

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**

**КӨП ҚАБАТТЫҚ, ТАС ҚОРШАУ
КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ
ЕСЕПТЕУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КАМЕННЫХ
МНОГОСЛОЙНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ**

**ҚР НТҚ 06-01-1.1-2013
НТП РК 06-01-1.1-2013**

**Ресми басылым
Издание официальное**

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

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

ПРЕДИСЛОВИЕ

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

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

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

МАЗМҰНЫ

Кіріспе	V
1 Қолданылу саласы.....	1
2 Нормативтік сілтемелер.....	3
3 Терминдер мен анықтамалар	4
4 Белгілеулер мен қысқартулар	6
5 Негізгі ережелер	8
5.1 Тасты беткі қабаты бар сыртқы қабырғалардың жалпы сипаттамасы	8
5.2 Қалқалы желдетілетін қасбеті бар қабырғалардың жалпы сипаттамасы	13
6 Материалдар	15
6.1 Құрылыс тастары мен блоктар.....	15
6.2 Қалау ерітінділері.....	17
6.3 Тас қалау	17
6.4 Тас қалаудың қосымша элементтері	20
6.5 Асылмалы қасбеттерінің металл элементтері	20
6.6 Жылу оқшаулағыш материалдар	22
7 Беткі тас қабаты бар қабырғалардың конструктивті шешімдері.....	25
7.1 Тас қабырғаларды жалғау.....	25
7.2 Қабырғаларды аражабындармен және жабындармен түйіндістіру	32
7.3 Қабырғаларды іргетастармен түйіндістіру	33
7.4 Қабырғалардың қиылысуы.....	34
7.5 Терезе және есік ойықтары	34
7.6 Деформациялық жіктер	35
8 Тасты қаптама қабаты бар көп қабатты қабырғаларды есептеу.....	40
8.1 Жалпы ережелер.....	40
8.2 Тік жүктемелерге әсер етуді есептеу.....	41
8.3 Көлденең жүктемелердің әсерін есептеу	51
8.4 Температура әсерлерінен туындаған деформациясынан беткі қабатты есептеу	59
8.5 Анкер байланыстарын есептеу	62
8.6 Тірек кронштейндерін есептеу.....	64
9 Аспалы желдетілетін қасбеттердің конструктивті шешімдері.....	66
9.1 Қаптама асты қаңқасы	66
9.2 Консольдер.....	67
9.3 Қаптама	67
10 Аспалы желдетілетін қасбеттерді есептеу	67
10.1 Қапталған қаңқаны есептеу.....	67
10.2 Консольдерді есептеу.....	69
11 Жұмыстарды өндіру ережелер.....	71
11.1 Беткі тас қабаты бар қабырғалары	71
11.2 Аспалы желдетілетін қасбеті бар қабырғалар	74
А-қосымшасы (ақпараттық) Беткі тасты қабаты бар қабырғалардың конструктивті шешімдері	76
Б-қосымшасы (ақпараттық) Аспалы желдетілетін қасбеттердің конструктивті шешімдері	110

Библиография	120
--------------------	-----

КІРІСПЕ

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

Осы нормативтік-техникалық Құралда келтірілген:

– ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Арматураланған және арматураланбаған тас конструкцияларына арналған жалпы ережелер, 1-5-тарауларында келтірілген тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды жобалау және есептеу қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 Жобалау шешімдері, материалдарды таңдау және тас конструкцияларын жасау 1-5-тарауларында келтірілген тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды жобалау және есептеу қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 Арматураланбаған тас конструкцияларына ықшамдалған есеп әдістері, 1-5-тарауларында келтірілген тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды жобалау және есептеу қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011 Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережелері, 2-5-тарауларында мазмұндалған қағидалар мен ережелерді дамытатын ережелер;

– Жобалау тәжірибесіндегі ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011, 2-5-тарауларындағы ережелерді суреттерімен қолданылатын мысалдары.

Осы нормативтік-техникалық Құралды әзірлеген кезде ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 ережелерінен басқа:

– ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Ұлттық қосымша ережелері;

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

– ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 Болат конструкциялар;

– ҚР ҚН EN 1993-1-3:2006/2011 Болат конструкциялар. Суықтай қалыпталған элементтер және пішінделген табақтарға арналған қосымша ережелер;

– ҚР ҚН EN 1999-1-1:2005/2011 Алюминий конструкциялар;

– тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды жобалау саласында мамандандырылған шетелдік ұйымдардың орындаған зерттеулер мен жобалық шешімдерінің қабылданған нәтижелері.

Осы құжатта тасты көп қабатты қоршау конструкцияларына қойылатын эксплуатациялық талаптар, қолданылатын материалдардың сипаттамалары, сонымен қатар тасты көп қабатты қоршау конструкцияларын есептеу және құрастыру әдістері келтірілген.

Әзірленген құрал ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 келтірілген талаптарды қолдану жөніндегі тәжірибелік құжат және тасты көп қабатты қоршау конструкцияларын 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
КӨП ҚАБАТТЫҚ, ТАС ҚОРШАУ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ
ЕСЕПТЕУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КАМЕННЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ
ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 «Тас конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлімі. Арматураланған және арматураланбаған тас конструкцияларға арналған жалпы ережелер» ережелерін жетілдіру үшін құрастырылған және тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды жобалау кезінде қолдануға арналған.

1.2 Осы нормативтік-техникалық құрал «Тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды есептеу және жобалау» ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 келесі бөлімдерінде келтірілген қағидалар мен ережелерден тұрады және жетілдіреді:

- 1-бөлім «Жалпы ережелер»;
- 2-бөлім «Негізгі қағидалар мен ережелер»;
- 3-бөлім «Материалдар»;
- 4-бөлім «Есептеулерді жүргізу әдістемесі»;
- 5-бөлім «Конструкциялау».

1.3 ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 келтірілген қағидалар мен ережелер жалпы және арнайы болып бөлінеді.

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 1-5-тарауларында және осы нормативтік-техникалық құралда келтірілген қағидалар мен ережелер тас конструкциялары және олардың конструктивті элементтері үшін орталық болып табылады. Сонымен қатар құралда ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 арматураланған тас конструкцияларды жобалау және есептеу бөліміндегі негізгі ережелерге қатысты, сонымен қатар тас конструкцияларында материалдарға және көп қабатты қабырғаларға қойылатын талаптарды қолдану жөніндегі EN сериясының бір қатар стандарттарына қатысты түсіндірмелер беріледі.

Жалпы қағидалар мен ережелерді толықтыратын тасты көп қабатты қоршау конструкцияларