ойықтардың жалпы ауданын анықтаймыз

$$A = 1,8 \times 1,5 + 0,8 \times 2,0 = 4,3 \text{ м}^2$$

Ойықтар биіктігінің орташа өлшенген мәні

$$h = (2,7 \times 1,5 + 1,6 \times 2,0) / 4,3 = 1,69 \text{ м}$$

Ойық коэффициенті

$$A(h)^{0,5} / A_t = 4,3(1,69)^{0,5} / 90,4 = 0,062 \text{ м}^{0,5}$$

Осы Құралдың 5.4-суреттегі графигінен $A(h)^{0,5} / A_t = 0,06 \text{ м}^{0,5}$ және $q = 150 \text{ МДж/м}^2$ үшін өрт температурасының мәнін табамыз $T = 600 \text{ }^\circ\text{C}$.

5.2 Конструкцияның статикалық талдауы

5.2.1 [2.4.2(2)] Әсер ету мәні $E_{fi,d,t}$ қалыпты температура үшін жобалау есептерінен

анықталуы мүмкін:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d, \quad (5.8)$$

мұндағы E_d – негізгі әсер ету үйлесімдігі үшін қалыпты температура кезіндегі әсер етудің есептік мәні (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 қараңыз);

η_{fi} – төмендету коэффициенті E_d .

5.2.2 [2.4.2(3)] ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.10) бойынша негізгі жүктемелер үйлесімдігі үшін төмендету коэффициентін η_{fi} келесідей қабылдау керек:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (5.9)$$

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 бойынша (6.10a) және (6.10b) комбинациялары үшін – келесі мәндердің ең азы:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}}, \quad (5.10a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}, \quad (5.10b)$$

мұндағы $Q_{k,1}$ – негізгі айнымалы әсер етудің нормативтік мәні 1;

G_k – тұрақты әсер етудің нормативтік мәні;

γ_G – айнымалы әсер етудің жеке коэффициенті;

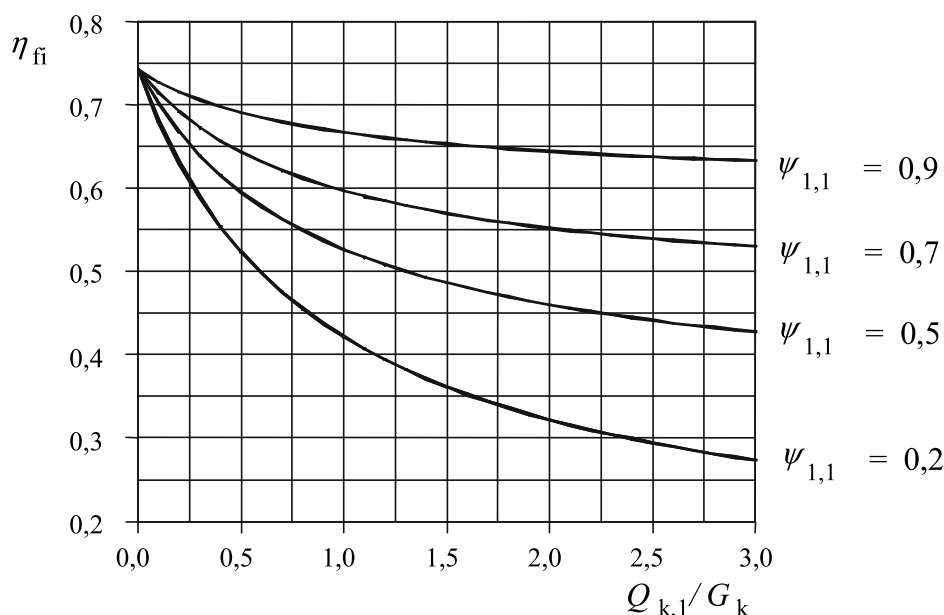
$\gamma_{Q,1}$ – айнымалы әсер етудің жеке коэффициенті 1;

ξ – уақытша қолайсыз әсер етудің кеміту коэффициенті G_k ;

$\psi_{0,1}$ – айнымалы әсер етудің нормативтік мәнінің үйлесімділік коэффициенті;

ψ_{fi} – 4.3.1(2) ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 сәйкес $\psi_{1,1}$ (жиі мәні) немесе $\psi_{2,1}$ (квазитұрақты мәні) өрт кезіндегі айнымалы әсер етудің үйлесімділік коэффициенті.

5.2.3 Жеке коэффициенттер ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес келетін ұлттық қосымшаларда беріледі. (5.9) формулаға сәйкес $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ үйлесімділік коэффициентінің әртүрлі мәндері үшін $Q_{k,1}/G_k$ жүктеме комбинацияларына байланысты η_{fi} кеміту коэффициентін өзгертуге мысал $\gamma_G = 1,35$ және $\gamma_Q = 1,5$ болжаммен 5.8-суретте берілген. Қысқарту ретінде ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (бұйымдар бар аймақты қосқанда, бұйымдардың жиналу аймақтары) белгіленген E дәрежесіне сәйкес түсірілген жүктемелерді қоспағанда $\eta_{fi} = 0,65$ ұсынылған мән қолданылуы мүмкін, мұндағы ұсынылған мән 0,7 құрайды.



5.8-сурет - $Q_{k,1}/G_k$ жүктеме комбинацияларына байланысты η_n төмендету коэффициентін өзгерту [ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]

5.2.4 Көлденең қималардағы температура градиенттері температуралық ұлғайту деформациясы түрінде ғана ескерілуі тиіс. Осы ті бойлай немесе конструкция жазықтығында температуралық ұлғайтуды ескермеуге жол беріледі.

5.2.5 Элементтің тіректеріндегі және сырт жақтарындағы шекаралық шарттар оттың әсер ету уақыты ішінде өзгеріссіз қабылдануы мүмкін.

5.2.6 Өрт жағдайында конструкция элементтерінің сәйкестігін тексеру кезінде кесте мәліметтерін, ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 - 4.2, 4.3 және 4.4-тармақтарында сәйкесінше берілген қарапайым немесе жалпы есептік модельді қолдануға рұқсат етіледі.

5.2.7 Конструктивті жүйесі бөліктерін талдау кезінде әсер ету мәндерін ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 4.3.1(2)-тармағына сәйкес $\psi_{1,1}$ немесе $\psi_{2,1}$ үйлесімділік коэффициенттерін қолдана отырып, $t = 0$ уақыт үшін анықтау керек. Отқа төзімділікті есептеу кезінде $t = 0$ уақыт үшін баламалы ретінде тірек реакцияларының күштері, ішкі күштер және ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 2.4.2-тармағында берілген қалыпты температура үшін жобалық есептеулерден конструкцияның қарастырылатын бөлігінің шекараларындағы ішкі күштер мен моменттер қабылдануы мүмкін.

5.2.8 Конструкцияның есептік бөлігі тіректер шектеріндегі ықтимал күштік деформацияларды және жылуды ұлғайту деформацияларын есепке алу арқылы және оттың әсер ету уақыты ішінде өзгермейтін шекаралық шарттар үшін анықталуы тиіс.

5.2.9 Конструкцияның есептік бөлігі үшін бұзудың сәйкесінше сызбалары, температурадан айнмалы материалдар сипаттамалары және элементтер қаттылығы, жылуды ұлғайту және күштік деформациялар (жанама от әсерлері) ескерілуі тиіс. Тіректердегі шекаралы шарттар, сонымен қатар ішкі күштер және конструкцияның қарастырылатын бөлік шекараларындағы моменттер оттың әсер ету уақыты ішінде өзгеріссіз қабылдануы мүмкін.

5.2.10 Құрастыру жүйесінің жалпы статикалық талдауы кезінде бұзудың сәйкесінше

сызбалары, температурадан айнымалы материалдар сипаттамалары және элементтер қаттылығы, соның ішінде жылуды ұлғайту және күштік деформациялар (жанама от әсерлері) ескерілуі тиіс.

5.2.11 [4.1(7)P] Жүктеме деңгейін әсер етудің сәйкесінше есептік мәнінен есептік кедергі қатынасынан анықтау керек:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0; \text{ ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 сәйкес жүктеме деңгейі,} \quad (5.11)$$

мұндағы E_d – қалыпты температура кезіндегі әсер етудің есептік мәні;

R_d – қалыпты температура кезіндегі есептік кедергі;

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \text{ отқа төзімділікті есептеу үшін жүктеме деңгейі,}$$

мұндағы $E_{fi,d,t}$ – өрт кезіндегі t уақытындағы әсер етудің есептік мәні.

5.2.12 [4.1(9)P] Кез келген жобалық есептеу үшін ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 2.4.2, 2.4.3 және 2.4.4 сәйкес, есептік кедергі мәні $R_{fi,d,t}$ өрт кезінде $E_{fi,d,t}$ есептік әсер ету деңгейіне дейін төмендеген кезде, көтергіш қабілеттілік R отқа төзімділік шегі бойынша біткеннен кейін қол жетімді деп саналады.

5.2.13 [4.1(15)] Осы құжатта өрт кезінде ұстындарды жан-жағынан, ал жабындардан жүктемені қабылдайтын арқалықтар үшін тек үш жағынан ғана қызуы қабылданған.

5.2.14 [4.1(16)] Пішінделген болат төсем бойынша жабындармен біріктірілген арқалықтар үшін, егер болат кескіннің кемінде 85 % жоғарғы бөлігі пішінделген төсеммен жабылған болса, үш тарапты қызу қабылдау ұсынылады.

6 ЖОҒАРЫ ТЕМПЕРАТУРАЛАР ЖАҒДАЙЛАРЫНДАҒЫ МАТЕРИАЛДАРДЫҢ ҚАСИЕТТЕРІ

6.1 Бетон

6.1.1 Тұтас арматуралы болаттемірбетон конструкцияларын дайындау үшін беріктілік класы C20/25 төмен емес және C60/75 жоғары емес бетондарды қолдану керек. Кәдімгі бетонның беріктік және басқа механикалық параметрлерінің мәндерін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1-кестесіне сәйкес қабылдау керек.

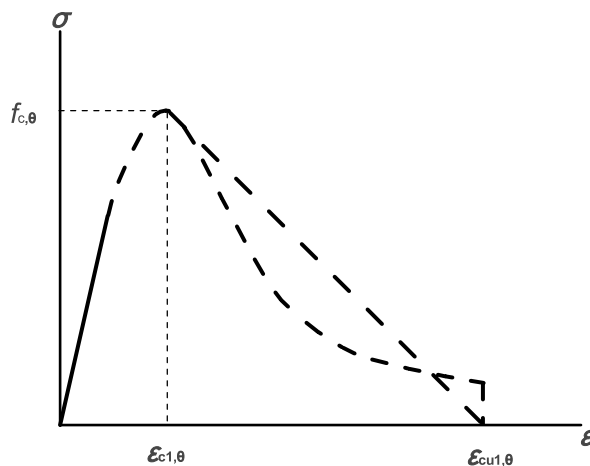
6.1.2 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес бетон үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициентін тұрақты және айнымалы есептік жағдайлар үшін 1,5 тең және ерекше есептік жағдай үшін 1,2 тең деп қабылдау керек.

6.1.3 Бетонның аққышықтық деформациясын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1.4-тармағының нұсқауларына сәйкес анықтау керек.

6.1.4 Бетон шөгудің толық салыстырмалы деформациясы кепкен кездегі шөгудің салыстырмалы деформациясынан ε_{cd} және бетон қатқан кездегі салыстырмалы шөгу деформациясынан ε_{cs} тұрады. Есептеулердегі кәдімгі бетонның еркін шөгудің толық

деформациясының жуық мәндерін құрғақ орта шарттарында $\varepsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6}$ және басқа шарттар үшін $\varepsilon_{cs} = 200 \times 10^{-6}$ деп қабылдауға болады.

6.1.5 Жоғары температуралар кезінде бетонды сығудың беріктік және деформациялық сипаттамалары ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 сәйкес деформациялану диаграммаларына сүйеніп анықталуы тиіс (6.1-сурет). Беріктікті $f_{c,\theta}$ және деформацияны $\varepsilon_{cu,\theta}$ анықтауға мүмкіндік беретін θ_c жоғары температура кезіндегі төмендету коэффициентінің $k_{c,\theta}$ мәндері 6.2-суретте және 6.1-кестеде берілген. Жоғары температуралар шарттарындағы бетонның деформациялану диаграммасы ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 берілген (В және С қосымшалары).



6.1-сурет – ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 сәйкес жоғары температура кезінде сығылған бетон үшін жақсартылған диаграмма $\sigma - \varepsilon$

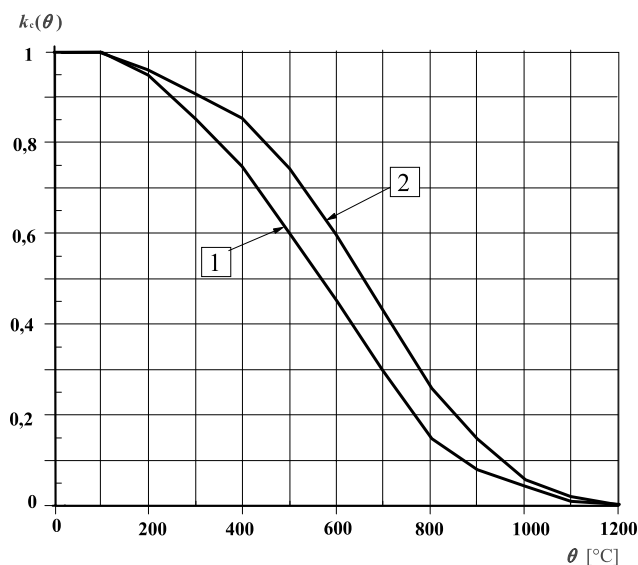
6.1.6 [3.2.2(8-10)] Отқа төзімділік қорындағы бетонды созудағы беріктігі өрт кезінде нөлге тең деп қабылдануы мүмкін. Егер жалпы есептік модель бетонның созылу беріктігін ескеретін жағдайда ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (3.2.2.2) берілгендерден аспайтын мәндерді қолдану керек. Бұл жағдайда келесі тәуелділікті қолдануға болады:

$$f_{ckt,\theta} = k_{ckt,\theta} \cdot f_{ckt}, \quad (6.1)$$

мұндағы температураның жоғарылауына қарай бетонның созылу беріктігін азайту коэффициентінің шамасы келесіні құрайды:

$$20 < \theta < 100^\circ \text{ C үшін } k_{ckt,\theta} = 1,0;$$

$$100 < \theta < 600^\circ \text{ C үшін } k_{ckt,\theta} = 1,0 - (\theta - 100)/500.$$



1 – қиыршықтаспен толтырылған бетон, 2 – басқа толтырғыштармен бетон

6.2-сурет –ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 сәйкес температураға байланысты сығу кезіндегі бетонның өзіне тән беріктігінің төмендеуі

6.1-кесте - ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 сәйкес қалыпты (NC) және жеңіл (LC) бетондар үшін жоғары температуралар кезіндегі деформациялану диаграммасының негізгі параметрлерінің мәндері

Бетон температурасы θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	—

6.1.7 Температура артқан кездегі бетонның температуралық ұлғаюын 6.3-суреттегі графиктен анықтауға болады. Жеңілдетілген есептеу модельдерінде бетонның температуралық ұлғаюының температураға сызықтық тәуелділігін қабылдауға болады:

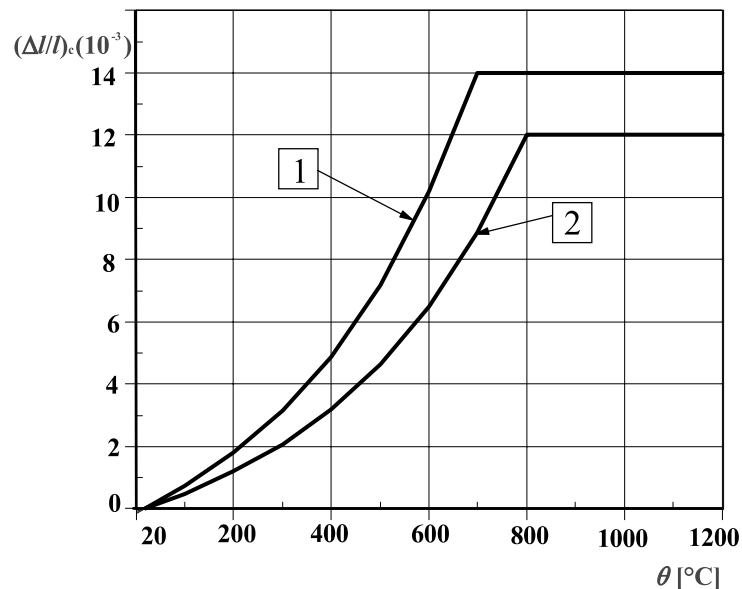
- жеңіл бетондар үшін

$$\Delta l/l = 8 \times 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) ; \quad (6.2)$$

- ауыр бетондар үшін

$$\Delta l/l = 18 \times 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) . \quad (6.3)$$

6.1.8 Жеңіл және ауыр бетондарға арналған жылу техникалық сипаттамаларды ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (3.3.2, 3.3.3) нұсқауларына сәйкес орналастыру керек.



1 – қиыршықтаспен толтырылған бетон, 2 – басқа толтырғыштармен бетон

6.3-сурет – ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 сәйкес температура шамасына байланысты бетонның температуралық ұлғаю тәуелділігі

6.2 Конструкциялық болат

6.2.1 Конструкциялық ыстықтай жаймаланған болаттың және тұйықталған профильді конструктивтік элементтер үшін болаттың қасиеттерінің сипаттамаларын ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 3.1-кестесіне сәйкес қабылдау керек. Болаттардың басқа маркаларының сипаттамалары ұлттық қосымшада берілуі мүмкін.

6.2.2 Конструкциялық болат үшін тұрақсыздық шегінің және уақытша кедергісінің $f_y = R_{eh}$ және $f_u = R_m$ тең номиналды мәндері ұлттық қосымшада ескертілетін дайындаушы

зауыттың не болмаса жеткізушілердің мәліметтері бойынша қабылдануы мүмкін. Бұл жағдайда болат ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 3.2.2-тармағына сәйкес келесі параметрлермен сипатталатын созылымдыққа қойылатын талаптарды қанағаттандыруы керек:

–уақытша кедергінің созылудағы f_u минималды мәнінің f_y аққыштық шегінің минималды мәніне қатынасын (ұсынылған мәндер $f_u/f_y > 1,1$ не болмаса ұлттық қосымша бойынша қабылданады);

– f_u уақытша кедергіге сәйкес келетін шекті деформацияны ε_u (ұсынылған мән $\varepsilon_u > 15f_y/E$ не болмаса ұлттық қосымша бойынша қабылданады);

–үлгінің үзілуінен кейінгі салыстырмалы ұзарту $5,65(A_0)^{0,5}$, мұндағы A_0 – көлденең қиманың бастапқы ауданы (салыстырмалы ұзартудың ұсынылған мәні 15 % кем емес болуы тиіс не болмаса ұлттық қосымша бойынша қабылданады).

6.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 3.2.6-тармағына сәйкес қалыпты температуралар кезіндегі есептеулерде конструкциялық болат үшін физикалық сипаттамалардың келесі мәндерін қабылдау керек:

–серпімділік моделі $E = 210000$ МПа;

–жылжыту моделі $G = 81000$ МПа;

– Пуассон коэффициент 0,3.

6.2.4 ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 сәйкес болаттемірбетон конструкцияларындағы температуралық айырмалардан күштерді, кернеулерді және деформацияларды анықтаған кезде сызықтық термиялық ұлғаю коэффициенті $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ тең болып қабылданады.

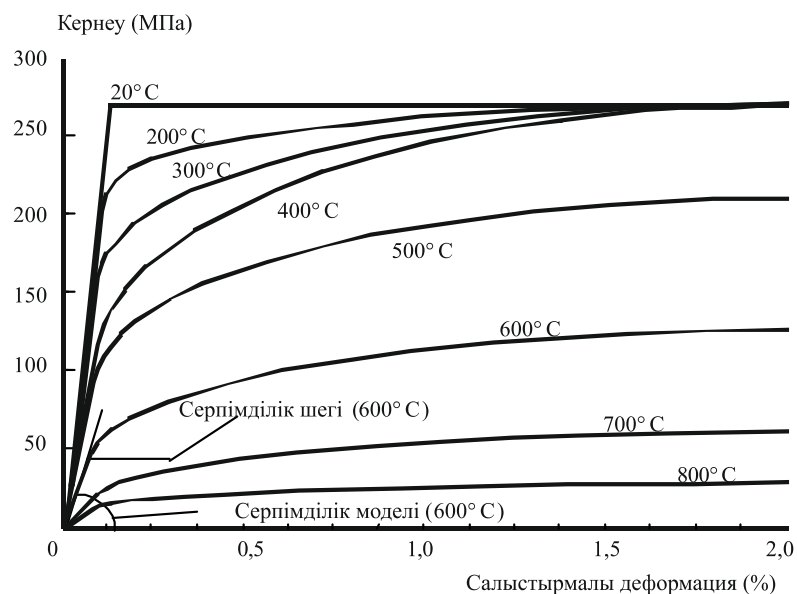
6.2.5 [3.2.1(1)] 2-ден 50 К/мин дейінгі температураның арту жылдамдықтарының диапазонындағы жоғары температуралар кезіндегі конструкциялық болаттың беріктік және деформациялық сипаттамалары ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 3.1-суретінде берілген кернеулі-деформация диаграммаларына сүйене отырып анықталуы тиіс. 6.4-суреттегі мысал ретінде жоғары температуралар кезіндегі S235 болаттың деформациялану диаграммасы берілген. Жоғары температуралар кезіндегі болаттың деформациялану диаграммалары туралы толық ақпарат ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (А қосымшасы) берілген.

6.2.6 [3.2.1(7)] ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.3) сәйкес жылу әсерлері кезінде (өрттің шынайы модельдері), жекелеген жағдайларда өрттің сөну кезеңінде жеткілікті дәлдікпен есептеу кезінде 6.2-кестеге сәйкес кернеу мен деформацияның қатынас мәндері қолданылуы мүмкін.

6.2.7 [3.3.1(3)] Ықшамдалған есептеу модельдерінде болаттың температуралы ұлғаюының температураға сызықтық тәуелділігін қабылдауға рұқсат етілген:

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20). \quad (6.4)$$

6.2.8 Болат үшін жылу техникалық сипаттамаларын ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 3.3.1-тармағының нұсқауларына сәйкес орнату керек.



6.4-сурет - Жоғары температуралар кезіндегі S235 болаттың деформациялану диаграммасы [10]

6.2-кесте - Жоғары температуралар кезіндегі конструкциялық болаттың деформациялану диаграммасының k төмендеу коэффициенттері [ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011]

Болаттың температурасы θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

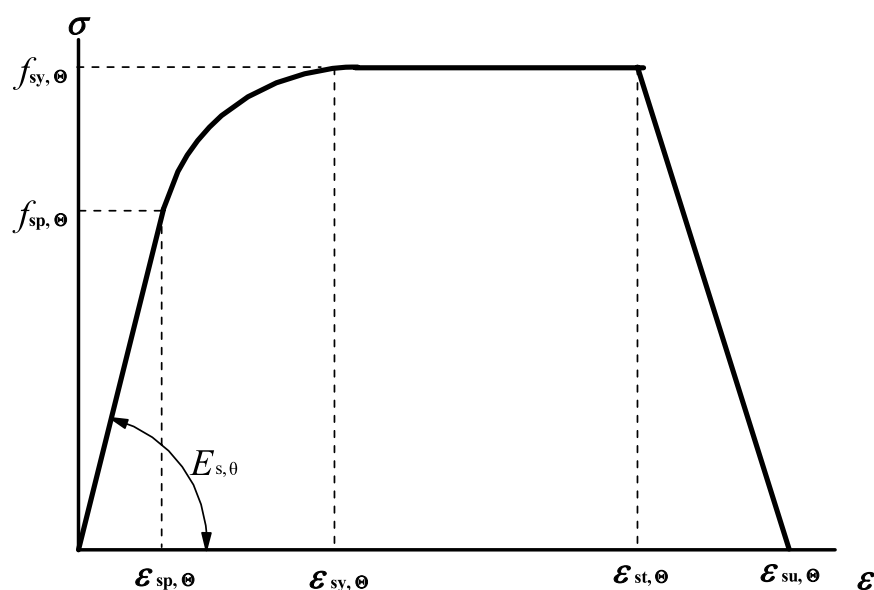
6.3 Арматура

6.3.1 Арматуралық болат қасиеттерінің сипаттамаларын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес не болмаса ұлттық қосымша бойынша қабылдау керек.

6.3.2 Көтергіш қабілеті бойынша шекті күйлерін тексеру кезінде арматура үшін γ_s қауіпсіздік коэффициенттері, тұрақты және өтпелі есептік жағдайлар үшін $\gamma_s = 1,15$ және ерекше есептік жағдай үшін $\gamma_s = 1,0$ қабылданады. Арматураның қажыған беріктігі ҚР ҚН EN 1993-1-9:2005/2011 сәйкес тексеріледі.

6.3.3 Қалыпты температура үшін арматураның серпімділік модулінің есептік мәнін ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 сәйкес $E_s = 210$ ГПа тең конструктивтік болат үшін оның мәніне тең деп қабылдауға болады.

6.3.4 Жоғары температура кезіндегі арматура болаттарының деформациялық сипаттамалары ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (3.2.1) сәйкес конструкциялық болатқа арналған сияқты анықталуы тиіс. Жоғары температура кезіндегі арматура үшін жақсартылған диаграмма $\sigma - \varepsilon$ 6.5-суретте берілген.

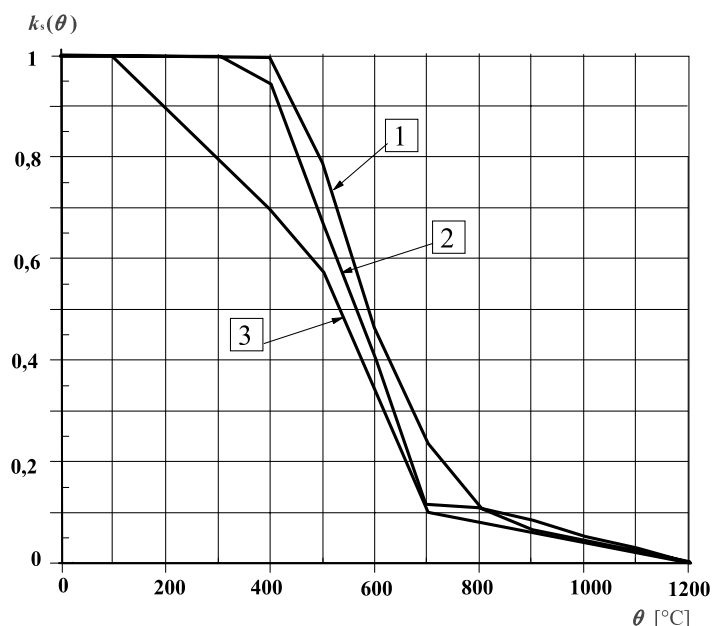


6.5-сурет - ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 сәйкес жоғары температура кезінде арматура үшін жақсартылған диаграмма $\sigma - \varepsilon$

6.3.5 [3.2.3(4)] ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 3.3-сәйкес жылу әсерлері кезінде (өрттің шынайы модельдері), жекелеген жағдайларда өрттің сөну кезеңінде жеткілікті дәлдікпен ыстықтай жаймаланған болат арматура үшін есептеу кезінде 6.3-кестеге берілген конструкциялық болаттың деформациялану диаграмма мәндері қолданылуы мүмкін. Температура жоғарылаған кезде арматураның сипаттамалық беріктігінің төмендеуі 6.6-суретте көрсетіледі.

6.3-кесте - Суықтай тартылған болат арматураның деформациялану диаграммасына арналған төмендету коэффициенттері k [п.3.2.3 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011]

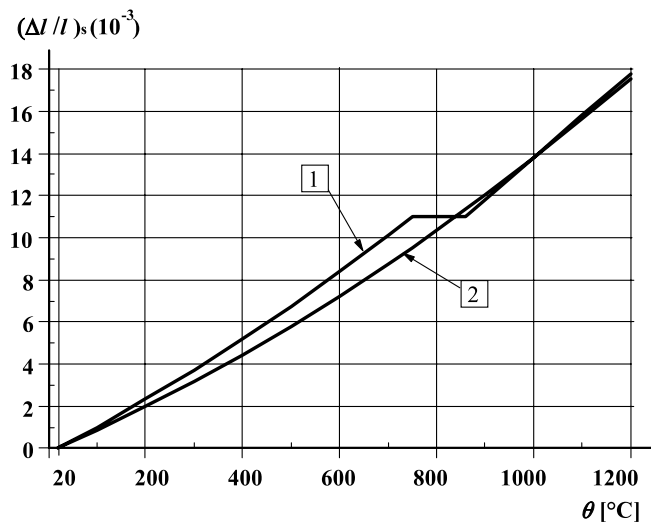
Болаттың температурасы θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0



1 – кәдiмгi арматура; 2 – алдын ала кернелетiн шыбықты арматура;
3 – алдын ала кернелетiн сым және арқандар

6.6-сурет – ҚР ҚН EN 1992-1-2:2005/2011 сәйкес температура жоғарылаған кездегі арматураның өзіне тән берiктiгiн төмендету

6.3.6 [3.3.1(3)] Ықшамдалған есептеу модельдерінде (6.4) формуласына сәйкес болат арматураның температуралық ұлғаюының температураға сызықтық тәуелділігін қабылдауға рұқсат етіледі. Болат арматураның температуралық ұлғаюының графикалық тәуелсіздігі 6.7-суретте көрсетіледі.



1 - кәдімгі арматура, 2 – алдын ала кернелетін арматура

6.7-сурет –ҚР ҚН EN 1992-1-2:2005/2011 сәйкес температура шамасына байланысты арматураның температуралық ұлғаюы

6.3.7 Болат арматура үшін жылу техникалық сипаттамаларын ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (3.3.1) нұсқауларына сәйкес орнату керек.

7 КЕСТЕ МӘЛІМЕТТЕРІ НЕГІЗІНДЕ ОТҚА ТӨЗІМДІЛІКТІ ЕСЕПТЕУ

7.1 [4.1(2)P] Кесте мәліметтерін бірқалыпты от әсерлері кезінде жеке конструктивтік элементтер үшін олардың өлшемдерінің шектерінде ғана қолдану керек. Жылу әсері конструкция өлшемдері шектерінде бірқалыпты қабылданатын стандартты температура тәуелсіздігіне сәйкес қабылдануы тиіс.

7.2 [4.1(3)] Кесте мәліметтері сынау нәтижелерімен немесе жалпы есептеу модельдерімен салыстыру бойынша отқа төзімділік қорына мәндерді береді.

7.3 [4.1(6)P] Кесте мәліметтерінде берілмеген жоба шешімдері үшін жалпы есептеу модельдерін немесе эксперименттік зерттеу нәтижелерін қолдану керек.

7.4 [4.2.1(1)] Осы тарауда берілген ережелер жеке конструкцияларды есептеу үшін және тек өрттің стандартты әсері үшін ғана қолданылады.

7.5 [4.2.1(5)] Осы құралдың А қосымшасындағы кестелерде берілген кесте мәліметтеріндегі физикалық параметрлер үшін сызықтық интерполяциялауға рұқсат етіледі.

7.6 [4.2.2(1,3)] Жартылай бетондалған болат қимасы бар болаттемірбетонды аркалықтардың отқа төзімділігі жүктеме деңгейімен $\eta_{fi,t}$ анықталады. b енді, A_s қосымша арматураланған көлемі бар, A_f профилінің төменгі сөре қимасының ауданына қатысты аркалыққа арналған мәліметтер А.1-кестеде берілген. Бұл жағдайда $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$ анықтай

отырып, келесі шарттарды сақтау керек:

- e_w қабырға қалыңдығы b енінің $1/15$ аспауы тиіс;
- e_f төменгі сөре қалыңдығы e_w қабырғаның қосарлы қалыңдығынан аспауы тиіс;
- h_c бетон жабынның қалыңдығы кемінде 120 мм құрауы тиіс;
- $A_s/(A_c + A_s)$ сөрелері арасындағы бетон және арматура қимасы ауданының қосындысына қатысты қосымша арматуралау ауданы 5% аспауы тиіс;
- R_d мәні ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 сәйкес келесіні есептеу арқылы анықталған:
 - а) b_{eff} жабынның тиімді ені 5 м артық емес;
 - б) A_s қосымша арматуралауды қоспағанда.

7.7 [4.2.2(7)] А.1 және А.2-кестелерде берілген мәндерді, егер профильдің кемінде 85% жоғарғы бөлігі пішінделген төсеммен жабық болса, кескінделген болат төсем бойынша болаттемірбетонды жабынмен біріктірілген арқалықтар үшін қолдануға рұқсат етіледі. Кері жағдайда арқалықтардың жоғары бөлігінде пайда болған тығыздап жабылмағанды толтыру керек.

7.8 [4.2.3.1] Сығылумен және эксцентрикалық сығылумен жұмыс істейтін ұстындарды есептеу кезінде ұстын қимасының 30 минималды өлшемдерінен аспайтын ұзындықтағы қаңқа ғимараттарының ұстындарына таратылатын А қосымшасының А.4 – А.7-кесте мәліметтерін қолдану керек. R_d қалыпты температура кезінде конструкция кедергісін анықтау барысында жүктеме қосымшасының эксцентрикасын ескеру керек.

7.9 [4.2.3.2(1,5)] Түгел бетондалған қимасы бар болаттемірбетонды ұстындар b_c немесе h_c ені, болат профильдегі c бетон қабатының қалыңдығы арматура шыбықтарының u_s осіне дейінгі минималды арақашықтығы бойынша қалыптастырылады. Көрсетілген мәліметтер А.4-кестесінің екі баламалы нұсқаларында берілген. Егер болат қиманы жиектеген бетон жылу оқшаулағыш функцияны ғана орындаса, қалыпты шарттары үшін ұстынды жобалау кезінде $R30$ -ден $R180$ дейінгі отқа төзімділік шектері А.5-кестесіне сәйкес бетон қабатымен қамтамасыз етілуі мүмкін.

7.10 [4.2.3.3(1)] Жартылай бетондалған қимасы бар болаттемірбетонды ұстындар $\eta_{fi,t}$ жүктеме деңгейі, b немесе h ені, арматура шыбықтарының осіне дейінгі минималды арақашықтық және мәліметтері бойынша S235, S275 және S355 класты болаттар үшін қолданылуы мүмкін А.6-кестеде берілгендей e_w қабырға қалыңдығының e_f сөре қалыңдығына қатынасы бойынша қалыптастырылады.

7.11 [4.2.3.4(1,2)] Құбырбетонды ұстындар $\eta_{fi,t}$ жүктеме деңгейі, $A_s/(A_c + A_s)b$, h немесе d көлденең қима өлшемдері, арматуралаудың салыстырмалы ауданы және А.7-кестесіне сәйкес арматура шыбықтарының осіне дейінгі минималды арақашықтық бойынша. Бұл жағдайда А.7-кестесіндегі мәліметтермен бірге R_d және $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ есептеулерінде келесілерді ескеру керек:

- болат құбырларының класына тәуелсіз аққыштықтың номиналды шегі 235 Н/мм^2 қабылданды;

- e құбыр қабырғасының қалыңдығы b және d арасындағы максималдық мәндерден $1/25$ қабылданған;

- арматуралаудың 3% артық ауданымен арматуралау ескерілмейді;

- бетонның беріктігі қалыпты температура кезіндегі беріктікпен сәйкес келеді.

МЫСАЛ 1

А.1-кестесінің келесі шартын тексереміз:

$$A_s/(A_s + A_c) < 5 \, \%.$$

Сөрелер арасындағы болат арқалықты бетондау қимасының ауданы

$$A_c = h \cdot b - 2 \cdot b \cdot t_f - (h - 2 t_f) t_w = 100 \times 30 - 2 \times 30 \times 3,6 - (100 - 2 \times 3,6) 1,9 = 2610 \, \text{см}^2,$$

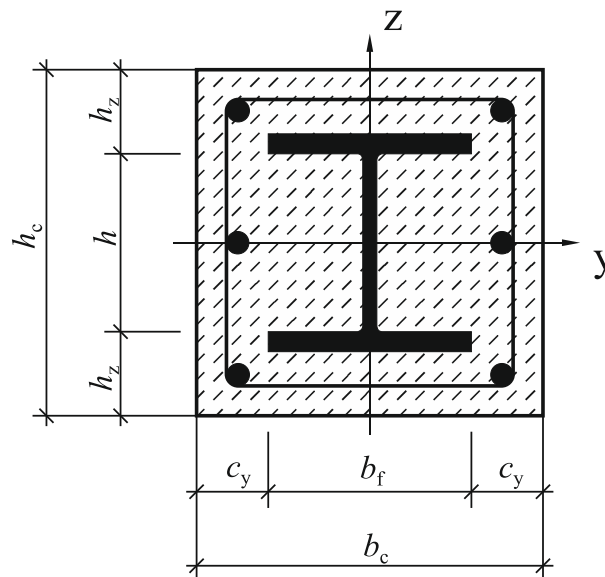
$$A_s/(A_s + A_c) = 96,4 \times 10^2 / (96,4 + 2610) = 3,56 \, \% < 5 \, \%.$$

Қосымша арматуралау шарты орындалады.

МЫСАЛ 2

Берілген: В-қосымшасы В.2-кестесінің сұрыптамасына сәйкес геометриялық қима өлшемдері бар HE140AA кең сөрелі қос таврдан жасалған түгел бетондалған болаттемірбетонды ұстын. Жұмсақ бойлық арматура диаметрі 12 мм алты ұстыннан тұрады (7.2-сурет). Стандартты өрт кезіндегі ұстынның берілген отқа төзімділік шегі R90 құрайды.

Талап етіледі: R90 отқа төзімділік шегіне сәйкес келетін минималды қима параметрлерін орнату.



7.2-сурет – Ұстын қималарының геометриялық параметрлері

Шешуі:

Қоставр қималарының геометриялық өлшемдері: $h = 128 \, \text{мм}$, $b_f = 140 \, \text{мм}$, $t_f = 6 \, \text{мм}$, $t_w = 4,3 \, \text{мм}$. ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 талаптарына сәйкес бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығы келесідей болуы тиіс :

$$c_y < 0,4 \cdot b_f = 0,3 \times 140 = 56 \, \text{мм},$$

$$c_z < 0,3 \cdot h = 0,3 \times 128 = 40 \, \text{мм}.$$

А.4-кестесі 1.2-тармағына сәйкес R90 отқа төзімділік кезінде болат профиль үстіндегі бетон

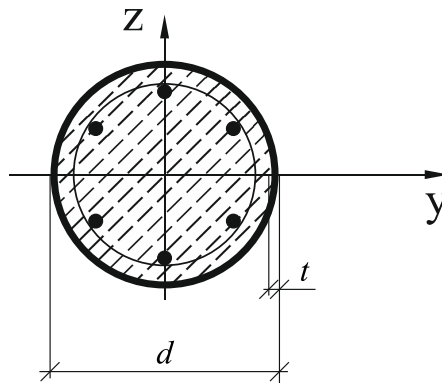
$$A_s/(A_s + A_c) = 18,8 \times 10^2 / (18,8 + 860) = 2,14 \% < 4 \%$$

Шарт орындалды.

МЫСАЛ 4

Берілген: В.3-кесте сұрыптамасына сәйкес бетонмен толтырылған диаметрі $D = 273$ мм қабырға қалыңдығы $T = 8$ мм болат құбырдан тұратын статикалық есептеулер негізіндегі жобаланған ұстын. С20/25 класты бетон S 275 маркалы болаттан жасалған 6 дана мөлшерінде $d = 10$ мм диаметрлі шыбықтармен арматураланған. Шыбық осьтері құбырдың ішкі бетінен $a = 3$ см арақашықтықта орналасқан (7.4-сурет). Стандартты өрт кезінде айнымалы және тұрақты әсерлерден болатын жүктемелердің нормативтік мәндер қатынасы $Q_{k,1}/G_k = 1,5$, ал айнымалы әсер үйлесімділігінің коэффициенті $\psi_{1,1} = 0,3$ құрайды.

Талап етіледі: Кесте мәліметтері негізінде болаттемірбетонды ұстынның отқа төзімділік шегін орнату.



7.4-сурет - Дөңгелек қималы болаттемірбетон бағанның көлденең қимасы

Шешуі:

Арматура қимасының ауданы $A_s = 4,71 \text{ см}^2$, құбыр қимасының ауданы $A_a = 66,6 \text{ см}^2$.

Бетон қимасының ауданы

$$A_c = \pi D^2 / 4 - A_a - A_s = 3,14 \times 27,3^2 / 4 - 66,6 - 4,71 = 513,8 \text{ см}^2.$$

Салыстырмалы арматуралау ауданы

$$A_s/(A_s + A_c) = 4,71 \times 10^2 / (4,71 + 513,8) = 0,9 \%$$

5.8-сурет графигінен $Q_{k,1}/G_k = 1,5$ және $\psi_{1,1} = 0,3$ берілген мәндер үшін төмендегу коэффициентінің шамасын табамыз $\eta_{fi,1} = 0,4$. А.6-кестесі 2--бағанындағы сәйкес $0 \% < A_s/(A_s + A_c) = 0,9 \% < 3 \%$ үшін құбырдың минималды диаметрі 260 мм және арматура осіне дейінгі 30 мм арақашықтықтағы ұстынның отқа төзімділік шегі R30 класына сәйкес келеді. Құбырдың жобаланған $D = 273$ мм диаметрі кезінде ұстынның R60 шамасына дейін отқа төзімділігінің ұлғаюы $A_s/(A_s + A_c) = 3 \%$ дейін арматуралау ауданының қимасын ұлғайту арқылы мүмкін. Бұған диаметрі 18 мм 6 шыбық түріндегі арматуралау сәйкес келеді.

8 ОТҚА ТӨЗІМДІЛІКТІ ЕСЕПТЕУДІҢ ЫҚШАМДАЛҒАН ӘДІСТЕРІ

8.1 Жалпы ережелер

8.1.1 [4.1(2)P] Ықшамдалған әдістерді конструктивтік элементтердің өлшемдері шектерінде бірқалыпты от әсері кезінде жеке конструктивтік элементтер үшін ғана қолдану керек. Жылу әсері конструкция өлшемдерінің шектерінде біркелкі қабылданатын стандартты температура тәуелділігіне сәйкес қабылдануы тиіс.

8.1.2 [4.1(3)] Ықшамдалған әдістер сынау нәтижелерімен немесе жалпы есептеу модельдерімен салыстыру бойынша отқа төзімділік қорындағы мәндерді береді.

8.1.3 [4.1(6)P] Қолдану саласынан тыс ықшамдалған әдістердің жобалық шешімдері үшін жалпы есептік модельдерді немесе эксперименталды тексеру нәтижелерін қолдану керек.

8.2 Болаттемірбетон арқалықтары

8.2.1 Иілу кезіндегі көтергіш қабілеттілігін анықтау

8.2.1.1 [4.3.4.1.1(3)] Қимадағы температураларды таратуды эксперименталды, не болмаса ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (4.4.2) сәйкес, немесе ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (4.3.4.2.2) сәйкес ықшамдалған есептік модельдің көмегімен бетондалмаған болат қимамен болаттемірбетонды арқалықтар үшін жылу техникалық есептік модельдердің көмегімен анықтауға жол беріледі.

8.2.1.2 [4.3.4.1.2] Болаттемірбетонды арқалықтарды ию кезіндегі көтергіш қабілеттілігін 4-кластан басқа кез келген қима түрі үшін шектік күштер әдістемесі бойынша есептеуге болады. Бос тірелген арқалықтар үшін қима класына тәуелсіз сығылған болат сөрені 1-класты деп қабылдауға болады, егер ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.5.5) сәйкес орналасқан тік арматураның темірбетон плитасымен арқалықтың түйісуі қамтамасыз етілсе.

8.2.1.3 [4.3.1(4)] Болаттемірбетон қимасындағы бейтарап осьтің орналасуын бетонның созылған аймағын есептемей-ақ келесі формуладан анықтауға болады

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y, \theta, i} \cdot \left(\frac{f_{y, i}}{\gamma_{M, fi, a}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c, \theta, j} \cdot \left(\frac{f_{c, j}}{\gamma_{M, fi, c}} \right) = 0, \quad (8.1)$$

мұндағы α_{slab} - қиманың сығылған бөлігінің тікбұрышты жабын плитасының есебінде қолдануға арналған түзету коэффициенті, $\alpha_{slab} = 0,85$;

$f_{y, i}$ - бейтарап осіне қатысты сығылған аймақтағы оң мәнмен және созылған аймақта теріс мәнмен қабылданатын A_i қарапайым аудан үшін f_y аққыштықтың номиналды шегі;

$f_{c, j}$ - 20 °C температура кезінде A_j бетонның қарапайым ауданының есептік беріктігі;

$k_{y, \theta, i}$ және $k_{c, \theta, j}$ - 6.1 және 6.2-кестелері бойынша анықталатын болат және бетон үшін беріктікті төмендету коэффициенттері.

8.2.1.4 [4.3.1(5)] $M_{fi,t,Rd}$ иілу кезіндегі көтергіш қабілеттілігі келесі формуладан анықталуы мүмкін:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right), \quad (8.2)$$

мұндағы z_i , z_j - бейтарап осьтен бастап A_i немесе A_j қарапайым аудан ортасына дейінгі арақашықтық.

8.2.1.5 [4.3.4.3.1(5)] Көтергіш қабілеттілігін есептеу барысында әртүрлі отқа төзімділік класы үшін иілу кезінде қауіпсіздіктің жеке коэффициенттерін есепке алумен келесі механикалық сипаттамаларды қабылдау керек:

- бетон үшін цилиндрлік сығу беріктікті f_c ;
- кемітілген аққыштық шегі k_{fy} немесе k_{sy} арматура шыбықтары үшін;
- болат арқалықтар үшін кемітілген аққыштық шегі f_{ay} .

8.2.1.6 [4.3.4.2.3] Критикалық температураның есептік моделіне сәйкес иілуді есептеу кезінде температураны болат қима бойынша біркелкі таратуды қабылдау керек. Осы әдіс 500 мм максималды биіктігімен және кемінде 120 мм жабын плита қимасының биіктігімен симметриялық қималар үшін қолданылады және тек оң иілу моменттерін қабылдайтын бос тірелген арқалықтарға ғана таратылады. Критикалық температура θ_{cr} құрама қиманың $\eta_{fi,t}$ жүктеу деңгейіне және төмендегі формулаларға сәйкес $f_{ay,\theta_{cr}}$ жоғары температуралар кезіндегі болаттың беріктігіне сүйене отырып анықталуы тиіс:

$R30$ үшін

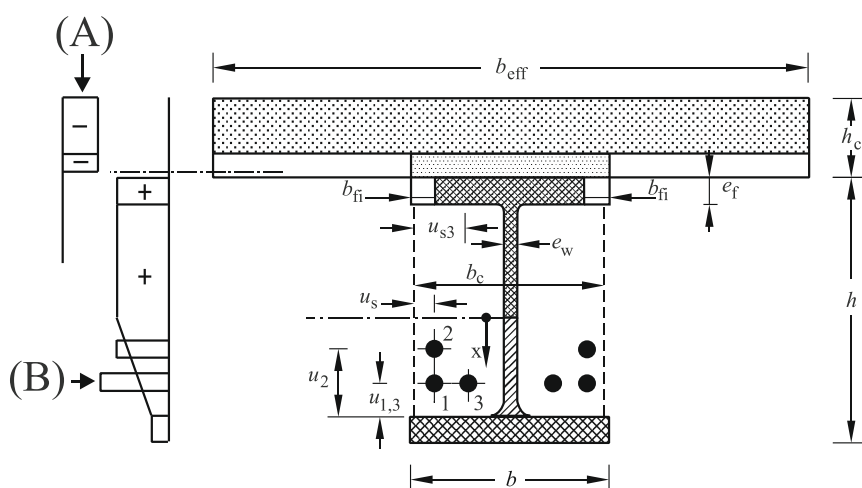
$$0,9 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay}; \quad (8.3)$$

басқа жағдайларда

$$1,0 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay}, \quad (8.4)$$

мұндағы $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$ және $E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot E_d$ (5.10) формуламен анықталады.

8.2.1.7 [4.3.4.3.1] Жартылай бетондалған арқалықтардың иілуі кезіндегі көтергіш қабілеттілігін ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 4.3.4.1.2-тармағына сәйкес немесе 8.1-суретіне сәйкес $M_{fi,Rd}^+$ дұрыс иілу моментінің әрекетіне анықтауға болады. Бұл жағдайда материал сипаттамаларына температураның әсерін көлденең қиманы құрайтын бөлік өлшемдерін кемітумен немесе материалдардың механикалық сипаттамаларының нормативтік мәндерін ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 F қосымшасының нұсқауларына сәйкес анықталатын төмендету коэффициентіне көбейте отырып ескеру керек. Плита қалыңдығы h_c 8.1-кестеде берілген минималды мәннен аспауы тиіс.



А – бетондағы кернеудің таралуы,

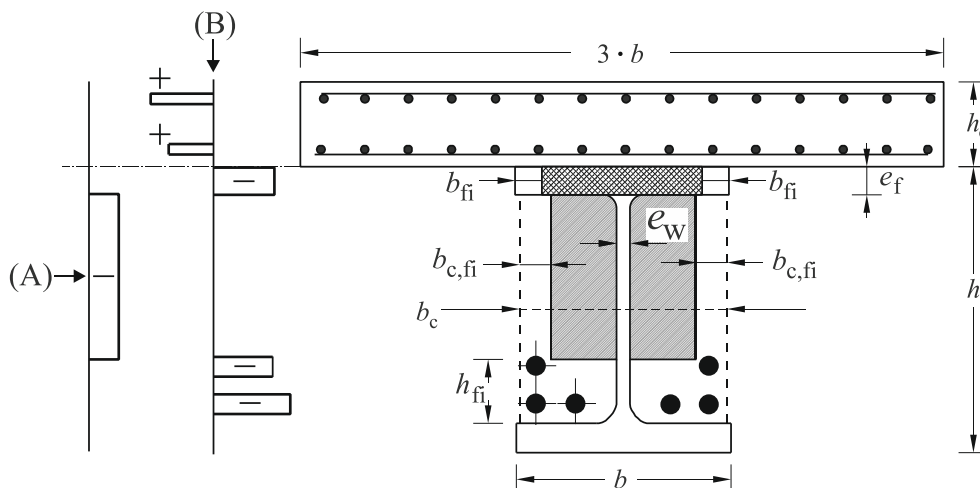
В – болат арқалықтағы және арматурадағы кернеудің таралуы

8.1-сурет - Дұрыс иілу моментінің әрекетінен жартылай бетондалған көлденең болаттемірбетон қимасындағы кернеудің таралуы [ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]

8.1-кесте— 8.1-суретке сәйкес плитаның минималды қалыңдығы

Стандартты отқа төзімділік	Плитаның минималды қалыңдығы h_c [мм]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

8.2.1.8 [4.3.4.3.3] Жартылай бетондалған қиманы есептеу кезінде темірбетон плитасының b_{eff} ені ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 (5.4.1.2) сәйкес алынған тиімді енге сәйкес келуі тиіс. Бұл жағдайда жабын плитасының қысылған бетонды, қабырғаны қосқанда жоғарғы және төменгі профиль сөрелерін, сонымен қатар арматура шыбықтарын ескеру керек. Есептеуден жабын плитасының созылған бетонын, сонымен қатар профиль сөрелерінің арасында орналасқан бетонды шығару керек (8.1-сурет). Иілу кезіндегі бейтарап осьтің орналасуы және дұрыс иілу моментінің әрекетіне көтергіш қабілеттілігі тепе-теңдік шартынан және шектік күштер әдісімен анықталуы мүмкін.



А - бетондағы кернеудің таралуы,

В - болат арқалықтағы және арматурадағы кернеудің таралуы

8.2-сурет - Теріс иілу моментінің әрекетінен жартылай бетондалған көлденең болаттемірбетон қимасындағы кернеудің таралуы
[ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]

8.2.1.9 [4.3.4.3.4] Теріс иілу моментінің әрекетін $M_{fi,Rd}$ сынайтын болаттемірбетон арқалығы иілуінің көтергіш қабілеттілігін анықтау барысында қимадағы кернеуді бөлуді 8.2-суретке сәйкес қабылдауға болады. Бұл жағдайда темірбетон плитасының тиімді енін болат профильдің үш еселенген еніне дейін кеміту керек. Теріс иілу моментінің әрекетіне беріктікті есептеу үшін есептеулерде темірбетон плитасының арматура шыбықтарын, болат профильдің жоғарғы сөресін, сонымен қатар профиль сөрелері арасында орналасқан сығылғын бетонды ескеру керек. Есептеуден жабын плитасының созылған бетонын, сонымен қатар қабырғаны және профильдің төменгі сөресін шығару керек.

8.2.1.10 [4.3.4.3.4(3,5)] Сөрелер арасында орналасқан арматура шыбықтары сығылу жұмысына қатысуы және жергілікті тұрақтылықты қамтамасыз ететін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарына жиектелген камыттардың сәйкестігі шарттарында теріс иілу моментіне әсер ететін көтергіш қабілеттілігін есептеуде, сонымен қатар болат профильдің және тіректегі арматура шыбықтарының беріктік шарттарында ескерілуі мүмкін. Иілу кезіндегі бейтарап осьтің орналасуы және теріс иілу моментінің әрекеті кезіндегі көтергіш қабілеттілігі тепе-теңдік шарты және шектік күштер әдісі негізінде анықталуы мүмкін.

8.2.2 Көлденең және бойлық жылжу кезіндегі көтергіш қабілеттілігін анықтау

8.2.2.1 [4.3.4.1.5(3)] Бойлай жылжыту кезінде жылжыту қосылыстарының көтергіш қабілеттілігін келесі мәндердің кішісін қабылдай отырып, дұрыс иілу моментінің әрекет ету аумағындағы критикалық ұзындық шектерінде анықтау керек:

Келесі формула бойынша жабын плитасындағы сығу күштерін есепке алу арқылы:

$$F_c = \alpha_{\text{slab}} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right). \quad (8.5)$$

Немесе болат профильдегі созу күштерін есепке алумен формула бойынша

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right). \quad (8.6)$$

Теріс иілу моментінің әрекет ету аумағындағы бойлық жылжытуды есептеу әдістемесі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (Е.2) берілген.

8.2.2.2 [4.3.4.1.5(4)] Бойлық жылжу кезінде беріктікті қамтамасыз ету үшін ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.6.2) сәйкес сәйкесінше көлденең арматуралауды қарастыру керек.

[4.3.4.2.5(1)] Өрт кезінде қиылып түсетін анкер қосылыстарының көтергіш қабілеттілігін келесі мәндердің кішісін қолдану арқылы ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 сәйкес анықтау керек:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}, \quad (8.7)$$

мұндағы P_{Rd} (6.18) ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 формула бойынша анықталады.

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \quad (8.8)$$

мұндағы P_{Rd} (6.19) ҚР ҚН EN 1994-1:2004/2011 формуласына сәйкес анықталады.

$k_{u,\theta}$ және $k_{c,\theta}$ мәндері сәйкесінше осы Құралдың 6.1 және 6.2-кестелеріне сәйкес анықталады.

8.2.2.3 [4.3.4.2.5(2)] Анкер қосылыстарының температурасы θ_v [°C] және бетон температурасы θ_c [°C] арқалықтың жоғарғы сәресінің 80 % және 40 % температурасына сәйкесінше қабылдануы мүмкін.

8.2.2.4 [4.3.4.1.3(1)] Көлденең жылжыту кезінде арқалықтардың көтергіш қабілеттілігін 4.2.3.3(6) және 4.2.3.4(4) ҚР ҚН EN 1993-1-2:2005/2011 сәйкес конструкциялық болаттардың қимасы үшін бағалау керек, егер қиманың темірбетонды бөлігінің әсері жалпы көтергіш қабілеттілігіне эксперименталды орнатылмаған болса. Болат қиманың көлденең жылжуына көтергіштік қабілеттілігін есептеу әдістемесі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (Е.4) берілген.

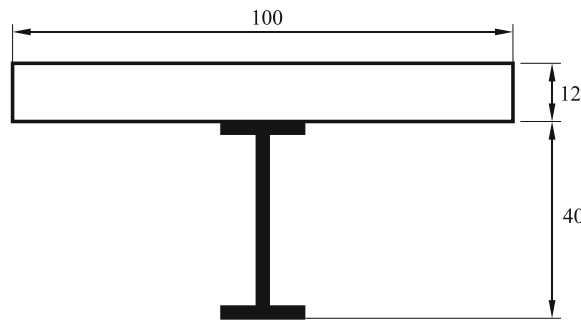
8.2.2.5 [4.3.4.1.3(2)] Болат арқалық қабырғасын көлденең жылжытуын есептеу әдістемесі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (F.2) берілген. Қалыпты температура үшін жобаланған, бетондалған қабырғалары бар бос тірелген арқалықтар үшін өрт кезінде көлденең жылжыту беріктігін тексеру талап етілмейді.

МЫСАЛ 1 Болаттемірбетонды жабын арқалығының отқа төзімділігін анықтау

Берілген: Аралығы 7,2 м болаттемірбетонды бос тірелген жабын арқалығы. Арқалық

қалыптастырылған бастиегі бар цилиндр анкерлердің көмегімен қалыңдығы 12 см темірбетонды плитамең біріктірілген бетондалмаған болат қоставрдан ІРЕ400 тұрады (8.3-сурет). Плитаның тиімді қимасы $A_c = 1200 \text{ см}^2$, С20/25 класты бетон. Осы Құралдың В қосымшасы сұрыптамасына сәйкес арқалық қимасының геометриялық параметрлері (болат S235 $f_{ay} = 235 \text{ МПа}$): $A = 84,5 \text{ см}^2$, $h = 400 \text{ мм}$, $b = 180 \text{ мм}$, $t_f = 13,5 \text{ мм}$, $t_w = 8,6 \text{ мм}$ құрайды. Тұрақты жүктемеден Арқалыққа түсетін қума жүктеменің сипаттамалық мәні $G_k = 21,6 \text{ кН/м}$, ал уақытшадан $Q_{k,1} = 27 \text{ кН/м}$ құрайды. Беріктік есептеулеріне сәйкес қалыпты температура шарттарында Арқалықтың көтергіш қабілеттілігі $M_{u,pl} = 425 \text{ кНм}$ құрайды.

Өлшемдері сантиметрмен



8.3-сурет – Бетондалмаған болат қоставрлы болаттемірбетонды арқалық қимасы

Талап етіледі: Стандартты өрт кезінде болаттемірбетонды арқалықтың шынайы отқа төзімділігін талап етілген отқа төзімділік кезінде бағалау R90.

Шешуі:

Арқалыққа түсетін жүктеме шамасын келесі теңдеуге сәйкес стандартты өрт кезінде анықтаймыз

$$\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d,$$

мұндағы $\gamma_{GA} = 1,0$, $\psi_{1,1} = 0,7$.

$$q_{fi} = 1,0 \times 21,6 + 0,7 \times 27,0 = 41 \text{ кН/м}.$$

Есептік иілу моменті

$$M_{fi,Ed} = \frac{1}{8} \times 41 \times 7^2 = 249 \text{ кНм}.$$

Болаттемірбетонды арқалықтың отқа төзімділігін бағалау үшін ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 4.3.4.2.3-тармағына сәйкес критикалық температураның есептік моделін қолданамыз.

Өрт кезіндегі арқалыққа түсетін жүктеме деңгейі

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} = \frac{M_{fi,Ed}}{M_{u,pl}} = \frac{249}{425} = 0,58.$$

Температураның критикалық мәнін жүктеу деңгейіне $\eta_{fi,t}$ және жоғары температурадағы болат кедергісіне сүйене отырып анықтаймыз.

$$0,9 \cdot \eta_{fi,t} = f_{a,max\theta_{cr}} / f_{ay,20^{\circ}C},$$

$$f_{a,max\theta_{cr}} = 0,9 \cdot \eta_{fi,t} \cdot f_{ay,20^{\circ}C} = 0,9 \times 0,58 \times 235 = 123,4 \text{ МПа},$$

$$k_{max\theta} = 123,4/235 = 0,525.$$

6.2-кесте мәліметтерінің негізінде интерполярлау арқылы талап етілген отқа төзімділікке сәйкес R90 температураның критикалық мәнін табамыз

$$\theta_{cr} = 580^{\circ}C.$$

Болат қоставрды $\theta_{cr} = 580^{\circ}C$ температурасына дейін қыздыру үшін талап етілетін уақытты анықтаймыз. Осы мақсатпен (4.6) ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 теңдеуін қолданамыз

$$\Delta \theta_{a-t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \cdot \frac{A_m}{V} h_{net} \Delta t,$$

- болаттың меншікті жылу өткізгіштігі $c_a = 600 \text{ Дж/кгК}$;

- болат тығыздығы $\rho_a = 7850 \text{ кг/м}^3$;

- $h_{net} - \varepsilon_f = 0,8$, $\varepsilon_m = 0,625$ параметрлері үшін ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 3.3-тармағына сәйкес анықталатын жалпы жылу ағынының аудан бірлігіне есептік мәні:

- келесі параметрлер кезінде анықталатын берілген қима қалыңдығы $\frac{A_m}{V}$

$$A_m = 1,47 \text{ м}^2/\text{м},$$

$$V = 8450 \times 10^{-6} \text{ м}^3/\text{м},$$

$$A_{m,3} = A_m - 0,180 = 1,470 - 0,180 = 1,290 \text{ м}^2/\text{м},$$

$$\frac{A_{m,3}}{V} = \frac{1,290}{8450 \times 10^{-6}} = 153 \text{ м}^{-1}.$$

Сандық, мысалы электронды кестелер түріндегі әдістерді қолдана отырып, уақыттың $\Delta t = 5$ сек берілген интервалында болатты критикалық температураға $t = 14$ мин дейін қыздыру уақытын табамыз, отқа төзімділік шегінен 90 мин аз. Осыған байланысты отқа төзімділікті R90 қамтамасыз ету үшін болат арқалық термооқшаулаумен қорғалуы тиіс. Осы мақсатпен жануы қиын термооқшаулау қоспалары арқалығының барлық бетіне тозаңдатуды қолданамыз. Бұл жағдайда болатты критикалық температураға дейін қыздыру уақытын теңдеуден табамыз (4.8) ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011:

$$\Delta \theta_{a-t} = \frac{\lambda_p / d_p}{c_a \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \left(\frac{1}{1 + \varphi / 3} \right) (\theta_{g-t} - \theta_{a-t}) \Delta t - (e^{\varphi/10} - 1) \Delta \theta_{g-t},$$

- берілген қима қалыңдығы алдыңғыдай қабылданады, яғни. $A_p/V = 153 \text{ м}^{-1}$;

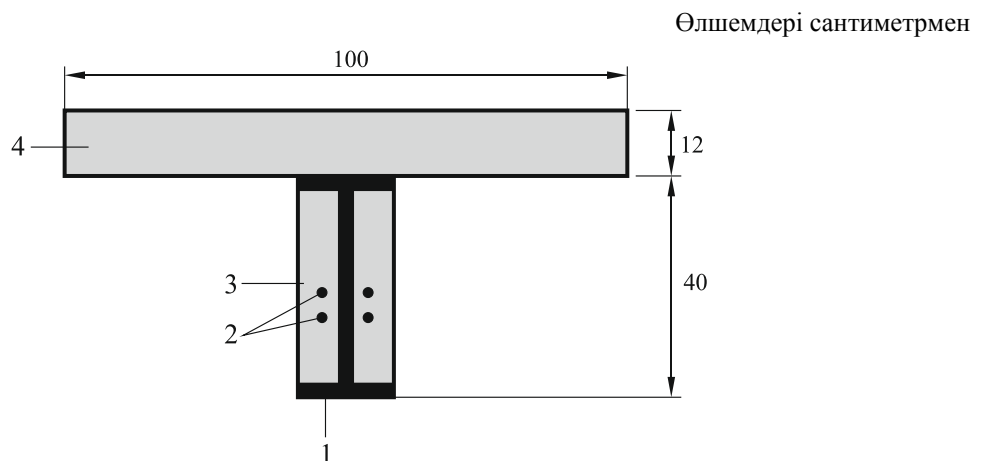
- термооқшаулағыштың жылу сыйымдылығы $= 1200 \text{ Дж/кгК}$;

- термоокшаулау қалыңдығы $d_p = 30$ мм;
- $\theta_{a,t}$ және $\theta_{g,t}$ уақыт моментіндегі t сәйкесінше газ және болат температурасы;
- $\Delta \theta_{g,t} - t$ уақыты ішіндегі газ температурасының көтерілуі;
- термоокшаулау материалының жылу өткізгіштігі $\lambda_p = 0,174$ Вт/мК;
- термоокшаулау тығыздығы $\rho_p = 430$ кг/м³;
- $\Phi = 0,42$.

Сандық, мысалы электронды кестелер түріндегі әдістерді қолдана отырып, уақыттың $\Delta t = 30$ сек берілген интервалында болатты критикалық температураға $t = 105$ минут дейін қыздыру уақытын табамыз, отқа төзімділік шегінен көп 90 минут. Осылайша стандартты өрт кезінде R90 талап етілген отқа төзімді арқалықтың көтергіш қабілеттілігі тек оны термоокшаулау арқылы ғана қамтамасыз етіледі.

МЫСАЛ 2

Берілген: Аралығы 8,0 м болаттемірбетонды бір аралықты жабын арқалығы. Болаттан дайындалған S 235 қоставр IPE400 қалыңдығы $h_c = 12$ см және тиімді қима ені бар $b_{eff} = 100$ см темірбетонды плитамен біріктірілген (8.4-сурет). Қоставр қабырғасы C20/25 класты бетонмен бетондалған, сонымен қатар одан темірбетонды плита жасалған. Қоставр қабырғаларын бетондау болаттан S325 дайындалған төрт шыбықпен арматураланған. Әрбір шыбықтың қима ауданы $A_s = 3,2$ см². Өрт кезінде арқалыққа түсетін қума жүктеменің есептік мәні $q_{fi} = 35$ кН/м құрайды.



- 1 – болат қоставр IPE 400, 2 – бойлық арматура, 3 – қоставрдың бетондалуы,
4 – темірбетонды плита

8.4-сурет – Бетондалған болат қоставры бар болаттемірбетонды арқалық қимасы

Талап етіледі: Талап етілген R90 отқа төзімділік кезінде стандартты өрт жағдайларында иілу кезіндегі арқалықтың көтергіш қабілеттілігін тексеру.

Шешуі:

Осы Құралдың В қосымшасындағы сұрыптамаға сәйкес арқалық қимасының геометриялық параметрлері: $A = 84,5$ см², $h = 400$ мм, $b_f = 180$ мм, $t_f = 13,5$ мм, $t_w = 8,6$ мм құрайды. Қима материалдарының есептік кедергілері қалыпты пайдалану температурасында:

- бетон $f_{c,20^\circ\text{C}} = 20$ МПа;
- болат $f_{ay,20^\circ\text{C}} = 235$ МПа;

- арматура $f_{fy,20^{\circ}\text{C}} = 325$ Мпа.

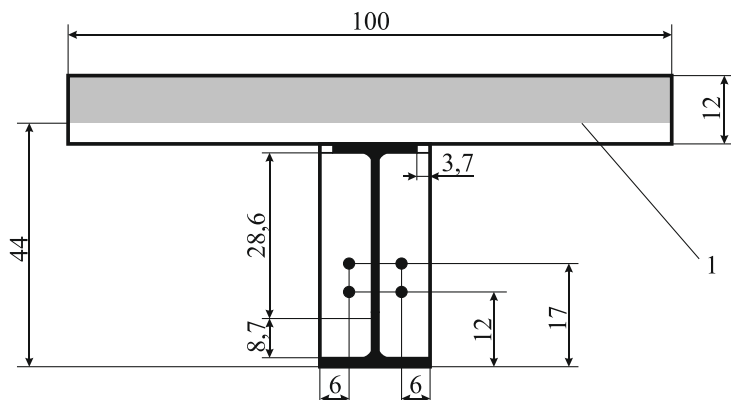
Өрт кезінде аталған материалдар үшін қауіпсіздік коэффициенттерін $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,r} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$. тең деп қабылдаймыз.

Өрт кезіндегі есептік жүктемеден түсетін есептік иілу моменті

$$M_{fi,Ed} = 1/8 \times 35 \times 8^2 = 280 \text{ кНм.}$$

R90 отқа төзімділік үшін өрт жағдайларында қиманың геометриялық параметрлерін анықтаймыз (8.5-сурет және F1-сурет ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011).

Өлшемдері сантиметрмен



1 – болаттемірбетонды қиманың бейтарап осінің орны

8.5-сурет – Болаттемірбетон арқалығы қимасының есептік өлшемдері

Темірбетон плитасының берілген қалыңдығы (F.1-кестесі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011)

$$h_{c,hi} = 30 \text{ мм,}$$

$$h_{c,h} = h_c - h_{c,fi} = 120 - 30 = 90 \text{ мм.}$$

Қоставрдың жоғарғы сөресінің берілген ені (F.2-кестесі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011)

$$b_{fi} = t_f/2 + 30 + (b_f - b_c)/2 = (13,5/2) + 30 + (180 - 180)/2 = 37 \text{ мм} = 3,7 \text{ см.}$$

Қоставр қабырғасының төменгі бөлігінің биіктігінің мәні (F.3-кестесі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011)

$$h_1 = a_1 / b_c + a_2 e_w / (b_c h),$$

$$\frac{h}{b_c} = \frac{400}{180} = 2,2 > 2 \Rightarrow a_1 = 14000 \text{ мм}^2, a_2 = 75000 \text{ мм}^2,$$

$$h_{1,min} = 40 \text{ мм,}$$

$$h_1 = 14000/180 + 75000 \times 8,6/(180 \times 400) = 87 \text{ мм} = 8,7 \text{ см.}$$

Қоставр қабырғасының жоғарғы бөлігінің биіктігінің мәні

$$h_h = 28,6 \text{ см.}$$

Қоставрдың төменгі сөресінің ақыштық шегінің коэффициенті (ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (F.4-кестесі))

$$k_a = [0,12 - 17 / b_c + h / (38 b_c)] a_0 = [0,12 - 17 / 180 + 400 / (38 \times 180)] 0,943 = 0,08 ,$$

$$\text{мұндағы } a_0 = 0,018 t_f + 0,7 = 0,018 \times 13,5 + 0,7 = 0,94.$$

Қоставрдың төменгі сөресіне және бетондаудың сыртқы шетіне қатысты арматура шыбықтарының орналасуы (8.5-сурет)

$$u_1 = 12 \text{ см}, u_2 = 17 \text{ см}, u_{s12} = 6 \text{ см}.$$

Өрт кезіндегі арматураның ақыштық шегінің төмендету коэффициентін анықтаймыз (F5-кесте ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011)

$$k_r = \frac{(u a_3 + a_4) a_5}{\sqrt{\frac{A_m}{V}}}$$

мұндағы

$$u = \frac{1}{\frac{1}{u_i} + \frac{1}{u_{si}} + \frac{1}{b_c - e_w - u_{si}}},$$

$$A_m = 2h + b_c = 2 \times 400 + 180 = 980 \text{ мм},$$

$$V = h \cdot b_c = 72000 \text{ мм}^2,$$

$$a_3 = 0,026, a_4 = -0,154, a_5 = 0,09,$$

төменгі қатардағы арматура шыбықтары үшін

$$u(1) = \frac{1}{\frac{1}{120} + \frac{1}{60} + \frac{1}{180 - 8,6 - 60}} = 29,4 \text{ мм},$$

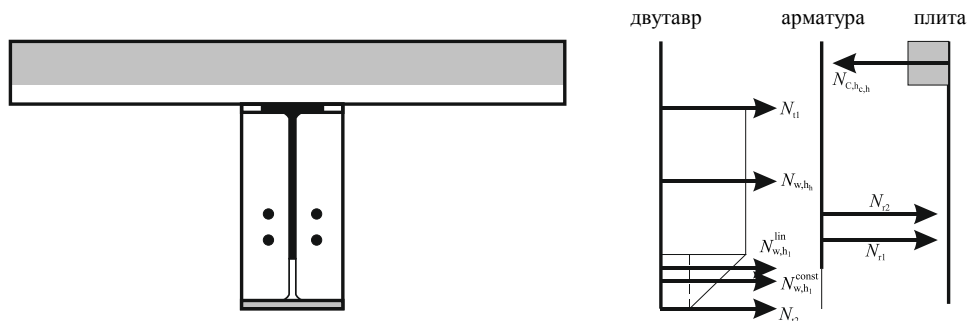
$$k_{r1} = \frac{(29,4 \times 0,026 - 0,154) \times 0,09}{\sqrt{\frac{980}{72000}}} = 0,47,$$

жоғары қатардағы арматура шыбықтары үшін

$$u(2) = \frac{1}{\frac{1}{170} + \frac{1}{60} + \frac{1}{180 - 8,6 - 60}} = 31,7 \text{ мм},$$

$$k_{r2} = \frac{(31,7 \times 0,026 - 0,154) \times 0,09}{\sqrt{\frac{980}{72000}}} = 0,52.$$

Болаттемірбетонды қима элементтеріндегі ішкі күштерді қиманың бейтарап осі бетон плитаның шектерінде орналасқан, ал созылған бетон иілу кезіндегі қима жұмысына қатыспайды деген болжаммен анықтаймыз (8.6-сурет).



8.6-сурет – Болаттемірбетонды қиманың жеке элементтеріндегі ішкі күштер

Бетон плитасындағы сығу күші

$$N_{c,h,h} = 0,85 f_{c,20^{\circ}\text{C}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot x = 0,85 \times 20 \times 1000 \cdot x = 17000 \cdot x.$$

Қоставрдың жоғарғы сөресіндегі созылатын күш

$$N_{t1} = f_{ay,20^{\circ}\text{C}} \cdot (b_f - 2b_{fi}) \cdot t_f = 235 \times (180 - 2 \times 37) \times 13,5 \times 10^{-3} = 336 \text{ кН}.$$

Қоставр қабырғасының жоғарғы аймағындағы созылатын күш

$$N_{w,h_h} = f_{ay,20} \cdot h_h \cdot t_w = 235 \times 286 \times 8,6 \times 10^{-3} = 578 \text{ кН}.$$

Біркелкі және үшбұрышты кернеу учаскелері үшін қабырғаның төменгі аймағындағы созылатын күш

$$N_{w,h_1}^{\text{const}} = k_a \cdot f_{ay,20} \cdot h_1 \cdot t_w = 0,079 \times 235 \times 87 \times 8,6 \times 10^{-3} = 13,7 \text{ кН},$$

$$N_{w,h_1}^{\text{lin}} = (f_{ay,20} - k_a \cdot f_{ay,20}) \frac{h_1}{2} t_w / \gamma_{M,fi,a} = (235 - 0,079 \times 235) \times 10^{-3} \times 87 / 2 \times 8,6 / 0,9 = 88,9 \text{ кН}.$$

Қоставрдың төменгі сөресіндегі созылатын күш

$$N_{t2} = k_a \cdot f_{ay,20} \cdot b_f \cdot t_f / \gamma_{M,fi,a} = 0,079 \times 235 \times 180 \times 13,5 \times 10^{-3} / 0,9 = 50,1 \text{ кН}.$$

Арматураның төменгі қатарындағы созылатын күш

$$N_{r1} = 2 \cdot A_{s1} \cdot k_{r1} \cdot f_{ry,20} = 2 \times 320 \times 0,47 \times 325 \times 10^{-3} = 97,8 \text{ кН}.$$

Арматураның жоғарғы қатарындағы созылатын күш

$$N_{r2} = 2 \cdot A_{s1} \cdot k_{r2} \cdot f_{ry,20} = 2 \times 320 \times 0,52 \times 325 \times 10^{-3} = 108,2 \text{ кН}.$$

Болаттемірбетонды қиманың болат элементтеріндегі созылатын күштердің жалпы шамасы

$$F_H^+ = N_{t1} + N_{w,h_h} + N_{w,h_1}^{\text{const}} + N_{w,h_1}^{\text{lin}} + N_{t2} + N_{r1} + N_{r2} = 336 + 578 + 13,7 + 88,9 + 50,1 + 97,8 + 108,2 = 1273 \text{ кН}.$$

Қиманың металл элементтеріндегі созылмалы күштердің және темірбетон плантадағы сығылу күшінің тепе-теңдік шартынан бейтарап ось орнын анықтаймыз.

$$F_H^- = N_{c,h,h} = 17000 \cdot x = F_H^+.$$

$$x = \frac{1273 \times 10^3}{17000} = 75 \text{ мм} < h_{c,h} = 90 \text{ мм}.$$

Темірбетон плитасымен қабылданатын сығылу күші

$$F_H^- = 17000 \cdot x = 17000 \times 75 \times 10^{-3} = 1275 \text{ кН}.$$

Иілу кезіндегі қиманың көтергіш қабілетінің бейтарап оське қатысты әрбір қима компонентіндегі алынған күштердің моменттер қосындысы ретінде анықтаймыз

$$M_{fi,Rd} = \sum M = (1275 \times 75/2 + 336 \times 51,65 + 578 \times 201,53 + 13,7 \times 388,03 + 88,9 \times 373,6 + 50,1 \times 438,15 + 97,8 \times 311,4 + 108,2 \times 261,4) \times 10^{-3} = 301 \text{ кНм.}$$

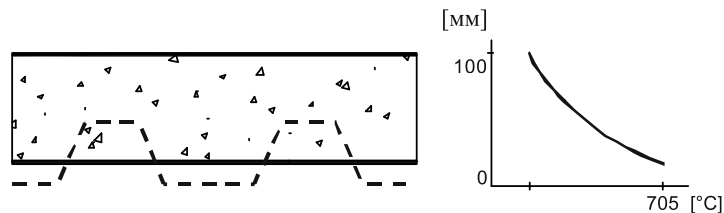
Өрт кезіндегі иілу барысында ұзақтығы 90 минут көтергіш қабілеттілігі

$$M_{fi,Rd} = 301 \text{ кНм} > M_{fi,Ed} = 280 \text{ кНм}$$

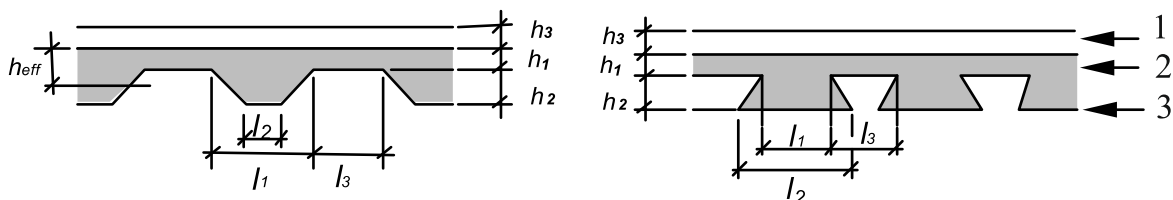
орындалады.

8.3 Профилді төсемі бар жабын плиталары

8.3.1 [4.3.2] Өрт әсерінен қорғалмаған, сырттары бойынша бос тірелген болаттемірбетонды жабын плиталарын шектік күштер әдісі бойынша есептеу керек. Бұл жағдайда стандартты температура тәуелділігіне сәйкес плитаның төменгі жағынан қыздыруға ұшырағандығын болжайды (8.7-сурет). Әдіс жоғары жағы жылумен оқшауланбаған қорғалмаған профилденген төсемге тікелей от әсері болғанда ғана қолданылады (8.8-сурет). Тиімді қалыңдықты h_{eff} анықтау әдісі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (D.4) берілген.



8.7-сурет – Өрт кезінде профилді төсем бойынша қалыңдығы 100 мм болаттемірбетонды плитаны төменгі жағынан қыздыру және 60 минут ұзақтықпен астыңғы жағынан қыздыру динамикасы [10]



1 – бетонды тартпа, 2 – плита бетоны, 3 – профилді болат төсем

8.8-сурет – Профилді төсемі бар болаттемірбетон плиталарының мысалдары

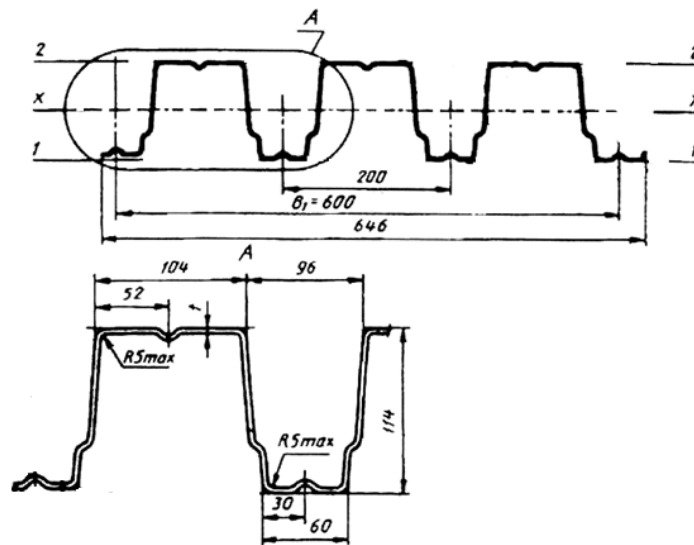
8.3.2 [4.3.2(5)] ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 сәйкес жобалау кезінде қосымша арматуралауы бар немесе онсыз профилді төсем бойынша болаттемірбетонды жабын плиталарының шегі R шектік күй бойынша минимум 30 минутты құрауы тиіс. R көтергіш қабілеті бойынша шектік күйге жетудің отқа төзімділік шегін есептеу әдісі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (D.2 және D.3) берілген. I жылу оқшаулағыш қабілеттілігі бойынша шектік күйге жетудің отқа төзімділік шегін есептеу әдісі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (D.1) берілген.

8.3.3 Профилді төсемі бар плиталардың отқа төзімділігін қамтамасыз ету бойынша конструктивтік шаралар қатарын талдау осы Құралдың Б қосымшасында берілген.

МЫСАЛ Профилді төсемнен тұратын болаттемірбетон аражабынның отқа төзімділігін анықтау.

Берілгені: Аралығы 4,8 м болаттемірбетон еркін тірелген аражабын. Аражабын тар гофр сөрелерімен металл белағаштарға тірелетін [24] Н114-600-1,0 типті пішінделген болат табақтан тұрады (8.9-сурет). Металл табақтың үстіндегі бетон сөресінің қалыңдығы 60 мм құрайды. Аражабынды бітеу үшін С20/25 класындағы бетон қолданылған.

Талап етіледі: I жылу оқшаулау қабілеттілігінің және R көтергіштік қабілеттілігінің шығыны бойынша аражабынның отқа төзімділігін анықтау қажет.

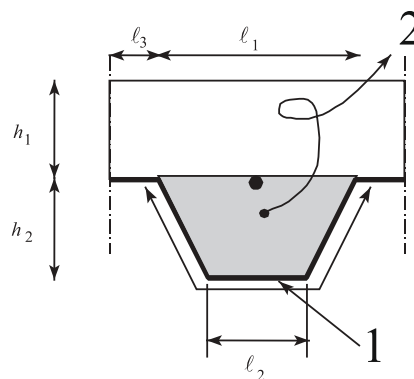


8.9-сурет –Н114-600-1,0 типті пішінделген болат табақ қимасы [24]

Шешімі

Тапсырманы шешу үшін стандарт отпен әсер ету кезіндегі (ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 D қосымшасы) қорғалмаған болаттемірбетон аражабындарына арналған есептік отқа төзімділік моделін қолданамыз. Тапсырма шартына және 8.10-суреттегі аражабын қимасының есептік сызбасына сәйкес оның геометриялық параметрлері мынаны құрайды:

$$h_1 = 60 \text{ мм}, h_2 = 114 \text{ мм}, l_1 = 96 \text{ мм}, l_2 = 60 \text{ мм}, l_3 = 104 \text{ мм}.$$



1 – L_r жылытылатын беті; 2 – А бетон қимасы

8.10-сурет – ҚР ҚН ЕН 1994-1-2 D қосымшасына сәйкес болаттемірбетон аражабынның есептік қимасы

ҚР ҚН ЕН 1994-1-2:2004/2011 (D.2) формуласы бойынша A/L_r келтірілген қабырға қалыңдығын анықтаймыз

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2}} = 114 \times 0,5 \times (96 + 60) / [60 + 2 \times (114^2 + 0,5 \times 96 + 0,5 \times 60)^{0,5}] = 30,8 \text{ мм.}$$

ҚР ҚН ЕН 1994-1-2:2004/2011 (D.3) формуласы бойынша Φ жоғарғы сөре пішінінің коэффициентін анықтаймыз

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 =$$

$$= [(114^2 + (104 + 0,5 \times 96 + 0,5 \times 60)^2)^{0,5} - (114^2 + (0,5 \times 96 + 0,5 \times 60)^2)^{0,5}] / 104 = 0,74.$$

ҚР ҚН ЕН 1994-1-2:2004/2011 (D.1) формуласы бойынша I жылу окшаулау қабілеттілігіне сәйкес аражабынның отқа төзімділік шегі

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3},$$

мұндағы, a_i коэффициенттерін ауыр бетондағыдай ҚР ҚН ЕН 1994-1-2:2004/2011 D.1-кестесі бойынша қабылдаймыз.

$$t_i = -28,8 + 1,55 \times 60 + (-12,6) \cdot 0,74 + 0,33 \times 30,8 + (-735)/104 + 48,0 \times 30,8/104 = 72,2 \text{ мин.}$$

R көтергіштік қабілеттілігі бойынша аражабынның отқа төзімділік шегін анықтау үшін ҚР ҚН ЕН 1994-1-2:2004/2011 D.4-формуласы бойынша болат төсемнің төменгі сөресінің, қабырғасының және жоғарғы сөресінің θ_a температурасын есептейміз.

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2,$$

мұндағы, b_i коэффициенттерін ауыр бетондағыдай ҚР ҚН ЕН 1994-1-2:2004/2011 D.2-кестесі бойынша қабылдаймыз.

Төменгі сөре температурасы:

$$\theta_a = 951 + (-1197)/104 + (-2,32) \times 30,8 + 86,4 \times 0,74 + (-150,7) \times 0,74^2 = 850 \text{ [}^\circ\text{C]}.$$

Қабырға температурасы:

$$\theta_a = 661 + (-833)/104 + (-2,96) \times 30,8 + 537,74 \times 0,74 + (-351,9) \times 0,74^2 = 767 [^{\circ}\text{C}].$$

Жоғарғы сөре температурасы:

$$\theta_a = 340 + (-3269)/104 + (-2,62) \times 30,8 + 1148,44 \times 0,74 + (-679,8) \times 0,74^2 = 706 [^{\circ}\text{C}].$$

ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 4.3.3(4) –бөлігі бойынша болаттемірбетон аражабынның көтергіштік қабілеттілігі стандарт өртпен астынан қыздыру кезінде болат төсем температурасы 350 °С-тан жоғарыламайынша қамтамасыз етіледі. Бұл ретте, ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 4.3.2(5)-бөлігіне сәйкес, қосымша арматураланған немесе қосымша арматураланбаған пішінделген төсемдегі аражабынның болаттемірбетон плиталарының отқа төзімділік шегі R шектік күйі бойынша кем дегенде 30 мин құрайды. ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 D.4 формуласы бойынша есептелген болат төсемнің төменгі сөресінің температурасы θ_a , қабырғасының және жоғарғы сөресінің отқа төзімділік шегі 350°С-тан асатын болғандықтан, қарастырылып отырған аражабынның көтергіштік қабілеттілігі бойынша отқа төзімділік шегін R30 түрінде қабылдаймыз. Аражабын плитасының отқа төзімділігін арттыру қажеттілігі жағдайында ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 4.3.3-бөлігі бойынша пішінделген төсемге салынатын қорғаныс жабындарын қолдануға болады (осы Құралдың Б қосымшасын қараңыз).

8.4 Болаттемірбетон ұстындары

8.4.1 [4.3.5.1(2)] Өрт кезінде осьтік сығуға болаттемірбетон ұстындардың көтергіш қабілеттілігінің есептік мәнін келесі формула бойынша анықтау керек:

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd}, \quad (8.1)$$

мұндағы χ - $\bar{\lambda}_{\theta}$ салыстырмалы икемділікке байланысты ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 6.3.1-тармағына сәйкес иілу үлгісінің төмендету;

$N_{fi,pl,Rd}$ - өрт кезіндегі жалпы қиманы осьтік сығуға пластикалық кедергінің есептік мәні.

8.4.2 [4.3.5.1(4)] Өрт кезіндегі осьтік сығуға көтергіш қабілеттілігінің есептік мәнін келесі формула бойынша анықтау керек:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{cy,\theta}) / \gamma_{M,fi,c}, \quad (8.2)$$

мұндағы $A_{i,\theta}$ - θ температура анықталған әрбір элементтің көлденең қима ауданы.

8.4.3 [4.3.5.1(5)] Тиімді иілу қаттылығын келесі формула бойынша анықтау керек:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,\theta} I_{c,\theta}), \quad (8.3)$$

мұндағы $I_{i,0}$ - әлсіз немесе қатты оське қатысты иілу кезінде берілген қиманың i -ші бөлігінің инерция моменті;

$\varphi_{a,0}$ - температура кернеулігін ескеретін төмендету коэффициенті (ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (G.6));

$E_{a,sec,0}$ - $\varepsilon_{cu,0}$ бөлінген, $f_{c,0}$ ретінде анықталған өрт кезіндегі бетон қимасының кедергі моментінің нормативтік мәні (6.1-сурет).

8.4.4 [4.3.5.1(6)] Өрт кезінде серпімді кезеңдегі критикалық жүктеме келесі формула бойынша анықталады

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2, \quad (8.4)$$

мұндағы l_θ - өрт кезіндегі ұстынның бойлық иілу аймағының ұзындығы.

8.4.5 [4.3.5.1(7)] Салыстырмалы икемділік келесі формула бойынша анықталады

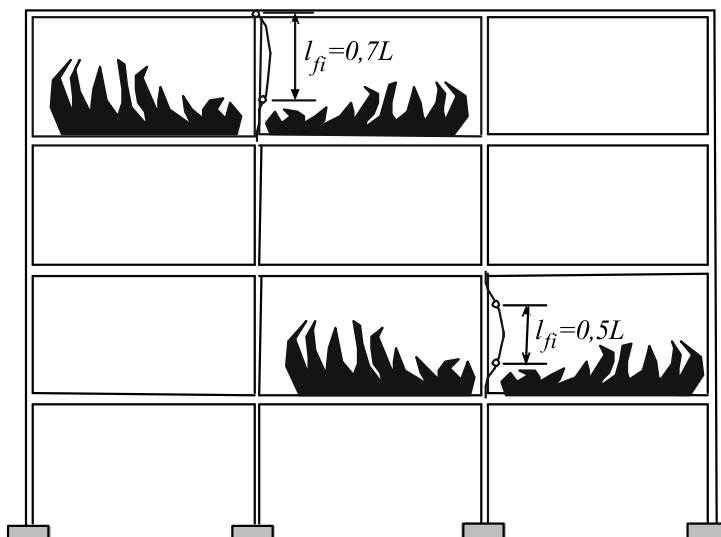
$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}}, \quad (8.5)$$

мұндағы $N_{fi,pl,R}$ - 1,0 тең болып қабылданған $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ және $\gamma_{M,fi,c}$ коэффициенттеріне (4) сәйкес мән $N_{fi,pl,Rd}$.

8.4.6 [4.3.5.1(8)] Ұстынның l_θ бойлық иілу аймағының ұзындығын анықтау үшін 8.4.7-тармағында көрсетілген талаптарды қоспағанда, ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 ережелерін қабылдау керек. Әрбір қабат шектерінде жоғары және төменді қатты қысатын ұстынды өртке кедергіні қамтамасыз ету жағдайлары кезінде осы кернеулердегі тиімді қысылғаны қарастырылуы мүмкін.

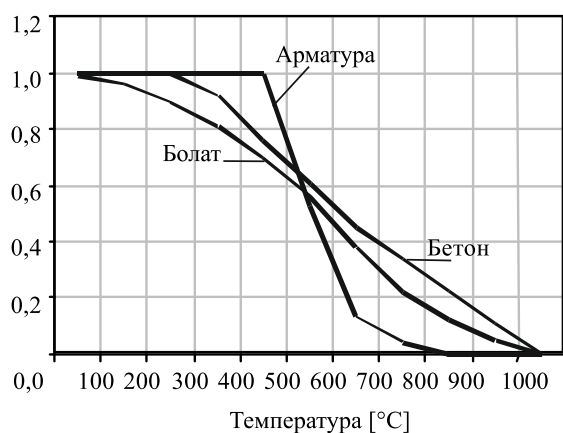
8.4.7 [4.3.5.1(10)] Әрбір қабат жеткілікті отқа төзімділік шегі бар өрт бөлігі ретінде қарастырылуы мүмкін болаттемірбетонды қаңқа үшін өрттің әсер етуімен жоғарғы қабаттың бойлық иілу аймағының ұзындығы $l_{fi} = 0,5$ сәйкес келеді. Аралық қабат ұстыны үшін $l_{fi} = 0,7$ (8.11-сурет). Өрт әсеріндегі төменгі қабат ұстыны үшін бойлық иілу аймағының ұзындығы ұстын іргетасының бұру қаттылығына байланысты 0,5-ден бастап 0,7 дейін өзгеруі мүмкін.

8.4.8 Құбырбетонды ұстындарды бағалау барысында сығу кезіндегі беріктікті және қима компоненттерінің серпімділік модулін салыстырмалы төмендетуді 8.12-суретінің графиктерінен анықтауға болады.

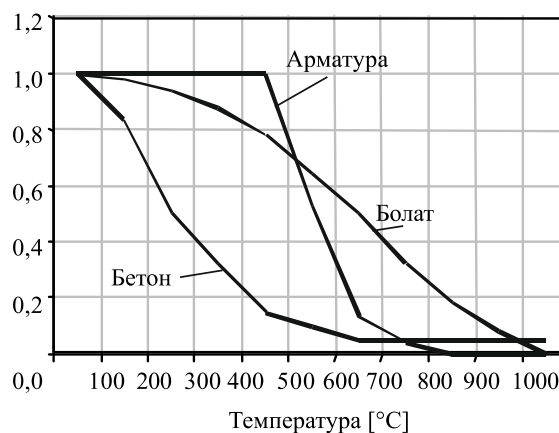


8.11-сурет–Өртті оқшаулауға байланысты қаңқа ғимаратының болаттемірбетонды ұстындардың есептік ұзындығы [10]

а)

 $f_{i,q} / f_{i,20^{\circ}\text{C}}$ 

б)

 $E_{i,q} / E_{i,20^{\circ}}$ 

8.12-сурет–Құбырбетонды конструкциялардың қима компоненттерін сығу кезіндегі беріктікті және серпімділік модулін салыстырмалы төмендету [10]

8.4.9 Тәжірибеде ең көп қолданылатын әрбір қима элементінің көтергіш қабілеттілігін интегралды бағалау негізінде жартылай бетондалған болат қималары бар ұстындардың отқа төзімділігін бағалаудың жеңілдетілген әдісі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (G қосымша) берілген. Құбырбетонды ұстындардың ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (H қосымшасы) берілген. Отқа төзімділікті ескеру арқылы ұстындарды конструкциялау ережесі осы Құралдың 11-бөлімінде және Б қосымшасында берілген.

МЫСАЛ Жартылай бетондалған ұстынды есептеу

Берілген: Сегіз қабатты ғимараттың үшінші қабатындағы болаттемірбетонды ұстын. Ұстын С20/25 класты бетонмен жартылай бетондалған НЕВ 600 (болат S235 $f_{ay} = 235$ МПа) болат қоставрдан жасалған (8.13-сурет). Бетон диаметрі 25 мм (болат S325 $f_{ay} = 325$ МПа) төрт шыбықпен арматураланған. Қоставр қимасының габариттік өлшемдері $h \times b = 600 \times 300$ мм, сөре

қалыңдығы $e_f = 30$ мм, $e_w = 15,5$ мм. Әрбір қабат шектеріндегі ұстын биіктігі $H = 4,0$ м құрайды. Ұстын жабындарының деңгейінде қатты қысылу бар. Тұрақты тік жүктемеден ұстынға түсетін осьтік сығу күшінің өзіне тән мәні 1400 кН, ал уақытша тік жүктеме –1900 кН құрайды.

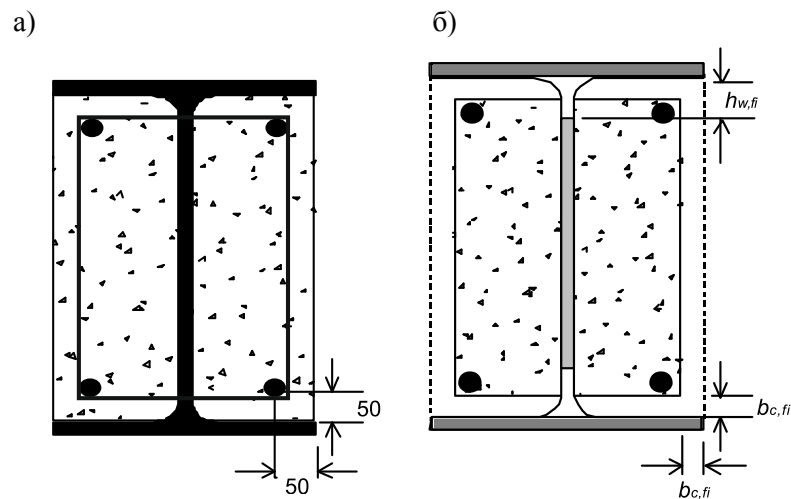
Талап етіледі: Стандартты өрт және талап етілген отқа төзімділік кезінде R90 орталық қысылған ұстынның көтергіш қабілеттілігін қамтамасыз етуді тексеру.

Шешуі

Стандартты өрт кезінде $N_{fi,Ed}$ осьтік сығу күшінің шамасын анықтаймыз

$$\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d,$$

$$N_{fi,Ed} = 1,0 \times 1400 + 0,7 \times 1900 = 2730 \text{ кН.}$$



8.13-сурет –Қалыпты температурада (а) және өрт жағдайларындағы (б) болаттемірбетонды ұстынның есептік қимасы

$t = 90$ минут уақыт моменті үшін тапсырма шартына сәйкес келесі шарт сақталуы тиіс:

$$N_{fi,Ed} \leq N_{fi,Rd}.$$

Ұстынның көтергіш қабілеттілігін анықтау үшін отқа төзімділіктің интегралды есептік моделін, ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 G-қосымшасында берілген нормалардың алгоритмдік есебін қолданамыз. Ұстынның көтергіш қабілеттілігін тексеруді оны ең аз иілу қаттылығы бағытында, яғни Z осіне қатысты жүзеге асырамыз.

Ұстынның есептік ұзындығы:

$$l_0 = 0,5 \cdot H = 0,5 \times 4,0 = 2,0 \text{ м.}$$

Қоставр сөрелері

Өрт кезіндегі қоставр сөрелерінің орташа температурасын табамыз:

$$\theta_{f,t} = \theta_{0,t} + k_t \cdot \frac{A_m}{V},$$

$$\theta_{0,t} = 805^\circ\text{C}, \quad k_t = 6,2,$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(h+b)}{h \cdot b} = \frac{2(0,3+0,6)}{0,3 \times 0,6} = 10,6 \text{ м}^{-1},$$

$$\theta_{f,t} = 805 + 6,2 \times 10 = 867^\circ\text{C}.$$

$\theta_{f,t} = 867^\circ\text{C}$ есептік температура кезіндегі болат серпімділігінің кедергісін және модулін анықтаймыз:

$$f_{a,\max,f,\theta} = f_{ay,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{\max,\theta},$$

$$k_{\max,866} = 0,08,$$

$$f_{a,\max,f,\theta} = 235 \times 0,08 = 18,8 \text{ МПа},$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{E,\theta},$$

$$k_{E,866} = 0,075,$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = 210000 \times 0,075 = 15750 \text{ МПа}.$$

Сығу кезіндегі қоставр сөрелерінің көтергіштік қабілеттілігін анықтаймыз

$$N_{fi,pl-Rd,f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a,\max,f,\theta}) / \gamma_{M,fi,a},$$

$$N_{fi,pl-Rd,f} = 2(300 \times 30 \times 18,8) \times 10^{-3} / 0,9 = 376 \text{ кН}.$$

Z осіне қатысты қоставр сөрелерінің иілу қаттылығын анықтаймыз

$$(EI)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} (e_f \cdot b^3 / 6) = 15750 \times 0,03 \times 0,3^3 \times 10^3 / 6 = 2126 \text{ кН/м}^2.$$

Қоставр қабырғасы

Қабырға учаскелерін есептеуде ескерілмеген $h_{w,fi}$ биіктікті анықтаймыз (8.13б-сурет)

$$h_{w,fi} = 0,5(h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \frac{H_t}{h}} \right); \quad H_t = 1100 \text{ R90 үшін},$$

$$h_{w,fi} = 0,5(600 - 2 \times 30) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \frac{1100}{600}} \right) = 43 \text{ мм}.$$

Кернеудің максималдық шамасы

$$f_{a, \max, w, t} = f_{ay, 20, w} \sqrt{1 - 0,16 \frac{H_t}{h}},$$

$$f_{a, \max, w, t} = 235 \times \sqrt{1 - 0,16 \frac{1100}{600}} = 198 \text{ МПа.}$$

Сығу кезіндегі қабырғаның көтергіш қабілеттілігі

$$N_{fi, pl, Rd, w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w, fi}) \cdot f_{a, \max, f, \theta} / \gamma_{M, fi, a},$$

$$N_{fi, pl, Rd, w} = 15,5(600 - 60 - 2 \times 43) \times 198 \times 10^{-3} / 0,9 = 1548 \text{ кН.}$$

Z осіне қатысты қоставр қабырғасының иілу қаттылығы

$$(EI)_{fi, w, z} = E_{a, w, 20} (h - 2e_f - 2h_{w, fi}) e_w^3 / 12 = 210000 \times (600 - 60 - 2 \times 43) \times 15,5^3 \times 10^{-9} / 12 = 30 \text{ кНм}^2.$$

Толтыру бетоны

Есептеулерде ескерілмеген бетон қалыңдығын анықтаймыз $b_{c, fi}$ (8.13б-сурет)

$$\text{Отқа төзімділік күшін R90} \quad b_{c, fi} = 0,5 \frac{A_m}{V} + 22,5,$$

$$b_{c, fi} = 0,5 \times 10,6 + 22,5 = 27,8 \text{ мм.}$$

Бетон температурасы $\theta_{c, t}$ (R90)

$$\theta_{c, t} = 357 \text{ }^\circ\text{C.}$$

357°C температура кезіндегі бетон серпімділігінің қиюшы модулі

$$E_{c, sec} = f_{c, \theta} / \varepsilon_{cu, \theta} = f_{c, 20} \cdot k_{c, \theta} / \varepsilon_{cu, \theta},$$

$$k_{c, \theta} = 0,79,$$

$$\varepsilon_{cu} / 10^{-3} = 6,86,$$

$$E_{c, sec} = 20 \times 0,79 / 6,86 \times 10^{-3} = 2300 \text{ МПа.}$$

Осьтік сығу кезіндегі бетонның көтергіш қабілеттілігі

$$N_{fi, pl, Rd, c} = 0,86 [(h - 2e_f - 2b_{c, fi})(b - e_w - 2b_{c, fi}) - A_s] \cdot 0,85 \cdot f_{c, 20} \cdot k_{c, \theta} / \gamma_{M, fi, c} =$$

$$= 0,86 [(600 - 2 \times 30 - 2 \times 27,8)(300 - 15,5 - 2 \times 27,8) - 1963] \times 0,85 \times 20 \times 0,79 \times 10^{-3} / 1,0 = 1302 \text{ кН,}$$

мұндағы диаметрі 25 мм төрт шыбықтан тұратын арматура қимасының ауданы

$$A_s = 4 \times 3,14 \times 25^2 / 4 = 1963 \text{ мм}^2.$$

Z осіне қатысты толтыру бетонының иілу қаттылығы

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} [\{(h - 2 \cdot e_f - 2b_{c,fi})((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3)/12\} - I_{s,z}],$$

Мұндағы Z осіне қатысты арматураның иілу қаттылығы

$$I_{s,z} = \frac{A_s}{2} \cdot 100^2 \times 2 = 1963 \times 100^2 = 19,6 \times 10^6 \text{ мм}^4,$$

$$(EI)_{fi,c,z} = 2300 \times [\{(600 - 2 \times 30 - 2 \times 27,8) \times ((300 - 2 \times 27,8)^3 - 15,5^3)/12\} - 19,6 \times 10^6] \times 10^{-9} = 1310 \text{ кНм}^2.$$

Арматура

R90 отқа төзімділік және арматура осінен бетон шетіне дейінгі $u_1 = u_2 = 50$ мм арақашықтық үшін (8.13а-сурет) коэффициенттердің шамасы $k_{y,t} = 0,57$ және $k_{E,t} = 0,41$.

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \times 50} = 50 \text{ мм}.$$

Сығу кезіндегі арматураның көтергіш қабілеттілігі

$$N_{fi,pl-Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20} / \gamma_{M,fi,s},$$

$$N_{fi,pl-Rd,s} = 1963 \times 0,57 \times 325 \times 10^{-3} / 1,0 = 364 \text{ кН}.$$

Арматураның иілу қаттылығы

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20} \cdot I_{s,z} = 0,41 \times 210000 \times 19,6 \times 10^6 = 1688 \text{ кНм}^2.$$

Стандартты өрт кезіндегі ұстынның тұрақтылығын тексереміз

Осы тік сығу кезіндегі қиманың көтергіш қабілеттілігі:

$$N_{fi,pl-Rd} = N_{fi,pl-f} + N_{fi,pl-w} + N_{fi,pl-c} + N_{fi,pl-s},$$

$$N_{fi,pl-Rd} = 376 + 1548 + 1302 + 364 = 3590 \text{ кН}.$$

R90 үшін болаттемірбетонды қиманың иілу қаттылығын анықтаймыз

$$\varphi_{f,\theta} = 0,8; \varphi_{w,\theta} = 1,0; \varphi_{c,\theta} = 0,8; \varphi_{s,\theta} = 0,8,$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta}(EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta}(EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta}(EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta}(EI)_{fi,s,z},$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = 0,8 \times 2126 + 1,0 \times 30 + 0,8 \times 1310 + 0,8 \times 1688 = 4129 \text{ кНм}^2.$$

Сығу күшінің критикалық мәні

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / (l_0)^2 = \pi^2 \cdot 4129 / (2)^2 = 10178 \text{ кН}.$$

Ұстынның шартты икемділігі

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{\text{fi,pl,Rd}}}{N_{\text{fi,cr,z}}}},$$

$$N_{\text{fi,pl,Rd}} = 3590 \text{ кН},$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{3590}{10178}} = 0,59.$$

Ұстынның көтергіш қабілеттілігі

$$N_{\text{fi,Rd,z}} = \chi_z \cdot N_{\text{fi,pl,Rd}},$$

$$\chi_z^c = 0,79,$$

$$N_{\text{fi,Rd,z}} = 0,79 \times 3590 = 2836 \text{ кН},$$

$$N_{\text{fi,Rd,z}} \geq N_{\text{fi,Sd}},$$

$$N_{\text{fi,Rd,z}} = 2836 \text{ кН} > N_{\text{fi,Ed}} = 2730 \text{ кН}.$$

Талап етілген отқа өзімділік үшін R90 ұстынның көтергіш қабілеттілігін қамтамасыз ету шарты орындалады.

9 ОТҚА ТӨЗІМДІЛІКТІ ЕСЕПТЕУДІҢ ЖАЛПЫ ӘДІСТЕРІ

9.1 [4.4.1] Жалпы әдістер кез келген қималы жеке конструктивтік элементтері, олардың жиынтығы немесе жалпы конструктивтік жүйесі үшін қолданылуы мүмкін. Кесте мәліметтерімен және ықшамдалған есептеу модельдерімен салыстырғанда жалпы әдістер өрт әсеріне ұшыраған конструкция әрекетінің реалистік көрінісін қамтамасыз етуі тиіс. Олар өрт жағдайларында қарастырылатын конструктивтік элементінің күтілетін әрекетіне дұрыс баға беруге мүмкіндік беретін күрделі физикалық негіздерге негізделуі тиіс. Жалпы әдістер, егер кернеудің және деформацияның дамуын, жылжулар және/немесе температураны тарату өрістерін бағалау талап етілген жағдайларда қолданылуы мүмкін. Бұл жағдайда температураның сәйкесінше диапазонынан арналған материалдардың белгілі сипаттамаларына кез келген температуралық-уақытша тәуелділігі қолданылуы мүмкін.

9.2 [4.4.2(1)P] Жылу техникалық мәселе шешімдерінің жалпы есептік модельдері белгілі қағидаларға және жылу өткізгіштік теориясының жорамалдарына негізделуі тиіс.

9.3 [4.4.3(1)P] Статикалық мәселе шешімдерінің жалпы есептік модельдері белгілі қағидаларға және құрылыс механикасының жорамалдарына негізделуі және келесі факторларды ескеруі тиіс:

- механикалық әсерлердің, геометриялық біртекті еместік және жылу әсерлерінің үйлесімділігі;
- температураға тәуелді материалдардың механикалық сипаттамалары;

- геометриялық сызықсыздық әсері;

- конструкция қаттылығына түсіретін жүктеме әсерін қосқанда, материалдардың сызықсыздық сипаттамаларының әсері.

9.4 [4.4.4] Жалпы есептеу нәтижелерінің сенімсіздігін бағалау сәйкесінше эксперименталды мәліметтер негізінде жүргізілуі тиіс. Есептеу нәтижелері орын ауыстыру, отқа төзімділік шегінің температура және уақыт мәндері бойынша салыстыруға болады.

9.5 Жоба тәжірибесінде жалпы әдістерді қолдану, мысалы ANSYS, ABAQUS [19] және басқалар сияқты әмбебап бағдарлама кешендерін, сонымен қатар қуатты есептеу техникасын қолдануды болжайды. Қазіргі уақытта жалпы әдістер көбінесе ғылыми зерттеу құралы ретінде қолданылады.

10 ЭКСПЕРИМЕНТАЛДЫҚ ӘДІСТЕР

10.1 Болаттемірбетонды конструкциялардың отқа төзімділігін сынау әдісімен бағалауды 7, 8, 9-тарауларда берілген әдістер сенімді бағалауды алуға мүмкіндік бермейтін жағдайларда жүзеге асыру керек.

10.2 Отты сынау кезінде келесі стандарттарды қолдану керек: 1 және 2-бөлім ҚР СТ EN 1363, EN 1364-1, 1 және 4-бөлім EN 1365. Бұл жағдайда өрт кезіндегі болаттемірбетон конструкцияларының әрекетін анықтаушы келесі факторларды назарға алу керек:

- конструкцияларды және олардың элементтерін сыртқы күштік әсерлермен жүктеу деңгейі;

- температура режимін және өрт жылулығын анықтайтын өрт жүктемесінің түрін және шамасын;

- конструкцияға түсетін жылу жүктемесін;

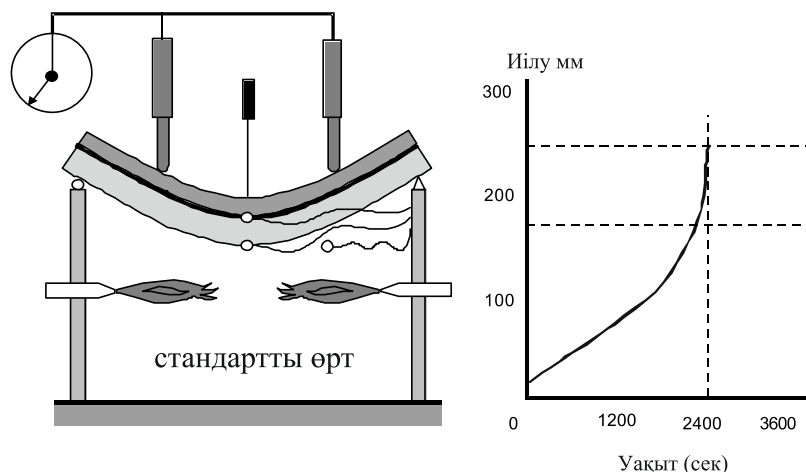
- бетон мен болаттың жылу физикалық және физикалық-механикалық сипаттамалары;

- қыздыру шарты және конструкцияның түйісу тәсілдері;

- конструкцияның көтергіш қабілеттілігін қолдану коэффициенті.

10.3 Сынаулар сәйкесінше сертификаттары бар аккредитацияланған зертханаларда жүзеге асуы тиіс. Сыналатын конструкцияда шекаралық шарттар модельдеуі тиіс: болаттемірбетонды конструкцияларды тіреу және оның аралас конструкциялармен түйісу тәсілдері. Өрт кезінде болаттемірбетонды элементтің иілуін сынау мысалы 10.1-суретте берілген.

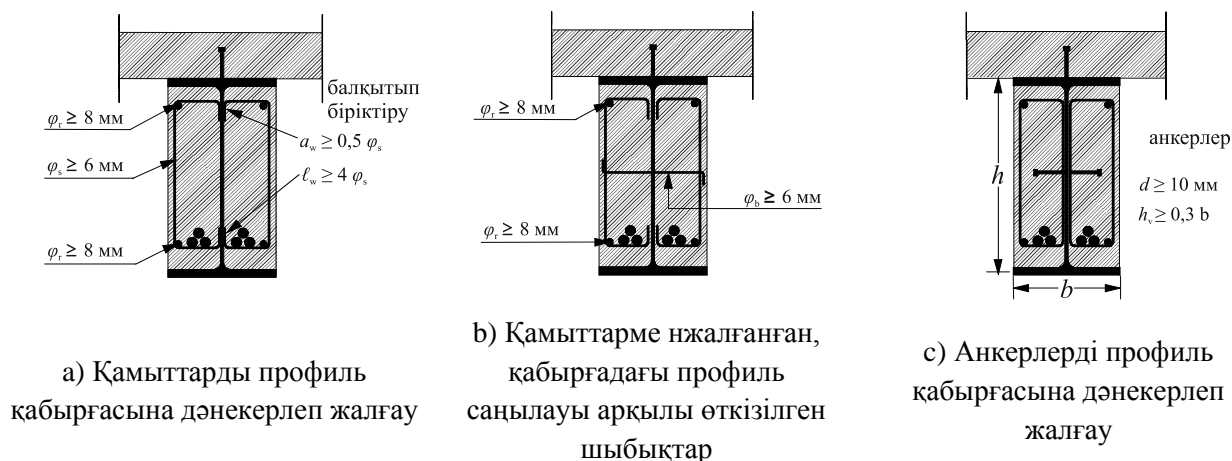
10.4 Отты сынау өнімділігін және қымбаттылығын ескере отырып, әдетте жобалау тәжірибесінде жоғарыда аталған әдістер қолданылады.



10.1-сурет - [10] сәйкес өрт жүктемесі әсер еткен кездегі болаттемірбетон элементінің иілуін сынау сызбасы

11 ОТҚА ТӨЗІМДІЛІКТІ ЕСЕПKE АЛУ АРҚЫЛЫ КОНСТРУКЦИЯЛАУ

11.1 [5.2(2)] Болаттемірбетонды арқалық жабындарындағы жартылай бетондалған бетон 6 мм минималды диаметрлі қамыттармен немесе 4 минималды диаметрлі дәнекерлеу торларымен арматуралануы тиіс. Қамыттарға арналған бетонның қорғаныс қабаты 35 мм аспауы тиіс. Қамыттар қадамы 250 мм аспауы тиіс. Қамыт бұрыштарында 8 мм минималды диаметрлі бойлық арматуралауды орындау керек (11.1-сурет).



11.1-сурет – Болат қоставрды бетонмен біріктіруді қамтамасыз ететін шаралар [ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]

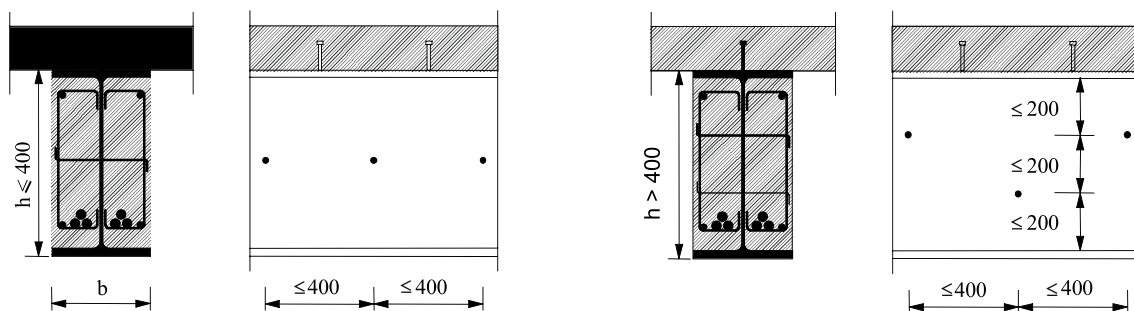
11.2 [5.2(3,4)] Қоставрлы арқалық сөрелері арасында орналасқан бетонды профиль қабырғасымен біріктіру қамыттарды бұрыштық жапсарлармен қабырғаға дәнекерлеу арқылы, неболмаса профиль қабырғасындағы саңылау арқылы өткізілген арматураның көмегімен, неболмаса екі жағынан қабырғаға дәнекерленген анкерлердің көмегімен орындалуы мүмкін (11.1-сурет).

11.3 [5.2(4)] Шыбықтар немесе анкерлер 11.2а-суретіне сәйкес болат профильдердің $h = 400 \text{ мм}$ максималды биіктігінде немесе 11.2b-суретіне сәйкес болат профильдердің

$h > 400$ мм биіктігінде орналасуы тиіс. Профильдің 400 мм астам биіктігі кезінде шахмат тәртібінде орналасқан жалғау анкерлері қатарының қадамы 200 мм аспауы немесе оған тең болуы тиіс.

11.4 [5.3.1] Болат профильді қабырғасы бар сөрелер арасында орналасқан жартылай бетондалған ұстындардағы бетонның бірігуі қамыттар немесе анкерлердің көмегімен қамтамасыз етілуі тиіс (11.1-сурет). Қамыттар профиль қабырғасына дәнекерленуі немесе ондағы саңылау арқылы өтуі тиіс. Анкерлерді қолданған кезде оларды профиль қабырғасына дәнекерлеу керек. Анкерлер немесе қамыттар арасындағы ұстын осінің бойындағы қадам 500 мм аспауы тиіс.

11.5 [5.3.2] Құбырбетон ұстындарында бетонды ұстынды бойлай, сонымен қатар ұстынды арқалықпен жалғау орнында қосымша біріктірудің қажеттілігі жоқ. Ұстын осінің бойындағы қамыттардың қадамы көлденең шыбықтардың 15 диаметрінен аспауы тиіс. Ұстында өрт кезінде буды және суды кетіруге арналған әрбір қабатта кемінде 20 мм диаметрлі кем дегенде 2 саңылау болуы тиіс.



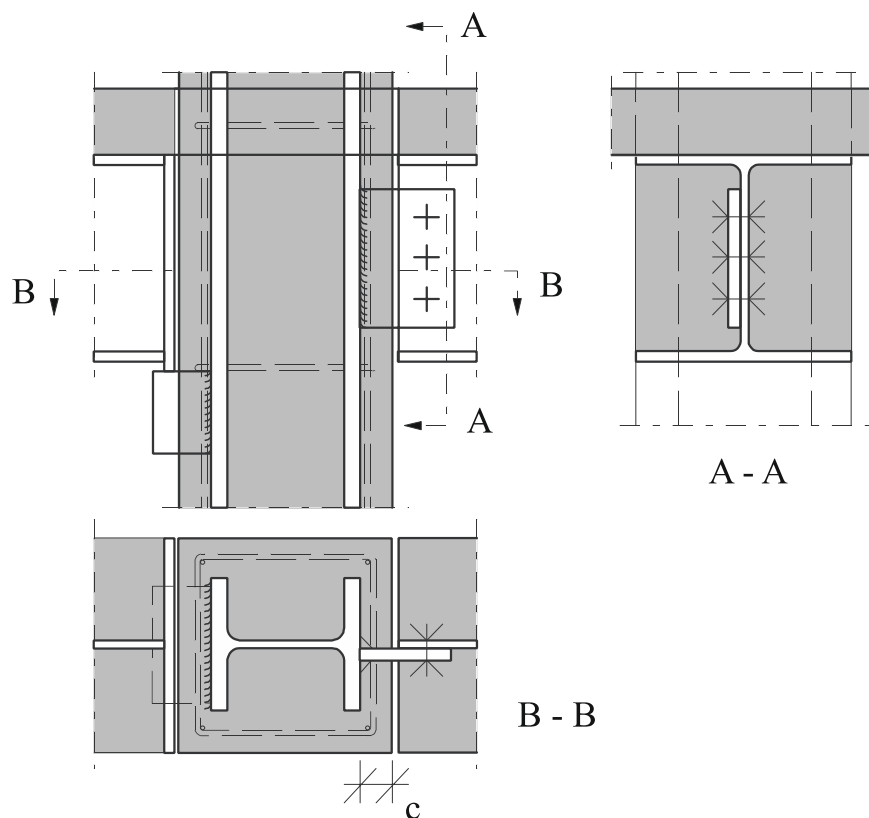
а) Болат профиль биіктігі $h \leq 400$ мм

б) Болат профиль биіктігі $h > 400$ мм

11.2-сурет – Бетондыболат профильді біріктіруді қамтамасыз етуші шыбықтардың немесе анкерлердің орналасуы [ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]

11.6 [5.4.1(3)] Болаттемірбетон арқалықтар және ұстындар ұстынның болат қимасына дәнекерленген тірек үстелшелерінің немесе үлгілерінің көмегімен түйісуі мүмкін. Арқалықтар тірек үстелшелеріне немесе қабырғалардың бұрандама қосылыстары арқылы үлгілерге тірелуі тиіс. Тірек үстелшелерін қолдану кезінде түйісу конструкциясы өртті сөндіру кезінде арқалықтардың тұрақтылығын қамтамасыз етуі тиіс.

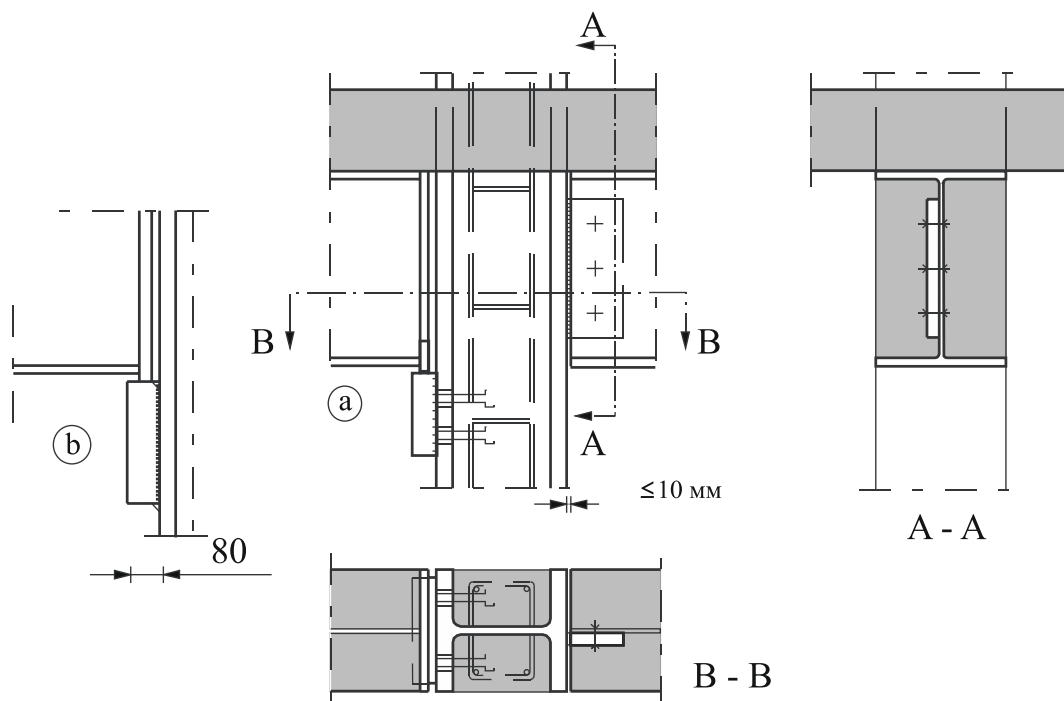
11.7 [5.4.2(1)] Болаттемірбетон арқалықтарды және бетондалған болат қималары бар ұстындарды түйістірген жағдайда тірек үстелшелерін немесе үлгілерді (11.3-сурет) болаттемірбетонды арқалықтарды ұстап тұру үшін болаттемірбетонды ұстынның болат профиль сөресіне тікелей дәнекерлеуге рұқсат етіледі.



**11.3-сурет – Арқалықтармен құбырбетон ұстындарының түйісу мысалдары
[ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]**

11.8 [5.4.3(1)] Оттың тікелей әсеріне ұшыраған қорғалмаған тірек үстелшелерін қолданған жағдайда болаттемірбетонды арқалықтардың және жартылай бетондалған болат қималары бар ұстындар түйіскен кезде қосымша анкерлі қосылысты қолдану керек (11.4a-сурет).

11.9 Шетел тәжірибесінде мақұлданған болаттемірбетонды конструкциялардың отқа төзімділігін есепке алумен олардың конструкциялық шешімдері осы құралдың Б қосымшасында берілген.

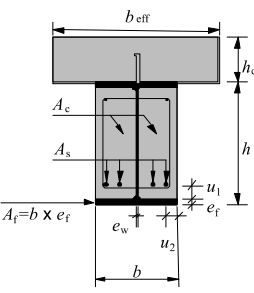


11.4-сурет – Жартылай бетондалған болат қиманың ұстынымен арқалықтың түйісу мысалдары [ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]

А қосымшасы
(ақпараттық)

Болаттемірбетон арқалықтарының, ұстындарының және құбырбетон конструкцияларының отқа төзімділік шегін анықтауға арналған кесте мәліметтері

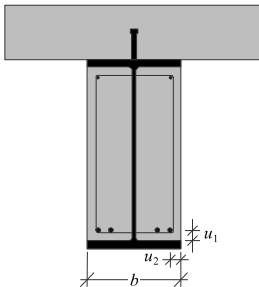
А.1-кесте – Қималардың минималды өлшемдері b және жартылай бетондалған қимасы бар болаттемірбетонды арқалықтарға арналған A_s/A_f сөренің көлденең қимасына қатысты минималды қосымша арматуралау

		<p>Қолдану шарттары:</p> <p>плиталар:</p> <p>$h_c \geq 120$ мм</p> <p>$b_{eff} \leq 5$ м</p> <p>болат қима:</p> <p>$b/e_w \geq 15$</p> <p>$e_f/e_w \leq 2$</p> <p>профиль сөрелері</p> <p>арасындағы қиманың жалпы ауданына қатысты қосымша арматуралау ауданы:</p> <p>$A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$</p>	Стандартты отқа төзімділік				
			R30	R60	R90	R120	R180
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері $\eta_{fi,t} \leq 0,3$		70/0, 0	100/ 0,0	170/0 ,0	200/0 ,0	260/0 ,0
1.1	Min b [мм] және A_s/A_f сөренің қима ауданына қатысты A_s қосымша арматуралау ауданы		60/0, 0	100/ 0,0	150/0 ,0	180/0 ,0	240/0 ,0
1.2	$h \geq 0,9 \times \min b$		60/0, 0	100/ 0,0	150/0 ,0	180/0 ,0	240/0 ,0
1.3	$h \geq 1,5 \times \min b$		60/0, 0	100/ 0,0	150/0 ,0	180/0 ,0	240/0 ,0
2	Жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері $\eta_{fi,t} \leq 0,5$		80/0, 0	170/ 0,0	250/0 ,4	270/0 ,5	—
2.1	Min b [мм] және A_s/A_f сөренің қима ауданына қатысты A_s қосымша арматуралау ауданы		80/0, 0	150/ 0,0	200/0 ,2	240/0 ,3	300/0 ,5
2.2	$h \geq 0,9 \times \min b$		70/0, 0	120/ 0,0	180/0 ,2	220/0 ,3	280/0 ,3
2.3	$h \geq 1,5 \times \min b$		60/0, 0	100/ 0,0	170/0 ,2	200/0 ,3	250/0 ,3
2.4	$h \geq 2,0 \times \min b$		60/0, 0	100/ 0,0	170/0 ,2	200/0 ,3	250/0 ,3

А.1-кесте – Қималардың минималды өлшемдері b және жартылай бетондалған қимасы бар болаттемірбетонды арқалықтарға арналған A_s/A_f сөренің көлденең қимасына қатысты минималды қосымша арматуралау (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері $\eta_{fi,t} \leq 0,7$						
3.1	Min b [мм] және A_s/A_f сөренің қима ауданына қатысты A_s қосымша арматуралау ауданы $h \geq 0,9 \times \min b$		80/0, 0	270/ 0,4	300/0 ,6	–	–
3.2	$h \geq 1,5 \times \min b$		80/0, 0	240/ 0,3	270/0 ,4	300/0 ,6	–
3.3	$h \geq 2,0 \times \min b$		70/0, 0	190/ 0,3	210/0 ,4	270/0 ,5	320/1 ,0
3.4	$h \geq 3,0 \times \min b$		70/0, 0	170/ 0,2	190/0 ,4	270/0 ,5	300/0 ,8

А.2-кесте–Болаттемірбетон арқалықтарының қосымша арматуралау шыбықтарының осіне дейінгі минималды арақашықтық

	Профиль еніb [мм]	Оське дейінгі Min арақашықтық [мм]	Стандартты отқа төзімділік			
			R60	R90	R120	R180
	170	u_1	100	120	—	—
		u_2	45	60		
	200	u_1	80	100	120	—
		u_2	40	55	60	
	250	u_1	60	75	90	120
		u_2	35	50	60	60
	≥ 300	u_1	40	50	70	90
		u_2	25*	45	60	60

* Көрсетілген мән ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 4.4.1.2 тармағына сәйкес негізделуі тиіс.

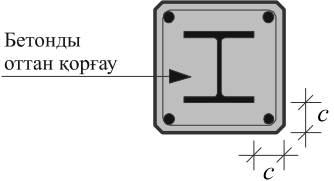
А.3-кесте—Бетонды оттан қорғағыш ретінде қолдану арқылы болат профиль үшін бетонның қорғаныс қабатының минималды қалыңдығы

	Стандартты отқа төзімділік				
	<i>R</i> 30	<i>R</i> 60	<i>R</i> 90	<i>R</i> 120	<i>R</i> 180
Бетон қабатының қалыңдығы <i>c</i> [мм]	0	25	30	40	50

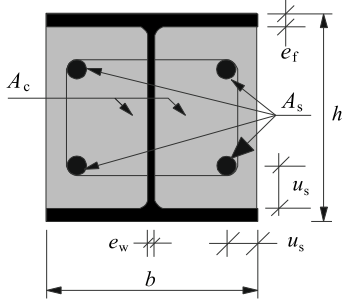
А.4-кесте - Қималардың минималды өлшемдері, болат профиль үстіндегі бетон қабатының минималды қалыңдығы және түгел бетондалған қимасы бар болаттемірбетон ұстындарының арматура шыбықтарының осіне дейінгі минималды арақашықтығы

		Стандартты отқа төзімділік					
		<i>R</i> 30	<i>R</i> 60	<i>R</i> 90	<i>R</i> 120	<i>R</i> 180	<i>R</i> 240
1.1	Минималды өлшемдері h^c және b^c [мм]	150	180	220	300	350	400
1.2	Болат профиль үстіндегі бетон қабатының минималды қалыңдығы <i>c</i> [мм]	40	50	50	75	75	75
1.3	Арматура шыбықтарының осіне дейінгі минималды арақашықтық [мм]	20*	30	30	40	50	50
	немесе						
2.1	Минималды өлшемдері h^c және b^c [мм]	—	200	250	350	400	—
2.2	Болат профиль үстіндегі бетон қабатының минималды қалыңдығы <i>c</i> [мм]	—	40	40	50	60	—
2.3	Арматура шыбықтарының осіне дейінгі минималды арақашықтық [мм]	—	20*	20*	30	40	—
* Көрсетілген мән ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 4.4.1.2 тармағына сәйкес негізделуі тиіс.							

А.5-кесте—Оттан қорғағыш ретінде бетонды қолдану арқылы болат профиль үшін бетон қабатының минималды қалыңдығы

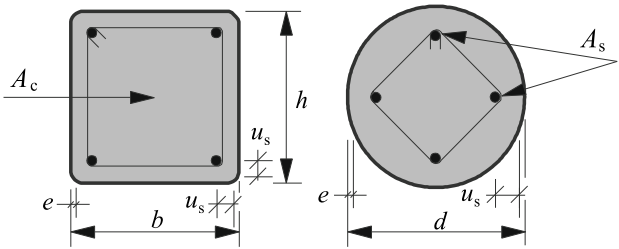
	Стандартты отқа төзімділік				
	R30	R60	R90	R120	R180
Бетон қабатының қалыңдығы c [мм]	0	25	30	40	50

А.6-кесте - Қималардың минималды өлшемдері, жартылай бетондалған қималарымен болаттемірбетон ұстындарының осіне және салыстырмалы арматуралау ауданына дейінгі арақашықтық

		Стандартты отқа төзімділік			
		R30	R60	R90	R120
	Қабырға қалыңдығының сөре қалыңдығына минималды қатынасы e_w/e_f	0,5	0,5	0,5	0,5
1	$\eta_{fi,t} < 0,28$ жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері:				
1.1	минималды өлшемдері h және b [мм]	160	200	300	400
1.2	арматура осіне дейінгі минималды арақашықтығы u_s [мм]	—	50	50	70
1.3	арматуралаудың минималды салыстырмалы ауданы $A_s/(A_c + A_s)$, %	—	4	3	4
2	$\eta_{fi,t} < 0,47$ жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері:				
2.1	минималды өлшемдері h және b [мм]	160	300	400	—
2.2	арматура осіне дейінгі минималды арақашықтығы u_s [мм]	—	50	70	—
2.3	арматуралаудың минималды салыстырмалы ауданы $A_s/(A_c + A_s)$, %	—	4	4	—
3	$\eta_{fi,t} < 0,66$ жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері:				
3.1	минималды өлшемдері h және b [мм]	160	400	—	—
3.2	арматура осіне дейінгі минималды арақашықтығы u_s [мм]	40	70	—	—
3.3	арматуралаудың минималды салыстырмалы ауданы $A_s/(A_c + A_s)$, %	1	4	—	—

ЕСКЕРТПЕ $\eta_{fi,t}$ жүктеме деңгейлерінің мәндері болаттемірбетон ұстындарын жобалау бойынша ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 талаптарына бейімделген.

А.7-кесте – Көлденең қималардың минималды өлшемдері, арматуралаудың салыстырмалы ауданы және болат құбырбетон ұстындарының арматура шыбықтарының осіне дейінгі арақашықтық

		Стандартты отқа төзімділік				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	$\eta_{fi,t} < 0,28$ жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері:					
1.1	минималды өлшемдері h және b , [мм]	160	200	220	260	400
1.2	арматуралаудың минималды салыстырмалы ауданы $A_s / (A_c + A_s)$, %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	арматура осіне дейінгі минималды арақашықтығы u_s , [мм]	–	30	40	50	60
2	$\eta_{fi,t} < 0,47$ жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері:					
2.1	минималды өлшемдері h және b , [мм]	260	260	400	450	500
2.2	арматуралаудың минималды салыстырмалы ауданы $A_s / (A_c + A_s)$, %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	арматура осіне дейінгі минималды арақашықтығы u_s , [мм]	–	30	40	50	60
2	$\eta_{fi,t} < 0,66$ жүктеу деңгейі үшін қималардың минималды өлшемдері:					
2.1	минималды өлшемдері h және b , [мм]	260	450	550	–	–
2.2	арматуралаудың минималды салыстырмалы ауданы $A_s / (A_c + A_s)$, %	3,0	6,0	6,0	–	–
2.3	арматура осіне дейінгі минималды арақашықтығы u_s , [мм]	25	30	40	–	–

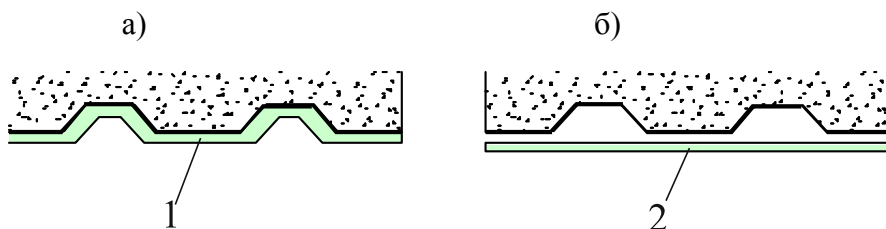
ЕСКЕРТПЕ $\eta_{fi,t}$ жүктеме деңгейлерінің мәндері болаттемірбетон ұстындарын жобалау бойынша ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 талаптарына бейімделген.

Б қосымшасы
(ақпараттық)

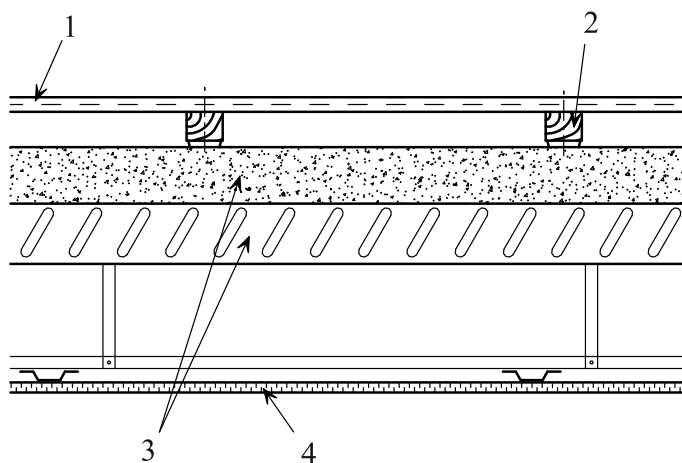
**Болаттемірбетон конструкцияларының отқа төзімділігін қамтамасыз ету жөніндегі
конструктивтік шаралар**

Б.1 Профилді төсемі бар болаттемірбетонды жабын плиталар

Б.1.1 [4.3.2] Болаттемірбетонды жабын плиталарының отқа төзімділігін арттыру жылудың берілісін төмендету мақсатында профилді төсемге түскен қорғаныс қоспаларын немесе аспалы төбе түріндегі экранды қолдану арқылы қол жеткізілуі мүмкін (Б.1 – Б.3-суреттер). R көтергіш қабілеттілігі болат төсемнің температурасы астыңғы жағынан стандартты өртпен қыздыру кезінде 350 °С аспағанға дейін қамтамасыз етіледі.

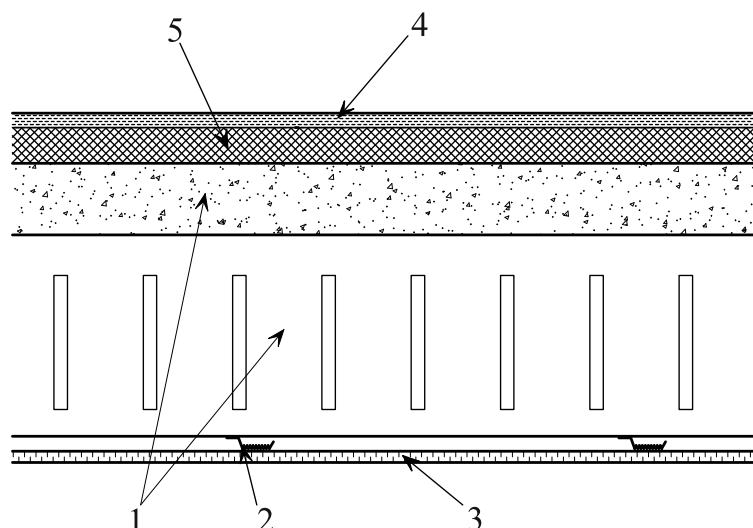


Б.1-сурет – Қорғаныс қоспаларының 1 (а) немесе аспалы төбенің 2 (б) көмегімен болаттемірбетон жабындарындағы профилді төсемнің отқа төзімділігін арттыру [13]



1 - еден, 2 – лага, 3 – профилді төсемі бар болаттемірбетон плитасы,
4 – жанбайтын материалдардан жасалған аспалы төбе

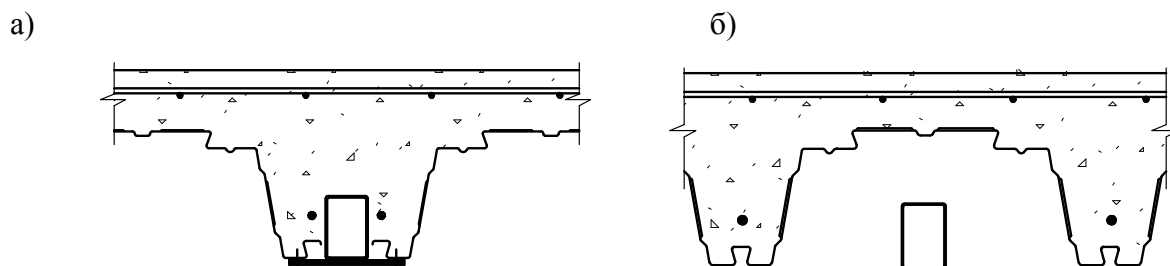
Б.2-сурет – Аспалы төбенің көмегімен болаттемірбетонды жабынның отқа төзімділігін арттыру [13]



1 – профилді төсемі бар болаттемірбетон плитасы , 2 – бекіту элементі, 3 –гипсокартон плиталардан жасалған оттан қорғайтын экран, 4 – еден, 5 –отқа төзімді жылытқыш

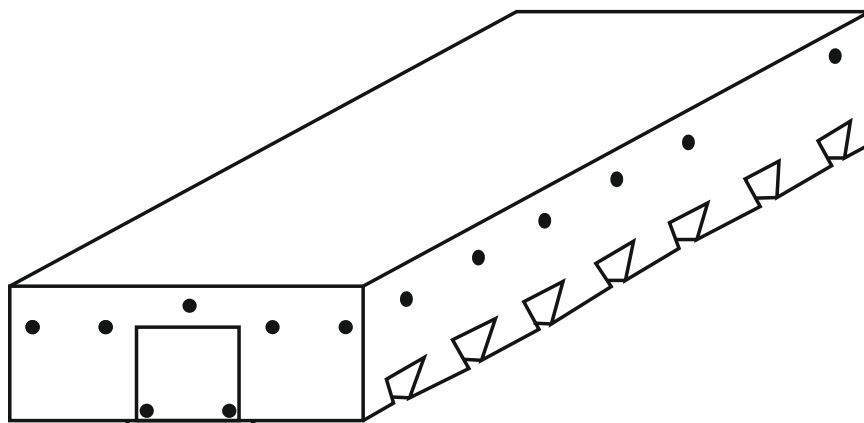
Б.3-сурет – Оттан қорғау экранының көмегімен болаттемірбетонды жабынның отқа төзімділігін арттыру [13]

Б.1.2 Болат профилді төсемі бар қорғалмаған жабындар үшін отқа төзімділікті арттыру қатты профильдер немесе жұмсақ шыбықтар түрінде арматураның созылған аймағына енгізумен мүмкін (Б.4-сурет), ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 D қосымшасының нұсқауларына сәйкес жүзеге асады.



Б.4-сурет – Профилді төсемі бар жабын плиталарының отқа төзімділігін қатты арматурамен (а) және жұмсақ шыбықтармен (б) созылған аймақты күшейту арқылы арттыру [13]

Б.1.3 Қорғаныс экрандарын орындаудың технологиялығының мақсаты көтергіш арқалықтардың төменгі сөрелерін және оларға тірелетін пішінделген төсемелерді бір жазықтыққа орналастыру (Б.5-сурет)

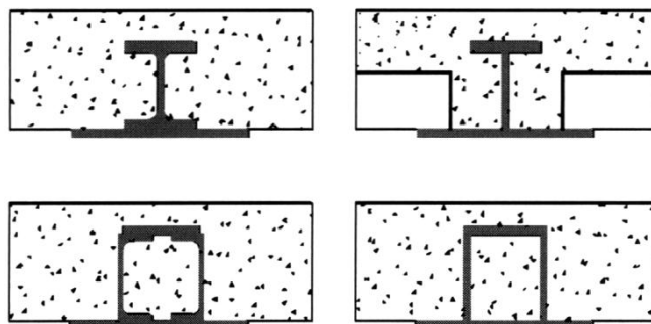


Б.5-сурет – Профилді төсемді болат арқалықтардың төменгі сөрелеріне тіреу [13]

Б.2 Қатты арматуралы болаттемірбетонды жабын плиталары

Б.2.1 Қатты арматуралы болаттемірбетонды жабын плиталары тұрғызу кезінде соңғысын ықтимал максималды қима ауданы шектерінде бетонмен монолиттеу керек (Б.6-сурет). Бетонмен монолиттелген шетінен шығып тұрған қатты арматура қима орындарын қорғаныс қоспаларын немесе аспалы төбе түріндегі экранды қолдану арқылы өрттен қорғау керек.

Б.2.2 Темірбетон жабынмен жоғары жағынан түйіскен болат арқалықты қорғау төменгі жағынан көлденең экранды қолдану арқылы қол жеткізуге болады, бұл жағдайда температураның дамуы ҚР ҚН EN 1993-1-2:2005/2011 4.2.5.3-тармағына сәйкес есептелінуі мүмкін.



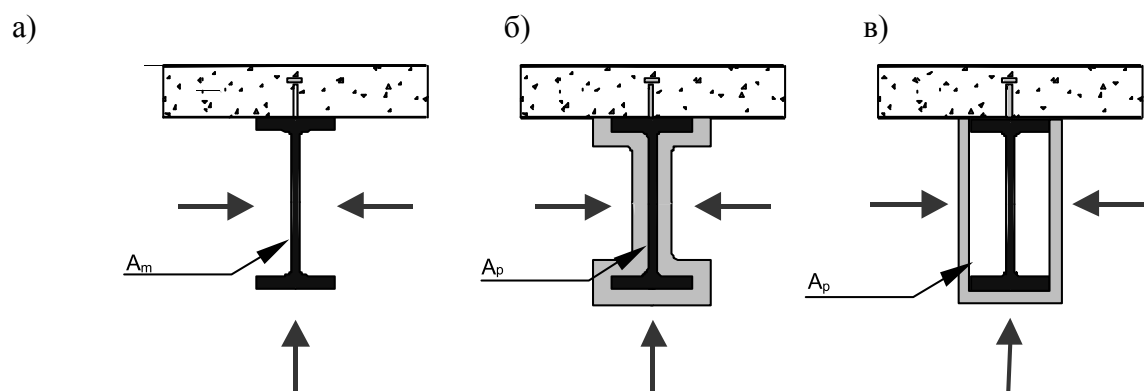
Б.6-сурет – Бетондалмаған төменгі сөресі бар қатты арматуралы болаттемірбетон плиталарының қимасы [11]

Б.2.3 Құрама темірбетонның дамыған өндірістік базасы болған кезде барынша отқа төзімді құрама немесе құрама-монолиттік болаттемірбетон жабындарға артықшылықты беру керек.

Б.3 Болаттемірбетонды арқалықтар

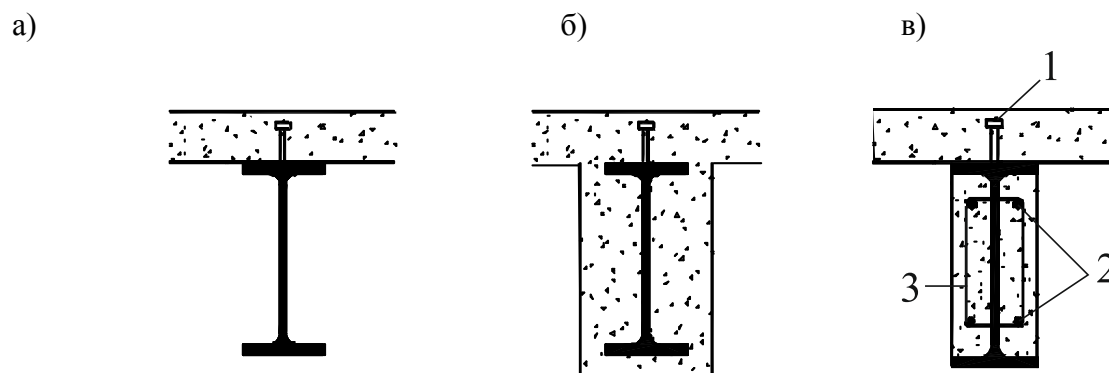
Б.3.1 Болаттемірбетонды жабындардың бетондалмаған арқалықтарын отқа

төзімділікті арттыру мақсатында термооқшаулағыш жабындармен немесе қораптармен қорғау керек (Б.7-сурет). Қорғаныс элементтерінің жылу оқшаулау қабілеттілігін ҚР СТ ENV 13381-5 стандартының талаптарына сәйкес бағалау керек.



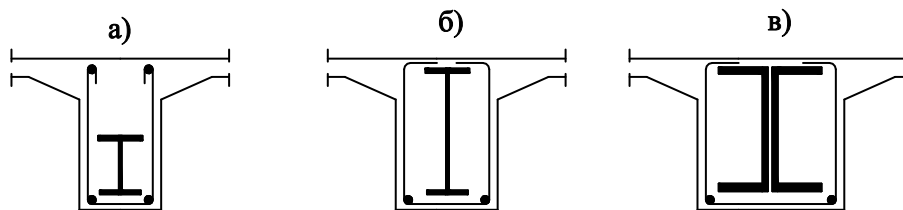
Б.7-сурет – Жан-жақты қыздыру кезіндегі болаттемірбетонды жабындардың металл арқалықтарының отқа төзімділігін арттыру әдісі (бағыттағыштармен көрсетілген):
а) – оттан қорғаусыз, б) –термооқшаулағыш жабынмен,
в) – жанбайтын материалдардан жасалған қорап түріндегі термоқорғаныспен [10]

Б.3.2 Отқа төзімділікті арттырудың ең тиімді әдісі болат арқалықтарды жартылай немесе түгел бетондау болып саналады (Б.8және Б.9-суреттері)



1 – қалыптастырылған бастиектері бар шыбықтар түріндегі жалғау элементтері, 2 – бойлық арматура, 3 – көлденең арматура

Б.8-сурет - Жан-жақты қыздыру кезіндегі болаттемірбетонды жабындардың металл арқалықтарының отқа төзімділігін арттыру әдісі: а) – оттан қорғаусыз,
б) – түгел бетондау, в) – жартылай бетондау [4]



Б.9-сурет – Қабырғалы болаттемірбетонды жабындардың қатты арматурасы ретінде қолданылатын қоставрларды (а, б) және швеллерлерді (в) түгел бетондау [1,2]

Б.3.3 Болаттемірбетонды жабындар үшін алдын ала кернеуленген жиналатын арқалықтарды қолданған кезде монтаждау процесінде темірбетонды жабын плитасымен бірігетін аймақтар бетондауға жатпайды.

Б.3.4 [4.2.2(11)] Бетонды жылу өткізбейтін материал ретінде ғана қолдану кезінде R30 отқа төзімділік шегін қоспағанда тор түрінде конструктивтік арматуралауды қарастыру керек.

Б.4 Болаттемірбетонды ұстындар

Б.4.1 Биік қаңқа ғимараттарды жобалау кезінде қатты арматура болат ұстындар мен беларқалар түрінде жоғары отқа төзімділіктің қатты жақтау қаңқасын түзе отырып сыртқы темірбетон қабырғаларының қалыңдығы шектерінде орналасады.

Б.4.2 Құбырбетонды қималардағы бойлық арматураны әдеттегідей отқа төзімділік талаптарына сүйене отырып белгілеу керек. Құбырбетонды конструкцияларға 300 °C дейінгі температураның қысқа мерзімді әрекет ету кезінде олардың көтергіш қабілеттілігін көтеру бойынша қосымша конструктивтік шаралар талап етілмейді. Құбырбетонды конструкциялардың отқа төзімділігі темірбетонның отқа төзімділігіне жақын.

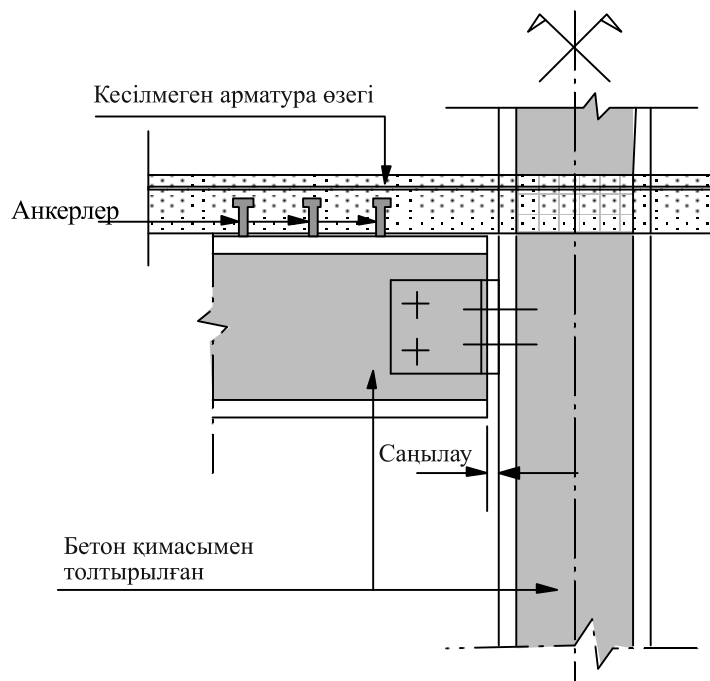
Б.4.3 Құбырбетонды конструкцияларды ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес көлденең және бойлық арматуралауды қолдану керек. Бойлық арматуралау ауданы бетонның көлденең қимасының 0,3 % кем емес ауданын құруы тиіс. Егер ұстында жеткілікті отқа төзімділік бар болса, 400 мм дейінгі қима өлшемі бар бетонмен толтырылған жабық профильдерде арматуралау талап етілмейді. Бойлық арматура және профиль қабырғалары арасындағы арақашықтық ұстындардың жоғарғы және төменгі бөліктерінде арматураның қайырылуымен қамтамасыз етілетіндей кемінде 10 мм болуы тиіс.

[4.3.5.4(3)] Оттан қорғау жабындары бар R ұстындарының көтергіш қабілеттілігін, егер қима ішіндегі температура 350 °C аспайтын болса, қамтамасыз етілген деп санауға болады. Бетондалған қималар үшін қорғаныс жабындарының тиімділігін тік экрандар үшін ҚР СТ ENV 13381-2 сәйкес және жылу өткізбейтін материалдар мен жабындар үшін ҚР СТ ENV 13381-6 сәйкес бағалау керек.

Б.5 Болаттемірбетонды жабындар беларқаларының ұстындармен түйісуі

Б.5.1 Бетондау және монтаждау қолайлылығы мақсатында ұстындар мен беларқалардың бұрандамалы түйісуін ұстынның қатты арматурасына дәнекерленген консольдер арқылы жүзеге асыруға болады.

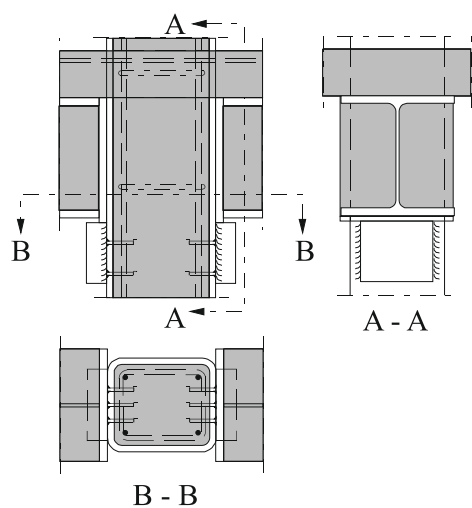
Б.5.2 [5.4.1] Қалыпты температура жағдайларында арқалықты еркін тіреген жағдайда өрт кезінде тірек моменттері, үзіксіз арматуралау кезінде жабын плиталары және сығу күштерінің берілісіне болат қиманың қабілеттілігі пайда болуы мүмкін. Б.10-суретіне сәйкес, егер тесік 10 мм кіші немесе егер тесік 10 мм-ден бастап 15 мм дейін, R30 бастап R180 дейінгі отқа төзімділік шегімен және арқалық аралығы 5 м артық болса, өрт жағдайларында тірек моменттерінің дамуы орын алады.



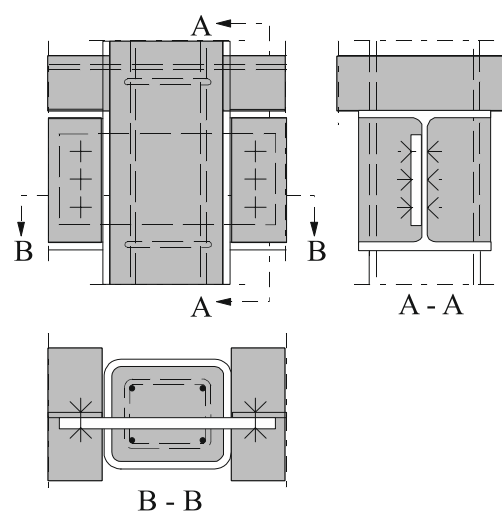
**Б.10-сурет – Өрт жағдайында тірек моментімен түйісуі
[ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011 (5.3-сурет)]**

Б.5.3 Құбырбетонды қимада қатты арматуралау болған жағдайда беларқалардың ұстынмен түйісуін қабырғаға ойылған ойық құбырлар арқылы оларды қатты жүрекшеге тіреу арқылы жүзеге асыру керек. Қаты жүрекше болмаған жағдайда жылжымалы және созылмалы күштер арқалықтан құбырбетонды ұстынның темірбетонды ядросымен сәйкесінше түрде берілуі тиіс.

Б.5.4 [5.4.4] Болаттемірбетонды арқалықтар тірек үстелшелерінің (Б.11а-сурет) немесе пішіндердің (Б.11b-сурет) көмегімен құбырбетонды бағандармен түйісуі мүмкін. Тірек үстелшелерін қолдану барысында өрт кезінде жылжымалы күштердің берілісін қосымша анкерлік жалғаулардың көмегімен қамтамасыз ету керек. Тірек пішіндерін қолдану барысында оларды ұстын арқылы өткізу және екі жағынан дәнекерлеу арқылы бекіту керек.



а) Қосымша анкерлері бар тірек үстелшелері



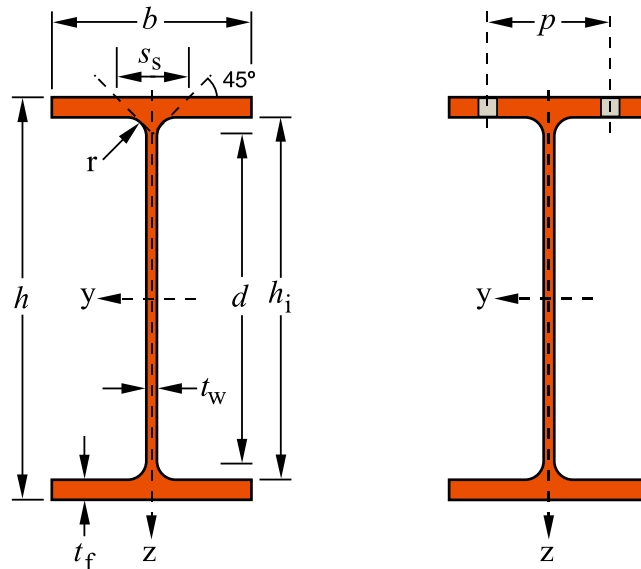
б) Тесік ернемектер

**Б.11-сурет—Беларқалары бар құбырбетонды ұстындардың түйіндесу мысалдары
[ҚР ҚН EN 1994-1-2:2004/2011]**

В қосымшасы
(ақпараттық)

Еуропалық болат профильдер сұрыптамасы

В.1 Еуропалық қоставрлар I (IPE)



Өлшемдері: EU 19-57 IPE AA 80-550 стандартына сәйкес IPE 80 – 600, дайындаушы зауыт стандартына сәйкес IPE A 80-600, IPE O 180-600, IPE 750

Рұқсат етілген ауытқулар: EN 10034:1993

Беттік күйі: EN 10163-3:2004 сәйкес, класс C, төменгі клас 1

В.1-сурет – Еуропалық қоставр қимасы IPE

В.1а-кестесі– Еуропалық қоставр өлшемдері I (IPE)

Белгіленуі		Өлшемдері					A мм ² ×10 ²	Конструктивтік өлшемдері					Беткі ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IPE AA 80	4,9	78	46	3,2	4,2	5	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80	5	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,9
IPE80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,4	49,33
IPE AA 120	8,4	117	64	3,8	4,8	7	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,47	56,26
IPE A 120	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,7
IPE AA 160	12,1	156,4	82	4	5,6	7	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,4
IPE A 160	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,7
IPE160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9	19	164	146	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200	18	196,4	100	4,5	6,7	12	22,9	183	159	M 10	54	58	0,763	42,51

В.1а-кесте – Еуропалық қоставр өлшемдері І (ІРЕ) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IPE A 200	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32	183	159	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12	27	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24
IPE AA 240	24,9	236,4	120	4,8	8	15	31,7	220,4	190,4	M12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,1
IPE240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,16	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330	43	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,25	29,09
IPE330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,7
IPE O 360+	66	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12

В.1а-кесте – Еуропалық қоставр өлшемдері І (ІРЕ) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	M 24	104	114	1,76	16,4
IPE A 550	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24	137	562	514	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15	24	24	197	562	514	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 × 137	137	753	263	11,5	17	17	175	719	685	M 27	102	162	2,506	18,28
IPE 750 × 147	147	753	265	13,2	17	17	188	719	685	M 27	104	164	2,51	17,06
IPE 750 × 173+	173	762	267	14,4	21,6	17	221	718,8	684,8	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 × 196+	196	770	268	15,6	25,4	17	251	719,2	685,2	M 27	106	166	2,552	12,96

В.16-кесте – Еуропалық қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтер I (IPE)

Белгіленуі		Анықтамалық мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		y-y осі						z-z осі														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілуі y-y			таза сығу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,4	0,09	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 80	5	64,4	16,5	19	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-			
IPE80	6	80,1	20	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,7	0,12	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,4	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	+		
IPE100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,2	0,35	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7	11	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	+		
IPE120	10,4	318	53	60,7	4,9	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	+		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,7	6,21	36,4	10	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	+		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,8	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,6	3,96	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	+		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,2	81,9	18	28	2,05	27,8	2,7	5,93	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 200	18	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35	2,21	32	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	+		

В.16-кесте – Еуропалық қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтер I (IPE) (жалғасы)

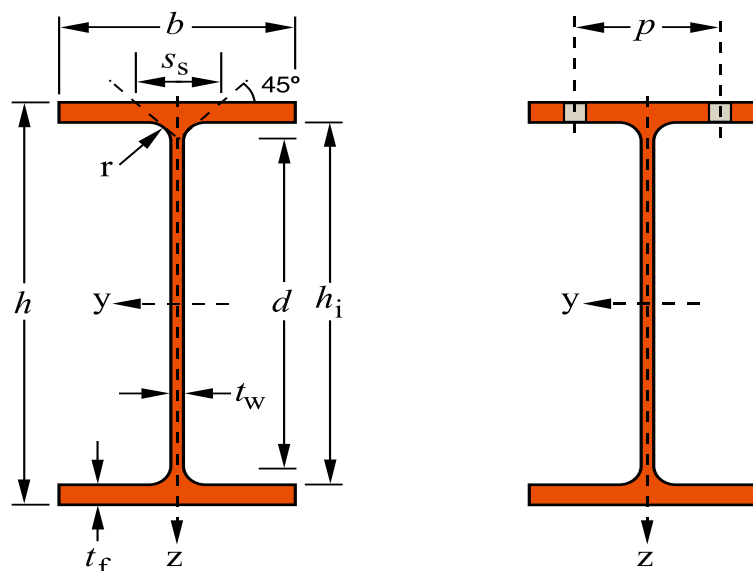
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE200	22,4	1943	194	221	8,26	14	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,3	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	+		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	+	+	+
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60	2,7	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	+		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51	31,1	158	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE360	57,1	16270	904	1019	15	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	+	+	+

В.16-кесте – Еуропалық қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтер I (IPE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1884	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3860	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 137	137	159900	4246	4865	30,3	92,9	5166	393	614	5,44	65,4	137	6980	1	2	-	4	4	-	+	+	+
IPE 750 × 147	147	166100	4411	5110	29,8	105	5289	399	631	5,31	67,1	162	7141	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 750 × 173	173	205800	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9391	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 196	196	240300	6241	7174	31	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

♦ W_{pl} созылымдықты есепке алу арқылы есептеу үшін қиманың талап етілген шекті бұру бұрышына сәйкес профиль 1 немесе 2-класқа жатуы тиіс.

В.2 Еуропалық кең сөрелі қоставрлар (HE)



Өлшемдері: EU 53-62 стандартына сәйкес HE A, HE B и HE M 100 – 1000;

ASTM A 6/A 6M – 07 сәйкес HE 1000 GHE > GHEM

PN-H-93452: 2005 сәйкес HE C;

HE AA 100-1000 дайындаушы зауыт стандартына сәйкес

Рұқсаттар: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M

ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 с GHE>GHE M

Бетке қойылатын талаптар: EN 10163-3:2004 сәйкес, класс C, 1-төменгі класс

В.2-сурет – Еуропалық кең сөрелі қоставрлар қимасы HE

В.2а-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставр өлшемдері (HE)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивтік өлшемдері					Беткі ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 100 AA	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA	18,1	128	140	4,3	6	12	23	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,97	12,74

В.2а-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставр өлшемдері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 180 AA	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180 C	69,8	190	183	11,5	19	15	89	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,13	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 C	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91	188	152	M 27	100	118	1,27	17,77
HE 220 C	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,7
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,9
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,46	9,318
HE 260 AA	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12

В.2а-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставр өлшемдері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 260 C	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	М 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	М 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA	61,2	264	280	7	10	24	78	244	196	М 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	М 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	М 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	М 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	М 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	М 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	М 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	М 27	120	198	1,732	14,8
HE 300 C	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	М 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	М 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	М 27	118	198	1,74	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	М 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	М 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	М 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312	279	225	М 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	М 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	М 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	М 27	122	198	1,81	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	М 27	132	204	1,902	7,67
HE 360 AA	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	М 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	М 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	М 27	122	198	1,849	13,04

В.2а-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставр өлшемдері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,73
HE 400 AA	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,11	13,6
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,28	8,195
HE 600 AA	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 × 337	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 × 399	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,45	6,137

В.2а-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставр өлшемдері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 650 AA	138	620	300	12,5	16	27	175,8	588	534	М 27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	М 27	124	198	2,407	12,69
HE 650 B	225	650	300	16	31	27	286,3	588	534	М 27	126	198	2,422	10,77
HE 650 M	293	668	305	21	40	27	373,7	588	534	М 27	132	200	2,468	8,411
HE 650 × 343	343	680	309	25	46	27	437,5	588	534	М 27	138	202	2,5	7,278
HE 650 × 407	407	696	314	29,5	54	27	518,8	588	534	М 27	142	206	2,543	6,243
HE 700 AA	150	670	300	13	17	27	190,9	636	582	М 27	122	198	2,468	16,46
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	М 27	124	198	2,505	12,25
HE 700 B	241	700	300	17	32	27	306,4	636	582	М 27	126	198	2,52	10,48
HE 700 M	301	716	304	21	40	27	383	636	582	М 27	132	200	2,56	8,513
HE 700 × 352	352	728	308	25	46	27	448,6	636	582	М 27	138	200	2,592	7,359
HE 700 × 418	418	744	313	29,5	54	27	531,9	636	582	М 27	142	206	2,635	6,31
HE 800 AA	172	770	300	14	18	30	218,5	734	674	М 27	130	198	2,66	15,51
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	М 27	130	198	2,698	12,03
HE 800 B	262	800	300	17,5	33	30	334,2	734	674	М 27	134	198	2,713	10,34
HE 800 M	317	814	303	21	40	30	404,3	734	674	М 27	138	198	2,746	8,655
HE 800 × 373	373	826	308	25	46	30	474,6	734	674	М 27	144	200	2,782	7,469
HE 800 × 444	444	842	313	30	54	30	566	734	674	М 27	148	206	2,824	6,357
HE 900 AA	198	870	300	15	20	30	252,2	830	770	М 27	130	198	2,858	14,44
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	М 27	132	198	2,896	11,51
HE 900 B	291	900	300	18,5	35	30	371,3	830	770	М 27	134	198	2,911	9,99
HE 900 M	333	910	302	21	40	30	423,6	830	770	М 27	138	198	2,934	8,824
HE 900 × 391	391	922	307	25	46	30	497,7	830	770	М 27	144	200	2,97	7,604
HE 900 × 466	466	938	312	30	54	30	593,7	830	770	М 27	148	204	3,012	6,464

В.2а-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставр өлшемдері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 1000 AA	222	970	300	16	21	30	282,2	928	868	M 27	132	198	3,056	13,8
HE 1000 × 249	249	980	300	16,5	26	30	316,8	928	868	M 27	134	194	3,08	12,37
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37
HE 1000 B	314	1000	300	19	36	30	400	928	868	M 27	134	198	3,11	9,905
HE 1000 M	349	1008	302	21	40	30	444,2	928	868	M 27	138	198	3,13	8,978
HE 1000 × 393	393	1016	303	24,4	43,9	30	500,2	928	868	M 27	142	198	3,14	8,01
HE 1000 × 415	415	1020	304	26	46	30	528,7	928	868	M 27	144	198	3,15	7,6
HE 1000 × 438	438	1026	305	26,9	49	30	556	928	868	M 27	146	198	3,17	7,25
HE 1000 × 494	494	1036	309	31	54	30	629,1	928	868	M 27	148	204	3,19	6,47
HE 1000 × 584	584	1056	314	36	64	30	743,7	928	868	M 27	154	208	3,24	5,56

В.2б-кесте– Еуропалық кең сөрелі қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтері (HE)

Белгіленуі		Анықтама мәліметтері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктеу						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		y-y осі					z-z осі							таза иілуі y-y			таза сығу					
		I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	+	+	+

В.26-кесте– Еуропалық кең сөрелі қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,3	6,16	1	1	-	1	1	-	+		
HE100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,9	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	+		
HE120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	+		
HE140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120	54,33	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,5	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE160 B	42,6	2492	311,5	354	6,78	17,59	889,2	111,2	170	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	+		
HE160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,8	60,21	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 C	69,8	5543	583,5	675	7,89	27,3	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+

В.26-кесте– Еуропалық кең сөрелі қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	+		
HE200 M	103	10640	967,4	1135	9	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 240 AA	47,4	5835	521	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,1	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6	56,1	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,6	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,6	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,5	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	+		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,9	111,1	719	1728	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7	62,12	62,1	785,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	+		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,4	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,3	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185	1688	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	+		

В.26-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,4	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108	1512	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	+		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE340 A	105	27690	1678	1850	14,4	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	+	HI	HI
HE340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,9	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,7	42,17	5410	360,7	553	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	+	HI	HI
HE360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,6	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,3	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	+	+	+
HE400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189	2942	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI
HE400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,4	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,7	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,7	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE450 M	263	131500	5501	6331	19,8	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI

В.26-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтері (HE) (жалғасы)

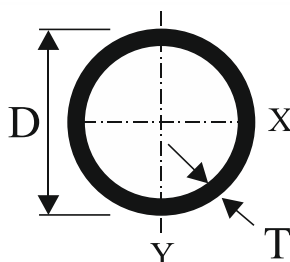
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE550 B	199	136700	4971	5591	23,2	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600×337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE600×399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,4	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567	1	1	3	4	4	4	+	+	+
HE650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE650 B	225	210600	6480	7320	27,12	122	13980	932,3	1441	6,99	109,6	739,2	13360	1	1	1	2	3	4	+	HI	HI
HE650 M	293	281700	8433	9657	27,45	159,7	18980	1245	1936	7,13	132,6	1579	18650	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE650×343	343	333700	9815	11350	27,62	189,6	22720	1470	2300	7,21	148,6	2442	22730	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650×407	407	405400	11650	13620	27,95	224,8	28020	1785	2803	7,35	169,1	3958	28710	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700 AA	150	142700	4260	4840	27,34	100,3	7673	511,5	799,7	6,34	78,63	195,2	8155	1	1	2	4	4	4	+	+	+
HE700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE700 B	241	256900	7340	8327	28,96	137,1	14440	962,7	1495	6,87	112,6	830,9	16060	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE700 M	301	329300	9198	10540	29,32	169,8	18800	1240	1929	7,01	132,6	1589	21400	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE700×352	352	389700	10710	12390	29,47	201,6	22510	1461	2293	7,08	148,6	2461	26050	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700×418	418	472500	12700	14840	29,8	239	27760	1774	2797	7,22	169,1	3989	32850	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE800 AA	172	208900	5426	6225	30,92	123,8	8134	542,2	856,6	6,1	85,15	256,8	11450	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

В.26-кесте– Еуропалық кең сөрелі қоставрды есептеуге арналған анықтама мәліметтері (HE) (жалғасы)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE800 B	262	359100	8977	10230	32,78	161,8	14900	993,6	1553	6,68	118,6	946	21840	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE800 M	317	442600	10870	12490	33,09	194,3	18630	1230	1930	6,79	136,1	1646	27780	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE800×373	373	523900	12690	14700	33,23	230,3	22530	1463	2311	6,89	152,1	2554	34070	1	1	1	1	2	2	+	HI	
HE800×444	444	634500	15070	17640	33,48	276,5	27800	1776	2827	7,01	173,1	4180	42840	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE900 AA	198	301100	6923	7999	34,55	147,2	9041	602,8	957,7	5,99	90,15	334,9	16260	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE900 A	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,5	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE900 B	291	494100	10980	12580	36,48	188,8	15820	1050	1658	6,53	123,6	1137	29460	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE900 M	333	570400	12540	14440	36,7	214,4	18450	1220	1929	6,6	136,1	1671	34750	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE900×391	391	674300	14630	16990	36,81	254,3	22320	1454	2312	6,7	152,1	2597	42560	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HE900×466	466	814900	17380	20380	37,05	305,3	27560	1767	2832	6,81	173,1	4256	53400	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HE1000 AA	222	406500	8380	9777	37,95	172,2	9501	633,4	1016	5,8	93,15	403,4	21280	1	1	-	4	4	-	+		
HE1000×249	249	481100	9818	11350	38,97	180,7	11750	784	1245	6,09	103,6	584,4	26620	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 A	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 B	314	644700	12890	14860	40,15	212,5	16280	1085	1716	6,38	126,1	1254	37640	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 M	349	722300	14330	16570	40,32	235	18460	1222	1940	6,45	136,1	1701	43020	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE1000×393	393	807700	15900	18540	40,18	271,3	20500	1353	2168	6,4	147,3	2332	48080	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HE1000×415	415	853100	16728	19571	40,17	288,6	21710	1428	2298	6,41	153,1	2713	51080	1	1	1	2	3	4	+	HI	
HE1000×438	438	909200	17720	20750	40,43	299,9	23360	1531	2463	6,48	160	3190	55290	1	1	1	1	3	4	+	HI	
HE1000×494	494	1028000	19845	23413	40,42	344,5	26820	1736	2818	6,53	174,1	4433	64010	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HE1000×584	584	1246100	23600	28039	40,93	403,2	33430	2130	3475	6,7	199,1	7230	81240	1	1	1	1	1	2	+	HI	

Еуропалық болат құбырлар каталогы

В.3 HS S355J2H және S235JRH дөңгелек конструкция құбырлары



M = Салмағы

A = көлденең қима ауданы

A_u = сыртқы беткі ауданы

I = инерция моменті

W = қима кедергісінің моменті

W_p = кедергінің пластикалық моменті

i = айналу радиусы

I_v = бұралу модулі

W_v = бұралу кезіндегі кедергінің осьтік моменті

Көлденең қасиеттері D және T номиналды өлшемдерді қолданған кезде анықталады.

Теоретикалық тығыздығы = 7,85 кг/дм³.

В.3-кесте – Дөңгелек құбырлардың негізгі сипаттамалары

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
26,9	2	1,23	1,56	0,085	1,22	0,91	1,24	0,88	2,44	1,81
26,9	2,5	1,5	1,92	0,085	1,44	1,07	1,49	0,87	2,88	2,14
26,9	2,6	1,56	1,98	0,085	1,48	1,1	1,54	0,86	2,96	2,2
33,7	2	1,56	1,99	0,106	2,51	1,49	2,01	1,12	5,02	2,98
33,7	2,5	1,92	2,45	0,106	3	1,78	2,44	1,11	6	3,56
33,7	2,6	1,99	2,54	0,106	3,09	1,84	2,52	1,1	6,19	3,67
33,7	3	2,27	2,89	0,106	3,44	2,04	2,84	1,09	6,88	4,08
33,7	3,2	2,41	3,07	0,106	3,6	2,14	2,99	1,08	7,21	4,28
42,4	2	1,99	2,54	0,133	5,19	2,45	3,27	1,43	10,38	4,9
42,4	2,5	2,46	3,13	0,133	6,26	2,95	3,99	1,41	12,52	5,91
42,4	2,6	2,55	3,25	0,133	6,46	3,05	4,12	1,41	12,93	6,1
42,4	2,9	2,82	3,6	0,133	7,06	3,33	4,53	1,4	14,11	6,66
42,4	3	2,91	3,71	0,133	7,25	3,42	4,67	1,4	14,49	6,84
42,4	3,2	3,09	3,94	0,133	7,62	3,59	4,93	1,39	15,24	7,19
42,4	4	3,79	4,83	0,133	8,99	4,24	5,92	1,36	17,98	8,48
48,3	2	2,28	2,91	0,152	7,81	3,23	4,29	1,64	15,62	6,47
48,3	2,5	2,82	3,6	0,152	9,46	3,92	5,25	1,62	18,92	7,83

В.3-кесте – Дөңгелек құбырлардың негізгі сипаттамалары (жалғасы)

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
48,3	2,6	2,93	3,73	0,152	9,78	4,05	5,44	1,62	19,55	8,1
48,3	3	3,35	4,27	0,152	11	4,55	6,17	1,61	22	9,11
48,3	3,2	3,56	4,53	0,152	11,59	4,8	6,52	1,6	23,17	9,59
48,3	4	4,37	5,57	0,152	13,77	5,7	7,87	1,57	27,54	11,4
60,3	2	2,88	3,66	0,189	15,58	5,17	6,8	2,06	31,16	10,34
60,3	2,5	3,56	4,54	0,189	18,99	6,3	8,36	2,05	37,99	12,6
60,3	2,9	4,11	5,23	0,189	21,59	7,16	9,56	2,03	43,18	14,32
60,3	3	4,24	5,4	0,189	22,22	7,37	9,86	2,03	44,45	14,74
60,3	3,2	4,51	5,74	0,189	23,47	7,78	10,44	2,02	46,94	15,57
60,3	4	5,55	7,07	0,189	28,17	9,34	12,7	2	56,35	18,69
60,3	5	6,82	8,69	0,189	33,48	11,1	15,33	1,96	66,95	22,21
76,1	2	3,65	4,66	0,239	31,98	8,4	10,98	2,62	63,96	16,81
76,1	2,5	4,54	5,78	0,239	39,19	10,3	13,55	2,6	78,37	20,6
76,1	2,9	5,24	6,67	0,239	44,74	11,76	15,55	2,59	89,48	23,52
76,1	3	5,41	6,89	0,239	46,1	12,11	16,04	2,59	92,19	24,23
76,1	4	7,11	9,06	0,239	59,06	15,52	20,81	2,55	118,11	31,04
76,1	5	8,77	11,17	0,239	70,92	18,64	25,32	2,52	141,84	37,28
76,1	6,3	10,8	13,81	0,239	84,82	22,29	30,78	2,48	169,64	44,58
88,9	2,5	5,33	6,79	0,279	63,37	14,26	18,67	3,06	126,75	28,51
88,9	3	6,36	8,1	0,279	74,76	16,82	22,15	3,04	149,53	33,64
88,9	3,2	6,76	8,62	0,279	79,21	17,82	23,51	3,03	158,41	35,64
88,9	4	8,38	10,67	0,279	96,34	21,67	28,85	3	192,68	43,35
88,9	5	10,4	13,18	0,279	116,37	26,18	35,24	2,97	232,75	52,36
88,9	6	12,3	15,63	0,279	134,94	30,36	41,31	2,94	269,88	60,72
88,9	6,3	12,8	16,35	0,279	140,24	31,55	43,07	2,93	280,47	63,1
101,6	2,5	6,11	7,78	0,319	95,61	18,82	24,56	3,5	191,22	37,64
101,6	3	7,29	9,29	0,319	113,04	22,25	29,17	3,49	226,07	44,5
101,6	3,6	8,7	11,08	0,319	133,24	26,23	34,59	3,47	266,47	52,46
101,6	4	9,63	12,26	0,319	146,28	28,8	38,12	3,45	292,57	57,59
101,6	5	11,9	15,17	0,319	177,47	34,93	46,7	3,42	354,94	69,87
101,6	6	14,2	18,02	0,319	206,68	40,68	54,91	3,39	413,35	81,37
101,6	6,3	14,8	18,86	0,319	215,07	42,34	57,3	3,38	430,13	84,67
108	2,5	6,5	8,29	0,339	115,35	21,36	27,83	3,73	230,69	42,72
108	3	7,77	9,9	0,339	136,49	25,28	33,08	3,71	272,98	50,55
108	3,6	9,27	11,81	0,339	161,06	29,83	39,25	3,69	322,11	59,65
108	4	10,3	13,07	0,339	176,95	32,77	43,29	3,68	353,91	65,54
108	5	12,7	16,18	0,339	215,06	39,83	53,09	3,65	430,12	79,65
108	6	15,1	19,23	0,339	250,91	46,46	62,5	3,61	501,81	92,93
108	6,3	15,8	20,13	0,339	261,23	48,38	65,24	3,6	522,46	96,75
114,3	2,5	6,89	8,78	0,359	137,26	24,02	31,25	3,95	274,52	48,03

В.3-кесте – Дөңгелек құбырлардың негізгі сипаттамалары (жалғасы)

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ × 10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
114,3	3	8,23	10,49	0,359	162,55	28,44	37,17	3,94	325,1	56,88
114,3	3,6	9,83	12,52	0,359	191,98	33,59	44,13	3,92	383,97	67,19
114,3	4	10,9	13,86	0,359	211,07	36,93	48,69	3,9	422,13	73,86
114,3	5	13,5	17,17	0,359	256,92	44,96	59,77	3,87	513,84	89,91
114,3	6	16	20,41	0,359	300,21	52,53	70,45	3,83	600,42	105,06
114,3	6,3	16,8	21,38	0,359	312,71	54,72	73,57	3,82	625,43	109,44
127	2,5	7,68	9,78	0,399	189,53	29,85	38,76	4,4	379,06	59,7
127	3	9,17	11,69	0,399	224,75	35,39	46,14	4,39	449,5	70,79
127	4	12,1	15,46	0,399	292,61	46,08	60,54	4,35	585,23	92,16
127	5	15	19,16	0,399	357,14	56,24	74,46	4,32	714,28	112,48
127	6	17,9	22,81	0,399	418,44	65,9	87,92	4,28	836,88	131,79
127	6,3	18,8	23,89	0,399	436,22	68,7	91,86	4,27	872,44	137,39
133	2,5	8,05	10,25	0,418	218,27	32,82	42,58	4,61	436,54	65,64
133	3	9,62	12,25	0,418	258,97	38,94	50,71	4,6	517,93	77,88
133	4	12,7	16,21	0,418	337,53	50,76	66,59	4,56	675,05	101,51
133	5	15,8	20,11	0,418	412,4	62,02	81,96	4,53	824,81	124,03
133	6	18,8	23,94	0,418	483,72	72,74	96,85	4,5	967,43	145,48
133	6,3	19,7	25,08	0,418	504,43	75,85	101,22	4,49	1008,86	151,71
139,7	3	10,1	12,88	0,439	301,09	43,11	56,07	4,83	602,18	86,21
139,7	4	13,4	17,05	0,439	392,86	56,24	73,68	4,8	785,72	112,49
139,7	5	16,6	21,16	0,439	480,54	68,8	90,76	4,77	961,08	137,59
139,7	6	19,8	25,2	0,439	564,26	80,78	107,33	4,73	1128,52	161,56
139,7	6,3	20,7	26,4	0,439	588,62	84,27	112,2	4,72	1177,24	168,54
139,7	8	26	33,1	0,439	720,29	103,12	138,93	4,66	1440,58	206,24
139,7	10	32	40,75	0,439	861,89	123,39	168,55	4,6	1723,79	246,78
152,4	3	11,1	14,08	0,479	393,01	51,58	66,07	5,28	786,03	103,15
152,4	4	14,6	18,65	0,479	513,73	67,42	88,11	5,25	1027,46	134,84
152,4	5	18,2	23,15	0,479	629,54	82,62	108,68	5,21	1259,08	165,23
152,4	6	21,7	27,6	0,479	740,56	97,19	128,67	5,18	1481,13	194,37
152,4	6,3	22,7	28,92	0,479	772,96	101,44	134,56	5,17	1545,92	202,88
159	3	11,5	14,7	0,5	447,42	56,28	73,02	5,52	894,84	112,56
159	4	15,3	19,48	0,5	585,33	73,63	96,12	5,48	1170,67	147,25
159	5	19	24,19	0,5	717,88	90,3	118,62	5,45	1435,75	180,6
159	6	22,6	28,84	0,5	845,19	106,31	140,53	5,41	1690,37	212,63
159	6,3	23,7	30,22	0,5	882,38	110,99	146,98	5,4	1764,76	221,98
168,3	3	12,2	15,58	0,529	532,28	63,25	81,98	5,85	1064,57	126,51
168,3	3,2	13	16,6	0,529	565,74	67,23	87,24	5,84	1131,47	134,46
168,3	4	16,2	20,65	0,529	697,09	82,84	108	5,81	1394,18	165,68
168,3	4,5	18,2	23,16	0,529	777,22	92,36	120,77	5,79	1554,43	184,72

В.3-кесте – Дөңгелек құбырлардың негізгі сипаттамалары (жалғасы)

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
168,3	5	20,1	25,65	0,529	855,85	101,7	133,38	5,78	1711,69	203,41
168,3	6	24	30,59	0,529	1008,69	119,87	158,12	5,74	2017,39	239,74
168,3	6,3	25,2	32,06	0,529	1053,42	125,18	165,42	5,73	2106,84	250,37
168,3	8	31,6	40,29	0,529	1297,27	154,16	205,74	5,67	2594,54	308,32
168,3	10	39	49,73	0,529	1563,98	185,86	250,92	5,61	3127,97	371,71
193,7	4	18,7	23,84	0,609	1072,79	110,77	143,97	6,71	2145,58	221,54
193,7	5	23,3	29,64	0,609	1320,23	136,32	178,08	6,67	2640,46	272,63
193,7	6	27,8	35,38	0,609	1559,72	161,05	211,46	6,64	3119,45	322,09
193,7	6,3	29,1	37,09	0,609	1630,05	168,31	221,33	6,63	3260,09	336,61
193,7	8	36,6	46,67	0,609	2015,54	208,11	276,05	6,57	4031,07	416,22
193,7	10	45,3	57,71	0,609	2441,59	252,1	337,79	6,5	4883,18	504,2
193,7	12,5	55,9	71,16	0,609	2934,31	302,97	411,07	6,42	5868,62	605,95
219,1	4	21,2	27,03	0,688	1563,84	142,75	185,09	7,61	3127,67	285,5
219,1	4,5	23,8	30,34	0,688	1747,24	159,49	207,27	7,59	3494,48	318,98
219,1	5	26,4	33,63	0,688	1928,04	176	229,24	7,57	3856,08	351,99
219,1	6	31,5	40,17	0,688	2281,95	208,3	272,54	7,54	4563,89	416,6
219,1	6,3	33,1	42,12	0,688	2386,14	217,81	285,37	7,53	4772,28	435,63
219,1	8	41,7	53,06	0,688	2959,63	270,16	356,68	7,47	5919,26	540,33
219,1	10	51,6	65,69	0,688	3598,44	328,47	437,56	7,4	7196,88	656,95
219,1	12,5	63,7	81,13	0,688	4344,58	396,58	534,2	7,32	8689,16	793,17
244,5	6	35,29	44,96	0,768	3198,53	261,64	341,37	8,43	6397,07	523,28
244,5	8	46,66	59,44	0,768	4160,45	340,32	447,63	8,37	8320,89	680,65
244,5	10	57,83	73,67	0,768	5073,15	414,98	550,24	8,3	10 146,29	829,96
244,5	12,5	71,52	91,11	0,768	6147,42	502,86	673,45	8,21	12 294,83	1005,71
273	4	26,5	33,8	0,858	3058,25	224,05	289,47	9,51	6116,5	448,09
273	5	33,1	42,1	0,858	3780,81	276,98	359,16	9,48	7561,63	553,97
273	6	39,5	50,33	0,858	4487,08	328,72	427,81	9,44	8974,17	657,45
273	6,3	41,4	52,79	0,858	4695,82	344,02	448,2	9,43	9391,64	688,03
273	8	52,3	66,6	0,858	5851,71	428,7	561,97	9,37	11 703,43	857,39
273	10	64,9	82,62	0,858	7154,09	524,11	692,02	9,31	14 308,18	1048,22
273	12,5	80,3	102,3	0,858	8697,45	637,18	848,9	9,22	17 394,90	1274,35
323,9	4	31,6	40,2	1,018	5143,16	317,58	409,37	11,31	10 286,33	635,15
323,9	5	39,3	50,09	1,018	6369,42	393,3	508,53	11,28	12 738,85	786,59
323,9	6	47	59,92	1,018	7572,47	467,58	606,43	11,24	15 144,93	935,16
323,9	6,3	49,3	62,86	1,018	7928,9	489,59	635,56	11,23	15 857,79	979,18
323,9	8	62,3	79,39	1,018	99 10,08	611,92	798,51	11,17	19 820,16	12 23,84
323,9	10	77,4	98,61	1,018	12 158,34	750,75	985,67	11,1	24 316,68	1501,49
323,9	12,5	96	122,29	1,018	14 846,53	916,74	1212,78	11,02	29 693,05	1833,47

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Мосалков И.Л., Плюсниа Г.Ф., Фролов А.Ю. Огнестойкость строительных конструкций. М.: Спецтехника, 2001.
2. Собурь С.В. Огнезащита строительных материалов и конструкций. М.: Спецтехника, 1999.
3. Budownictwo ogolne. Fizyka Budowli. T.2 Arkady, Warszawa, 2005 (Жалпы құрылыс. Құрылыс физикасы. 2-том. Аркада басылымы, Варшава 2005).
4. Kucharczuk W., Labocha S. Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynkow. Arkady. Warszawa, –2007 (Ғимараттың болатбетонды конструкциялары. Аркада басылымы. Варшава, –2007).
5. Kosiorek M., Wozniak G. Projektowanie elementow zelbetowych i murowych z uwagi na odpornosc ogniowa. ITB, Warszawa 2002 (Отқа төзімділікті есепке алу арқылы темірбетонды және тас конструкцияларын жобалау. ИТБ басылымы, Варшава 2002).
6. JOHNSON, R.P. and ANDERSON, D. Designers Guide to BS EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1 General rules and rules for buildings, Thomas Telford (Болат және темірбетонды конструкцияларды жобалау жөніндегі басшылық. 1.1-бөлімі Жалпы ережелер және ғимаратқа арналған ережелер. Thomas Telford басылымы) 2004 – Англия.
7. SIMMS, W.I., KIRBY, B.R., BAILEY, C.G. and BURGESS, I.W. Steel building design: Fire resistance design. The Steel Construction Institute (Болат конструкцияларды жобалау: Отқа төзімділікті анықтау. Болат конструкциялар институты), 2008 – Англия.
8. Jonson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Blackwell Publishing басылымы, USA (Болатан және бетондан композиттік конструкциялар), 2004 – АҚШ.
9. Gajanan M. Sabnis. Handbook of Composite Construction Engineering. New York 2003 (Композиттік инженерлік конструкциялар жөніндегі анықтама. Нью-Йорк, -2003).
10. Structural Steelwork Eurocodes. Development of Transnational Approach (Еурокодтардағы болат конструкциялар. Трансұлттық тәсіл). 2001 – Бельгия.
11. Starosolski W. Еурокодқа 2 және байланыс нормаларына сәйкес темірбетонды конструкциялар (Konstrukcje zelbetowe wedlug Eurokodu 2 i norm związanych). PWN. Warszawa 2011 – Польша.
12. Petterson O. The connection between a real fire exposure and the heating conditions according to standart fire resistance tests. European Convention for Constructional Steelwork. Chaptes 2. CECM-III-74-2E (Отқа төзімділіктің стандартты сынақтарымен нақты өрт және жылу техникалық шарттар арасындағы байланыс. Болат конструкциялардың Еуропалық конвенциясы. 2-бөлім. CECM-III-74-2E) 2010 Брюссель – Бельгия.
13. Reckham J.W., Couchman G.H., Hicks S.J. Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction. The Metall Cladding & Roofing Manufactures Association (Болат қалыпты қолдану арқылы композиттік плиталар және арқалықтар: есептеудің және жобалаудың озат тәжірибесі), Кембридж, 2009 – Англия.
14. Marios C. Phocas. Tragwerke fur den Hochhausbau. Erbst & Sohn. Berlin (Биік тұрғын құрылыстарға арналған көтергіш арқалықтар. Erbst & Sohn басылымы. Берлин).
15. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG,

Berlin. №8/2006 (Болаттан жасалған құрылыс. Сәулет және техникалық ғылым басылымы. Берлин. №8/2006).

16. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №3/2011 (Болаттан жасалған құрылыс. Сәулет және техникалық ғылым басылымы. Берлин. №3/2011).

17. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №8/2005 (Болаттан жасалған құрылыс. Сәулет және техникалық ғылым басылымы. Берлин. №8/2005).

18. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №5/2004 (Болаттан жасалған құрылыс. Сәулет және техникалық ғылым басылымы. Берлин. №5/2004).

19. Бағдарламалық кешен ABAQUS ([www. 3ds.com](http://www.3ds.com)).

20. www.kssc.or.kr.

21. www.spannverbund.de.

22. www.ruukki.com.

23. [www. uni-stuttgart.de/ke](http://www.uni-stuttgart.de/ke).

24. ГОСТ 24045-94 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.

ӘОЖ 624.012.35.04:614.841.332(083.74) МСЖ 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Түйінді сөздер: болат темірбетон конструкциялары, отқа төзімділік, отқа төзімділіктің шегі, отқа төзімділіктің шектік күйі, өрт, өрт әсері, материалдардың сипаттамалары, кестедегі деректер, жылу техникалық есеп, статикалық есеп

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	IV
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	2
3 Термины и определения	3
4 Обозначения и сокращения	4
5 Основные принципы и правила	8
5.1 Расчетные параметры пожара	8
5.2 Статистический анализ конструкций	14
6 Свойства материалов в условиях повышенных температур.....	16
6.1 Бетон	16
6.2 Конструкционная сталь	19
6.3 Арматура	22
7 Расчеты огнестойкости на основе табличных данных	24
8 Упрощенные методы расчета огнестойкости	30
8.1 Общие положения	30
8.2 Сталежелезобетонные балки	30
8.3 Плиты перекрытий с профилированным настилом	41
8.4 Сталежелезобетонные колонны	45
9 Общие методы расчета огнестойкости	52
10 Экспериментальные методы	53
11 Конструирование с учетом огнестойкости	54
Приложение А (<i>информационное</i>) Табличные значения для определения предела огнестойкости сталежелезобетонных балок, колонн и трубобетонных конструкций	57
Приложение Б (<i>информационное</i>) Конструктивные мероприятия по обеспечению огнестойкости сталежелезобетонных конструкций.....	62
Приложение В (<i>информационное</i>) Сортамент стальных европейских профилей	69
Библиография	92

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено акционерным обществом «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИИСА»).

В настоящем нормативно-техническом Пособии приведены:

- Принципы и Правила проектирования сталежелезобетонных конструкций с учетом огнестойкости, содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1994-1-2:2005/2011;

- Положения, развивающие Принципы и Правила, приведенные в Разделах 1-5 СН РК EN 1994-1-1:2005/2011;

- примеры, иллюстрирующие применение положений Разделов 2-5 СН РК EN 1994-1-2:2005/2011 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического Пособия, помимо положений СН РК EN 1994-1-2:2008/2011, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1994-1-1:2005/2011;

- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;

- апробированные результаты исследований и проектных решений, выполненных зарубежными организациями, специализирующимися в области проектирования сталежелезобетонных конструкций с учетом огнестойкости.

В данном документе отражены эксплуатационные требования к сталежелезобетонным конструкциям в условиях пожара, характеристики воздействий пожара, теплотехнические характеристики материалов сталежелезобетонных конструкций, а также оценочные методы их расчета на пожарные воздействия.

Разработанное пособие является практическим документом по применению требований, изложенных в СН РК EN 1994-1-2:2005/2011 и является вспомогательным материалом по расчету и конструированию сталежелезобетонных конструкций с учетом огнестойкости.

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

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

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

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.
ОБЩИЕ ПРАВИЛА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ

DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES.
GENERAL RULES OF STRUCTURAL FIRE DESIGN

Дата введения – 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое Пособие составлено в развитие положений к СН РК EN 1994-1-2:2005/2011 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости» и предназначено для применения при проектировании сталежелезобетонных конструкций.

1.2 Настоящее нормативно-техническое Пособие содержит и развивает Принципы и Правила, приведенные в следующих разделах СН РК EN 1994-1-2:2005/2011:

- Раздел 1 «Общие положения»;
- Раздел 2 «Основы проектирования»;
- Раздел 3 «Характеристики материалов»;
- Раздел 4 «Методика расчета»;
- Раздел 5 «Основы конструирования».

1.3 Принципы и Правила, приведенные в СН РК EN 1994-1-2:2005/2011, подразделяются на общие и специальные.

В Разделах 1-5 СН РК EN 1994-1-2:2005/2011 и в настоящем нормативно-техническом Пособии приведены Принципы и Правила, являющиеся общими для сталежелезобетонных конструкций и их конструктивных элементов. Кроме того, в пособии приводятся разъяснения, касающиеся основных положений СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 в части тепловых и механических воздействий, а также целого ряда стандартов серии EN по применяемым в сталежелезобетонных конструкциях требованиям к материалам и методам испытаний на огнестойкость.

Специальные Принципы и Правила проектирования сталежелезобетонных конструкций, дополняющие общие Принципы и Правила, содержатся:

– в Разделах 1,2,3,4,5 СН РК EN 1994-1-1:2005/2011 и в соответствующих пособиях к указанным разделам.

1.4 Целью настоящего документа является обеспечение расчета и проектирование сталежелезобетонных конструкций с учетом требований огнестойкости.

1.5 Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для использования:

– заказчиками проектной документации (например, для формулирования противопожарных требований к сталежелезобетонным конструкциям);

- специалистами, осуществляющими проектирование сталежелезобетонных конструкций;
- специалистами, осуществляющими контроль качества проектирования и строительства сталежелезобетонных конструкций;
- соответствующими уполномоченными органами.

1.6 Проектирование сталежелезобетонных конструкций, требования к которым не оговорены в СН РК EN 1994-1-2:2005/2011 до разработки соответствующих нормативов следует осуществлять на основании специальных технических условий, основанных на результатах специальных исследований.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего нормативно-технического Пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного нормативного документа, для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения):

СТ РК 1.9–2007 Государственная система технического регулирования Республики Казахстан. Порядок применения международных, региональных и национальных стандартов иностранных государств, других нормативных документов по стандартизации в Республике Казахстан.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования.

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия на конструкции при пожарах.

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

СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1993-1-2:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СТ РК EN 1363-2-2011 Испытания на огнестойкость. Часть 2. Альтернативные и дополнительные методы.

СТ РК EN 10025-1-2012 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Общие технические условия поставки.

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

СТ РК EN 10149-3-2012 Прокат плоский горячекатаный из сталей с высоким пределом текучести для холодной штамповки. Часть 3. Условия поставки нормализованной или нормализованной катаной стали.

СТ РК ENV 13381-2-2012 Методы испытаний для определения факторов, влияющих на огнестойкость строительных конструкций. Часть 2. Вертикальные защитные экраны.

СТ РК ENV 13381-5-2012 Методы испытаний для определения факторов, влияющих на огнестойкость строительных конструкций. Часть 5. Защита сталежелезобетонных конструкций, включающих бетон и тонколистовую профилированную сталь.

СТ РК ENV 13381-6-2012 Методы испытаний для определения факторов, влияющих на огнестойкость строительных конструкций. Часть 6. Защита стальных полых конструкций, заполненных бетоном.

EN 1363-1* Fire resistance tests. Part 1. General requirements (Испытания на огнестойкость. Часть 1. Общие методы).

EN 1364-1* Fire resistance tests for non-loadbearing elements. – Part 1: Walls. General principles (Испытания на огнестойкость ненесущих элементов. Часть 1. Основные принципы)

EN 1365-1* Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 1: Walls (Испытания на огнестойкость несущих элементов. Часть 1. Стены)

EN 1365-4* Fire resistance tests for loadbearing elements. Part 4. Columns (Испытания на огнестойкость несущих элементов. Часть 4. Колонны).

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим нормативно-техническим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим 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.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом Пособии применяются термины по СН РК EN 1994–1–2:2005/2011, а также применяются следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Огнезащитный материал (fire protection material): Любые материалы либо их сочетания, примененные к конструктивному элементу с целью повышения его огнестойкости.

* Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

3.2 Расчет (проектирование) при нормальной температуре (normal temperature design): Расчет (проектирование) строительной конструкции при температуре окружающей среды.

3.3 Часть конструктивной системы (part of structure): Отдельная часть конструктивной системы с соответствующими граничными условиями и схемой опирания.

3.4 Неэффективное поперечное сечение (ineffective cross-section): Площадь поперечного сечения, ставшего неэффективным для целей противопожарной защиты.

3.5 Эффективное поперечное сечение (effective cross-section): Поперечное сечение конструкции, используемое при расчете параметров противопожарной защиты, получаемое путем исключения поперечного сечения, прочность и жесткость которого принимаются равным нулю.

3.6 Остаточное поперечное сечение (residual cross-section): Часть первоначального поперечного сечения строительного элемента, получаемая путем исключения неэффективного поперечного сечения.

3.7 Приведенная толщина (section factor): Для стального элемента – отношение площади обогреваемой поверхности к его объему; для элемента в оболочке – отношение внутренней площади обогреваемой поверхности оболочки к объему металла.

3.8 Критическая температура конструктивной стали (critical temperature of structural steel): Для заданной нагрузки, значение температуры, при которой происходит разрушение элемента стальной конструкции, в предположении равномерного нагрева.

3.9 Критическая температура арматуры (critical temperature of reinforcement): Температура арматуры, при которой происходит разрушение элемента при заданном уровне нагрузки.

3.10 Максимальный уровень напряжений (maximum stress level): Уровень напряжений для заданной температуры, при котором диаграмма деформирования переходит в площадку текучести.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящем пособии приняты обозначения по СН РК EN 1994-1-1:2005/2011 и СН РК EN 1992-1-2:2005/2011, а также следующие обозначения:

Прописные буквы латинского алфавита

$A_{a,\theta}$ – площадь сечения стального профиля при температуре θ ;

$A_{c,\theta}$ – площадь сечения бетона при температуре θ ;

A_i, A_j – элементарная площадь сечения при температуре θ_i или θ_j или обогреваемая площадь i -той части стального сечения на единицу длины;

A_m – площадь обогреваемой поверхности на единицу длины;

A_m/V – приведенная толщина конструктивного элемента;

$A_{p,i}$ – площадь внутренней поверхности защитного материала на единицу длины i -той части стального элемента;

$A_{p,i}/V_i$ – приведенная толщина $[m^{-1}]$ i -той части стального сечения (с защитной

- облицовкой);
- $A_{s,\theta}$ – площадь сечения арматурных стержней при температуре θ ;
- $E30$ либо $E60, \dots$ – элемент, обеспечивающий целостность 30 либо 60... мин стандартного воздействия пожара;
- $E_{a,\theta}$ – нормативное значение угла наклона касательной в упругой стадии диаграммы деформирования конструктивной стали при повышенных температурах;
- $E_{a,sec,\theta}$ – нормативное значение момента сопротивления сечения бетона при пожаре, определенное как $f_{c,\theta}$, разделенное на $\varepsilon_{cu,\theta}$;
- $E_{fi,d}$ – расчетный результат воздействий при пожаре, неизменный с течением времени;
- $E_{fi,d,t}$ – расчетное значение воздействий, включая косвенные воздействия пожара и нагрузки, действующие во время пожара в течение времени t ;
- $(EI)_{fi,c,z}$ – жесткость на изгиб при пожаре (относительно центральной оси Z составного сечения);
- $(EI)_{fi,eff}$ – эффективная изгибная жесткость при пожаре;
- $(EI)_{fi,f,z}$ – изгибная жесткость двух полок стального профиля при пожаре (отнесенная к центральной оси Z составного сечения);
- $(EI)_{fi,s,z}$ – жесткость арматуры на изгиб при пожаре (отнесенная к центральной оси Z составного сечения);
- $(EI)_{fi,eff,z}$ – эффективная изгибная жесткость (при изгибе вокруг оси z) при пожаре;
- $(EI)_{fi,w,z}$ – изгибная жесткость стенки стального профиля при пожаре (отнесенная к центральной оси Z составного сечения);
- $E_{s,\theta}$ – нормативное значение угла наклона касательной в упругой стадии диаграммы деформирования арматурной стали при повышенных температурах;
- HC – углеводородная температурная зависимость пожара;
- I – теплоизолирующая способность;
- $I_{i,\theta}$ – момент инерции i -той части приведенного сечения при изгибе относительно оси наименьшего либо наибольшего сопротивления при пожаре;
- $I30$ – или $I60, \dots$ элемент, обеспечивающий теплоизолирующую способность 30 или 60... мин стандартного огневого воздействия;
- $M_{fi,Rd}^+; M_{fi,Rd}^-$ – расчетное значение сопротивления в местах действия положительного или отрицательного момента при пожаре;
- $N_{fi,cr}$ – критическая нагрузка для упругой стадии при пожаре;
- $N_{fi,cr,z}$ – критическая нагрузка для упругой стадии относительно оси Z при пожаре;
- $N_{fi,pl,Rd}$ – расчетное значение пластического сопротивления осевому сжатию суммарного сечения при пожаре;
- $N_{fi,Rd}$ – расчетное значение сопротивления элемента при осевом сжатии при пожаре;
- $N_{fi,Rd,z}$ – расчетное значение сопротивления элемента при осевом сжатии, при изгибе относительно оси Z при пожаре;
- $N_{fi,Sd}$ – расчетное значение осевой нагрузки при пожаре;
- $P_{fi,Rd}$ – расчетное сопротивление соединительного анкера на срез при пожаре;
- $Q_{k,1}$ – нормативное значение основного переменного воздействия 1;
- $R30$ – или $R60, R90, R120, R180, R240, \dots$ элемент, обеспечивающий несущую способность в течение 30 или 60, 90, 120, 180, 240 мин стандартного огневого

воздействия;

$R_{fi,d,t}$ – расчетное сопротивление при пожаре в момент времени t ;

Строчные буквы латинского алфавита

- $b_{c,fi}$ – приведенная высота бетонного сечения между полками при пожаре;
- b_{fi} – приведенная ширина верхней полки при пожаре;
- c – коэффициент удельной теплоемкости, либо кривизна изгиба, либо защитный слой бетона конструктивной стали;
- c_a – коэффициент удельной теплоемкости тяжелого бетона;
- c_p – коэффициент удельной теплоемкости огнезащитного материала;
- d_p – толщина слоя огнезащитного материала;
- e_f – температурно-временная зависимость наружного пожара;
- $f_{ay,\theta}$ – максимальный уровень напряжений или расчетный предел текучести конструкционной стали при пожаре;
- $f_{ay,\theta_{cr}}$ – сопротивление стали при критической температуре θ_{cr} ;
- $f_{ap,\theta}; f_{sp,\theta}$ – предел пропорциональности конструкционной либо арматурной стали при пожаре;
- $f_{au,\theta}$ – предел прочности на разрыв конструкционной либо стали соединительных анкеров при пожаре, с упрочнением;
- $f_{c,\theta}$ – нормативное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие при пожаре и температуре θ °C;
- $f_{fi,d}$ – расчетная характеристика прочности при пожаре;
- $f_{sy,\theta}$ – максимальный уровень напряжений или расчетный предел текучести арматурной стали при пожаре;
- h_{fi} – приведенная высота бетона между полками профиля при пожаре;
- $k_{c,\theta}$ – коэффициент снижения сопротивления бетона сжатию, позволяющий определить прочность при повышенной температуре $f_{c,\theta}$;
- $k_{E,\theta}$ – коэффициент снижения модуля упругости конструкционной стали, позволяющий определить угол наклона упругой стадии деформирования при повышенной температуре $E_{a,\theta}$;
- $k_{y,\theta}$ – коэффициент снижения предела текучести конструкционной стали, позволяющий определить максимальный уровень напряжений при повышенной температуре $f_{ay,\theta}$;
- $k_{p,\theta}$ – коэффициент снижения предела текучести конструкционной либо арматурной стали, позволяющий определить предел пропорциональности при повышенной температуре $f_{ap,\theta}$ либо $f_{sp,\theta}$;
- $k_r; k_s$ – коэффициент снижения предела текучести арматуры;
- $k_{u,\theta}$ – коэффициент снижения предела текучести конструкционной стали, позволяющий определить уровень напряжений, соответствующий деформациям упрочнения при повышенной температуре;
- k_θ – коэффициент снижения характеристик прочности либо деформации, зависимый от свойств материала при нагреве;

- l_0 – длина зоны продольного изгиба колонны при пожаре;
 s_s – глубина жесткого защемления (расчет сопротивления анкеров на смятие);
 t – длительность воздействия пожара;
 $t_{fi,d}$ – расчетное значение предела огнестойкости элемента при стандартном пожаре;
 $t_{fi,requ}$ – требуемое значение предела огнестойкости элемента при стандартном пожаре;

Прописные буквы греческого алфавита

- Δl – температурное расширение элемента;
 $\Delta l/l$ – относительное температурное расширение;
 Δt – интервал времени;
 $\Delta \theta_{a,t}$ – повышение температуры стальной балки в течение времени Δt ;
 $\Delta \theta_{g,t}$ – повышение температуры газовой среды [$^{\circ}\text{C}$] в течение времени Δt ;

Строчные буквы греческого алфавита

- $\gamma_{M,fi}$ – частный коэффициент характеристики материала при пожаре;
 $\gamma_{M,fi,a}$ – частный коэффициент прочности конструкционной стали при пожаре;
 $\gamma_{M,fi,c}$ – частный коэффициент прочности бетона при пожаре;
 $\gamma_{M,fi,s}$ – частный коэффициент прочности арматуры при пожаре;
 $\gamma_{M,fi,v}$ – частный коэффициент сопротивления срезу анкерных соединений при пожаре;
 $\eta_{fi,t}$ – уровень проектной нагрузки при пожаре;
 θ – температура;
 θ_a – температура конструкционной стали;
 $\theta_{a,t}$ – температура стали на время t , для принятого равномерного распределения температуры в стальном сечении;
 θ_c – температура бетона;
 θ_{cr} – критическая температура конструктивного элемента;
 $\theta_{g,t}$ – температура газовой среды на время t ;
 θ_i – температура элементарной площадки A_i ;
 λ_a – коэффициент теплопроводности стали;
 λ_c – коэффициент теплопроводности бетона;
 λ_p – коэффициент теплопроводности огнезащитного материала;
 $\bar{\lambda}$ – относительная гибкость;
 $\bar{\lambda}_0$ – относительная гибкость элементов жесткости при пожаре;
 $\sigma_{a,\theta}$ – напряжения в стальном профиле при пожаре;
 $\sigma_{c,\theta}$ – напряжения сжатия в бетоне при пожаре;
 $\sigma_{s,\theta}$ – напряжения в арматурной стали при пожаре;
 $\varphi_{a,\theta}$ – понижающий коэффициент для стального профиля, учитывающий температурные напряжения при пожаре;

- $\varphi_{c,\theta}$ – понижающий коэффициент для бетона, учитывающий температурные напряжения при пожаре;
- $\varphi_{s,\theta}$ – понижающий коэффициент для арматурной стали, учитывающий температурные напряжения при пожаре;
- ψ_{fi} – коэффициент сочетания переменного воздействия при пожаре, заданный либо $\psi_{1,1}$, либо $\psi_{2,1}$.

5 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ И ПРАВИЛА

5.1 Расчетные параметры пожара

5.1.1 При расчете огнестойкости следует стремиться использовать реальные температурные режимы пожара, которые по сравнению со стандартными методами позволяют более точно учитывать влияние проемности, величины и вида пожарной нагрузки, размера помещений и других факторов на температурный режим пожара.

5.1.2 При определении пожарной нагрузки на конструкции следует различать следующие критические состояния пожара: $t_{kr}(\theta)$ – время достижения температуры, при которой требуется эвакуация, $t_{kr}(N)$ – время достижения предельного состояния конструкции по несущей способности (Рисунок 5.1).

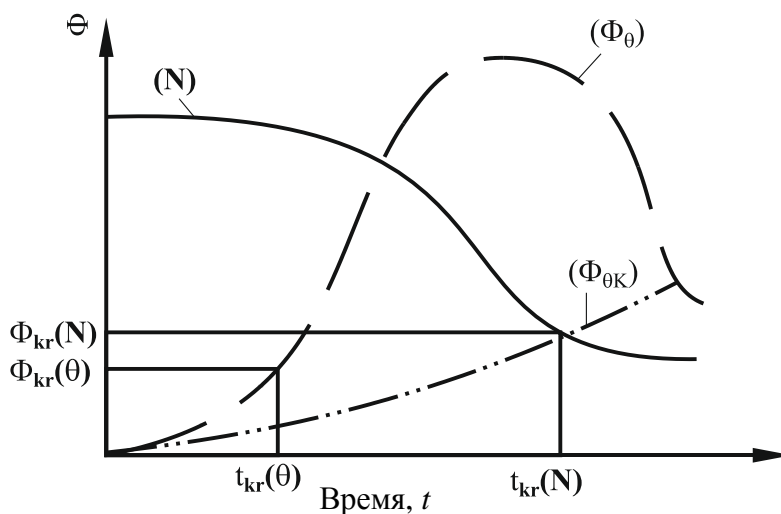


Рисунок 5.1 – Критические состояния пожара: $t_{kr}(\theta)$ – время достижения температуры, при которой требуется эвакуация, $t_{kr}(N)$ – время достижения предельного состояния конструкции по несущей способности, $\Phi_{\theta k}$ – температура конструкции [3]

5.1.3 Для моделирования поведения газовых сред при пожаре необходимо использовать зонный подход [1]. Суть этого метода заключается в выделении характерных зон в объеме помещения (конвективная колонна над очагом горения, припотолочный слой раскаленных газов и относительно холодный нижний слой воздуха), а также разбиении этих зон на более мелкие зоны. При этом определяется изменение среднеобъемной температуры в каждой из выделенных зон. Зонное моделирование дает возможность рассчитывать несущую способность конструкций и их огнестойкость не от

действия среднеобъемной температуры в помещении, а в зависимости от среднеобъемной температуры рассматриваемых зон.

5.1.4 Для расчета температуры локального пожара можно использовать приближенные модели, согласно которым высота пламени определяется по формуле [3]:

$$L_f = 1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{0,4}, \quad (5.1)$$

где Q – скорость выделения тепла;

D – диаметр пламени (Рисунок 5.2).

5.1.5 Если пламя не достигает потолка, то его температуру по высоте z следует вычислять по формуле [3]:

$$\theta_z = 20 + 0,25 \cdot Q_c^{2/3} (z + 1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{0,4}) < 900 \text{ }^\circ\text{C}, \quad (5.2)$$

где Q_c – конвективная часть скорости выделения тепла;

H – расстояние от источника огня до потолка.

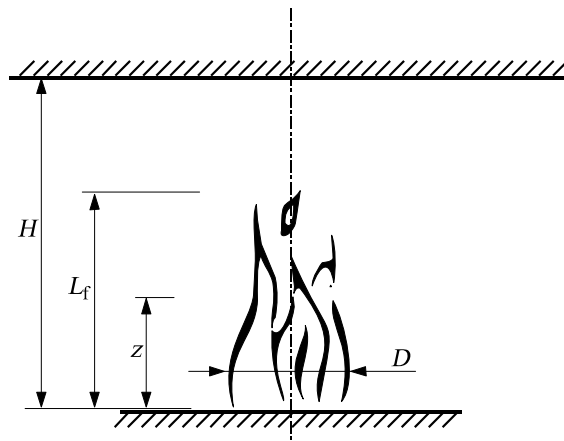


Рисунок 5.2 – Параметры локального пожара в помещении в соответствии с СН РК EN 1991-1-2:2002/2011

Если пламя достигает потолка (Рисунок 5.3), то поток тепла g на единицу его площади имеет следующие значения [3]:

- при $y \leq 0,30$, $g = 100000 (\text{Вт}/\text{м}^2)$;
- при $0,30 < y < 1,0$, $g = 121\,000 y (\text{Вт}/\text{м}^2)$;
- при $y \geq 1,0$, $g = 15\,000 y^{3,7} (\text{Вт}/\text{м}^2)$.

Здесь величина y определяется по формуле:

$$y = \frac{r + H + z}{L_h + H + z}, \quad (5.3)$$

где r – расстояние между осью пламени и местом определения тепла (Рисунок 5.3);

H – расстояние от источника огня до потолка,

$$z' = 2,4D \left(Q_D^{*\frac{2}{5}} - Q_D^{*\frac{2}{3}} \right), \text{ для } Q_D^* < 1,0, \quad (5.4)$$

$$z' = 2,4D \left(Q_D^{*\frac{2}{5}} - Q_D^{*\frac{2}{3}} \right), \text{ для } Q_D^* \geq 1,0, \quad (5.5)$$

где безразмерная скорость выделения тепла

$$Q_D^* = \frac{Q}{1,11 \times 10^6 \cdot D^{2,5}}, \quad (5.6)$$

L_h — горизонтальная длина пламени в метрах, определяемая из выражения:

$$L_h = \left[2,9 \cdot H \left(\frac{Q}{1,11 \times 10^6 \cdot H^{2,5}} \right)^{0,33} \right] - H. \quad (5.7)$$

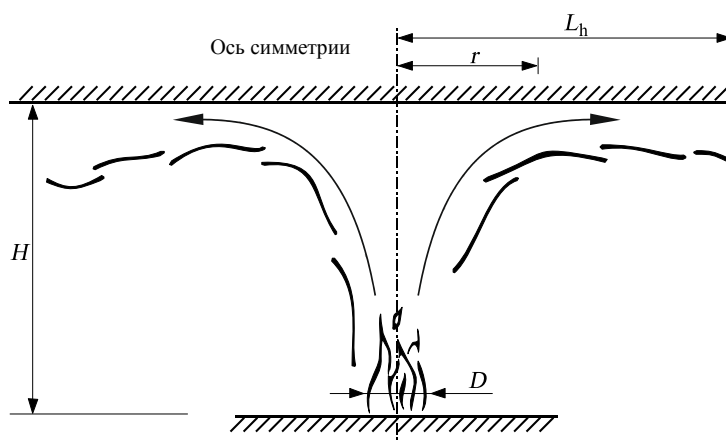


Рисунок 5.3 – Геометрическая схема пожара для определения длины пламени по горизонтали в соответствии с СН РК EN 1991-1-2:2002/2011

5.1.6 Количественные значения температуры в объеме помещения, а также продолжительность пожара следует определять в зависимости от следующих факторов: вида и количества сгораемых веществ, расположения пожарной нагрузки в помещении, размеров и конфигурации помещения, размеров проемов в ограждающих конструкциях и т.д. Это означает, что при одной и той же пожарной нагрузке возможны различные варианты развития пожара и каждому варианту будет соответствовать своя температурно-временная зависимость.

5.1.7 В случае большого количества проемов температура в помещении достигает своей максимальной величины в течение короткого промежутка времени развития пожара. При этом снижение температуры на стадии затухания также происходит с большой скоростью. Продолжительность таких пожаров небольшая. Малое количество проемов в ограждающих конструкциях способствует увеличению времени развития и

затухания пожара при меньшем значении максимальной температуры.

Температуру пожара в помещениях с ограждающими конструкциями из каменной кладки, бетона и газобетона можно определить по графикам Рисунка 5.4 на основании данных о величине пожарной нагрузки q и коэффициента проемости стен $A\sqrt{h}/A_t$, в котором A_t – суммарная площадь горизонтальных и вертикальных ограждающих конструкций, A – суммарная площадь оконных и дверных проемов, h – средневзвешенное значение высоты всех проемов.

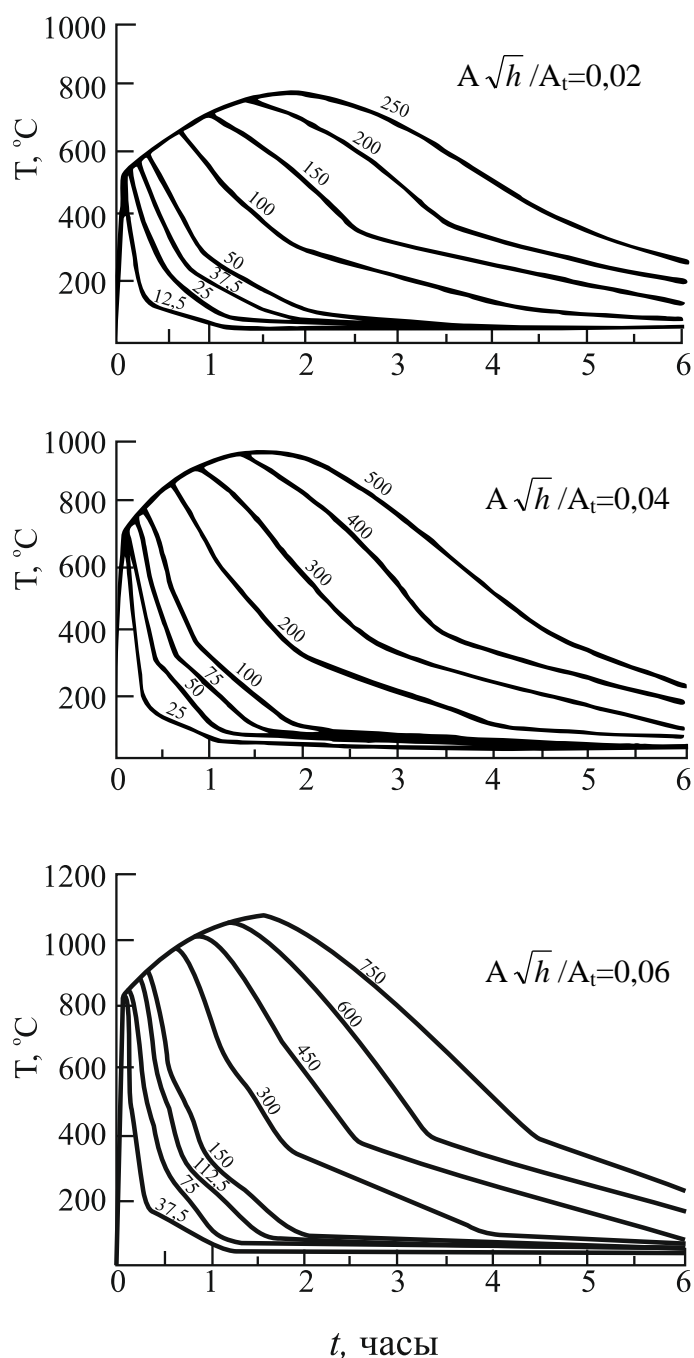


Рисунок 5.4 – Изменение во времени t (в часах) температуры T (в °C) пожара при различных значениях пожарной нагрузки q (в МДж/м²) и коэффициента проемости стеновых ограждений $A\sqrt{h}/A_t$ (в м^{0,5}) [12]

5.1.8 Степень повреждения конструкций в условиях пожара следует определять не только в зависимости от температуры пожара, но и от времени его развития и затухания. В случае малого промежутка времени строительные конструкции не всегда успевают прогреться до значения критических температур, при достижении которых они перестают удовлетворять требованиям противопожарных норм.

5.1.9 При расчете огнестойкости сталежелезобетонных конструкций рекомендуется использовать реальные температурные режимы пожара (Рисунок 5.5), которые по сравнению со стандартными методами (Рисунок 5.6) позволяют более точно учитывать влияние проемности, величины и вида пожарной нагрузки, размера помещений и других факторов на температурный режим пожара.

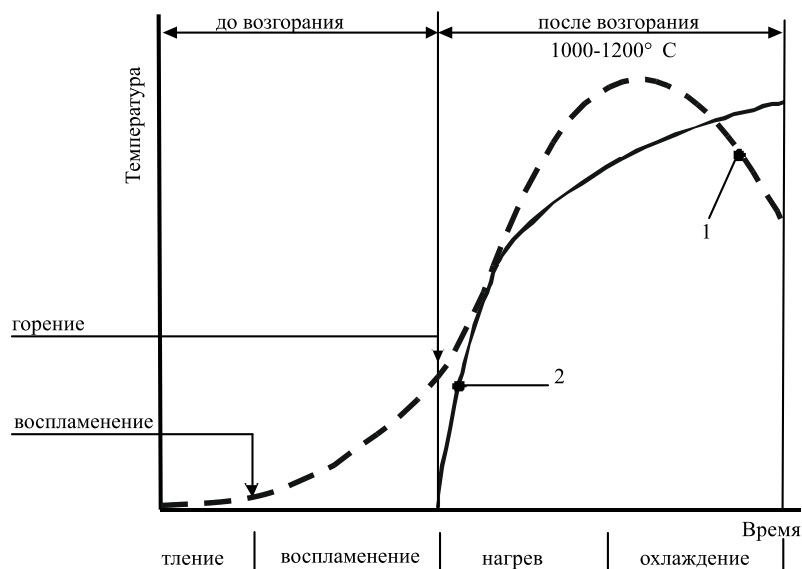


Рисунок 5.5 - Действительный (кривая 1) и стандартный в соответствии с ISO 834 (кривая 2) режимы развития пожара [10]

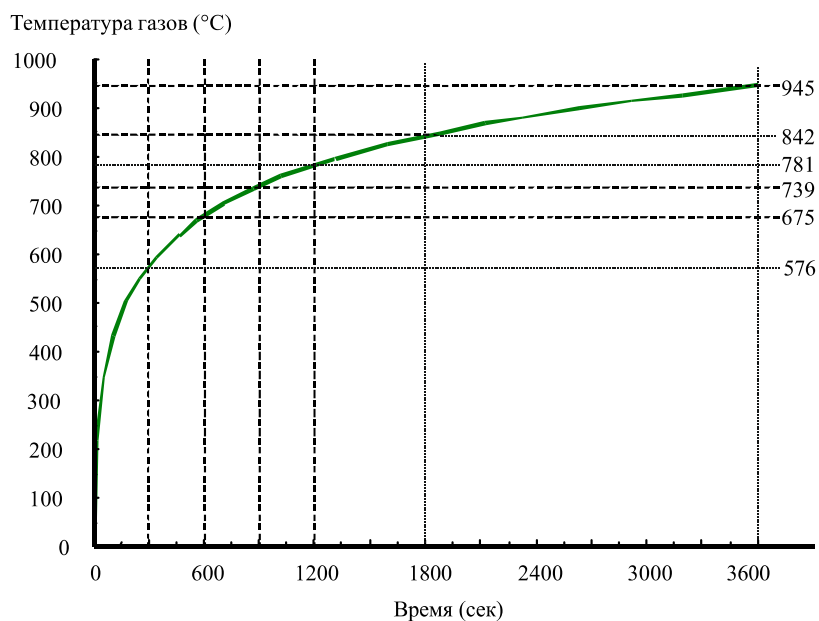


Рисунок 5.6 - Температура газов во время пожара, соответствующая стандартной кривой ISO 834 [10]

ПРИМЕР

Дано: Помещение с оконным и дверным проемами как на Рисунке 5.7. Величина расчетной пожарной нагрузки $q = 150 \text{ МДж/м}^2$.

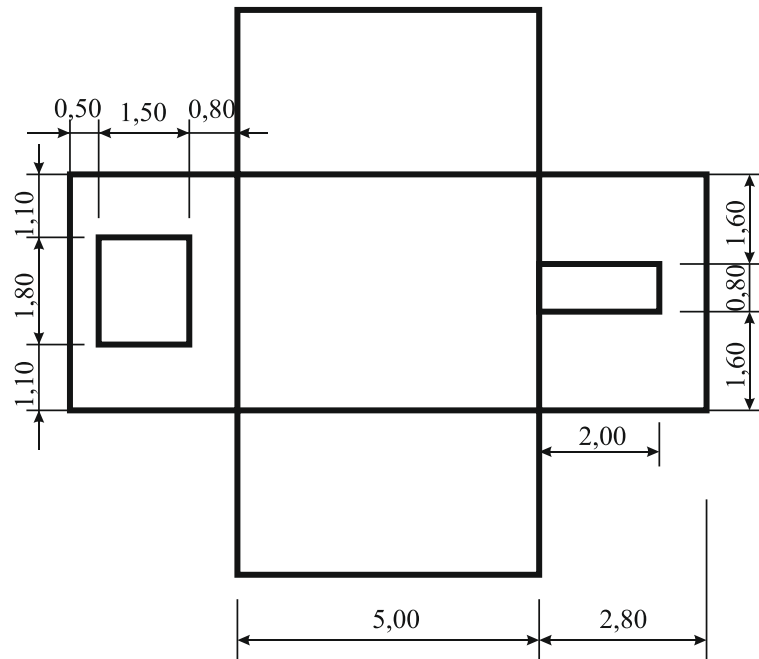


Рисунок 5.7 – Развертка стен жилого помещения с размерами оконного и дверного проемов

Требуется: Определить температуру пожара через полчаса после начала возгорания.

Решение

Температуру пожара определяем в соответствии с указаниями п.5.1.7 настоящего Пособия. Определяем суммарную площадь стен, пола и потолка

$$A_t = 2 \times 5,0 \times 4,0 + 2(5,0 + 4,0)2,8 = 90,4 \text{ м}^2.$$

Определяем суммарную площадь проемов

$$A = 1,8 \times 1,5 + 0,8 \times 2,0 = 4,3 \text{ м}^2.$$

Средневзвешенное значение высоты проемов

$$h = (2,7 \times 1,5 + 1,6 \times 2,0)/4,3 = 1,69 \text{ м}.$$

Коэффициент проемности

$$A(h)^{0,5} / A_t = 4,3(1,69)^{0,5}/90,4 = 0,062 \text{ м}^{0,5}.$$

Из графика на Рисунке 5.4 настоящего Пособия для $A(h)^{0,5} / A_t = 0,06 \text{ м}^{0,5}$ и $q = 150 \text{ МДж/м}^2$ находим значение температуры пожара $T = 600 \text{ }^\circ\text{C}$.

5.2 Статический анализ конструкций

5.2.1 [2.4.2(2)] Значение воздействий $E_{fi,d,t}$ может быть определено из проектных расчетов для нормальной температуры:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d, \quad (5.8)$$

где E_d – расчетное значение воздействий при нормальной температуре, для основного сочетания воздействий (см. СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011);

η_{fi} – коэффициент снижения E_d .

5.2.2 [2.4.2(3)] Понижающий коэффициент η_{fi} для основного сочетания нагрузок по СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.10) следует принимать:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}, \quad (5.9)$$

либо для комбинаций по СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.10a) и (6.10b) – наименьшее из следующих значений:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}}, \quad (5.10a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}, \quad (5.10b)$$

где $Q_{k,1}$ – нормативное значение основного переменного воздействия 1;

G_k – нормативное значение постоянного воздействия;

γ_G – частный коэффициент переменного воздействия;

$\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент переменного воздействия 1;

ξ – понижающий коэффициент временного неблагоприятного воздействия G_k ;

$\psi_{0,1}$ – коэффициент сочетания нормативного значения переменного воздействия;

ψ_{fi} – коэффициент сочетания переменного воздействия при пожаре, принимаемый $\psi_{1,1}$ (частое значение) или $\psi_{2,1}$ (квазипостоянное значение) в соответствии с 4.3.1(2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011.

5.2.3 Частные коэффициенты приводятся в соответствующих национальных приложениях СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Пример изменения понижающего коэффициента η_{fi} в зависимости от сочетания нагрузок $Q_{k,1}/G_k$ для разных значений коэффициента сочетания $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ согласно выражению (5.9) приведен на Рисунке 5.8, в предположении $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,5$. В качестве упрощения может использоваться

рекомендуемое значение $\eta_{fi} = 0,65$, за исключением нагрузок, приложенных в соответствии с категорией E , определенной в СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 (зоны накопления изделий, включая зоны присутствия изделий), где рекомендованное значение составляет 0,7.

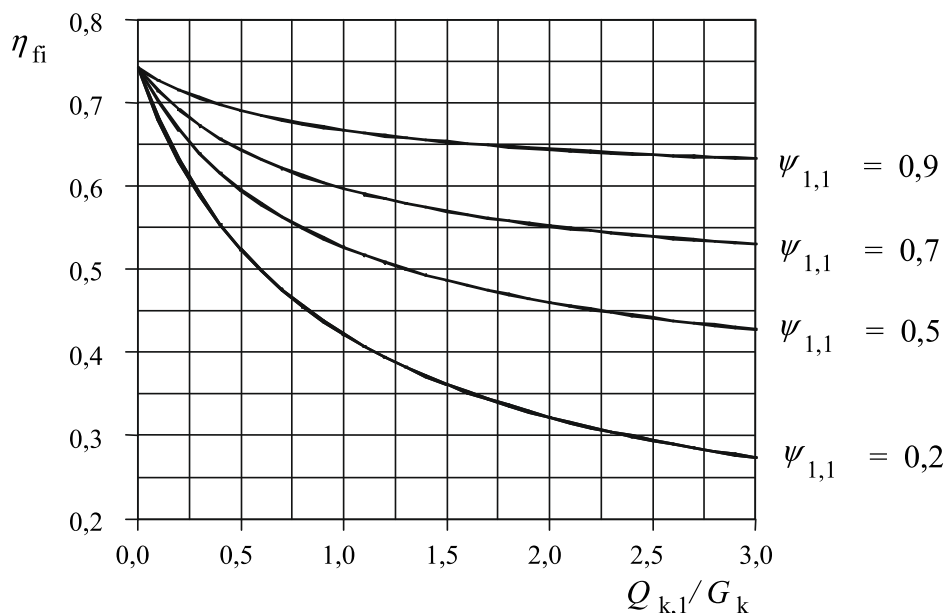


Рисунок 5.8 - Изменение понижающего коэффициента η_{fi} в зависимости от комбинации нагрузок $Q_{k,1}/G_k$ [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

5.2.4 Температурные градиенты в поперечных сечениях должны учитываться только в виде деформаций температурного расширения. Допускается пренебрегать температурным расширением вдоль оси либо в плоскости конструкции.

5.2.5 Граничные условия на опорах и торцах элемента могут приниматься неизменяемыми в течение времени огневого воздействия.

5.2.6 При проверке соответствия элементов конструкции в случае пожара допускается использовать табличные данные, упрощенную или общую расчетную модель, приведенные соответственно в п. 4.2, 4.3 и 4.4 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011.

5.2.7 При анализе частей конструктивной системы значения воздействий следует определять для времени $t = 0$, используя коэффициенты сочетания $\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$ в соответствии с п.4.3.1(2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011. В качестве альтернативы, для времени $t = 0$ при расчете огнестойкости могут приниматься силы реакции опор, внутренние усилия и моменты на границах рассматриваемой части конструкции из проектных расчетов для нормальной температуры, приведенных в п.2.4.2 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011.

5.2.8 Расчетная часть конструкции должна быть определена с учетом возможных силовых деформаций и деформаций теплового расширения в пределах опор и для граничных условий, не изменяющихся в течение времени огневого воздействия.

5.2.9 Для расчетной части конструкции должны быть учтены соответствующие схемы разрушения, переменные от температуры характеристики материалов и жесткости

элементов, тепловое расширение и силовые деформации (косвенные огневые воздействия). Граничные условия на опорах, а также внутренние усилия и моменты на границах рассматриваемой части конструкции могут приниматься неизменными в течение времени огневого воздействия.

5.2.10 При общем статическом анализе конструктивной системы должны быть учтены соответствующие схемы разрушения, переменные от температуры характеристики материалов и жесткости элементов, в том числе тепловое расширение и силовые деформации (косвенные огневые воздействия).

5.2.11 [4.1(7)P] Уровень нагрузки следует определять из соотношения соответствующего расчетного значения воздействий к расчетному сопротивлению:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0; \text{уровень нагрузки в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, (5.11)}$$

где E_d – расчетное значение воздействий при нормальной температуре;

R_d – расчетное сопротивление при нормальной температуре;

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \text{ уровень нагрузки для расчета огнестойкости,}$$

где $E_{fi,d,t}$ – расчетное значение воздействий при пожаре на время t .

5.2.12 [4.1(9)P] Для любого проектного расчета согласно 2.4.2, 2.4.3 и 2.4.4 СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, предел огнестойкости по истощению несущей способности R считается достигнутым, когда значение расчетного сопротивления $R_{fi,d,t}$ снижается до уровня расчетных воздействий при пожаре $E_{fi,d,t}$.

5.2.13 [4.1(15)] В настоящем документе принят обогрев колонн при пожаре со всех сторон, а для балок, воспринимающих нагрузку от перекрытий, – только с трех сторон.

5.2.14 [4.1(16)] Для балок, объединенных с перекрытием по стальному профилированному настилу, допускается принимать трехсторонний обогрев, если как минимум 85 % верхней части стального профиля закрыто профилированным настилом.

6 СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ В УСЛОВИЯХ ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР

6.1 Бетон

6.1.1 Для изготовления сталежелезобетонных конструкций с жесткой арматурой следует использовать бетоны классов прочности не ниже C20/25 и не выше C60/75. Значения прочностных и других механических параметров обычного бетона следует принимать в соответствии с Таблицей 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

6.1.2 В соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 частный коэффициент безопасности для бетона следует принимать равным 1,5 для постоянной и переходной расчетной ситуации и 1,2 для особой расчетной ситуации.

6.1.3 Деформации ползучести бетона необходимо определять в соответствии с указаниями п.3.1.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

6.1.4 Полная относительная деформация усадки бетона состоит из относительной деформации усадки при высыхании ε_{cd} и относительной деформации усадки ε_{cs} при твердении бетона. Приближенные значения полной деформации свободной усадки обычного бетона в расчетах можно принять $\varepsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6}$ в условиях сухой среды и $\varepsilon_{cs} = 200 \times 10^{-6}$ для других условий.

6.1.5 Прочностные и деформационные характеристики бетона на сжатие при повышенных температурах должны быть определены исходя из диаграммы деформирования в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (Рисунок 6.1). Значения понижающего коэффициента $k_{c,\theta}$ при повышенных температурах θ_c , позволяющие определить прочность $f_{c,\theta}$ и деформации $\varepsilon_{cu,\theta}$, приведены на Рисунке 6.2 и Таблице 6.1. Диаграммы деформирования бетона в условиях повышенных температур приведены в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Приложения В и С).

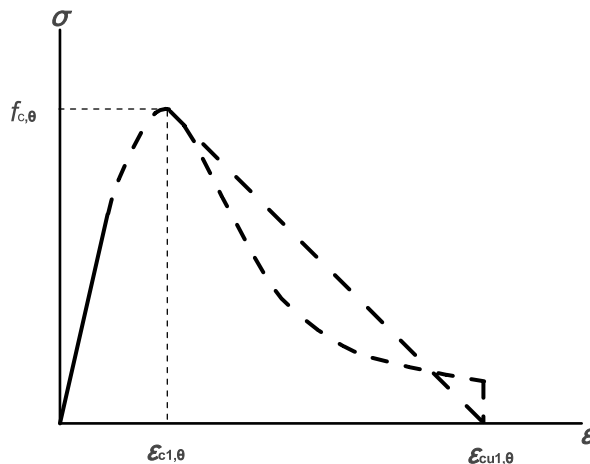


Рисунок 6.1 – Идеализированная диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для бетона при сжатии при повышенной температуре в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011

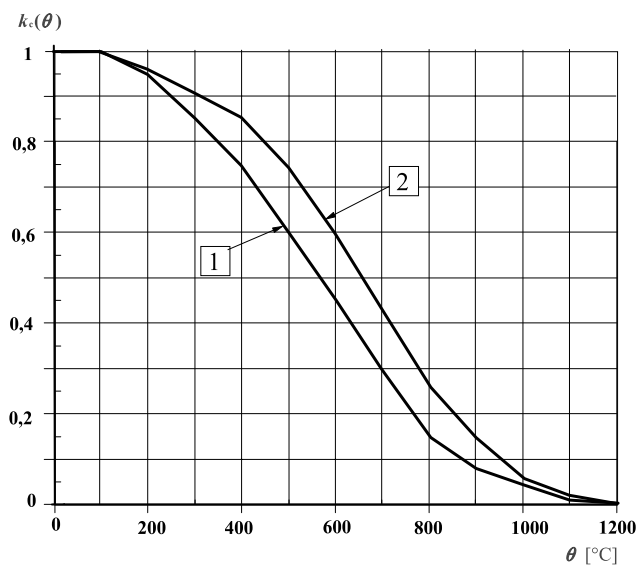
6.1.6 [3.2.2(8-10)] В запас огнестойкости прочность бетона на растяжение может при пожаре быть принята равной нулю. В случае если общая расчетная модель учитывает прочность бетона на растяжение, следует использовать значения, не превышающие приведенные в СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (3.2.2.2). При этом можно воспользоваться следующей зависимостью:

$$f_{ckt,\theta} = k_{ckt,\theta} \cdot f_{ckt}, \quad (6.1)$$

где величина коэффициента уменьшения прочности бетона на растяжение с повышением температуры составляет:

$$\text{для } 20 < \theta < 100^\circ \text{ C} \quad k_{ckt,\theta} = 1,0;$$

$$\text{для } 100 < \theta < 600^\circ \text{ C} \quad k_{ckt,\theta} = 1,0 - (\theta - 100)/500.$$



1 – бетон на заполнителе из щебня, 2 – бетон с другими заполнителями

Рисунок 6.2 – Снижение характеристической прочности бетона при сжатии в зависимости от температуры согласно СН РК EN 1992-1-2:2004/2011

Таблица 6.1 - Значения основных параметров диаграммы деформирования при повышенных температурах для нормальных (NC) и легких (LC) бетонов согласно СН РК EN 1992-1-2:2004/2011

Температура бетона θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	—

6.1.7 Температурное расширение бетона при возрастании температуры можно определять из графика Рисунка 6.3. В упрощенных расчетных моделях допустимо принимать линейные зависимости температурного расширения бетона от температуры:

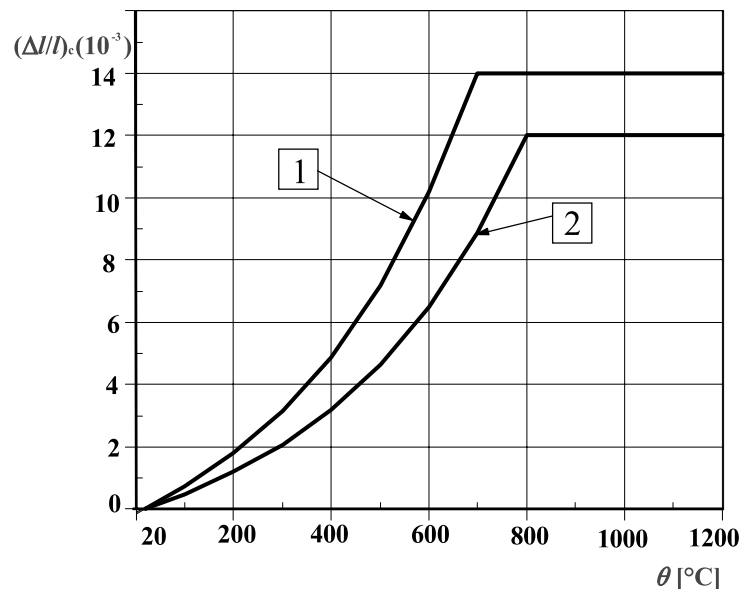
- для легких бетонов

$$\Delta l/l = 8 \times 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) ; \quad (6.2)$$

- для тяжелых бетонов

$$\Delta l/l = 18 \times 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) . \quad (6.3)$$

6.1.8 Теплотехнические характеристики легких и тяжелых бетонов следует устанавливать в соответствии с указаниями СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (3.3.2, 3.3.3).



1 – бетон на заполнителе из щебня, 2 – бетон с другими заполнителями

Рисунок 6.3 – Зависимости температурного расширения бетона от величины температуры согласно СН РК EN 1991-1-2:2002/2011

6.2 Конструкционная сталь

6.2.1 Характеристики свойств конструкционной горячекатаной стали и стали для конструктивных элементов замкнутого профиля следует принимать в соответствии с Таблицей 3.1 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Характеристики других марок сталей могут быть приведены в национальном приложении.

6.2.2 Номинальные значения предела текучести и временного сопротивления для конструкционной стали равные $f_y = R_{eh}$ и $f_u = R_m$ могут также приниматься по данным

заводов-изготовителей либо поставщиков, что должно оговариваться в национальном приложении. При этом в соответствии с п. 3.2.2 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 сталь должна удовлетворять требованиям к пластичности, характеризуемой следующими параметрами:

- отношением минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y (рекомендуемые значения принимаются $f_u/f_y > 1,1$ либо по национальному приложению);
- предельной деформацией ε_u , соответствующей временному сопротивлению f_u (рекомендуемое значение $\varepsilon_u > 15f_y/E$ либо принимается по национальному приложению);
- относительное удлинение после разрыва образца $5,65(A_0)^{0,5}$, где A_0 – начальная площадь поперечного сечения (рекомендуемое значение относительного удлинения должно быть не менее 15 % либо принимается по национальному приложению).

6.2.3 В соответствии с п. 3.2.6 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 для конструкционных сталей в расчетах при нормальной температуре следует принимать следующие значения физических характеристик:

- модуль упругости $E = 210000$ МПа;
- модуль сдвига $G = 81000$ МПа;
- коэффициент Пуассона 0,3.

6.2.4 В соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 при определении усилий, напряжений и деформаций от температурных перепадов в сталежелезобетонных конструкциях коэффициент линейного термического расширения принимается равный $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

6.2.5 [3.2.1(1)] В диапазоне скоростей повышения температуры от 2 до 50 К/мин прочностные и деформативные характеристики конструкционных сталей при повышенных температурах должны определяться исходя из диаграммы напряжений-деформаций, приведенной на Рисунке 3.1 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011. В качестве примера на Рисунке 6.4 приведена диаграмма деформирования стали S235 при повышенных температурах. Более подробная информация о диаграммах деформирования стали при повышенных температурах содержится в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Приложение А).

6.2.6 [3.2.1(7)] При тепловых воздействиях в соответствии с п.3.3 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 (натурные модели пожаров), в частности при расчете на стадии затухания пожара, с достаточной точностью могут использоваться значения соотношений напряжений и деформаций согласно Таблице 6.2.

6.2.7 [3.3.1(3)] В упрощенных расчетных моделях допустимо принимать линейные зависимости температурного удлинения стали от температуры:

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20). \quad (6.4)$$

6.2.8 Теплотехнические характеристики для стали следует устанавливать в соответствии с указаниями 3.3.1 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011.

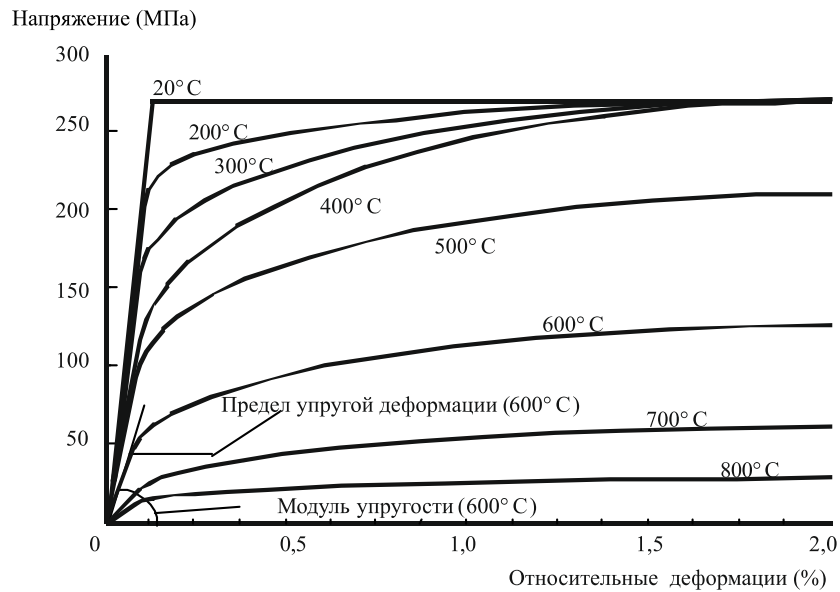


Рисунок 6.4 - Диаграмма деформирования стали S235 при повышенных температурах [10]

Таблица 6.2 - Понижающие коэффициенты k диаграммы деформирования конструкционных сталей при повышенных температурах [СН РК EN 1991-1-2:2002/2011]

Температура стали θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

6.3 Арматура

6.3.1 Характеристики свойств арматурной стали следует принимать в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 либо по национальным приложениям.

6.3.2 При проверке предельных состояний по несущей способности коэффициенты безопасности γ_s для арматуры принимаются $\gamma_s = 1,15$ для постоянной и переходной расчетных ситуаций и $\gamma_s = 1,0$ для особой расчетной ситуации. Усталостная прочность арматуры проверяется в соответствии с СН РК EN 1993-1-9:2005/2011.

6.3.3 Расчетное значение модуля упругости арматуры для нормальных температур можно принимать равным его значению для конструкционной стали, который в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 равен $E_s = 210$ ГПа.

6.3.4 Деформационные характеристики арматурных сталей при повышенных температурах могут быть определены как для конструкционной стали в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (3.2.1). Идеализированная диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для арматуры при повышенной температуре приведена на Рисунке 6.5.

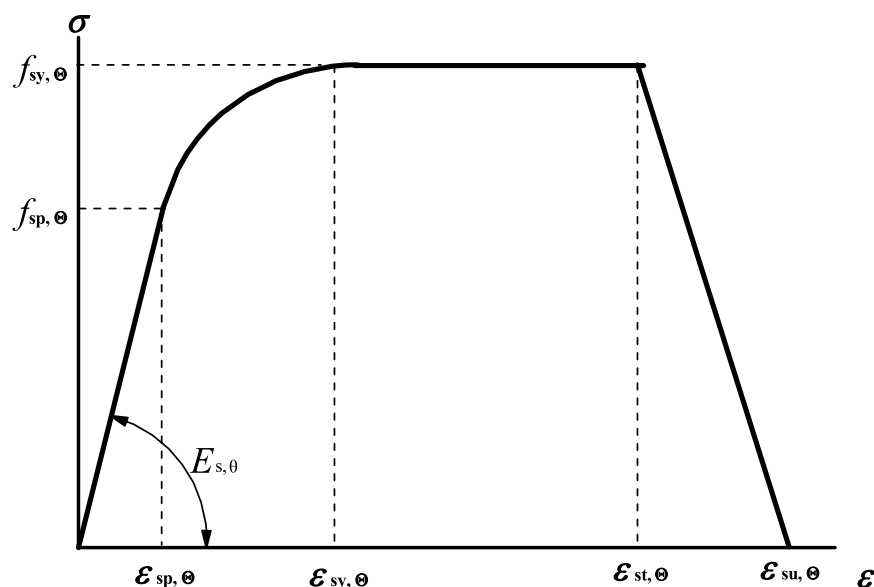
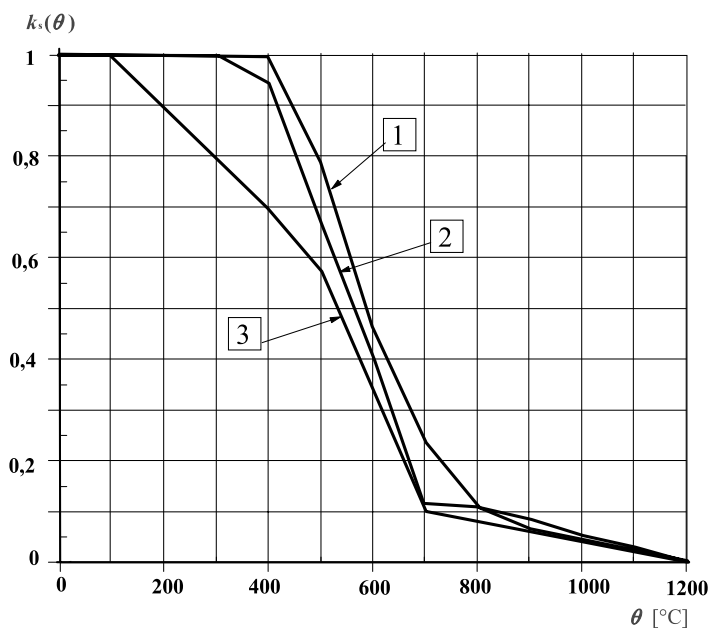


Рисунок 6.5 - Идеализированная диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для арматуры при повышенной температуре в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011

6.3.5 [3.2.3(4)] Для случая тепловых воздействий в соответствии с п.3.3 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 (натурные модели пожаров), в частности при расчете на стадии затухания пожара, для горячекатаной арматурной стали с достаточной точностью могут использоваться значения диаграммы деформирования конструкционных сталей, приведенные в Таблице 6.3. Снижение характеристической прочности арматуры при повышении температуры иллюстрирует Рисунок 6.6.

Таблица 6.3 - Понижающие коэффициенты k для диаграммы деформирования холодноотянутой арматурной стали [п.3.2.3 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011]

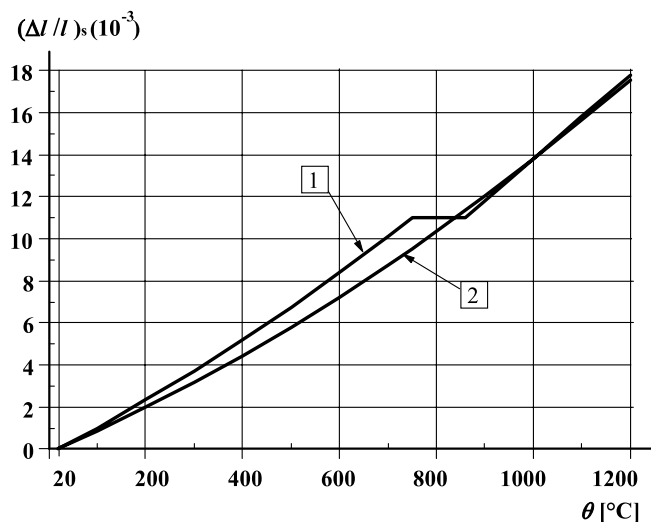
Температура стали θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0



1 – обычная арматура; 2 – преднапрягаемая стержневая арматура;
3 – преднапрягаемая проволока и канаты

Рисунок 6.6 – Снижение характеристической прочности арматуры при повышении температуры в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2005/2011

6.3.6 [3.3.1(3)] В упрощенных расчетных моделях допустимо принимать линейные зависимости температурного удлинения арматурной стали от температуры в соответствии с Формулой (6.4). Графические зависимости температурного удлинения арматурной стали иллюстрирует Рисунок 6.7.



1 - обычная арматура, 2 – преднапрягаемая арматура

Рисунок 6.7 – Температурные удлинения арматуры в зависимости от величины температуры в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2005/2011

6.3.7 Теплотехнические характеристики для арматурной стали следует устанавливать в соответствии с указаниями СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (3.3.1).

7 РАСЧЕТЫ ОГНЕСТОЙКОСТИ НА ОСНОВЕ ТАБЛИЧНЫХ ДАННЫХ

7.1 [4.1(2)P] Табличные данные следует применять только для обособленных конструктивных элементов, при равномерном огневом воздействии в пределах их размеров. Тепловое воздействие должно приниматься в соответствии со стандартной температурной зависимостью, которая принимается равномерной в пределах размеров конструкции.

7.2 [4.1(3)] Табличные данные дают значения в запас огнестойкости по сравнению с результатами испытаний либо общими расчетными моделями.

7.3 [4.1(6)P] Для проектных решений, не приведенных в табличных данных необходимо использовать общие расчетные модели или результаты экспериментальных исследований.

7.4 [4.2.1(1)] Правила, приведенные в настоящем разделе, применимы для расчета отдельных конструкций и только для стандартного воздействия пожара.

7.5 [4.2.1(5)] Для физических параметров из табличных данных, приведенных в таблицах Приложения А настоящего пособия, допустима линейная интерполяция.

7.6 [4.2.2(1,3)] Огнестойкость сталежелезобетонных балок с частично бетонированным стальным сечением определяется уровнем нагрузки $\eta_{fi,t}$. Данные для балки шириной b с площадью дополнительного армирования A_s , отнесенной к площади

сечения нижней полки профиля A_f , приведены в Таблице А.1. При этом, определяя $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$, следует соблюдать следующие условия:

- толщина стенки e_w не должна превышать $1/15$ ширины b ;
- толщина нижней полки e_f не должна превышать удвоенной толщины стенки e_w ;
- толщина бетонного перекрытия h_c должна составлять как минимум 120 мм;
- площадь дополнительного армирования, отнесенная к сумме площади сечений бетона и арматуры между полками $A_s/(A_c + A_s)$, не должна превышать 5 %;
- значение R_d определено в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 с учетом:
 - а) эффективной ширины перекрытия b_{eff} не более 5 м;
 - б) исключения дополнительного армирования A_s .

7.7 [4.2.2(7)] Значения, приведенные в Таблицах А.1 и А.2, допускается использовать для балок, объединенных со сталежелезобетонным перекрытием по стальному профилированному настилу, если как минимум 85 % верхней части профиля закрыто профилированным настилом. В обратном случае следует заполнять неплотности, образующиеся в верхней части балок.

7.8 [4.2.3.1] При расчете колонн, работающих на сжатие и сжатие с эксцентриситетом, следует использовать данные Таблиц А.4 – А.7 Приложения А, которые распространяются на колонны каркасных зданий с длиной, не превышающей 30 минимальных размеров сечения колонны. При определении сопротивления конструкции при нормальной температуре R_d , следует учитывать эксцентриситет приложения нагрузки.

7.9 [4.2.3.2(1,5)] Сталежелезобетонные колонны с полностью обетонированным сечением нормируются по ширине b_c или h_c , толщине слоя бетона s над стальным профилем и минимальному расстоянию до оси u_s арматурных стержней. Указанные данные представлены в двух альтернативных вариантах Таблицы А.4. Если бетон, окаймляющий стальное сечение, выполняет только теплоизолирующую функцию, при проектировании колонны для нормальных условий пределы огнестойкости от R30 до R180 могут быть обеспечены слоем бетона согласно Таблице А.5.

7.10 [4.2.3.3(1)] Сталежелезобетонные колонны с частично обетонированным сечением нормируются по уровню нагрузки $\eta_{fi,t}$, ширине b или h , минимальному расстоянию до оси арматурных стержней u_s и соотношению толщины стенки e_w к толщине полки e_f , как это приведено в Таблице А.6, данные из которой могут быть использованы для сталей классов S235, S275 и S355.

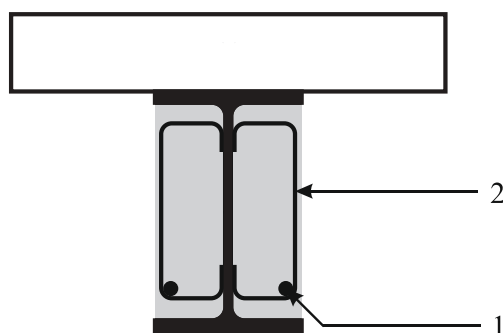
7.11 [4.2.3.4(1,2)] Трубобетонные колонны нормируются по уровню нагрузки $\eta_{fi,t}$, размерам поперечного сечения b , h или d , относительной площади армирования $A_s/(A_c + A_s)$ и минимальному расстоянию до оси арматурных стержней в соответствии с Таблицей А.7. При этом в расчетах R_d и $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ вместе с данными из Таблицы А.7 следует учитывать:

- независимо от класса стали труб номинальный предел текучести принят 235 Н/мм^2 ;
- толщина стенки e труб принята $1/25$ от максимального значения между b и d ;
- армирование с площадью армирования более 3 % не учитывается;
- прочность бетона соответствует прочности при нормальной температуре.

ПРИМЕР 1

Дано: Сталежелезобетонная балка перекрытия пролетом 9,0 м с частично обетонированным сечением (Рисунок 7.1). В соответствии с расчетами несущей способности балка запроектирована из широкополочного двутавра HE100В со следующими геометрическими размерами (Таблица В.2): $h = 100$ см, $b = 30$ см, $t_w = 19$ мм, $t_f = 36$ мм. Железобетонная плита запроектирована толщиной $h_c = 16$ см при эффективной ширине $b_{eff} = 300$ см.

Требуется: Установить предел огнестойкости сталежелезобетонной балки, для которого будет обеспечена ее несущая способность исходя из условия, что при стандартном пожаре соотношение нормативных значений нагрузок от переменного и постоянного воздействий будет составлять $Q_{k,1}/G_k = 1,25$, а коэффициент сочетания переменного воздействия $\psi_{1,1} = 0,7$.



1 – продольная арматура, 2 – обетонирование балки

Рисунок 7.1 - Стальная частично обетонированная балка

Решение:

Из графика Рисунка 5.8 для заданных значений $Q_{k,1}/G_k = 1,25$ и $\psi_{1,1} = 0,7$ находим величину понижающего коэффициента $\eta_{fi,t} = 0,58$.

Проверяем соответствие геометрических параметров сталежелезобетонного сечения условиям применения Таблицы А.1:

$$h_c = 160 \text{ мм} > 120 \text{ мм},$$

$$b_{eff} = 3,0 \text{ м} < 5 \text{ м},$$

$$b/t_w = 300/19 = 15,8 > 15,$$

$$t_f/t_w = 36/19 = 1,9 < 2.$$

Условия выполняются.

Поскольку $\eta_{fi,t} = 0,58 < 0,7$ и $h = 100$ см $> 3,0 \cdot b = 3,0 \times 30 = 90$ см, то пользуемся данными строки 3.4 Таблицы А.1, из которых следует, что предел огнестойкости балки будет R180, т.е. несущая способность балки при стандартном пожаре будет обеспечена в течение 180 минут.

Из указанной строки 3.4 Таблицы А.1 находим, что дополнительное армирование A_s обетонирования балки, отнесенное к площади сечения полки должно быть не менее $A_s/A_f = 0,8$.

Площадь дополнительного армирования $A_s = 0,8 \cdot A_f = 0,8 \cdot b \cdot t_f = 0,8 \times 30 \times 3,6 = 86,4 \text{ см}^2$. Принимаем 12 стержней диаметром 32 мм с общей площадью сечения $A_s = 96,4 \text{ см}^2 > 86,4 \text{ см}^2$.

Проверяем следующее условие Таблицы А.1:

$$A_s / (A_s + A_c) < 5 \text{ \%}.$$

Площадь сечения обетонирования стальной балки между полками

$$A_c = h \cdot b - 2 \cdot b \cdot t_f - (h - 2 t_f) t_w = 100 \times 30 - 2 \times 30 \times 3,6 - (100 - 2 \times 3,6) 1,9 = 2610 \text{ см}^2,$$

$$A_s / (A_s + A_c) = 96,4 \times 10^2 / (96,4 + 2610) = 3,56 \text{ \%} < 5 \text{ \%}.$$

Условие дополнительного армирования выполняется.

ПРИМЕР 2

Дано: Полностью обетонированная сталежелезобетонная колонна, выполненная из широкополочного двутавра HE140AA с геометрическими размерами сечения согласно сортаменту Таблицы В.2 Приложения В. Гибкая продольная арматура состоит из шести стержней диаметром 12 мм (Рисунок 7.2). Заданный предел огнестойкости колонны при стандартном пожаре составляет R90.

Требуется: Установить минимальные параметры сечения, соответствующие пределу огнестойкости R90.

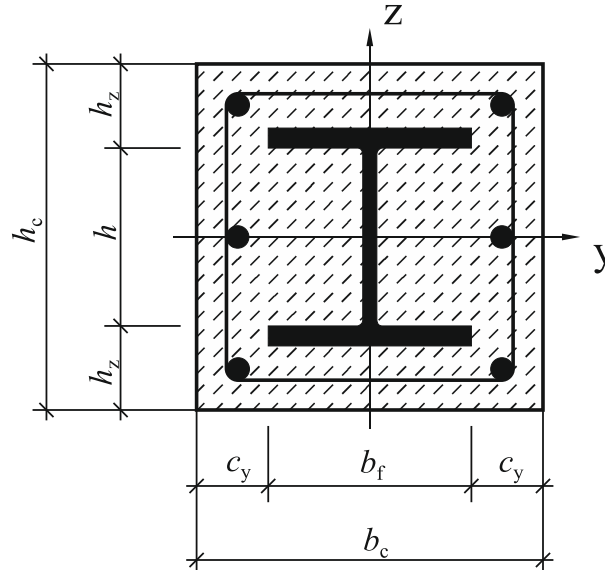


Рисунок 7.2 – Геометрические параметры сечения колонны

Решение:

Геометрические размеры сечения двутавра: $h = 128 \text{ мм}$, $b_f = 140 \text{ мм}$, $t_f = 6 \text{ мм}$, $t_w = 4,3 \text{ мм}$. Толщина защитного слоя бетона в соответствии с требованиями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 должна быть:

$$c_y < 0,4 \cdot b_f = 0,3 \times 140 = 56 \text{ мм},$$

$$c_z < 0,3 \cdot h = 0,3 \times 128 = 40 \text{ мм.}$$

В соответствии с п.1.2 Таблицы А.4 при огнестойкости R90 минимальная толщина слоя бетона над стальным профилем должна составлять 50 мм. Принимаем $c_y = c_z = 50 \text{ мм}$.

Габаритные размеры сечения колонны:

$$h_c = h + 2c_z = 12,8 + 2 \times 5 = 22,8 \text{ см,}$$

$$b_c = b + 2 \cdot c_y = 14 + 2 \times 5 = 24 \text{ см.}$$

В соответствии с п. 1.1 Таблицы А.4 Приложения А минимальные размеры $h_c = b_c = 22 \text{ см}$ меньше принятых габаритных размеров сечения.

В соответствии с п. 1.3 Таблицы А.4 Приложения А минимальное расстояние от боковых граней сечения до оси арматурных стержней $u_s = 30 \text{ мм}$. Принимаем $u_s = 35 \text{ мм}$.

ПРИМЕР 3

Дано: Частично обетонированная сталежелезобетонная колонна, выполненная из двутавра Н340В согласно сортаменту Таблицы В.2 Приложения В. Размеры сечения колонны $h = 340 \text{ мм}$, $b_f = 300 \text{ мм}$, $t_w = 12 \text{ мм}$, $t_f = 21,5 \text{ мм}$. Гибкая продольная арматура состоит из шести стержней диаметром 20 мм (Рисунок 7.3). При стандартном пожаре соотношение нормативных значений нагрузок от переменного и постоянного воздействий будет составлять $Q_{k,1}/G_k = 0,75$, а коэффициент сочетания переменного воздействия $\psi_{1,1} = 0,5$.

Требуется: Установить минимальные параметры сечения, соответствующие пределу огнестойкости R60.

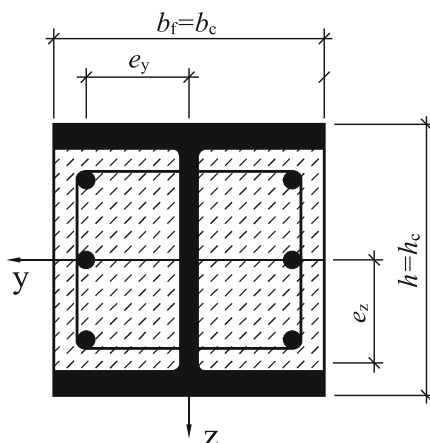


Рисунок 7.3 – Сечение частично обетонированной сталежелезобетонной колонны

Решение:

Из графика Рисунок 5.8 для заданных значений $Q_{k,1}/G_k = 0,75$ и $\psi_{1,1} = 0,5$ находим величину понижающего коэффициента $\eta_{fi,t} = 0,6$. Из Таблицы А.6 для R60 и $\eta_{fi,t} = 0,6 < 0,66$ находим следующие параметры:

- минимальные размеры сечения $h = b_f = 400 \text{ мм}$ больше заданных;
- минимальное расстояние до оси арматуры $u_s = 40 \text{ мм}$.

Площадь сечения обетонирования стальной колонны между полками

$$A_c = h \cdot b - 2 \cdot b \cdot t_f - (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 34 \times 30 - 2 \times 30 \times 2,15 - (34 - 2 \times 2,15) \times 1,2 = 860 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения арматуры $A_s = 18,8 \text{ см}^2$.

В соответствии с графой 3.3 Таблицы А.6 проверяем условие

$$A_s/(A_s + A_c) = 18,8 \times 10^2 / (18,8 + 860) = 2,14 \% < 4 \, \%.$$

Условие выполнено.

ПРИМЕР 4

Дано: Запроектированная на основании статических расчетов колонна, которая состоит из заполненной бетоном стальной трубы диаметром $D = 273 \text{ мм}$ и толщиной стенки $T = 8 \text{ мм}$ согласно сортаменту Таблицы В.3. Бетон класса С20/25 армирован стержнями диаметр $d = 10 \text{ мм}$ в количестве 6 штук из стали марки S 275. Оси стержней расположены на расстоянии $a = 3 \text{ см}$ от внутренней поверхности трубы (Рисунок 7.4). При стандартном пожаре соотношение нормативных значений нагрузок от переменного и постоянного воздействий будет составлять $Q_{k,1}/G_k = 1,5$, а коэффициент сочетания переменного воздействия $\psi_{1,1} = 0,3$.

Требуется: Установить предел огнестойкости сталежелезобетонной колонны на основе табличных данных.

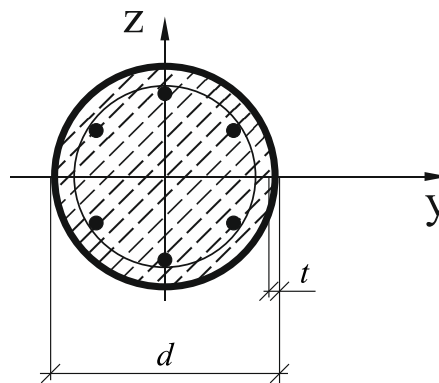


Рисунок 7.4 – Поперечное сечение сталежелезобетонной колонны круглого сечения

Решение:

Площадь сечения арматуры $A_s = 4,71 \text{ см}^2$, площадь сечения трубы $A_a = 66,6 \text{ см}^2$.

Площадь сечения бетона

$$A_c = \pi D^2 / 4 - A_a - A_s = 3,14 \times 27,3^2 / 4 - 66,6 - 4,71 = 513,8 \text{ см}^2.$$

Относительная площадь армирования

$$A_s/(A_s + A_c) = 4,71 \times 10^2 / (4,71 + 513,8) = 0,9 \, \%.$$

Из графика Рисунка 5.8 для заданных значений $Q_{k,1}/G_k = 1,5$ и $\psi_{1,1} = 0,3$ находим величину понижающего коэффициента $\eta_{f,t} = 0,4$. В соответствии с графой 2 Таблицы А.6 для $0 \% < A_s/(A_s + A_c) = 0,9 \% < 3 \%$, минимального диаметра трубы 260 мм и расстояния до оси

арматуры 30 мм предел огнестойкости колонны соответствует классу R30. Увеличение огнестойкости колонны до величины R60 при запроектированном диаметре трубы $D = 273$ мм возможно путем увеличения площади сечения армирования до $A_s/(A_s + A_c) = 3$ %. Этому соответствует армирование в виде 6 стержней диаметром 18 мм.

8 УПРОЩЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОГНЕСТОЙКОСТИ

8.1 Общие положения

8.1.1 [4.1(2)P] Упрощенные методы следует применять только для обособленных конструктивных элементов, при равномерном огневом воздействии в пределах их размеров. Тепловое воздействие должно приниматься в соответствии со стандартной температурной зависимостью, которая принимается равномерной в пределах размеров конструкции.

8.1.2 [4.1(3)] Упрощенные методы дают значения в запас огнестойкости по сравнению с результатами испытаний либо общими расчетными моделями.

8.1.3 [4.1(6)P] Для проектных решений вне области применимости упрощенных методов необходимо использовать общие расчетные модели или результаты экспериментальных исследований.

8.2 Сталежелезобетонные балки

8.2.1 Определение несущей способности при изгибе

8.2.1.1 [4.3.4.1.1(3)] Распределение температур в сечении допускается определять экспериментально, либо при помощи теплотехнических расчетных моделей согласно СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (4.4.2), либо для сталежелезобетонных балок с необетонированным стальным сечением при помощи упрощенной расчетной модели согласно СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (4.3.4.2.2).

8.2.1.2 [4.3.4.1.2] Несущую способность при изгибе сталежелезобетонных балок можно рассчитывать по методу предельных усилий для любого типа сечений кроме класса 4. Для свободно опертых балок сжатую стальную полку независимо от класса сечения допускается принимать класса 1, если обеспечено сопряжение балки с железобетонной плитой вертикальной арматурой, размещенной в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.5.5).

8.2.1.3 [4.3.1(4)] Расположение нейтральной оси в сталежелезобетонном сечении допускается определять из следующего выражения без учета растянутой зоны бетона

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0, \quad (8.1)$$

где α_{slab} - поправочный коэффициент для использования в расчете плит перекрытия прямоугольной формы сжатой части сечения, $\alpha_{slab} = 0,85$;

$f_{y,i}$ - номинальный предел текучести f_y для элементарной площадки A_i , принимаемый с положительным значением в сжатой зоне относительно нейтральной оси и с отрицательным значением в растянутой зоне;

$f_{c,j}$ - расчетная прочность элементарной площадки бетона A_j при температуре 20 °С;

$k_{y,\theta,i}$ и $k_{c,\theta,j}$ - коэффициенты снижения прочности для стали и бетона, определяемые по Таблицам 6.1 и 6.2.

8.2.1.4 [4.3.1(5)] Несущая способность при изгибе $M_{fi,t,Rd}$ может быть определена из выражения:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right), \quad (8.2)$$

где z_i, z_j - расстояние от нейтральной оси до центра элементарной площадки A_i или A_j .

8.2.1.5 [4.3.4.3.1(5)] При расчете несущей способности при изгибе для различных классов огнестойкости следует принимать следующие механические характеристики с учетом частных коэффициентов безопасности:

- цилиндрическую прочность на сжатие f_c для бетона;
- уменьшенный предел текучести $k_f f_{ty}$ или $k_s f_{sy}$ для арматурных стержней;
- уменьшенный предел текучести f_{ay} для стальной балки.

8.2.1.6 [4.3.4.2.3] При расчете на изгиб согласно расчетной модели критической температуры следует принимать равномерное распределение температуры по стальному сечению. Данный метод применим для симметричных сечений, с максимальной высотой 500 мм, и с высотой сечений плиты перекрытия не менее 120 мм, распространяется только на свободно опертые балки, воспринимающие исключительно положительный изгибающий момент. Критическая температура θ_{cr} может быть определена исходя из уровня нагружения $\eta_{fi,t}$ составного сечения и прочности стали при повышенных температурах $f_{ay,\theta_{cr}}$ в соответствии с выражениями:

для R30

$$0,9 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay}; \quad (8.3)$$

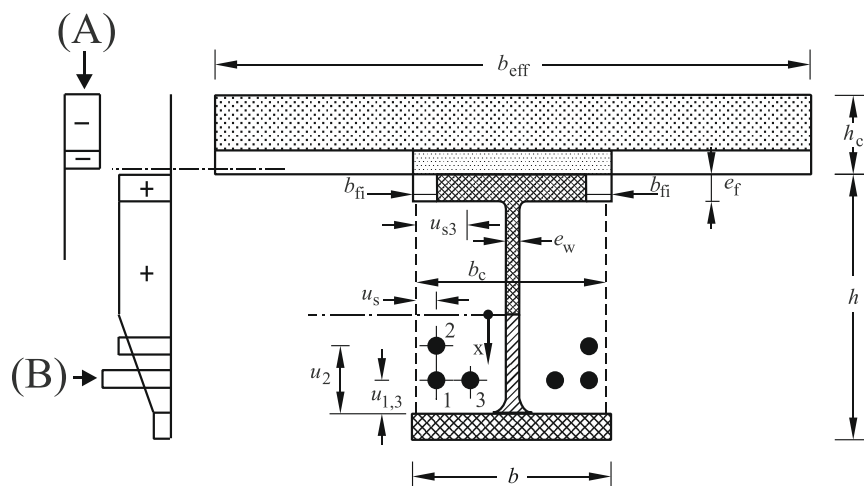
в остальных случаях

$$1,0 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay}, \quad (8.4)$$

где $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$ и $E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot E_d$ определяются из выражений (5.10).

8.2.1.7 [4.3.4.3.1] Несущую способность при изгибе частично обетонированных балок можно определять в соответствии с п.4.3.4.1.2 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 либо в соответствии с Рисунком 8.1 на действие положительного изгибающего момента $M_{fi,Rd}^+$. При этом влияние температуры на характеристики материалов следует учитывать либо

уменьшая размеры частей, составляющих поперечное сечение, либо умножением нормативных значений механических характеристик материалов на понижающий коэффициент, который определяется в соответствии с указаниями Приложения F СН РК EN 1994-1-2:2004/2011. Толщина плиты h_c не должна превышать минимальное значение, приведенное в Таблице 8.1.



А - распределение напряжений в бетоне,

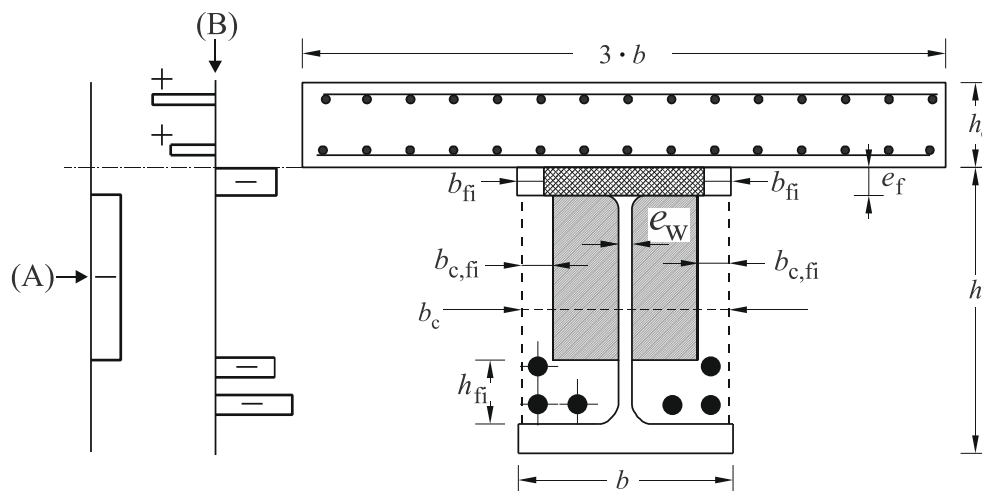
В - распределение напряжений в стальной балке и арматуре

Рисунок 8.1 - Распределение напряжений в поперечном частично обетонированном сталежелезобетонном сечении от действия положительного изгибающего момента [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

Таблица 8.1 - Минимальная толщина плиты в соответствии с Рисунком 8.1

Стандартная огнестойкость	Минимальная толщина плиты h_c [мм]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

8.2.1.8 [4.3.4.3.3] При расчете частично обетонированного сечения ширина b_{eff} железобетонной плиты должна соответствовать эффективной ширине, полученной в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (5.4.1.2). При этом следует учитывать сжатый бетон плиты перекрытия, верхнюю и нижнюю полки профиля, включая стенку, а также арматурные стержни. Следует исключать из расчета растянутый бетон плиты перекрытия, а также бетон, располагаемый между полками профиля (Рисунок 8.1). Расположение нейтральной оси при изгибе и несущая способность на действие положительного изгибающего момента могут быть определены из условия равновесия и метода предельных усилий.



А - распределение напряжений в бетоне,

В - распределение напряжений в стальной балке и арматуре

Рисунок 8.2 - Распределение напряжений в поперечном частично обетонированном сталежелезобетонном сечении от действия отрицательного изгибающего момента [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

8.2.1.9 [4.3.4.3.4] При определении несущей способности на изгиб сталежелезобетонной балки, испытывающей действие отрицательного изгибающего момента $M_{fi,Rd}^-$, распределение напряжений в сечении можно принимать согласно Рисунок 8.2. При этом эффективную ширину железобетонной плиты следует уменьшить до утроенной ширины стального профиля. Для расчета прочности на действие отрицательного изгибающего момента в расчетах следует учитывать арматурные стержни железобетонной плиты, верхнюю полку стального профиля, а также сжатый бетон, располагаемый между полками профиля. Следует исключать из расчета растянутый бетон плиты перекрытия, а также стенку и нижнюю полку профиля.

8.2.1.10 [4.3.4.3.4(3,5)] Арматурные стержни, расположенные между полками, могут участвовать в работе на сжатие и учитываться в расчете несущей способности на действие отрицательного изгибающего момента, при условии соответствия окаймляющих хомутов требованиям СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, обеспечивающих местную устойчивость, а также при условии неразрывности стального профиля и арматурных стержней на опоре. Расположение нейтральной оси при изгибе и несущая способность при действии отрицательного изгибающего момента могут быть определены на основе условия равновесия и метода предельных усилий.

8.2.2 Определение несущей способности при продольном и поперечном сдвиге

8.2.2.1 [4.3.4.1.5(3)] Несущую способность сдвиговых соединений при продольном сдвиге следует определять в пределах критической длины в области действия положительного изгибающего момента, принимая меньшее из следующих значений:

с учетом сжимающих усилий в плите перекрытия по формуле:

$$F_c = \alpha_{\text{slab}} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta_j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right), \quad (8.5)$$

либо с учетом растягивающих усилий в стальном профиле по формуле

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right). \quad (8.6)$$

Методика расчета продольного сдвига в области действия отрицательного изгибающего момента приведена в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Е.2).

8.2.2.2 [4.3.4.1.5(4)] Для обеспечения прочности при продольном сдвиге следует предусматривать соответствующее поперечное армирование в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.6.2).

[4.3.4.2.5(1)] Несущую способность анкерных соединений на срез при пожаре следует определять в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 с использованием меньшего из следующих значений:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}, \quad (8.7)$$

где P_{Rd} определяется согласно формуле (6.18) СН РК EN 1994-1-1:2004/2011.

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \quad (8.8)$$

где P_{Rd} определяется согласно формуле (6.19) СН РК EN 1994-1-1:2004/2011.

Значения $k_{u,\theta}$ и $k_{c,\theta}$ определяются соответственно согласно Таблицам 6.1 и 6.2 настоящего Пособия.

8.2.2.3 [4.3.4.2.5(2)] Температура θ_v [°C] анкерных соединений и температура θ_c [°C] бетона может быть принята соответственно 80 % и 40 % от температуры верхней полки балки.

8.2.2.4 [4.3.4.1.3(1)] Несущую способность балок при поперечном сдвиге следует оценивать только для сечений из конструкционной стали согласно 4.2.3.3(6) и 4.2.3.4(4) СН РК EN 1993-1-2:2005/2011, если экспериментально не установлено влияние железобетонной части сечения на общую несущую способность. Методика расчета несущей способности на поперечный сдвиг стального сечения приведена в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Е.4).

8.2.2.5 [4.3.4.1.3(2)] Метод расчета стенки стальной балки на поперечный сдвиг приведен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (F.2). Для свободно опертых балок с обетонированными стенками, запроектированными для нормальной температуры, не требуется проверка прочности на поперечный сдвиг при пожаре.

ПРИМЕР 1 Определение огнестойкости сталежелезобетонной балки перекрытия

Дано: Сталежелезобетонная свободно опертая балка перекрытия пролетом 7,2 м. Балка состоит из стального необетонированного двутавра IPE400, объединенного с железобетонной плитой толщиной 12 см с помощью цилиндрических анкеров с высаженными головками (Рисунок 8.3). Эффективное сечение плиты $A_c = 1200 \text{ см}^2$, бетон класса C20/25. Геометрические параметры сечения балки (сталь S235 $f_{ay} = 235 \text{ МПа}$) в соответствии с сортаментом Приложения В настоящего Пособия составляют: $A = 84,5 \text{ см}^2$, $h = 400 \text{ мм}$, $b = 180 \text{ мм}$, $t_f = 13,5 \text{ мм}$, $t_w = 8,6 \text{ мм}$. Характеристическое значение погонной нагрузки на балку от постоянной нагрузки составляет $G_k = 21,6 \text{ кН/м}$, а от временной $Q_{k,1} = 27 \text{ кН/м}$. В соответствии с прочностными расчетами несущая способность балки при изгибе в условиях нормальной температуры составляет $M_{u,pl} = 425 \text{ кНм}$.

Размеры в сантиметрах

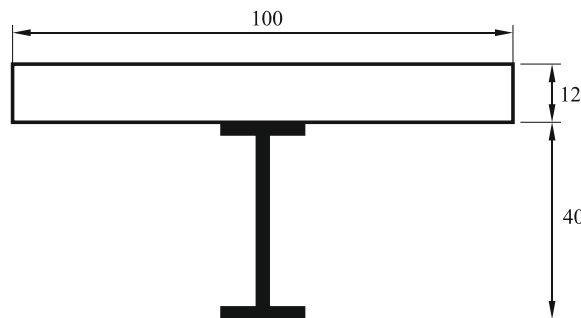


Рисунок 8.3 – Сечение сталежелезобетонной балки с необетонированным стальным двутавром

Требуется: Оценить действительную огнестойкость сталежелезобетонной балки при стандартном пожаре при требуемой огнестойкости R90.

Решение:

Определяем величину нагрузки на балку при стандартном пожаре согласно уравнению

$$\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d,$$

где $\gamma_{GA} = 1,0$, $\psi_{1,1} = 0,7$.

$$q_{fi} = 1,0 \times 21,6 + 0,7 \times 27,0 = 41 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент

$$M_{fi,Sd} = \frac{1}{8} \times 41 \times 7^2 = 249 \text{ кНм}.$$

Для оценки огнестойкости сталежелезобетонной балки используем расчетную модель критической температуры в соответствии с п.4.3.4.2.3 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011.

Уровень нагрузки на балку во время пожара

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} = \frac{M_{fi,Sd}}{M_{u,pl}} = \frac{249}{425} = 0,58.$$

Определяем критическое значение температуры исходя из уровня нагружения $\eta_{fi,t}$ и сопротивления стали при повышенных температурах.

$$0,9 \cdot \eta_{fi,t} = f_{a,max\theta_{cr}} / f_{ay,20^{\circ}C},$$

$$f_{a,max\theta_{cr}} = 0,9 \cdot \eta_{fi,t} \cdot f_{ay,20^{\circ}C} = 0,9 \times 0,58 \times 235 = 123,4 \text{ МПа},$$

$$k_{max\theta} = 123,4/235 = 0,525.$$

На основании данных Таблицы 6.2 путем интерполяции находим критическое значение температуры, соответствующее требуемой огнестойкости R90

$$\theta_{cr} = 580^{\circ}C.$$

Определяем время, требуемое для нагрева стального двутавра до температуры $\theta_{cr} = 580^{\circ}C$. С этой целью воспользуемся уравнением (4.6) СН РК EN 1994-1-2:2004/2011

$$\Delta \theta_{a \cdot t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \cdot \frac{A_m}{V} h_{net} \Delta t,$$

в котором

- удельная теплопроводность стали $c_a = 600 \text{ Дж/кгК}$;
- плотность стали $\rho_a = 7850 \text{ кг/м}^3$;
- h_{net} – расчетное значение суммарного теплового потока на единицу площади, определяемое в соответствии с п.3.3 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 для параметров $\varepsilon_f = 0,8$, $\varepsilon_m = 0,625$;

- приведенная толщина сечения $\frac{A_m}{V}$, определяемая при следующих параметрах

$$A_m = 1,47 \text{ м}^2/\text{м},$$

$$V = 8450 \times 10^{-6} \text{ м}^3/\text{м},$$

$$A_{m,3} = A_m - 0,180 = 1,470 - 0,180 = 1,290 \text{ м}^2/\text{м},$$

$$\frac{A_{m,3}}{V} = \frac{1,290}{8450 \times 10^{-6}} = 153 \text{ м}^{-1}.$$

Применяя численные методы, например в виде электронных таблиц, при заданном интервале времени $\Delta t = 5$ сек находим время нагрева стали до критической температуры $t = 14$ минут, которое меньше требуемого предела огнестойкости 90 минут. В связи с этим для обеспечения огнестойкости R90 стальная балка должна быть защищена термоизоляцией. С этой целью используем напыление на всю поверхность балки трудносгораемых термоизоляционных масс. В этом случае время нагрева стали до критической температуры находим из уравнения (4.8) СН РК EN 1994-1-2:2004/2011:

$$\Delta \theta_{a-t} = \frac{\lambda_p / d_p}{c_a \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \left(\frac{1}{1 + \varphi / 3} \right) (\theta_{g-t} - \theta_{a-t}) \Delta t - (e^{\varphi/10} - 1) \Delta \theta_{g-t},$$

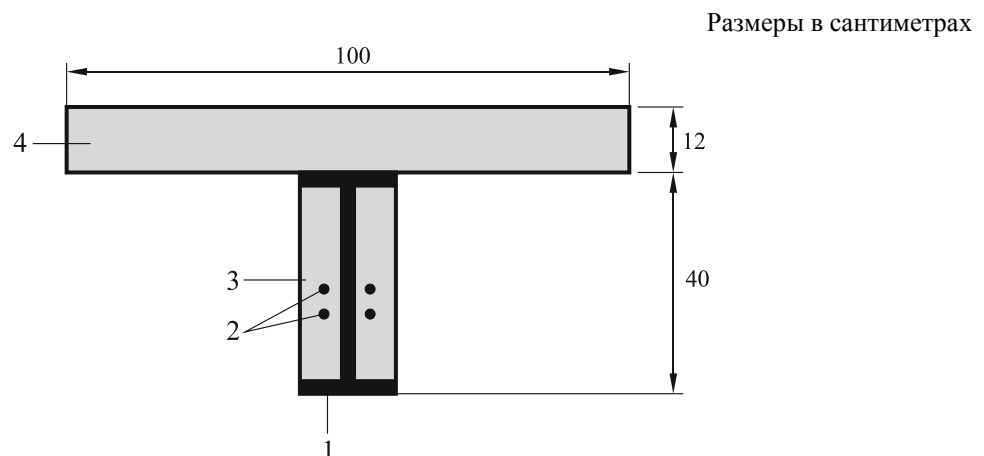
в котором

- приведенная толщина сечения принимается прежней, т.е. $A_p/V = 153 \text{ м}^{-1}$;
- теплоемкость термоизоляции $c_p = 1200 \text{ Дж/кгК}$;
- толщина термоизоляции $d_p = 30 \text{ мм}$;
- θ_{a-t} и θ_{g-t} соответственно температура газа и стали в моменте времени t ;
- $\Delta \theta_{g-t}$ – повышение температуры газа за время t ;
- теплопроводность материала термоизоляции $\lambda_p = 0,174 \text{ Вт/мК}$;
- плотность термоизоляции $\rho_p = 430 \text{ кг/м}^3$;
- $\Phi = 0,42$.

Применяя численные методы, например в виде электронных таблиц, при заданном интервале времени $\Delta t = 30 \text{ сек}$ находим время нагрева стали до критической температуры $t = 105 \text{ минут}$, которое больше требуемого предела огнестойкости 90 минут . Таким образом, несущая способность балки с требуемой огнестойкостью R90 при стандартном пожаре будет обеспечена только путем ее термоизоляции.

ПРИМЕР 2

Дано: Сталежелезобетонная однопролетная балка перекрытия пролетом $8,0 \text{ м}$. Двутавр ИРЕ400 из стали S 235 объединен с железобетонной плитой толщиной $h_c = 12 \text{ см}$ и с эффективной шириной сечения $b_{\text{eff}} = 100 \text{ см}$ (Рисунок 8.4). Стенка двутавра обетонирована бетоном класса C20/25, из которого также выполнена железобетонная плита. Обетонирование стенки двутавра армировано четырьмя стержнями из стали S 325. Площадь сечения каждого стержня $A_s = 3,2 \text{ см}^2$. Расчетное значение погонной нагрузки на балку во время пожара составляет $q_{\text{н}} = 35 \text{ кН/м}$.



- 1 — стальной двутавр ИРЕ 400, 2 — продольная арматура, 3 — обетонирование двутавра,
4 — железобетонная плита

Рисунок 8.4 – Сечение сталежелезобетонной балки с обетонированным стальным двутавром

Требуется: Проверить несущую способность балки при изгибе в условиях стандартного пожара при требуемой огнестойкости R90.

Решение:

Геометрические параметры сечения балки в соответствии с сортаментом Приложения В настоящего Пособия составляют: $A = 84,5 \text{ см}^2$, $h = 400 \text{ мм}$, $b_f = 180 \text{ мм}$, $t_f = 13,5 \text{ мм}$, $t_w = 8,6 \text{ мм}$. Расчетные сопротивления материалов сечения при нормальной температуре эксплуатации:

- бетона $f_{c,20^\circ\text{C}} = 20 \text{ МПа}$;
- стали $f_{ay,20^\circ\text{C}} = 235 \text{ МПа}$;
- арматуры $f_{ty,20^\circ\text{C}} = 325 \text{ МПа}$.

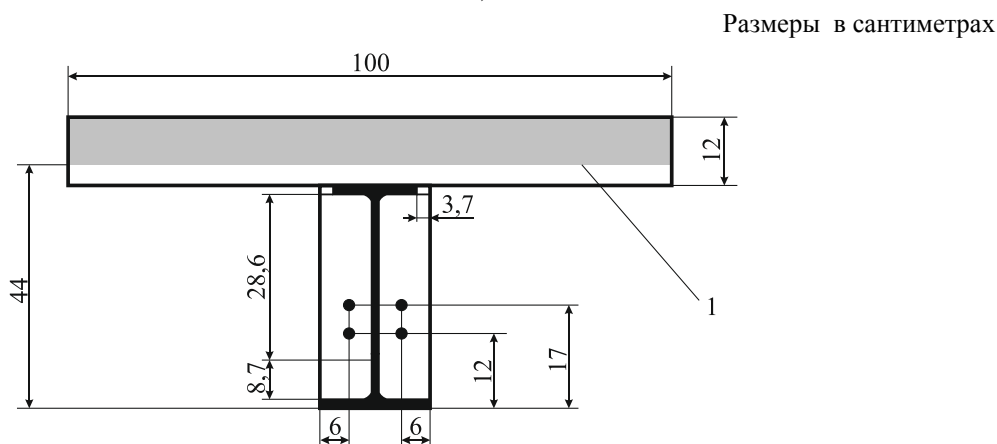
Коэффициенты безопасности для перечисленных материалов при пожаре принимаем равными

$$\gamma_{M,fi,c} = 1,0 ; \gamma_{M,fi,r} = 1,0; \gamma_{M,fi,a} = 1,0.$$

Расчетный изгибающий момент от расчетной нагрузки во время пожара

$$M_{fi,Ed} = 1/8 \times 35 \times 8^2 = 280 \text{ кНм}.$$

Определяем геометрические параметры сечения в условиях пожара для огнестойкости R90 (Рисунок 8.5 и Рисунок F.1 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011).



1 – положение нейтральной оси сталежелезобетонного сечения

Рисунок 8.5 – Расчетные размеры сечения сталежелезобетонной балки

Приведенная толщина железобетонной плиты (Таблица F.1 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011)

$$h_{c,hi} = 30 \text{ мм},$$

$$h_{c,h} = h_c - h_{c,fi} = 120 - 30 = 90 \text{ мм}.$$

Приведенная ширины верхней полки двутавра (Таблица F.2 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011)

$$b_{fi} = t_f/2 + 30 + (b_f - b_c)/2 = (13,5/2) + 30 + (180 - 180)/2 = 37 \text{ мм} = 3,7 \text{ см}.$$

Значение высоты нижней части стенки двутавра (Таблица F.3 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011)

$$h_1 = a_1 / b_c + a_2 e_w / (b_c h),$$

$$\frac{h}{b_c} = \frac{400}{180} = 2,2 > 2 \Rightarrow a_1 = 14000 \text{ мм}^2, a_2 = 75000 \text{ мм}^2,$$

$$h_{1,\min} = 40 \text{ мм},$$

$$h_1 = 14000 / 180 + 75000 \times 8,6 / (180 \times 400) = 87 \text{ мм} = 8,7 \text{ см}.$$

Значение высоты верхней части стенки двутавра

$$h_h = 28,6 \text{ см}.$$

Коэффициент предела текучести нижней полки двутавра (СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Таблица F.4))

$$k_a = [0,12 - 17 / b_c + h / (38 b_c)] a_0 = [0,12 - 17 / 180 + 400 / (38 \times 180)] 0,943 = 0,08,$$

где

$$a_0 = 0,018 t_f + 0,7 = 0,018 \times 13,5 + 0,7 = 0,94.$$

Расположение арматурных стержней относительно нижней полки двутавра и наружной грани обетонирования (Рисунок 8.5)

$$u_1 = 12 \text{ см}, u_2 = 17 \text{ см}, u_{s12} = 6 \text{ см}.$$

Определяем понижающий коэффициент предела текучести арматуры при пожаре (Таблица F.5 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011)

$$k_r = \frac{(u a_3 + a_4) a_5}{\sqrt{\frac{A_m}{V}}},$$

где

$$u = \frac{1}{\frac{1}{u_i} + \frac{1}{u_{si}} + \frac{1}{b_c - e_w - u_{si}}},$$

$$A_m = 2h + b_c = 2 \times 400 + 180 = 980 \text{ мм},$$

$$V = h \cdot b_c = 72000 \text{ мм}^2,$$

$$a_3 = 0,026, a_4 = -0,154, a_5 = 0,09,$$

для арматурных стержней нижнего ряда

$$u(1) = \frac{1}{\frac{1}{120} + \frac{1}{60} + \frac{1}{180 - 8,6 - 60}} = 29,4 \text{ мм},$$

$$k_{r1} = \frac{(29,4 \times 0,026 - 0,154) \times 0,09}{\sqrt{\frac{980}{72000}}} = 0,47,$$

для арматурных стержней верхнего ряда

$$u(2) = \frac{1}{\frac{1}{170} + \frac{1}{60} + \frac{1}{180 - 8,6 - 60}} = 31,7 \text{ мм},$$

$$k_{r2} = \frac{(31,7 \times 0,026 - 0,154) \times 0,09}{\sqrt{\frac{980}{72000}}} = 0,52.$$

Определяем внутренние усилия в элементах сталежелезобетонного сечения в предположении, что нейтральная ось сечения расположена в пределах бетонной плиты, а растянутый бетон не участвует в работе сечения при изгибе (Рисунок 8.6).

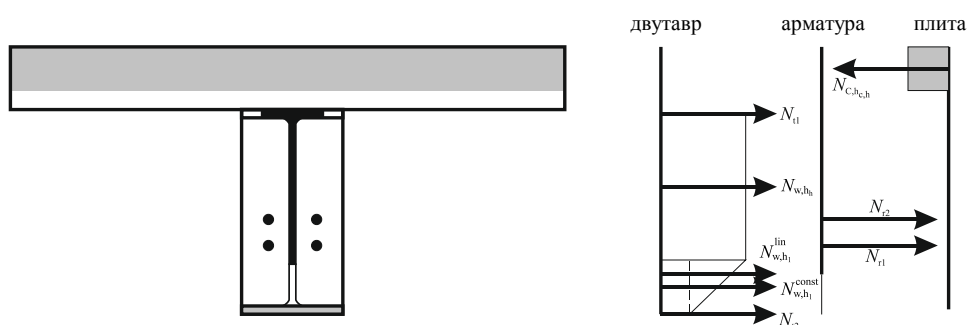


Рисунок 8.6 – Внутренние усилия в отдельных элементах сталежелезобетонного сечения

Сжимающее усилие в бетонной плите

$$N_{C,hc,h} = 0,85 f_{c,20^\circ C} \cdot b_{eff} \cdot x = 0,85 \times 20 \times 1000 \cdot x = 17000 \cdot x.$$

Растягивающее усилие в верхней полке двутавра

$$N_{t1} = f_{ay,20^\circ C} \cdot (b_f - 2b_{fl}) \cdot t_f = 235 \times (180 - 2 \times 37) \times 13,5 \times 10^{-3} = 336 \text{ кН}.$$

Растягивающее усилие в верхней зоне стенки двутавра

$$N_{W,hb} = f_{ay,20} \cdot h_b \cdot t_w = 235 \times 286 \times 8,6 \times 10^{-3} = 578 \text{ кН}.$$

Растягивающие усилия в нижней зоне стенки для равномерного и треугольного участков напряжений

$$N_{w,h1}^{const} = k_a \cdot f_{ay,20} \cdot h_1 \cdot t_w = 0,079 \times 235 \times 87 \times 8,6 \times 10^{-3} = 13,7 \text{ кН},$$

$$N_{w,h_1}^{lin} = (f_{ay,20} - k_a \cdot f_{ay,20}) \frac{h_1}{2} t_w / \gamma_{M,fi,a} = (235 - 0,079 \times 235) \times 10^{-3} \times 87 / 2 \times 8,6 / 0,9 = 88,9 \text{ кН.}$$

Растягивающее усилие в нижней полке двутавра

$$N_{t2} = k_a \cdot f_{ay,20} \cdot b_f \cdot t_f / \gamma_{M,fi,a} = 0,079 \times 235 \times 180 \times 13,5 \times 10^{-3} / 0,9 = 50,1 \text{ кН.}$$

Растягивающее усилие в нижнем ряду арматуры

$$N_{r1} = 2 \cdot A_{s1} \cdot k_{r1} \cdot f_{ry,20} = 2 \times 320 \times 0,47 \times 325 \times 10^{-3} = 97,8 \text{ кН.}$$

Растягивающее усилие в верхнем ряду арматуры

$$N_{r2} = 2 \cdot A_{s1} \cdot k_{r2} \cdot f_{ry,20} = 2 \times 320 \times 0,52 \times 325 \times 10^{-3} = 108,2 \text{ кН.}$$

Суммарная величина растягивающих усилий в стальных элементах сталежелезобетонного сечения

$$F_H^+ = N_{t1} + N_{w,h_b} + N_{w,h_1}^{const} + N_{w,h_1}^{lin} + N_{t2} + N_{r1} + N_{r2} = 336 + 578 + 13,7 + 88,9 + 50,1 + 97,8 + 108,2 = 1273 \text{ кН.}$$

Определяем положение нейтральной оси из условия равновесия растягивающих усилий в металлических элементах сечения и сжимающего усилия в железобетонной плите

$$F_H^- = N_{c,h_c,h} = 17000 \cdot x = F_H^+.$$

$$x = \frac{1273 \times 10^3}{17000} = 75 \text{ мм} < h_{c,h} = 90 \text{ мм.}$$

Сжимающее усилие, воспринимаемое железобетонной плитой

$$F_H^- = 17000 \cdot x = 17000 \times 75 \times 10^{-3} = 1275 \text{ кН.}$$

Несущую способность сечения при изгибе определяем как сумму моментов от полученных усилий в каждом компоненте сечения относительно нейтральной оси

$$M_{fi,Rd} = \sum M = (1275 \times 75/2 + 336 \times 51,65 + 578 \times 201,53 + 13,7 \times 388,03 + 88,9 \times 373,6 + 50,1 \times 438,15 + 97,8 \times 311,4 + 108,2 \times 261,4) \times 10^{-3} = 301 \text{ кНм.}$$

Условие несущей способности при изгибе во время пожара длительностью 90 минут

$$M_{fi,Rd} = 301 \text{ кНм} > M_{fi,Ed} = 280 \text{ кНм}$$

выполняется.

8.3 Плиты перекрытий с профилированным настилом

8.3.1 [4.3.2] Незащищенные от воздействия пожара сталежелезобетонные плиты перекрытий, свободно опертые по торцам, следует рассчитывать по методу предельных усилий. При этом предполагается, что плита подвергнута нагреву снизу в соответствии со стандартной температурной зависимостью (Рисунок 8.7). Метод применим только в случае непосредственного огневого воздействия на незащищенный профилированный

настил без теплоизоляции сверху (Рисунок 8.8). Метод определения эффективной толщины h_{eff} приведен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (D.4).

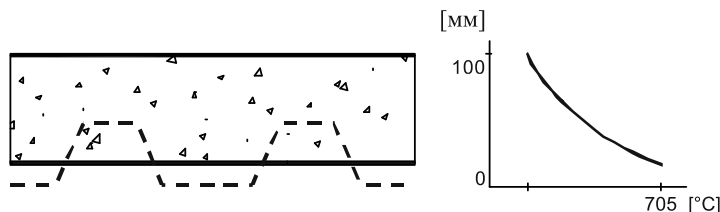
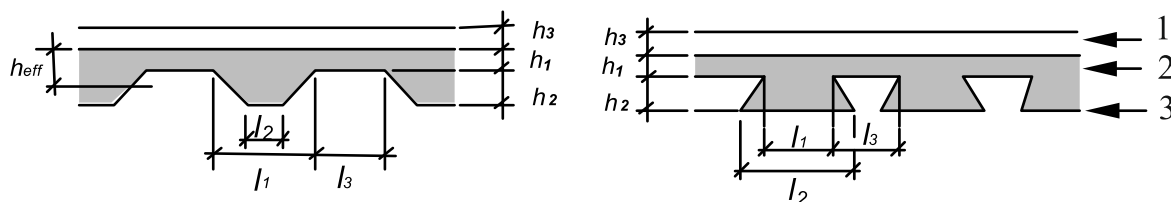


Рисунок 8.7 – Динамика нагрева снизу сталежелезобетонной плиты толщиной 100 мм по профилированному настилу во время пожара и нагрева снизу продолжительностью 60 мин [10]



1 – бетонная стяжка, 2 – бетон плиты, 3 – профилированный стальной настил

Рисунок 8.8 – Примеры сталежелезобетонной плиты с профилированным настилом

8.3.2 [4.3.2(5)] При проектировании в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, предел огнестойкости сталежелезобетонных плит перекрытия по профилированному настилу, с наличием или без дополнительного армирования, должен составлять минимум 30 минут по предельному состоянию R. Метод расчета предела огнестойкости по достижению предельного состояния по несущей способности R приведен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (D.2 и D.3). Метод расчета предела огнестойкости по достижению предельного состояния по теплоизолирующей способности I приведен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (D.1).

8.3.3 Анализ ряда конструктивных мероприятий по обеспечению огнестойкости плит с профилированным настилом приведен в Приложении Б настоящего Пособия.

ПРИМЕР Определение огнестойкости сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом.

Дано: Сталежелезобетонное свободно опертое перекрытие пролетом 4,8 м. Перекрытие состоит из стального профилированного листа типа Н114-600-1,0 [24] (Рисунок 8.9), который опирается узкими полками гофров на металлические прогоны. Толщина бетонной полки над металлическим листом составляет 60 мм. Для замоноличивания перекрытия использован бетон класса С20/25.

Требуется: Определить предел огнестойкости перекрытия по потере теплоизолирующей способности I и несущей способности R.

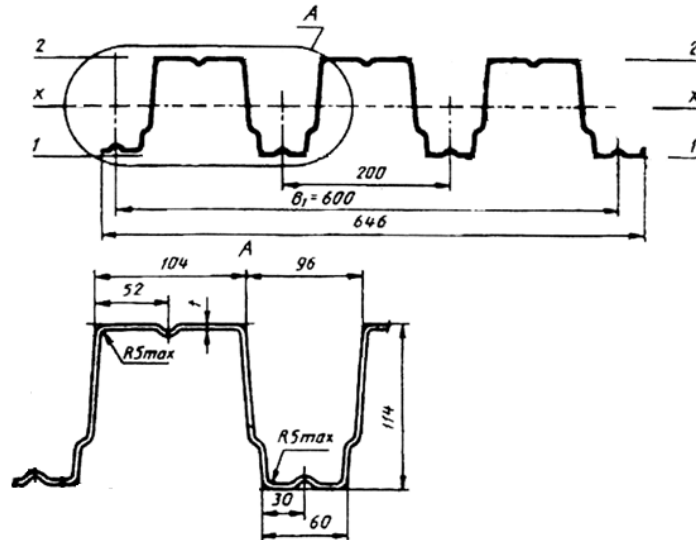
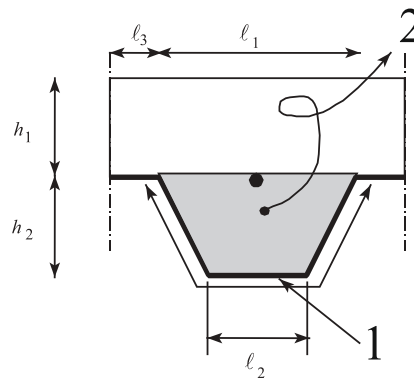


Рисунок 8.9 – Сечение стального профилированного листа типа Н114-600-1,0 [24]

Решение

Для решения задачи используем расчетную модель огнестойкости для незащищенных сталежелезобетонных перекрытий при стандартном огневом воздействии (Приложение D СН РК EN 1994-1-2:2004/2011). В соответствии с условием задачи и расчетной схемой сечения перекрытия на Рисунке 8.10 его геометрические параметры составляют:

$$h_1 = 60 \text{ мм}, h_2 = 114 \text{ мм}, l_1 = 96 \text{ мм}, l_2 = 60 \text{ мм}, l_3 = 104 \text{ мм}$$



1 – обогреваемая поверхность L_r , 2 – площадь бетона A

Рисунок 8.10 – Расчетное сечение сталежелезобетонного перекрытия в соответствии с СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Приложение D)

Определяем по формуле (D.2) СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 приведенную толщину ребра A/L_r

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2}} = 114 \times 0,5 \times (96 + 60) / [60 + 2 \times (114^2 + 0,5 \times 96 + 0,5 \times 60)^{0,5}] = 30,8 \text{ мм}.$$

Определяем по формуле (D.3) СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 коэффициент Φ формы верхней полки

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 =$$

$$= [(114^2 + (104 + 0,5 \times 96 + 0,5 \times 60)^2)^{0,5} - (114^2 + (0,5 \times 96 + 0,5 \times 60)^2)^{0,5}] / 104 = 0,74.$$

Определяем по формуле (D.1) СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 предел огнестойкости перекрытия по потере теплоизолирующей способности I

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3},$$

где коэффициенты a_i принимаем по СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Таблица D.1) как для тяжелого бетона.

$$t_i = -28,8 + 1,55 \times 60 + (-12,6) \cdot 0,74 + 0,33 \times 30,8 + (-735)/104 + 48,0 \times 30,8/104 = 72,2 \text{ мин.}$$

Для определения предела огнестойкости перекрытия по несущей способности R рассчитываем по формуле D.4 СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 температуру θ_a нижней полки, стенки и верхней полки стального настила

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2,$$

где коэффициенты b_i принимаем по СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Таблица D.2) как для тяжелого бетона.

Температура нижней полки:

$$\theta_a = 951 + (-1197)/104 + (-2,32) \times 30,8 + 86,4 \times 0,74 + (-150,7) \times 0,74^2 = 850 [^{\circ}\text{C}].$$

Температура стенки:

$$\theta_a = 661 + (-833)/104 + (-2,96) \times 30,8 + 537,74 \times 0,74 + (-351,9) \times 0,74^2 = 767 [^{\circ}\text{C}].$$

Температура верхней полки:

$$\theta_a = 340 + (-3269)/104 + (-2,62) \times 30,8 + 1148,44 \times 0,74 + (-679,8) \times 0,74^2 = 706 [^{\circ}\text{C}].$$

В соответствии с СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (4.3.3(4)) несущая способность сталежелезобетонного перекрытия обеспечивается до тех пор, пока температура стального настила при обогреве снизу стандартным пожаром не превышает 350 $^{\circ}$ C. При этом в соответствии с СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (4.3.2(5)) предел огнестойкости сталежелезобетонных плит перекрытия по профилированному настилу, с наличием или без дополнительного армирования,

составляет как минимум 30 мин по предельному состоянию R . Поскольку вычисленные по СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Формула D.4) температуры θ_a нижней полки, стенки и верхней полки стального настила превышают 350°C , то предел огнестойкости рассматриваемого перекрытия по несущей способности принимаем R30. В случае необходимости повышения огнестойкости плиты перекрытия можно в соответствии с СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (4.3.3) использовать защитные покрытия, наносимые на профилированный настил (см. Приложение Б настоящего Пособия).

8.4 Сталежелезобетонные колонны

8.4.1 [4.3.5.1(2)] Расчетное значение несущей способности сталежелезобетонных колонн на осевое сжатие при пожаре следует определять по формуле:

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd}, \quad (8.1)$$

где χ - понижающий коэффициент формы изгиба согласно п.6.3.1 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011, зависящий от относительной гибкости $\bar{\lambda}_\theta$;

$N_{fi,pl,Rd}$ - расчетное значение пластического сопротивления осевому сжатию суммарного сечения при пожаре.

8.4.2 [4.3.5.1(4)] Расчетное значение несущей способности на осевое сжатие при пожаре следует определять по формуле:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{cy,\theta}) / \gamma_{M,fi,c}, \quad (8.2)$$

где $A_{i,\theta}$ - площадь поперечного сечения каждого элемента, для которого определена температура θ .

8.4.3 [4.3.5.1(5)] Эффективную изгибную жесткость следует определять по формуле:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,\theta} I_{c,\theta}), \quad (8.3)$$

где $I_{i,\theta}$ - момент инерции i -той части приведенного сечения при изгибе относительно слабой или жесткой оси;

$\varphi_{i,\theta}$ - понижающий коэффициент, учитывающий температурные напряжения (СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (G.6));

$E_{a,sec,\theta}$ - нормативное значение момента сопротивления сечения бетона при пожаре, определенное как $f_{c,\theta}$, деленное на $\varepsilon_{cu,\theta}$ (Рисунок 6.1).

8.4.4 [4.3.5.1(6)] Критическая нагрузка в упругой стадии при пожаре определяется по формуле

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff} / l_{\theta}^2, \quad (8.4)$$

где l_{θ} - длина зоны продольного изгиба колонны при пожаре.

8.4.5 [4.3.5.1(7)] Относительная гибкость определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}}, \quad (8.5)$$

где $N_{fi,pl,R}$ - значение $N_{fi,pl,Rd}$ согласно (4) с коэффициентами $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ и $\gamma_{M,fi,c}$, принятыми равными 1,0.

8.4.6 [4.3.5.1(8)] Для определения длины зоны продольного изгиба l_{θ} колонны следует применять правила СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, за исключением указанных в п.8.4.7 требований. Колонна с жестким защемлением верха и низа в пределах каждого этажа может рассматриваться эффективно защемленной в этих сопряжениях при условии обеспечения сопротивления пожару.

8.4.7 [4.3.5.1(10)] Для сталежелезобетонного каркаса, для которого каждый этаж может рассматриваться как пожарный отсек с достаточным пределом огнестойкости, длина зоны продольного изгиба верхнего этажа под воздействием пожара соответствует $l_{fi} = 0,5$. Для колонны промежуточного этажа $l_{fi} = 0,7$ (Рисунок 8.11). Для колонны нижнего этажа под воздействием пожара длина зоны продольного изгиба может изменяться от 0,5 до 0,7 в зависимости от поворотной жесткости фундамента колонны.

8.4.8 При оценке огнестойкости трубобетонных колонн относительное снижение прочности при сжатии и модуля упругости компонентов сечения можно определять из графиков Рисунка 8.12.

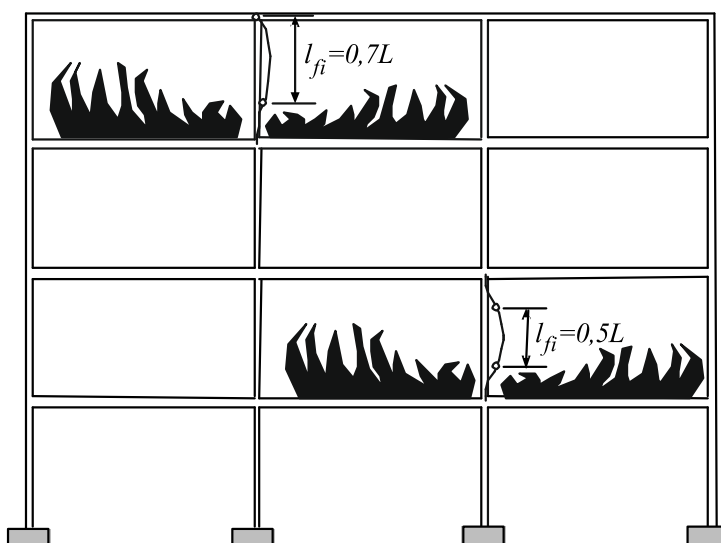


Рисунок 8.11 - Расчетные длины сталежелезобетонных колонн каркасного здания в зависимости от локализации пожара [10]

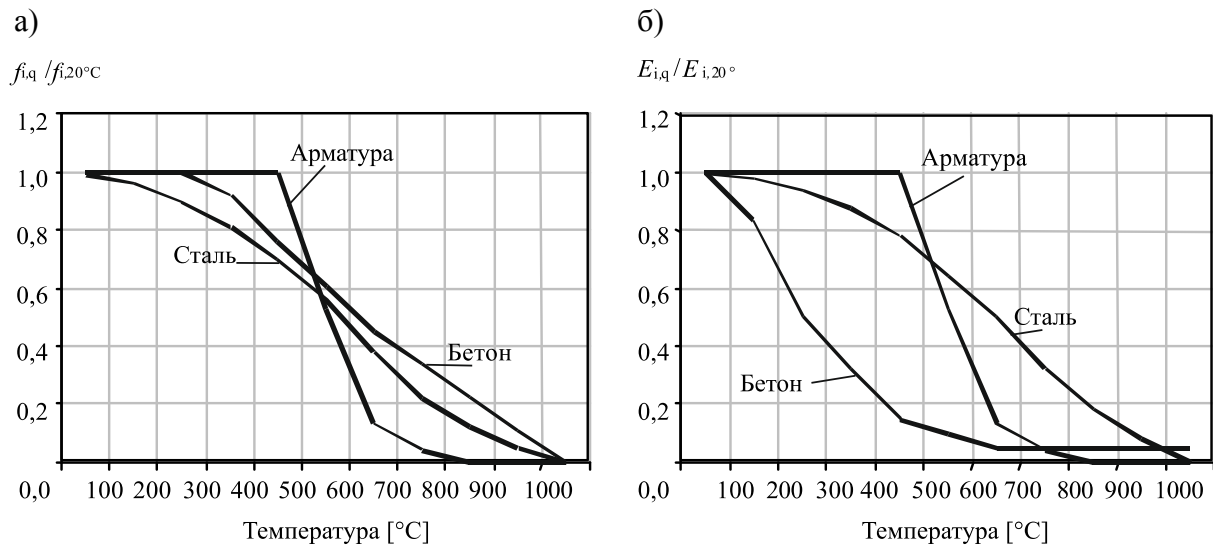


Рисунок 8.12 – Относительное снижение прочности при сжатии и модуля упругости компонентов сечения трубобетонных конструкций [10]

8.4.9 Наиболее применяемый в практике упрощенный метод оценки огнестойкости колонн со стальными частично бетонированными сечениями на основе интегральной оценки несущей способности каждого элемента сечения приведен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Приложение G). Упрощенный метод оценки огнестойкости трубобетонных колонн приведен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Приложение H). Правила конструирования колонн с учетом огнестойкости изложены в Разделе 11 и Приложении Б настоящего Пособия.

ПРИМЕР Расчет частично обетонированной колонны

Дано: Сталежелезобетонная колонна на третьем этаже восьмизэтажного каркасного здания. Колонна выполнена из стального двутавра НЕВ 600 (сталь S235 $f_{ay} = 235$ МПа), частично обетонированного бетоном класса C20/25 (Рисунок 8.13). Бетон армирован четырьмя стержнями диаметром 25 мм (сталь S325 $f_{ay} = 325$ МПа). Габаритные размеры сечения двутавра $h \times b = 600 \times 300$ мм, толщина полки $e_f = 30$ мм, $e_w = 15,5$ мм. Высота колонны в пределах каждого этажа составляет $H = 4,0$ м. В уровне перекрытий колонны имеют жесткое защемление. Характеристическое значение осевого сжимающего усилия на колонну от постоянной вертикальной нагрузки составляет 1400 кН, а от временной – 1900 кН.

Требуется: Проверить обеспечение несущей способности центрально сжатой колонны при стандартном пожаре и требуемой огнестойкости R90.

Решение

Определяем величину осевого сжимающего усилия $N_{fi,Ed}$ при стандартном пожаре

$$\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d,$$

$$N_{fi,Ed} = 1,0 \times 1400 + 0,7 \times 1900 = 2730 \text{ кН.}$$

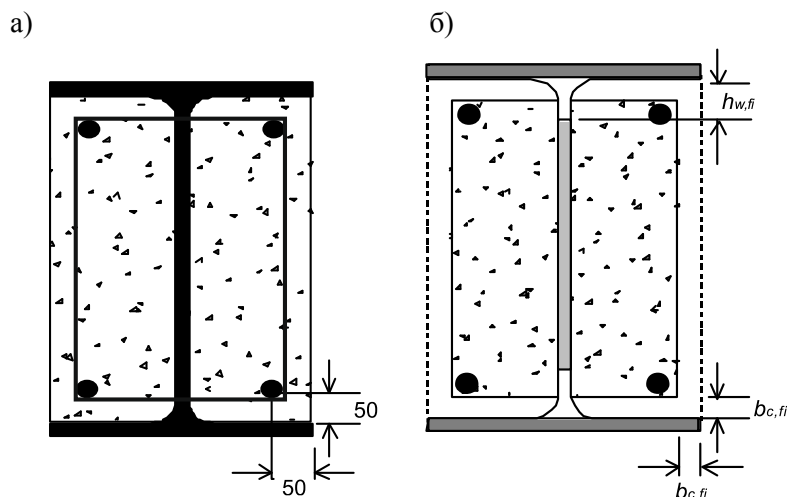


Рисунок 8.13 – Расчетное сечение сталежелезобетонной колонны при нормальной температуре (а) и в условиях пожара (б)

В соответствии с условием задачи для момента времени $t = 90$ минут должно соблюдаться следующее условие:

$$N_{fi,Ed} \leq N_{fi,Rd}.$$

Для определения несущей способности колонны используем интегральную расчетную модель огнестойкости, алгоритм расчета для которой изложен в СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Приложение G). Проверку несущей способности колонны осуществляем в направлении ее наименьшей изгибной жесткости, т.е. относительно оси Z.

Расчетная длина колонны:

$$l_0 = 0,5 \cdot H = 0,5 \times 4,0 = 2,0 \text{ м.}$$

Полки двутавра

Находим среднюю температуру полок двутавра за время пожара:

$$\theta_{f,t} = \theta_{0,t} + k_t \cdot \frac{A_m}{V},$$

$$\theta_{0,t} = 805^\circ\text{C}, \quad k_t = 6,2,$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(h+b)}{h \cdot b} = \frac{2(0,3+0,6)}{0,3 \times 0,6} = 10,6 \text{ м}^{-1},$$

$$\theta_{f,t} = 805 + 6,2 \times 10 = 867^\circ\text{C}.$$

Определяем сопротивление и модуль упругости стали при расчетной температуре $\theta_{f,t} = 867^\circ\text{C}$:

$$f_{a,max,f,\theta} = f_{ay,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{max,\theta},$$

$$k_{\max,866} = 0,08 ,$$

$$f_{a,\max,f,\theta} = 235 \times 0,08 = 18,8 \text{ МПа},$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{E,\theta} ,$$

$$k_{E,866} = 0,075,$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = 210000 \times 0,075 = 15750 \text{ МПа}.$$

Определяем несущую способность полок двутавра при сжатии

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a,\max,f,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} ,$$

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(300 \times 30 \times 18,8) \times 10^{-3} / 0,9 = 376 \text{ кН}.$$

Определяем изгибную жесткость полок двутавра относительно оси Z

$$(EI)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} (e_f \cdot b^3 / 6) = 15750 \times 0,03 \times 0,3^3 \times 10^3 / 6 = 2126 \text{ кН/м}^2.$$

Стенка двутавра

Определяем высоту $h_{w,fi}$ не учитываемых в расчете участков стенки (Рисунок 8.136)

$$h_{w,fi} = 0,5(h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \frac{H_t}{h}} \right); \quad H_t = 1100 \text{ для R90},$$

$$h_{w,fi} = 0,5(600 - 2 \times 30) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \frac{1100}{600}} \right) = 43 \text{ мм}.$$

Максимальная величина напряжений

$$f_{a,\max,w,t} = f_{ay,20,w} \sqrt{1 - 0,16 \frac{H_t}{h}} ,$$

$$f_{a,\max,w,t} = 235 \times \sqrt{1 - 0,16 \frac{1100}{600}} = 198 \text{ МПа}.$$

Несущая способность стенки при сжатии

$$N_{fi,pl,Rd,w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) \cdot f_{a,\max,f,\theta} / \gamma_{M,fi,a} ,$$

$$N_{fi,pl,Rd,w} = 15,5(600 - 60 - 2 \times 43) \times 198 \times 10^{-3} / 0,9 = 1548 \text{ кН}.$$

Изгибная жесткость стенки двутавра относительно оси Z

$$(EI)_{fi,w,z} = E_{a,w,20} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3 / 12 = 210000 \times (600 - 60 - 2 \times 43) \times 15,5^3 \times 10^{-9} / 12 = 30 \text{ кНм}^2.$$

Бетон заполнения

Определяем не учитываемую в расчетах толщину бетона $b_{c,fi}$ (Рисунок 8.13б)

$$\text{Для огнестойкости R90} \quad b_{c,fi} = 0,5 \frac{A_m}{V} + 22,5$$

$$b_{c,fi} = 0,5 \times 10,6 + 22,5 = 27,8 \text{ мм.}$$

Температура бетона $\theta_{c,t}$ (R90)

$$\theta_{c,t} = 357 \text{ }^\circ\text{C.}$$

Секущий модуль упругости бетона при температуре 357 °C

$$E_{c,sec} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_{c,20} \cdot k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta},$$

$$k_{c,\theta} = 0,79,$$

$$\varepsilon_{cu} / 10^{-3} = 6,86,$$

$$E_{c,sec} = 20 \times 0,79 / 6,86 \times 10^{-3} = 2300 \text{ МПа.}$$

Несущая способность бетона при осевом сжатии

$$N_{fi,pl-Rd,c} = 0,86 [(h - 2 \cdot e_f - 2b_{c,fi})(b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s] \cdot 0,85 \cdot f_{c,20} \cdot k_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} =$$

$$= 0,86 [(600 - 2 \times 30 - 2 \times 27,8)(300 - 15,5 - 2 \times 27,8) - 1963] \times 0,85 \times 20 \times 0,79 \times 10^{-3} / 1,0 = 1302 \text{ кН,}$$

где площадь сечения арматуры из четырех стержней диаметром 25 мм

$$A_s = 4 \times 3,14 \times 25^2 / 4 = 1963 \text{ мм}^2,$$

Изгибная жесткость бетона заполнения относительно оси Z

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} [\{ (h - 2 \cdot e_f - 2b_{c,fi}) ((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3) / 12 \} - I_{s,z}],$$

где изгибная жесткость арматуры относительно оси Z

$$I_{s,z} = \frac{A_s}{2} \cdot 100^2 \times 2 = 1963 \times 100^2 = 19,6 \times 10^6 \text{ мм}^4,$$

$$(EI)_{fi,c,z} = 2300 \times [\{ (600 - 2 \times 30 - 2 \times 27,8) \times ((300 - 2 \times 27,8)^3 - 15,5^3) / 12 \} - 19,6 \times 10^6] \times 10^{-9} = 1310 \text{ кНм}^2.$$

Арматура

Для огнестойкости R90 и расстояния от оси арматуры до граней бетона $u_1 = u_2 = 50$ мм (Рисунок 8.13а) величины коэффициентов $k_{y,t} = 0,57$ и $k_{E,t} = 0,41$.

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \times 50} = 50 \text{ мм.}$$

Несущая способность арматуры при сжатии

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20} / \gamma_{M,fi,s} ,$$

$$N_{fi,pl,Rd,s} = 1963 \times 0,57 \times 325 \times 10^{-3} / 1,0 = 364 \text{ кН.}$$

Изгибная жесткость арматуры

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20} \cdot I_{s,z} = 0,41 \times 210000 \times 19,6 \times 10^6 = 1688 \text{ кНм}^2 .$$

Проверяем устойчивость колонны при стандартном пожаре

Несущая способность сечения при осевом сжатии:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,f} + N_{fi,pl,w} + N_{fi,pl,c} + N_{fi,pl,s} ,$$

$$N_{fi,pl,Rd} = 376 + 1548 + 1302 + 364 = 3590 \text{ кН.}$$

Определяем изгибную жесткость сталежелезобетонного сечения для R90

$$\varphi_{f,\theta} = 0,8; \varphi_{w,\theta} = 1,0; \varphi_{c,\theta} = 0,8; \varphi_{s,\theta} = 0,8 ,$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} ,$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = 0,8 \times 2126 + 1,0 \times 30 + 0,8 \times 1310 + 0,8 \times 1688 = 4129 \text{ кНм}^2 .$$

Критическое значение сжимающего усилия

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / (l_0)^2 = \pi^2 \cdot 4129 / (2)^2 = 10178 \text{ кН.}$$

Условная гибкость колонны

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr,z}}} ,$$

$$N_{fi,pl,Rd} = 3590 \text{ кН,}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{3590}{10178}} = 0,59.$$

Несущая способность колонны

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd},$$

$$\chi_z^c = 0,79,$$

$$N_{fi,Rd,z} = 0,79 \times 3590 = 2836 \text{ кН},$$

$$N_{fi,Rd,z} \geq N_{fi,Sd},$$

$$N_{fi,Rd,z} = 2836 \text{ кН} > N_{fi,Ed} = 2730 \text{ кН}.$$

Условие обеспечения несущей способности колонны для требуемой огнестойкости R90 выполняется.

9 ОБЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОГНЕСТОЙКОСТИ

9.1 [4.4.1] Общие методы могут использоваться для отдельных конструктивных элементов с любыми сечениями, их совокупности либо конструктивной системы в целом. Общие методы, по сравнению с табличными данными и упрощенными расчетными моделями, должны обеспечивать реалистичное представление поведения конструкций, подвергнутых воздействию пожара. Они должны базироваться на фундаментальных физических основах, позволяющих дать достоверную оценку ожидаемого поведения рассматриваемого конструктивного элемента в условиях пожара. Общие методы могут быть использованы в случаях, если требуется оценить развитие напряжений и деформаций, перемещений и/или полей распределения температур. При этом могут использоваться любые температурно-временные зависимости с известными характеристиками материалов для соответствующего диапазона температур.

9.2 [4.4.2(1)P] Общие расчетные модели решения теплотехнической задачи должны быть основаны на известных принципах и допущениях теории теплопроводности.

9.3 [4.4.3(1)P] Общие расчетные модели решения статической задачи должны быть основаны на известных принципах и допущениях строительной механики и учитывать следующие факторы:

- сочетание механических воздействий, геометрической неоднородности и тепловых воздействий;
- зависимые от температуры механические характеристики материалов;
- влияние геометрической нелинейности;
- влияние нелинейных характеристик материалов, включая влияние разгрузки на жесткость конструкции.

9.4 [4.4.4] Оценка достоверности результатов общего расчета должна производиться на основе соответствующих экспериментальных данных. Результаты расчета могут сверяться по значениям перемещений, температур и времени предела огнестойкости.

9.5 Применение общих методов в проектной практике предполагает использование универсальных программных комплексов, как например ANSYS, ABAQUS [19] и др., а

также мощной вычислительной техники. В настоящее время общие методы чаще всего используются в качестве инструмента научных исследований.

10 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ

10.1 Оценку огнестойкости сталежелезобетонных конструкций методом испытаний следует осуществлять в тех случаях, когда изложенные в Разделах 7, 8, 9 методы не позволяют получить достоверную оценку.

10.2 При огневых испытаниях следует пользоваться следующими стандартами: СТ РК EN 1363 части 1 и 2, EN 1364-1, EN 1365 части 1 и 4. При этом необходимо принимать во внимание следующие факторы, определяющие поведение сталежелезобетонных конструкций во время пожара:

- степень нагружения конструкций и их элементов внешними силовыми воздействиями;
- вид и величину пожарной нагрузки, определяющей температурный режим и теплоту пожара;
- тепловую нагрузку на конструкцию;
- теплофизические и физико-механические характеристики бетона и стали;
- условия нагрева и способы сопряжения конструкций;
- коэффициент использования несущей способности конструкции.

10.3 Испытания должны осуществляться в аккредитованных лабораториях, обладающих соответствующими сертификатами. В испытываемой конструкции должны быть смоделированы граничные условия: способы опирания сталежелезобетонной конструкции и ее сопряжений со смежными конструкциями. Пример испытаний сталежелезобетонного элемента на изгиб при пожаре приведен на Рисунке 10.1.

10.4 Учитывая трудоемкость и дороговизну огневых испытаний в практике проектирования обычно используются вышеизложенные методы.

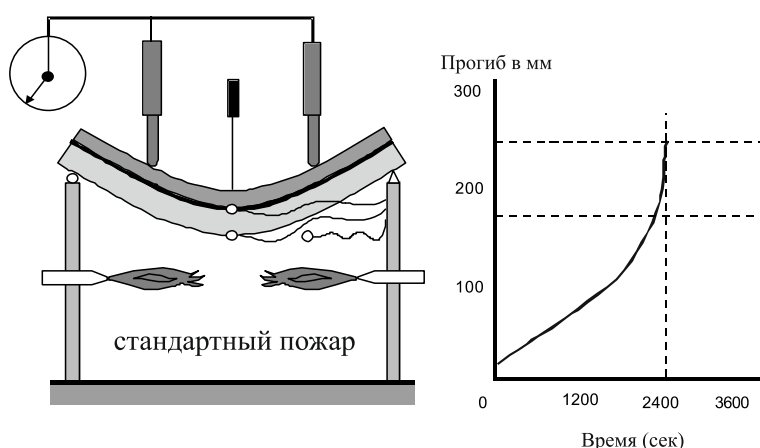


Рисунок 10.1 - Схема испытаний сталежелезобетонного элемента на изгиб при действии пожарной нагрузки в соответствии с [10]

11 КОНСТРУИРОВАНИЕ С УЧЕТОМ ОГНЕСТОЙКОСТИ

11.1 [5.2(2)] В сталежелезобетонных балочных перекрытиях бетон частичного обетонирования должен армироваться хомутами с минимальным диаметром 6 мм или сварными сетками с минимальным диаметром 4 мм. Защитный слой бетона для хомутов не должен превышать 35 мм. Шаг хомутов не должен превышать 250 мм. В углах хомутов следует выполнять продольное армирование с минимальным диаметром 8 мм (Рисунок 11.1).



Рисунок 11.1 - Мероприятия, обеспечивающие объединение стального двутавра с бетоном [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

11.2 [5.2(3,4)] Объединение бетона, расположенного между полками двутавровых балок, со стенкой профиля может быть выполнено путем приварки хомутов к стенке угловыми швами, либо при помощи арматуры, пропущенной через отверстия в стенке профиля, либо при помощи анкеров, приваренных с двух сторон стенки (Рисунок 11.1).

11.3 [5.2(4)] Стержни либо анкера должны располагаться в соответствии с Рисунком 11.2а при максимальной высоте стальных профилей $h = 400$ мм либо в соответствии с рисунком 11.2б при максимальной высоте стальных профилей $h > 400$ мм. При высоте профиля более 400 мм, шаг рядов соединительных анкеров, расположенных в шахматном порядке, не должен превышать или должен быть равным 200 мм.

11.4 [5.3.1] В колоннах с частично обетонированной стенкой объединение бетона, расположенного между полками с стенкой стального профиля должно быть обеспечено при помощи хомутов либо анкеров (Рисунок 11.1). Хомуты должны быть приварены к стенке профиля или проходить сквозь отверстия в нем. При использовании анкеров их следует приваривать к стенке профиля. Шаг между анкерами либо хомутами вдоль оси колонны не должен превышать 500 мм.

11.5 [5.3.2] В трубобетонных колоннах нет необходимости в дополнительном объединении бетона вдоль колонны, а также в месте соединения колонны с балкой. Шаг хомутов вдоль оси колонны не должен превышать 15 диаметров продольных стержней. Колонна должна содержать по минимум 2 отверстия на каждом этаже диаметром не менее 20 мм для удаления пара и воды во время пожара.

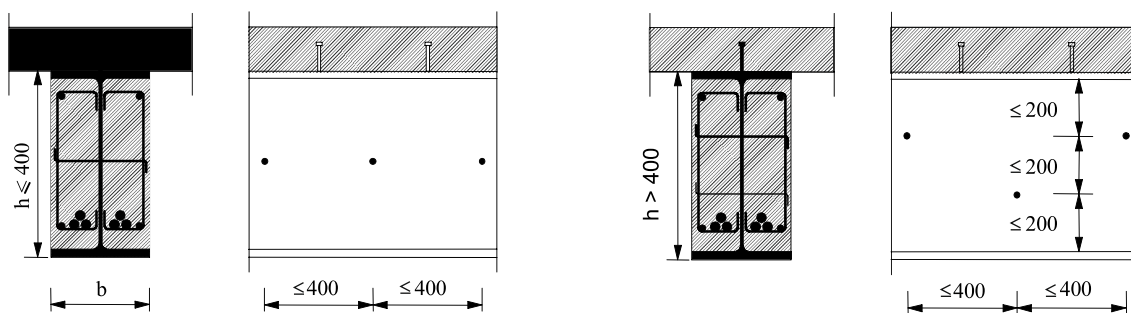
а) Высота стального профиля $h \leq 400$ ммб) Высота стального профиля $h > 400$ мм

Рисунок 11.2 - Расположение стержней либо анкеров, обеспечивающих объединение стального профиля с бетоном [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

11.6 [5.4.1(3)] Сталежелезобетонные балки и колонны могут сопрягаться при помощи опорных столиков либо фасонки, приваренных к стальному сечению колонны. Балки должны опираться на опорные столики либо через болтовое соединение стенок к фасонкам. При использовании опорных столиков, конструкция сопряжения должна обеспечивать устойчивость балки в период тушения пожара.

11.7 [5.4.2(1)] Опорные столики либо фасонки, в случае сопряжения сталежелезобетонных балок и колонн со стальными обетонированными сечениями (Рисунок 11.3), допускается приваривать непосредственно к полке стального профиля сталежелезобетонной колонны для поддержания сталежелезобетонных балок.

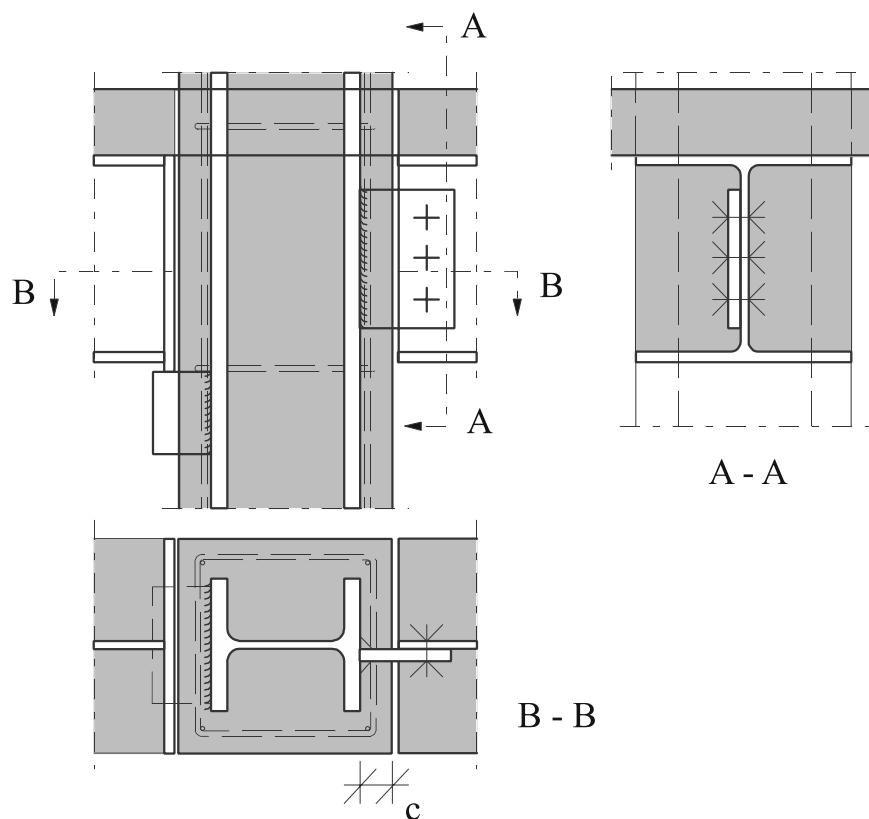


Рисунок 11.3 - Примеры сопряжений трубобетонных колонн с балками [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

11.8 [5.4.3(1)] При сопряжении сталежелезобетонных балок и колонн, с частично обетонированными стальными сечениями, в случае использования незащищенных опорных столиков, подверженных непосредственному действию огня, необходимо применять дополнительное анкерное соединение (Рисунок 11.4а).

11.9 Апробированные в зарубежной практике конструктивные решения сталежелезобетонных конструкций с учетом их огнестойкости приведены в Приложении Б настоящего Пособия.

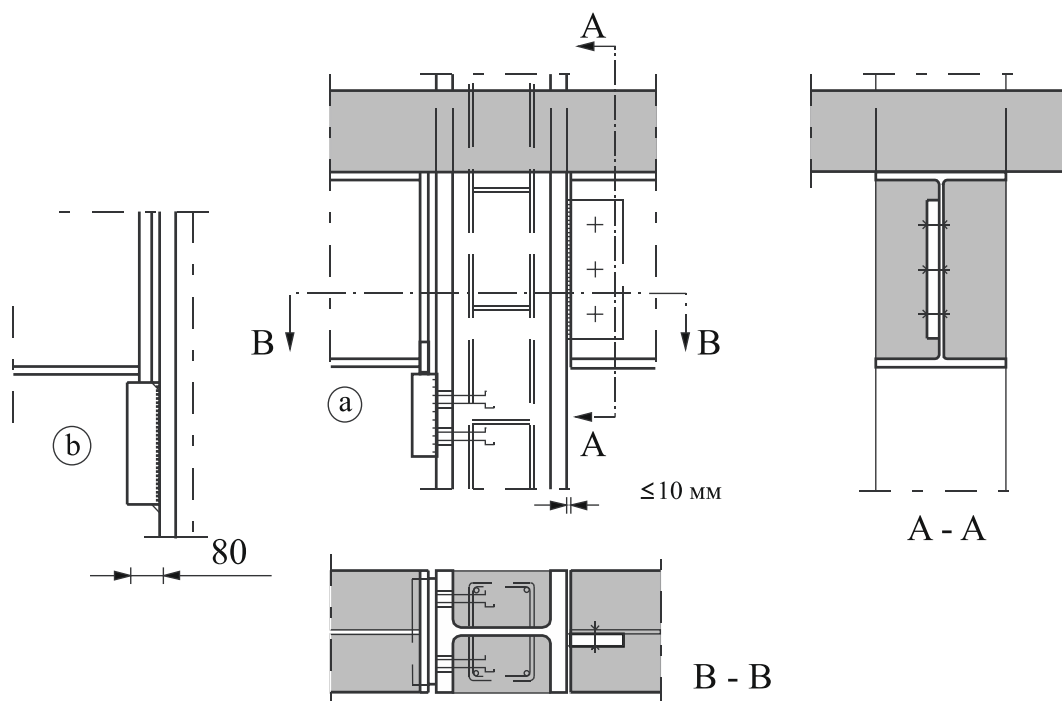


Рисунок 11.4 - Примеры сопряжений балки с колонной, частично обетонированного стального сечения [СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

Приложение А
(информационное)

Табличные данные для определения предела огнестойкости сталежелезобетонных балок, колонн и трубобетонных конструкций

Таблица А.1 - Минимальные размеры сечений b и минимальное дополнительное армирование, отнесенное к площади поперечного сечения полки A_s/A_f , для сталежелезобетонных балок с частично бетонированным сечением

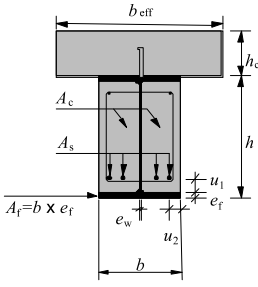
		Условия применения: плиты: $h_c \geq 120 \text{ мм}$ $b_{\text{eff}} \leq 5 \text{ м}$ стального сечения: $b/e_w \geq 15$ $e_f/e_w \leq 2$ площадь дополнительного армирования, отнесенная к суммарной площади сечений между полками профиля: $A_s/(A_c + A_s) \leq 5 \%$	Стандартная огнестойкость				
			R30	R60	R90	R120	R180
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Минимальные размеры сечений для уровня нагружения $\eta_{fi,t} \leq 0,3$						
1.1	Min b [мм] и площадь дополнительного армирования A_s , отнесенная к площади сечения полки A_s/A_f $h \geq 0,9 \times \min b$		70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
1.2	$h \geq 1,5 \times \min b$		60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3	$h \geq 2,0 \times \min b$		60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
2	Минимальные размеры сечений для уровня нагружения $\eta_{fi,t} \leq 0,5$						
2.1	Min b [мм] и площадь дополнительного армирования A_s , отнесенная к площади сечения полки A_s/A_f $h \geq 0,9 \times \min b$		80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	—
2.2	$h \geq 1,5 \times \min b$		80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
2.3	$h \geq 2,0 \times \min b$		70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4	$h \geq 3,0 \times \min b$		60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3

Таблица А.1 - Минимальные размеры сечений b и минимальное дополнительное армирование, отнесенное к площади поперечного сечения полки A_s/A_f , для сталежелезобетонных балок с частично бетонированным сечением (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Минимальные размеры сечений для уровня нагружения $\eta_{b,t} \leq 0,7$						
3.1	Min b [мм] и площадь дополнительного армирования A_s , отнесенная к площади сечения полки A_s/A_f $h \geq 0,9 \times \min b$		80/0,0	270/0,4	300/0,6	—	—
3.2	$h \geq 1,5 \times \min b$		80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	—
3.3	$h \geq 2,0 \times \min b$		70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4	$h \geq 3,0 \times \min b$		70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

Таблица А.2 - Минимальное расстояние до оси стержней дополнительного армирования сталежелезобетонных балок

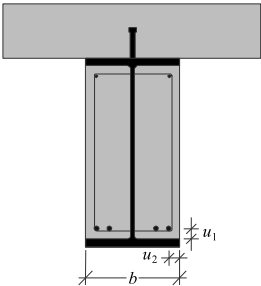
	Ширина профиля b [мм]	Min расстояние до оси [мм]	Стандартная огнестойкость			
			$R60$	$R90$	$R120$	$R180$
	170	u_1	100	120	—	—
		u_2	45	60		
	200	u_1	80	100	120	—
		u_2	40	55	60	
	250	u_1	60	75	90	120
		u_2	35	50	60	60
	≥ 300	u_1	40	50	70	90
		u_2	25*	45	60	60
<div>* Указанное значение должно быть обосновано в соответствии с 4.4.1.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.</div>						

Таблица А.3 - Минимальная толщина защитного слоя бетона для стального профиля с использованием бетона в качестве огнезащиты

	Стандартная огнестойкость				
	R30	R60	R90	R120	R180
Толщина слоя бетона c [мм]	0	25	30	40	50

Таблица А.4 - Минимальные размеры сечений, минимальная толщина слоя бетона над стальным профилем и минимальное расстояние до оси арматурных стержней сталежелезобетонных колонн с полностью бетонированным сечением

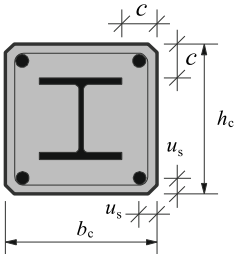
		Стандартная огнестойкость					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	Минимальные размеры h_c и b_c [мм]	150	180	220	300	350	400
1.2	Минимальная толщина слоя бетона над стальным профилем c [мм]	40	50	50	75	75	75
1.3	Минимальное расстояние до оси арматурных стержней [мм]	20*	30	30	40	50	50
	или						
2.1	Минимальные размеры h_c и b_c [мм]	—	200	250	350	400	—
2.2	Минимальная толщина слоя бетона над стальным профилем c [мм]	—	40	40	50	60	—
2.3	Минимальное расстояние до оси арматурных стержней [мм]	—	20*	20*	30	40	—
<p>* Указанное значение должно быть обосновано в соответствии с 4.4.1.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.</p>							

Таблица А.5 - Минимальная толщина слоя бетона для стального профиля с использованием бетона в качестве огнезащиты

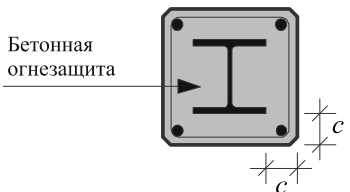
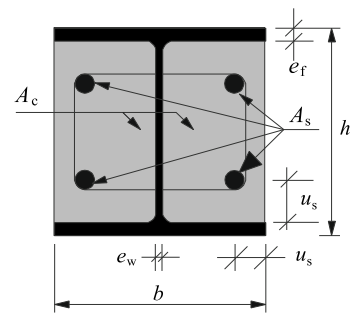
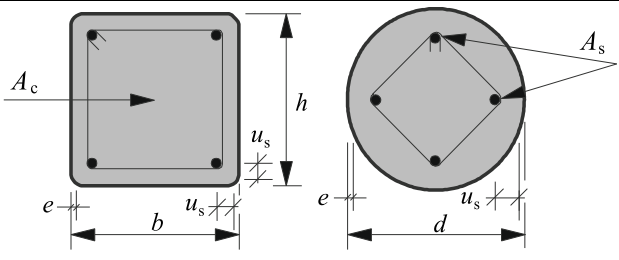
	Стандартная огнестойкость				
	R30	R60	R90	R120	R180
Толщина слоя бетона c [мм]	0	25	30	40	50

Таблица А.6 - Минимальные размеры сечений, расстояния до оси и относительной площади армирования сталежелезобетонных колонн с частично бетонированным сечением

		Стандартная огнестойкость			
		R30	R60	R90	R120
	Минимальное соотношение толщины стенки к толщине полки e_w/e_f	0,5	0,5	0,5	0,5
1	Минимальные размеры сечений для уровня нагружения $\eta_{fi,t} < 0,28$:				
1.1	минимальные размеры h и b [мм]	160	200	300	400
1.2	минимальное расстояние до оси арматуры u_s [мм]	—	50	50	70
1.3	минимальная относительная площадь армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	—	4	3	4
2	Минимальные размеры сечений для уровня нагружения $\eta_{fi,t} < 0,47$:				
2.1	минимальные размеры h и b [мм]	160	300	400	—
2.2	минимальное расстояние до оси арматуры u_s [мм]	—	50	70	—
2.3	минимальная относительная площадь армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	—	4	4	—
3	Минимальные размеры сечений для уровня нагружения $\eta_{fi,t} < 0,66$:				
3.1	минимальные размеры h и b [мм]	160	400	—	—
3.2	минимальное расстояние до оси арматуры u_s [мм]	40	70	—	—
3.3	минимальная относительная площадь армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	1	4	—	—

ПРИМЕЧАНИЕ Значения уровня нагрузки $\eta_{fi,t}$ адаптированы к требованиям СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 по проектированию сталежелезобетонных колонн.

Таблица А.7 - Минимальные размеры поперечных сечений, относительная площадь армирования и расстояние до оси арматурных стержней сталетрубобетонных колонн

		Стандартная огнестойкость				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Минимальные размеры сечений для уровня нагрузки $\eta_{fi,t} < 0,28$:					
1.1	минимальные размеры h и b , [мм]	160	200	220	260	400
1.2	минимальная относительная площадь армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	минимальное расстояние до оси арматуры u_s , [мм]	—	30	40	50	60
2	Минимальные размеры сечений для уровня нагрузки $\eta_{fi,t} < 0,47$:					
2.1	минимальные размеры h и b , [мм]	260	260	400	450	500
2.2	минимальная относительная площадь армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	минимальное расстояние до оси арматуры u_s , [мм]	—	30	40	50	60
2	Минимальные размеры сечений для уровня нагрузки $\eta_{fi,t} < 0,66$:					
2.1	минимальные размеры h и b , [мм]	260	450	550	—	—
2.2	минимальная относительная площадь армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	3,0	6,0	6,0	—	—
2.3	минимальное расстояние до оси арматуры u_s , [мм]	25	30	40	—	—

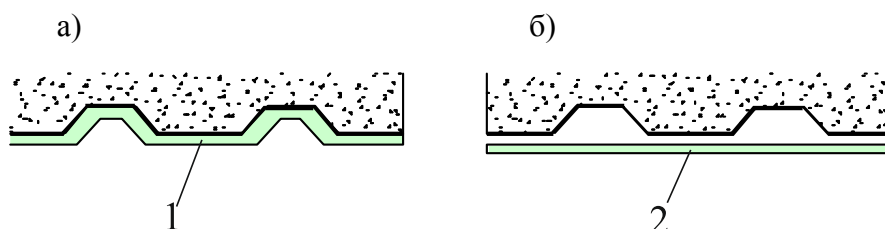
ПРИМЕЧАНИЕ Значения уровней нагрузки $\eta_{fi,t}$ адаптированы к требованиям СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 по проектированию сталежелезобетонных колонн.

Приложение Б
(информационное)

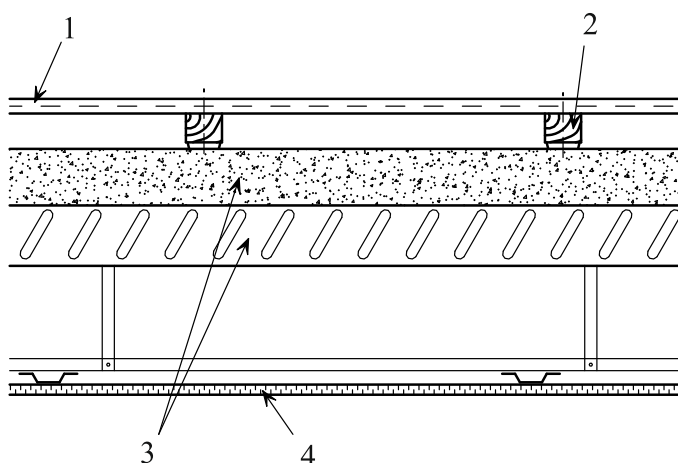
**Конструктивные мероприятия по обеспечению огнестойкости
сталежелезобетонных конструкций**

Б.1 Сталежелезобетонные плиты перекрытий с профилированным настилом

Б.1.1 [4.3.2] Повышение огнестойкости сталежелезобетонной плиты перекрытия может быть достигнуто с использованием защитных масс, нанесенных на профилированный настил с целью уменьшить теплопередачу, либо экрана в виде подвесного потолка (Рисунки Б.1 – Б.3). Несущая способность R обеспечивается до тех пор, пока температура стального настила не превысит $350\text{ }^{\circ}\text{C}$ при обогреве снизу стандартным пожаром.

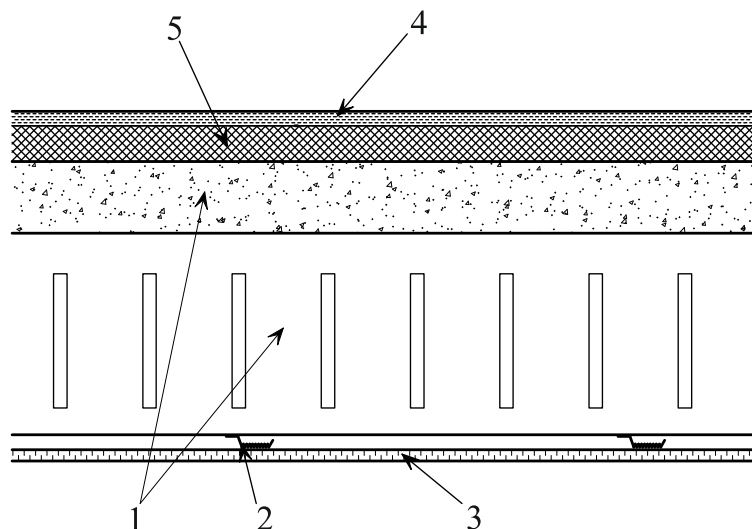


**Рисунок Б.1 – Повышение огнестойкости профилированного настила в
сталежелезобетонных перекрытиях с помощью защитных масс 1 (а) либо подвесного
потолка 2 (б) [13]**



1 - пол, 2 – лаги, 3 – сталежелезобетонная плита с профилированным настилом,
4 – подвесной потолок из негорючих материалов

**Рисунок Б.2 – Повышение огнестойкости сталежелезобетонного перекрытия с
помощью подвесного потолка [13]**



1 – сталежелезобетонная плита с профилированным настилом, 2 – крепежный элемент, 3 – огнезащитный экран из гипсокартонных плит, 4 – пол, 5 – огнестойкий утеплитель

Рисунок Б.3 – Повышение огнестойкости сталежелезобетонного перекрытия с помощью огнезащитного экрана [13]

Б.1.2 Для незащищенных перекрытий со стальным профилированным настилом повышение огнестойкости возможно введением в растянутую зону арматуры в виде жестких профилей либо гибких стержней (Рисунок Б.4), расчет которых осуществляется в соответствии с указаниями Приложения D СН РК EN 1994-1-2:2004/2011.

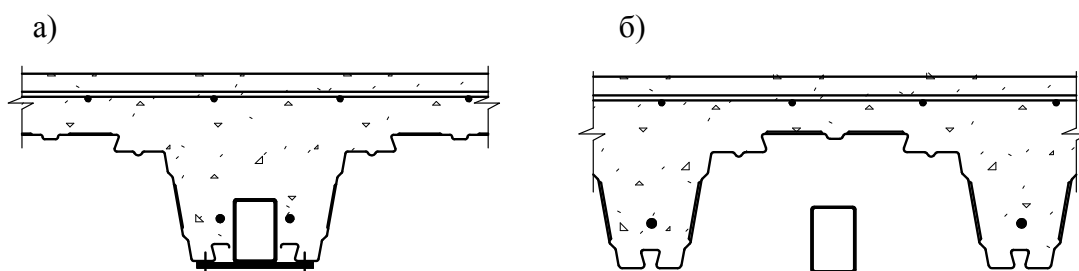


Рисунок Б.4 – Повышение огнестойкости плиты перекрытия с профилированным настилом путем усиления растянутой зоны жесткой арматурой (а) и гибкими стержнями (б) [13]

Б.1.3 С целью технологичности выполнения защитных экранов нижние пояса несущих балок и опираемый на них профилированный настил рационально располагать в одной плоскости (Рисунок Б.5)

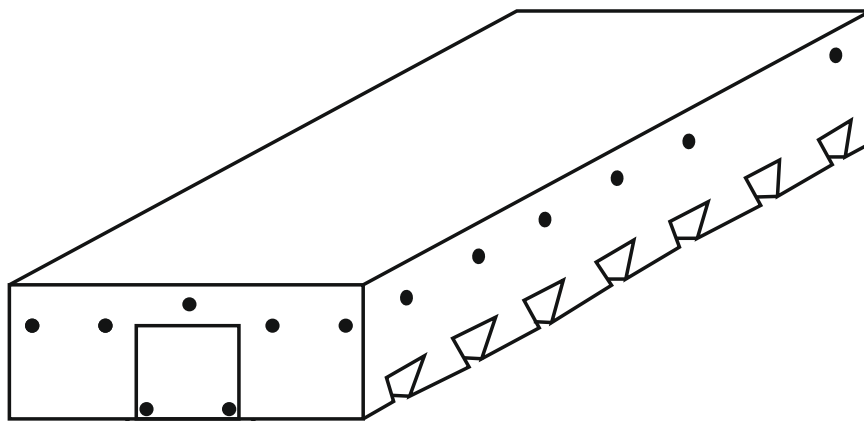


Рисунок Б.5 – Опираение профилированного настила на нижние пояса стальных балок [13]

Б.2 Сталежелезобетонные плиты перекрытий с жесткой арматурой

Б.2.1 При возведении сталежелезобетонных плит перекрытий с жесткой арматурой последнюю следует омоноличивать бетоном в пределах возможно максимальной площади сечения (Рисунок Б.6). Выступающие за пределы бетона замоноличивания участки сечения жесткой арматуры необходимо предохранять от пожара с использованием защитных масс либо экрана в виде подвесного потолка.

Б.2.2 Защита стальной балки, сопряженной сверху с железобетонным перекрытием, может быть достигнута с использованием горизонтального экрана снизу, развитие температуры в этом случае может быть рассчитано в соответствии с п.4.2.5.3 СН РК EN 1993-1-2:2005/2011.

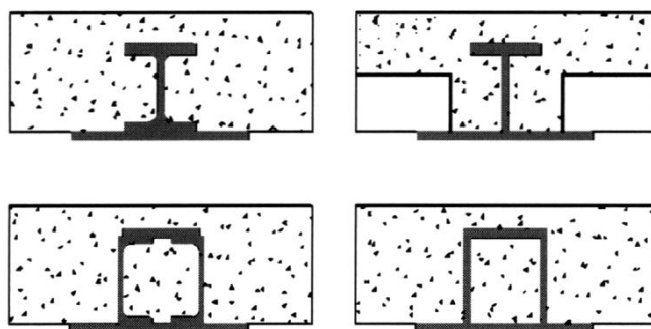


Рисунок Б.6 – Сечения сталежелезобетонных плит с жесткой арматурой с необетонированной нижней полкой [11]

Б.2.3 При наличии развитой производственной базы сборного железобетона предпочтение следует отдавать сборным либо сборно-монолитным сталежелезобетонным перекрытиям как более огнестойким.

Б.3 Сталежелезобетонные балки

Б.3.1 Необетонированные балки сталежелезобетонных перекрытий с целью повышения огнестойкости следует защищать термоизоляционными покрытиями либо коробами (Рисунок Б.7). Теплоизолирующую способность защитных элементов следует оценивать в соответствии с требованиями стандарта СТ РК ENV 13381-5.

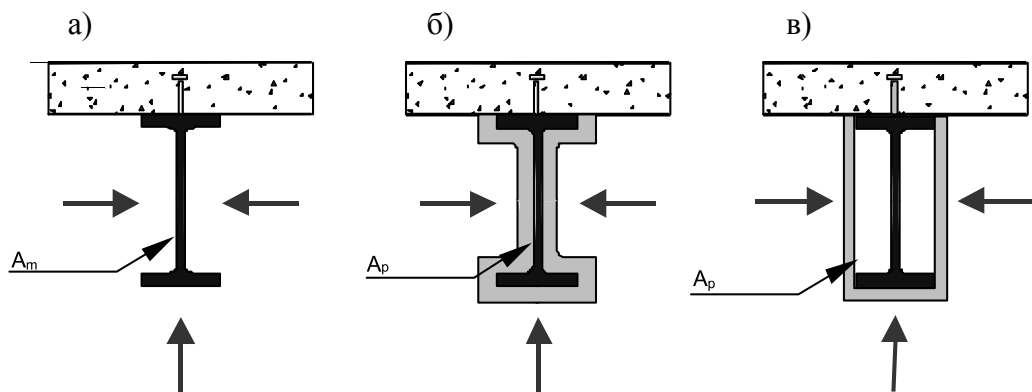
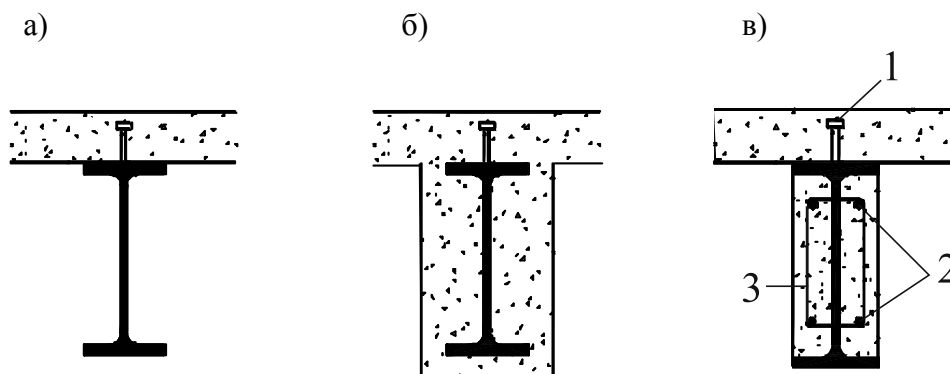


Рисунок Б.7 – Методы повышения огнестойкости металлических балок сталежелезобетонных перекрытий при всестороннем нагреве (указано стрелками):

а) – без огнезащиты, б) – с термоизоляционным покрытием, в) – с термозащитой в виде короба из негорючих материалов [10]

Б.3.2 Наиболее эффективным методом повышения огнестойкости следует считать частичное либо полное обетонирование стальных балок (Рисунки Б.8 и Б.9)



1 – соединительные элементы в виде стержней с высаженными головками, 2 – продольная арматура, 3 – поперечная арматура

Рисунок Б.8 - Повышение огнестойкости металлических балок сталежелезобетонных перекрытий при всестороннем нагреве: а) – без огнезащиты, б) – полное обетонирование, в) – частичное обетонирование [4]

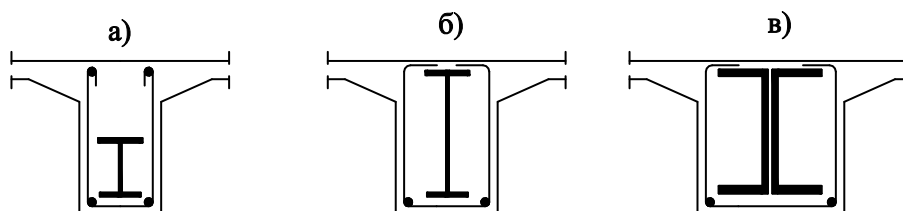


Рисунок Б.9 – Полное обетонирование двутавров (а,б) и швеллеров (в), используемых в качестве жесткой арматуры ребристых сталежелезобетонных перекрытий [1,2]

Б.3.3 При применении для сталежелезобетонных перекрытий сборных предварительно напряженных балок обетонированию не подлежат участки, которые в процессе монтажа объединяются с железобетонной плитой перекрытия.

Б.3.4 [4.2.2(11)] При использовании бетона только в качестве теплоизолирующего материала, следует предусмотреть конструктивное армирование в виде сетки за исключением предела огнестойкости $R30$.

Б.4 Сталежелезобетонные колонны

Б.4.1 При проектировании высотных каркасных зданий следует стремиться к использованию решений, когда жесткая арматура в виде стальных колонн и ригелей располагается в пределах толщины наружных железобетонных стен, образуя жесткий рамный каркас повышенной огнестойкости.

Б.4.2 В трубобетонных сечениях продольную арматуру, как правило, следует назначать исходя из требований огнестойкости. При кратковременном действии на трубобетонные конструкции температур до $300\text{ }^{\circ}\text{C}$ обычно не требуется дополнительных конструктивных мероприятий по повышению их несущей способности. Огнестойкость трубобетонных конструкций близка к огнестойкости железобетона.

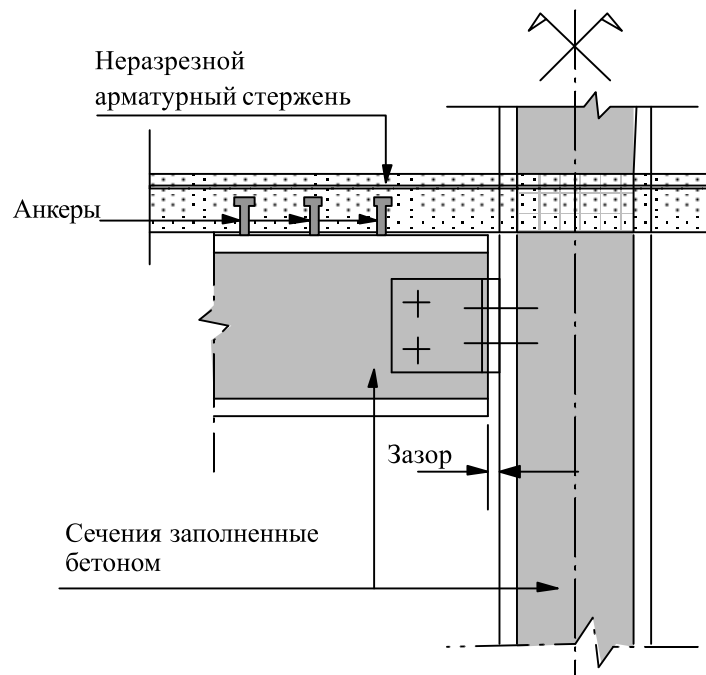
Б.4.3 В трубобетонных конструкциях следует применять продольное и поперечное армирование в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Площадь продольного армирования должна составлять не менее $0,3\%$ площади поперечного сечения бетона. В заполненных бетоном замкнутых профилях с размером сечения до 400 мм продольное армирование не требуется, если колонна обладает достаточной огнестойкостью. Расстояние между продольной арматурой и стенкой профилей должно быть не менее 10 мм , что может обеспечиваться отгибами арматуры в верхней и нижней частях колонны.

[4.3.5.4(3)] Несущую способность R колонн с огнезащитными покрытиями допускается считать обеспеченной, если температура внутри сечения не превышает $350\text{ }^{\circ}\text{C}$. Эффективность защитных покрытий для сечений обетонированных следует оценивать в соответствии с СТ РК ENV 13381-2 для вертикальных экранов и СТ РК ENV 13381-6 для теплоизолирующих материалов и покрытий.

Б.5 Сопряжение ригелей сталежелезобетонных перекрытий с колоннами

Б.5.1 С целью удобства бетонирования и монтажа болтовое сопряжение колонн и ригелей можно осуществлять посредством консолей, приваренных к жесткой арматуре колонны.

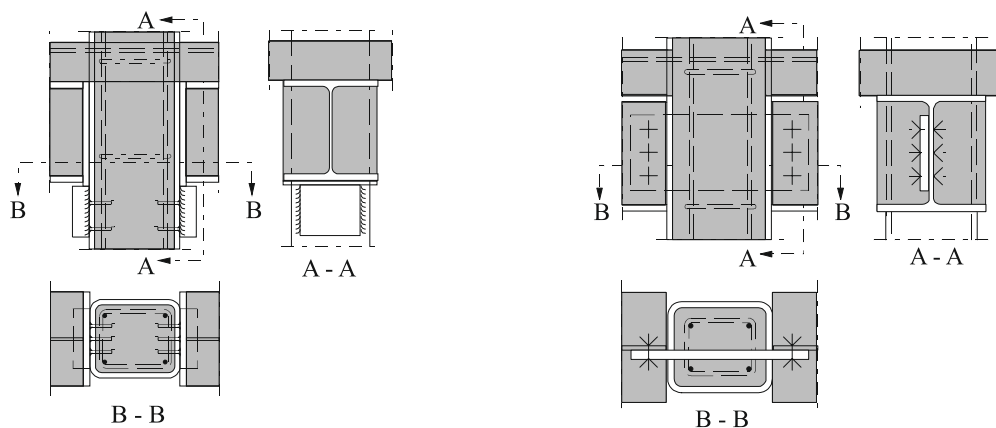
Б.5.2 [5.4.1] В случае свободного опирания балки в условиях нормальных температур, при пожаре могут появиться опорные моменты, что возможно при неразрывном армировании плиты перекрытия и способности стального сечения к передаче сжимающих усилий. Развитие опорных моментов в условиях пожара в соответствии с Рисунком Б.10 происходит, если зазор меньше 10 мм или если зазор от 10 мм до 15 мм, с пределом огнестойкости от $R30$ до $R180$ и пролетом балки более 5 м.



**Рисунок Б.10 – Сопряжение с опорным моментом в условиях пожара
[СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 (Рисунок 5.3)]**

Б.5.3 При наличии жесткого армирования трубобетонного сечения сопряжение ригелей с колонной следует осуществлять посредством их опирания на жесткий сердечник через вырезанные в стенке трубы проемы. При отсутствии жесткого сердечника сдвиговые и растягивающие усилия должны соответствующим образом передаваться от балки железобетонному ядру трубобетонной колонны.

Б.5.4 [5.4.4] Сталежелезобетонные балки могут сопрягаться с трубобетонными колоннами при помощи опорных столиков (Рисунок Б.11а) либо фасонки (Рисунок Б.11б). При использовании опорных столиков передачу сдвиговых усилий при пожаре следует обеспечивать при помощи дополнительного анкерного соединения. При использовании опорных фасонки их следует пропускать сквозь колонну и крепить с обеих сторон сваркой.



а) Опорные столики
с дополнительными анкерами

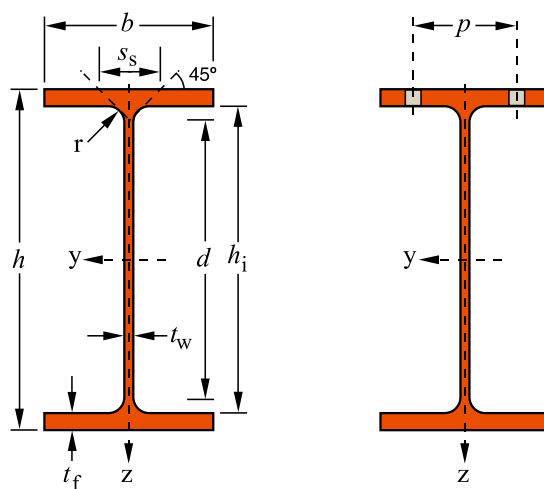
б) Сквозные фланцы

Рисунок Б.11 - Примеры сопряжений трубобетонных колонн с ригелями
[СН РК EN 1994-1-2:2004/2011]

Приложение В (информационное)

Сортамент стальных европейских профилей

В.1 Европейские двутавры I (IPE)



Размеры: IPE 80 – 600 в соответствии со стандартом EN 19-57 IPE AA 80-550, IPE A 80-600, IPE O 180-600, IPE 750 в соответствии со стандартом завода-изготовителя

Допустимые отклонения: EN 10034:1993

Состояние поверхности: в соответствии с EN 10163-3:2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.1 – Сечение европейского двутавра IPE

Таблица В.1а – Размеры европейского двутавра I (IPE)

Обозначение		Размеры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IPE AA 80	4,9	78	46	3,2	4,2	5	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80	5	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,9
IPE80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,4	49,33
IPE AA 120	8,4	117	64	3,8	4,8	7	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,47	56,26
IPE A 120	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,7
IPE AA 160	12,1	156,4	82	4	5,6	7	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,4
IPE A 160	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,7
IPE160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9	19	164	146	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200	18	196,4	100	4,5	6,7	12	22,9	183	159	M 10	54	58	0,763	42,51

Таблица В.1а – Размеры европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IPE A 200	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32	183	159	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12	27	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24
IPE AA 240	24,9	236,4	120	4,8	8	15	31,7	220,4	190,4	M12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,1
IPE240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,16	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330	43	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,25	29,09
IPE330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,7
IPE O 360+	66	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12

Таблица В.1а – Размеры европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	M 24	104	114	1,76	16,4
IPE A 550	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24	137	562	514	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15	24	24	197	562	514	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 × 137	137	753	263	11,5	17	17	175	719	685	M 27	102	162	2,506	18,28
IPE 750 × 147	147	753	265	13,2	17	17	188	719	685	M 27	104	164	2,51	17,06
IPE 750 × 173+	173	762	267	14,4	21,6	17	221	718,8	684,8	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 × 196+	196	770	268	15,6	25,4	17	251	719,2	685,2	M 27	106	166	2,552	12,96

Таблица В.16 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE)

Обозначение		Справочные значения												классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225: 2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,4	0,09	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 80	5	64,4	16,5	19	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-			
IPE80	6	80,1	20	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,7	0,12	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,4	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	+		
IPE100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,2	0,35	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7	11	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	+		
IPE120	10,4	318	53	60,7	4,9	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	+		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,7	6,21	36,4	10	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	+		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,8	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,6	3,96	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	+		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,2	81,9	18	28	2,05	27,8	2,7	5,93	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 200	18	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35	2,21	32	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	+		

Таблица В.16 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

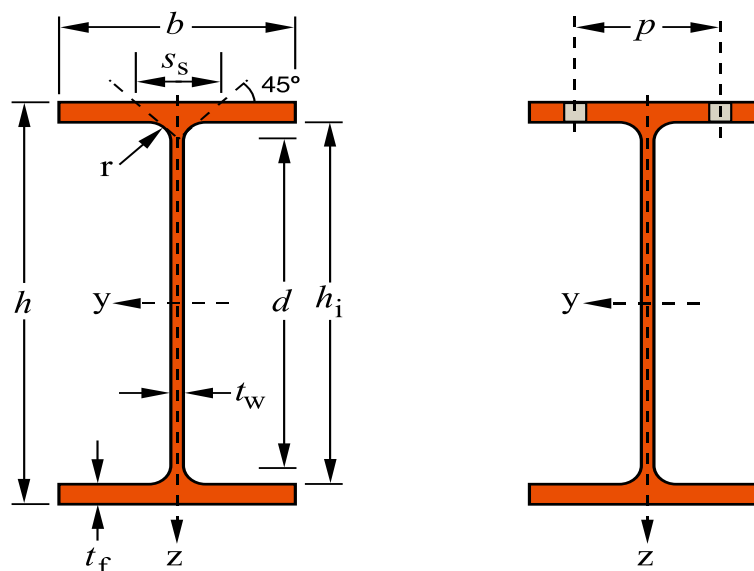
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE200	22,4	1943	194	221	8,26	14	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,3	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	+		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	+	+	+
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60	2,7	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	+		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51	31,1	158	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE360	57,1	16270	904	1019	15	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	+	+	+

Таблица В.16 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1884	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3860	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 137	137	159900	4246	4865	30,3	92,9	5166	393	614	5,44	65,4	137	6980	1	2	-	4	4	-	+	+	+
IPE 750 × 147	147	166100	4411	5110	29,8	105	5289	399	631	5,31	67,1	162	7141	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 750 × 173	173	205800	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9391	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 196	196	240300	6241	7174	31	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

♦ W_{pl} для расчётов с учётом пластичности, профиль должен относиться к классам 1 или 2 в соответствии с требуемым предельным углом поворота сечения.

В.2 Европейские широкополочные двутавры (HE)



Размеры: HE A, HE B и HE M 100 – 1000 в соответствии со стандартом EN 53-62;

HE 1000 с GHE>GHEM в соответствии с ASTM A 6/A 6M – 07

HE C в соответствии с PN-H-93452: 2005;

HE AA 100-1000 в соответствии со стандартом завода-изготовителя

Допуски: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M

ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 с GHE>GHE M

Требования к поверхности: в соответствии EN 10163-3:2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.2 – Сечение европейских широкополочных двутавров HE

Таблица В.2а – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE)

Обозначение		Параметры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 100 AA	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA	18,1	128	140	4,3	6	12	23	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,97	12,74

Таблица В.2а – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 180 AA	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180 C	69,8	190	183	11,5	19	15	89	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,13	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 C	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91	188	152	M 27	100	118	1,27	17,77
HE 220 C	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,7
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,9
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,46	9,318
HE 260 AA	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12

Таблица В.2а – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 260 C	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA	61,2	264	280	7	10	24	78	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,8
HE 300 C	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,74	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,81	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,67
HE 360 AA	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04

Таблица В.2а – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,73
HE 400 AA	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,11	13,6
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,28	8,195
HE 600 AA	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 × 337	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 × 399	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,45	6,137

Таблица В.2а – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 650 AA	138	620	300	12,5	16	27	175,8	588	534	M 27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69
HE 650 B	225	650	300	16	31	27	286,3	588	534	M 27	126	198	2,422	10,77
HE 650 M	293	668	305	21	40	27	373,7	588	534	M 27	132	200	2,468	8,411
HE 650 × 343	343	680	309	25	46	27	437,5	588	534	M 27	138	202	2,5	7,278
HE 650 × 407	407	696	314	29,5	54	27	518,8	588	534	M 27	142	206	2,543	6,243
HE 700 AA	150	670	300	13	17	27	190,9	636	582	M 27	122	198	2,468	16,46
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25
HE 700 B	241	700	300	17	32	27	306,4	636	582	M 27	126	198	2,52	10,48
HE 700 M	301	716	304	21	40	27	383	636	582	M 27	132	200	2,56	8,513
HE 700 × 352	352	728	308	25	46	27	448,6	636	582	M 27	138	200	2,592	7,359
HE 700 × 418	418	744	313	29,5	54	27	531,9	636	582	M 27	142	206	2,635	6,31
HE 800 AA	172	770	300	14	18	30	218,5	734	674	M 27	130	198	2,66	15,51
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03
HE 800 B	262	800	300	17,5	33	30	334,2	734	674	M 27	134	198	2,713	10,34
HE 800 M	317	814	303	21	40	30	404,3	734	674	M 27	138	198	2,746	8,655
HE 800 × 373	373	826	308	25	46	30	474,6	734	674	M 27	144	200	2,782	7,469
HE 800 × 444	444	842	313	30	54	30	566	734	674	M 27	148	206	2,824	6,357
HE 900 AA	198	870	300	15	20	30	252,2	830	770	M 27	130	198	2,858	14,44
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51
HE 900 B	291	900	300	18,5	35	30	371,3	830	770	M 27	134	198	2,911	9,99
HE 900 M	333	910	302	21	40	30	423,6	830	770	M 27	138	198	2,934	8,824
HE 900 × 391	391	922	307	25	46	30	497,7	830	770	M 27	144	200	2,97	7,604
HE 900 × 466	466	938	312	30	54	30	593,7	830	770	M 27	148	204	3,012	6,464

Таблица В.2а – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HE 1000 AA	222	970	300	16	21	30	282,2	928	868	M 27	132	198	3,056	13,8
HE 1000 × 249	249	980	300	16,5	26	30	316,8	928	868	M 27	134	194	3,08	12,37
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37
HE 1000 B	314	1000	300	19	36	30	400	928	868	M 27	134	198	3,11	9,905
HE 1000 M	349	1008	302	21	40	30	444,2	928	868	M 27	138	198	3,13	8,978
HE 1000 × 393	393	1016	303	24,4	43,9	30	500,2	928	868	M 27	142	198	3,14	8,01
HE 1000 × 415	415	1020	304	26	46	30	528,7	928	868	M 27	144	198	3,15	7,6
HE 1000 × 438	438	1026	305	26,9	49	30	556	928	868	M 27	146	198	3,17	7,25
HE 1000 × 494	494	1036	309	31	54	30	629,1	928	868	M 27	148	204	3,19	6,47
HE 1000 × 584	584	1056	314	36	64	30	743,7	928	868	M 27	154	208	3,24	5,56

Таблица В.2б – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE)

Обозначение		Справочные значения												классификация по СН РК EN 1993-1- 1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225: 2001
		ось у-у					ось z-z															
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	+	+	+

Таблица В.26 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,3	6,16	1	1	-	1	1	-	+		
HE100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,9	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	+		
HE120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	+		
HE140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120	54,33	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,5	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE160 B	42,6	2492	311,5	354	6,78	17,59	889,2	111,2	170	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	+		
HE160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,8	60,21	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 C	69,8	5543	583,5	675	7,89	27,3	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+

Таблица В.26 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	+		
HE200 M	103	10640	967,4	1135	9	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 240 AA	47,4	5835	521	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,1	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6	56,1	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,6	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,6	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,5	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	+		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,9	111,1	719	1728	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7	62,12	62,1	785,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	+		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,4	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,3	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185	1688	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	+		

Таблица В.26 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,4	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108	1512	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	+		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE340 A	105	27690	1678	1850	14,4	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	+	HI	HI
HE340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,9	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,7	42,17	5410	360,7	553	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	+	HI	HI
HE360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,6	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,3	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	+	+	+
HE400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189	2942	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI
HE400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,4	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,7	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,7	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE450 M	263	131500	5501	6331	19,8	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI

Таблица В.26 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

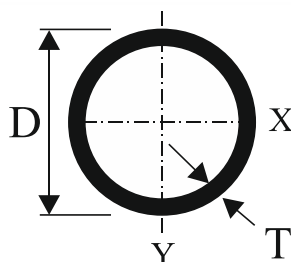
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE550 B	199	136700	4971	5591	23,2	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600×337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE600×399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,4	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567	1	1	3	4	4	4	+	+	+
HE650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE650 B	225	210600	6480	7320	27,12	122	13980	932,3	1441	6,99	109,6	739,2	13360	1	1	1	2	3	4	+	HI	HI
HE650 M	293	281700	8433	9657	27,45	159,7	18980	1245	1936	7,13	132,6	1579	18650	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE650×343	343	333700	9815	11350	27,62	189,6	22720	1470	2300	7,21	148,6	2442	22730	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650×407	407	405400	11650	13620	27,95	224,8	28020	1785	2803	7,35	169,1	3958	28710	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700 AA	150	142700	4260	4840	27,34	100,3	7673	511,5	799,7	6,34	78,63	195,2	8155	1	1	2	4	4	4	+	+	+
HE700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE700 B	241	256900	7340	8327	28,96	137,1	14440	962,7	1495	6,87	112,6	830,9	16060	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE700 M	301	329300	9198	10540	29,32	169,8	18800	1240	1929	7,01	132,6	1589	21400	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE700×352	352	389700	10710	12390	29,47	201,6	22510	1461	2293	7,08	148,6	2461	26050	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700×418	418	472500	12700	14840	29,8	239	27760	1774	2797	7,22	169,1	3989	32850	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE800 AA	172	208900	5426	6225	30,92	123,8	8134	542,2	856,6	6,1	85,15	256,8	11450	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

Таблица В.26 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
HE800 В	262	359100	8977	10230	32,78	161,8	14900	993,6	1553	6,68	118,6	946	21840	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE800 М	317	442600	10870	12490	33,09	194,3	18630	1230	1930	6,79	136,1	1646	27780	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE800×373	373	523900	12690	14700	33,23	230,3	22530	1463	2311	6,89	152,1	2554	34070	1	1	1	1	2	2	+	HI	
HE800×444	444	634500	15070	17640	33,48	276,5	27800	1776	2827	7,01	173,1	4180	42840	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE900 АА	198	301100	6923	7999	34,55	147,2	9041	602,8	957,7	5,99	90,15	334,9	16260	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE900 А	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,5	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE900 В	291	494100	10980	12580	36,48	188,8	15820	1050	1658	6,53	123,6	1137	29460	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE900 М	333	570400	12540	14440	36,7	214,4	18450	1220	1929	6,6	136,1	1671	34750	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE900×391	391	674300	14630	16990	36,81	254,3	22320	1454	2312	6,7	152,1	2597	42560	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HE900×466	466	814900	17380	20380	37,05	305,3	27560	1767	2832	6,81	173,1	4256	53400	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HE1000 АА	222	406500	8380	9777	37,95	172,2	9501	633,4	1016	5,8	93,15	403,4	21280	1	1	-	4	4	-	+		
HE1000×249	249	481100	9818	11350	38,97	180,7	11750	784	1245	6,09	103,6	584,4	26620	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 А	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 В	314	644700	12890	14860	40,15	212,5	16280	1085	1716	6,38	126,1	1254	37640	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 М	349	722300	14330	16570	40,32	235	18460	1222	1940	6,45	136,1	1701	43020	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE1000×393	393	807700	15900	18540	40,18	271,3	20500	1353	2168	6,4	147,3	2332	48080	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HE1000×415	415	853100	16728	19571	40,17	288,6	21710	1428	2298	6,41	153,1	2713	51080	1	1	1	2	3	4	+	HI	
HE1000×438	438	909200	17720	20750	40,43	299,9	23360	1531	2463	6,48	160	3190	55290	1	1	1	1	3	4	+	HI	
HE1000×494	494	1028000	19845	23413	40,42	344,5	26820	1736	2818	6,53	174,1	4433	64010	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HE1000×584	584	1246100	23600	28039	40,93	403,2	33430	2130	3475	6,7	199,1	7230	81240	1	1	1	1	1	2	+	HI	

Каталог стальных европейских труб

В.3 Круглые конструкционные трубы HS S355J2H и S235JRH



M = Вес

A = площадь поперечного сечения

A_u = площадь внешней поверхности

I = момент инерции

W = момент сопротивления сечения

W_p = пластический момент сопротивления

i = радиус вращения

I_v = модуль кручения

W_v = осевой момент сопротивления при кручении

Поперечные свойства определяются при использовании номинальных размеров D и T .

Теоретическая плотность = $7,85 \text{ кг/дм}^3$.

Таблица В.3 – Основные характеристики круглых труб

D мм	T мм	M кг/м	A $\text{мм}^2 \times 10^2$	A $\text{м}^2/\text{м}$	I $\text{мм}^4 \times 10^4$	W $\text{мм}^3 \times 10^3$	W $\text{мм}^3 \times 10^3$	i мм $\times 10$	I $\text{мм}^4 \times 10^4$	W $\text{мм}^3 \times 10^3$
26,9	2	1,23	1,56	0,085	1,22	0,91	1,24	0,88	2,44	1,81
26,9	2,5	1,5	1,92	0,085	1,44	1,07	1,49	0,87	2,88	2,14
26,9	2,6	1,56	1,98	0,085	1,48	1,1	1,54	0,86	2,96	2,2
33,7	2	1,56	1,99	0,106	2,51	1,49	2,01	1,12	5,02	2,98
33,7	2,5	1,92	2,45	0,106	3	1,78	2,44	1,11	6	3,56
33,7	2,6	1,99	2,54	0,106	3,09	1,84	2,52	1,1	6,19	3,67
33,7	3	2,27	2,89	0,106	3,44	2,04	2,84	1,09	6,88	4,08
33,7	3,2	2,41	3,07	0,106	3,6	2,14	2,99	1,08	7,21	4,28
42,4	2	1,99	2,54	0,133	5,19	2,45	3,27	1,43	10,38	4,9
42,4	2,5	2,46	3,13	0,133	6,26	2,95	3,99	1,41	12,52	5,91
42,4	2,6	2,55	3,25	0,133	6,46	3,05	4,12	1,41	12,93	6,1
42,4	2,9	2,82	3,6	0,133	7,06	3,33	4,53	1,4	14,11	6,66
42,4	3	2,91	3,71	0,133	7,25	3,42	4,67	1,4	14,49	6,84
42,4	3,2	3,09	3,94	0,133	7,62	3,59	4,93	1,39	15,24	7,19
42,4	4	3,79	4,83	0,133	8,99	4,24	5,92	1,36	17,98	8,48
48,3	2	2,28	2,91	0,152	7,81	3,23	4,29	1,64	15,62	6,47
48,3	2,5	2,82	3,6	0,152	9,46	3,92	5,25	1,62	18,92	7,83

Таблица В.3 – Основные характеристики круглых труб (продолжение)

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
48,3	2,6	2,93	3,73	0,152	9,78	4,05	5,44	1,62	19,55	8,1
48,3	3	3,35	4,27	0,152	11	4,55	6,17	1,61	22	9,11
48,3	3,2	3,56	4,53	0,152	11,59	4,8	6,52	1,6	23,17	9,59
48,3	4	4,37	5,57	0,152	13,77	5,7	7,87	1,57	27,54	11,4
60,3	2	2,88	3,66	0,189	15,58	5,17	6,8	2,06	31,16	10,34
60,3	2,5	3,56	4,54	0,189	18,99	6,3	8,36	2,05	37,99	12,6
60,3	2,9	4,11	5,23	0,189	21,59	7,16	9,56	2,03	43,18	14,32
60,3	3	4,24	5,4	0,189	22,22	7,37	9,86	2,03	44,45	14,74
60,3	3,2	4,51	5,74	0,189	23,47	7,78	10,44	2,02	46,94	15,57
60,3	4	5,55	7,07	0,189	28,17	9,34	12,7	2	56,35	18,69
60,3	5	6,82	8,69	0,189	33,48	11,1	15,33	1,96	66,95	22,21
76,1	2	3,65	4,66	0,239	31,98	8,4	10,98	2,62	63,96	16,81
76,1	2,5	4,54	5,78	0,239	39,19	10,3	13,55	2,6	78,37	20,6
76,1	2,9	5,24	6,67	0,239	44,74	11,76	15,55	2,59	89,48	23,52
76,1	3	5,41	6,89	0,239	46,1	12,11	16,04	2,59	92,19	24,23
76,1	4	7,11	9,06	0,239	59,06	15,52	20,81	2,55	118,11	31,04
76,1	5	8,77	11,17	0,239	70,92	18,64	25,32	2,52	141,84	37,28
76,1	6,3	10,8	13,81	0,239	84,82	22,29	30,78	2,48	169,64	44,58
88,9	2,5	5,33	6,79	0,279	63,37	14,26	18,67	3,06	126,75	28,51
88,9	3	6,36	8,1	0,279	74,76	16,82	22,15	3,04	149,53	33,64
88,9	3,2	6,76	8,62	0,279	79,21	17,82	23,51	3,03	158,41	35,64
88,9	4	8,38	10,67	0,279	96,34	21,67	28,85	3	192,68	43,35
88,9	5	10,4	13,18	0,279	116,37	26,18	35,24	2,97	232,75	52,36
88,9	6	12,3	15,63	0,279	134,94	30,36	41,31	2,94	269,88	60,72
88,9	6,3	12,8	16,35	0,279	140,24	31,55	43,07	2,93	280,47	63,1
101,6	2,5	6,11	7,78	0,319	95,61	18,82	24,56	3,5	191,22	37,64
101,6	3	7,29	9,29	0,319	113,04	22,25	29,17	3,49	226,07	44,5
101,6	3,6	8,7	11,08	0,319	133,24	26,23	34,59	3,47	266,47	52,46
101,6	4	9,63	12,26	0,319	146,28	28,8	38,12	3,45	292,57	57,59
101,6	5	11,9	15,17	0,319	177,47	34,93	46,7	3,42	354,94	69,87
101,6	6	14,2	18,02	0,319	206,68	40,68	54,91	3,39	413,35	81,37
101,6	6,3	14,8	18,86	0,319	215,07	42,34	57,3	3,38	430,13	84,67
108	2,5	6,5	8,29	0,339	115,35	21,36	27,83	3,73	230,69	42,72
108	3	7,77	9,9	0,339	136,49	25,28	33,08	3,71	272,98	50,55
108	3,6	9,27	11,81	0,339	161,06	29,83	39,25	3,69	322,11	59,65
108	4	10,3	13,07	0,339	176,95	32,77	43,29	3,68	353,91	65,54
108	5	12,7	16,18	0,339	215,06	39,83	53,09	3,65	430,12	79,65
108	6	15,1	19,23	0,339	250,91	46,46	62,5	3,61	501,81	92,93
108	6,3	15,8	20,13	0,339	261,23	48,38	65,24	3,6	522,46	96,75
114,3	2,5	6,89	8,78	0,359	137,26	24,02	31,25	3,95	274,52	48,03

Таблица В.3 – Основные характеристики круглых труб (продолжение)

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
114,3	3	8,23	10,49	0,359	162,55	28,44	37,17	3,94	325,1	56,88
114,3	3,6	9,83	12,52	0,359	191,98	33,59	44,13	3,92	383,97	67,19
114,3	4	10,9	13,86	0,359	211,07	36,93	48,69	3,9	422,13	73,86
114,3	5	13,5	17,17	0,359	256,92	44,96	59,77	3,87	513,84	89,91
114,3	6	16	20,41	0,359	300,21	52,53	70,45	3,83	600,42	105,06
114,3	6,3	16,8	21,38	0,359	312,71	54,72	73,57	3,82	625,43	109,44
127	2,5	7,68	9,78	0,399	189,53	29,85	38,76	4,4	379,06	59,7
127	3	9,17	11,69	0,399	224,75	35,39	46,14	4,39	449,5	70,79
127	4	12,1	15,46	0,399	292,61	46,08	60,54	4,35	585,23	92,16
127	5	15	19,16	0,399	357,14	56,24	74,46	4,32	714,28	112,48
127	6	17,9	22,81	0,399	418,44	65,9	87,92	4,28	836,88	131,79
127	6,3	18,8	23,89	0,399	436,22	68,7	91,86	4,27	872,44	137,39
133	2,5	8,05	10,25	0,418	218,27	32,82	42,58	4,61	436,54	65,64
133	3	9,62	12,25	0,418	258,97	38,94	50,71	4,6	517,93	77,88
133	4	12,7	16,21	0,418	337,53	50,76	66,59	4,56	675,05	101,51
133	5	15,8	20,11	0,418	412,4	62,02	81,96	4,53	824,81	124,03
133	6	18,8	23,94	0,418	483,72	72,74	96,85	4,5	967,43	145,48
133	6,3	19,7	25,08	0,418	504,43	75,85	101,22	4,49	1008,86	151,71
139,7	3	10,1	12,88	0,439	301,09	43,11	56,07	4,83	602,18	86,21
139,7	4	13,4	17,05	0,439	392,86	56,24	73,68	4,8	785,72	112,49
139,7	5	16,6	21,16	0,439	480,54	68,8	90,76	4,77	961,08	137,59
139,7	6	19,8	25,2	0,439	564,26	80,78	107,33	4,73	1128,52	161,56
139,7	6,3	20,7	26,4	0,439	588,62	84,27	112,2	4,72	1177,24	168,54
139,7	8	26	33,1	0,439	720,29	103,12	138,93	4,66	1440,58	206,24
139,7	10	32	40,75	0,439	861,89	123,39	168,55	4,6	1723,79	246,78
152,4	3	11,1	14,08	0,479	393,01	51,58	66,07	5,28	786,03	103,15
152,4	4	14,6	18,65	0,479	513,73	67,42	88,11	5,25	1027,46	134,84
152,4	5	18,2	23,15	0,479	629,54	82,62	108,68	5,21	1259,08	165,23
152,4	6	21,7	27,6	0,479	740,56	97,19	128,67	5,18	1481,13	194,37
152,4	6,3	22,7	28,92	0,479	772,96	101,44	134,56	5,17	1545,92	202,88
159	3	11,5	14,7	0,5	447,42	56,28	73,02	5,52	894,84	112,56
159	4	15,3	19,48	0,5	585,33	73,63	96,12	5,48	1170,67	147,25
159	5	19	24,19	0,5	717,88	90,3	118,62	5,45	1435,75	180,6
159	6	22,6	28,84	0,5	845,19	106,31	140,53	5,41	1690,37	212,63
159	6,3	23,7	30,22	0,5	882,38	110,99	146,98	5,4	1764,76	221,98
168,3	3	12,2	15,58	0,529	532,28	63,25	81,98	5,85	1064,57	126,51
168,3	3,2	13	16,6	0,529	565,74	67,23	87,24	5,84	1131,47	134,46
168,3	4	16,2	20,65	0,529	697,09	82,84	108	5,81	1394,18	165,68
168,3	4,5	18,2	23,16	0,529	777,22	92,36	120,77	5,79	1554,43	184,72

Таблица В.3 – Основные характеристики круглых труб (продолжение)

D мм	T мм	M кг/м	A мм ² ×10 ²	A м ² /м	I мм ⁴ × 10 ⁴	W мм ³ ×10 ³	W мм ³ ×10 ³	i мм×10	I мм ⁴ ×10 ⁴	W мм ³ ×10 ³
168,3	5	20,1	25,65	0,529	855,85	101,7	133,38	5,78	1711,69	203,41
168,3	6	24	30,59	0,529	1008,69	119,87	158,12	5,74	2017,39	239,74
168,3	6,3	25,2	32,06	0,529	1053,42	125,18	165,42	5,73	2106,84	250,37
168,3	8	31,6	40,29	0,529	1297,27	154,16	205,74	5,67	2594,54	308,32
168,3	10	39	49,73	0,529	1563,98	185,86	250,92	5,61	3127,97	371,71
193,7	4	18,7	23,84	0,609	1072,79	110,77	143,97	6,71	2145,58	221,54
193,7	5	23,3	29,64	0,609	1320,23	136,32	178,08	6,67	2640,46	272,63
193,7	6	27,8	35,38	0,609	1559,72	161,05	211,46	6,64	3119,45	322,09
193,7	6,3	29,1	37,09	0,609	1630,05	168,31	221,33	6,63	3260,09	336,61
193,7	8	36,6	46,67	0,609	2015,54	208,11	276,05	6,57	4031,07	416,22
193,7	10	45,3	57,71	0,609	2441,59	252,1	337,79	6,5	4883,18	504,2
193,7	12,5	55,9	71,16	0,609	2934,31	302,97	411,07	6,42	5868,62	605,95
219,1	4	21,2	27,03	0,688	1563,84	142,75	185,09	7,61	3127,67	285,5
219,1	4,5	23,8	30,34	0,688	1747,24	159,49	207,27	7,59	3494,48	318,98
219,1	5	26,4	33,63	0,688	1928,04	176	229,24	7,57	3856,08	351,99
219,1	6	31,5	40,17	0,688	2281,95	208,3	272,54	7,54	4563,89	416,6
219,1	6,3	33,1	42,12	0,688	2386,14	217,81	285,37	7,53	4772,28	435,63
219,1	8	41,7	53,06	0,688	2959,63	270,16	356,68	7,47	5919,26	540,33
219,1	10	51,6	65,69	0,688	3598,44	328,47	437,56	7,4	7196,88	656,95
219,1	12,5	63,7	81,13	0,688	4344,58	396,58	534,2	7,32	8689,16	793,17
244,5	6	35,29	44,96	0,768	3198,53	261,64	341,37	8,43	6397,07	523,28
244,5	8	46,66	59,44	0,768	4160,45	340,32	447,63	8,37	8320,89	680,65
244,5	10	57,83	73,67	0,768	5073,15	414,98	550,24	8,3	10 146,29	829,96
244,5	12,5	71,52	91,11	0,768	6147,42	502,86	673,45	8,21	12 294,83	1005,71
273	4	26,5	33,8	0,858	3058,25	224,05	289,47	9,51	6116,5	448,09
273	5	33,1	42,1	0,858	3780,81	276,98	359,16	9,48	7561,63	553,97
273	6	39,5	50,33	0,858	4487,08	328,72	427,81	9,44	8974,17	657,45
273	6,3	41,4	52,79	0,858	4695,82	344,02	448,2	9,43	9391,64	688,03
273	8	52,3	66,6	0,858	5851,71	428,7	561,97	9,37	11 703,43	857,39
273	10	64,9	82,62	0,858	7154,09	524,11	692,02	9,31	14 308,18	1048,22
273	12,5	80,3	102,3	0,858	8697,45	637,18	848,9	9,22	17 394,90	1274,35
323,9	4	31,6	40,2	1,018	5143,16	317,58	409,37	11,31	10 286,33	635,15
323,9	5	39,3	50,09	1,018	6369,42	393,3	508,53	11,28	12 738,85	786,59
323,9	6	47	59,92	1,018	7572,47	467,58	606,43	11,24	15 144,93	935,16
323,9	6,3	49,3	62,86	1,018	7928,9	489,59	635,56	11,23	15 857,79	979,18
323,9	8	62,3	79,39	1,018	99 10,08	611,92	798,51	11,17	19 820,16	12 23,84
323,9	10	77,4	98,61	1,018	12 158,34	750,75	985,67	11,1	24 316,68	1501,49
323,9	12,5	96	122,29	1,018	14 846,53	916,74	1212,78	11,02	29 693,05	1833,47

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Мосалков И.Л., Плюсния Г.Ф., Фролов А.Ю. Огнестойкость строительных конструкций. М.: Спецтехника, 2001.
2. Собурь С.В. Огнезащита строительных материалов и конструкций. М.: Спецтехника, 1999.
3. Budownictwo ogolne. Fizyka Budowli. T.2 Arkady, Warszawa, 2005 (Общее строительство. Строительная физика. Том 2. Издательство Аркады, Варшава 2005).
4. Kucharczuk W., Labocha S. Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynkow. Arkady. Warszawa, –2007 (Сталобетонные конструкции зданий. Издательство Аркады. Варшава, 2007).
5. Kosiorek M., Wozniak G. Projektowanie elementow zelbetowych i murowych z uwagi na odpornosc ogniowa. ITB, Warszawa 2002 (Проектирование железобетонных и каменных конструкций с учетом огнестойкости. Издательство ИТБ, Варшава 2002).
6. JOHNSON, R.P. and ANDERSON, D. Designers Guide to BS EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1 General rules and rules for buildings, Thomas Telford (Руководство по проектированию стальных и железобетонных конструкций. Часть 1.1 Общие правила и правила для зданий. Издательство Thomas Telford) 2004 – Англия.
7. SIMMS, W.I., KIRBY, B.R., BAILEY, C.G. and BURGESS, I.W. Steel building design: Fire resistance design. The Steel Construction Institute (Проектирование стальных конструкций: определение огнестойкости. Институт стальных конструкций) , 2008 – Англия.
8. Jonson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Издательство Blackwell Publishing, USA (Композитные конструкции из стали и бетона), 2004 – США.
9. Gajanan M. Sabnis. Handbook of Composite Construction Engineering. New York 2003 (Справочник по композитным инженерным конструкциям. Нью-Йорк, -2003).
10. Structural Steelwork Eurocodes. Development of Transnational Approach (Стальные конструкции в свете Еврокодов. Транснациональный подход). 2001 – Бельгия.
11. Starosolski W. Железобетонные конструкции в соответствии с Еврокодом 2 и связанных норм (Konstrukcje zelbetowe wedlug Eurokodu 2 i norm zwiazanych). PWN. Warszawa 2011 – Польша.
12. Petterson O. The connection between a real fire exposure and the heating conditions according to standart fire resistance tests. European Convention for Constructional Steelwork. Chaptes 2. СЕСМ-III-74-2Е (Связь между реальным пожаром и теплотехническими условиями с стандартными испытаниями на огнестойкость. Европейская конвенция стальных конструкций. Часть 2. СЕСМ-III-74-2Е) 2010 Брюссель – Бельгия.
13. Reckham J.W., Couchman G.H., Hicks S.J. Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction. The Metall Cladding & Roofing Manufactures Association (Композитные плиты и балки с применением стальной опалубки: передовой опыт расчета и проектирования), Кембридж, 2009 – Англия.
14. Marios C. Phocas. Tragwerke fur den Hochhausbau. Erbst & Sohn. Berlin (Несущие балки для высотного жилищного строительства. Издательство Erbst & Sohn. Берлин).

15. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №8/2006 (Строительство из стали. Издательство архитектуры и технической науки. Берлин. №8/2006).

16. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №3/2011 (Строительство из стали. Издательство архитектуры и технической науки. Берлин. №3/2011).

17. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №8/2005 (Строительство из стали. Издательство архитектуры и технической науки. Берлин. №8/2005).

18. Stahlbau. Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №5/2004 (Строительство из стали. Издательство архитектуры и технической науки. Берлин. №5/2004).

19. Программный комплекс ABAQUS ([www. 3ds.com](http://www.3ds.com)).

20. www.kssc.or.kr.

21. www.spannverbund.de.

22. www.ruukki.com.

23. [www. uni-stuttgart.de/ke](http://www.uni-stuttgart.de/ke).

24. ГОСТ 24045-94 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.

УДК 624.012.35.04:614.841.332(083.74) МКС 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, огнестойкость, предел огнестойкости, предельное состояние по огнестойкости, пожар, воздействие пожара, характеристики материалов, табличные данные, теплотехнический расчет, статический расчет

ҚР НТҚ-04-01-2.1-2013
НТП РК-04-01-2.1-2013

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 04-01-02.1-2013

**БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.
ӨРТКЕ ТӨЗІМДІЛІКТІ АНЫҚТАУДЫҢ ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕРІ**

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 04-01-02.1-2013

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ. ОБЩИЕ ПРАВИЛА ОПРЕДЕЛЕНИЯ
ОГНЕСТОЙКОСТИ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная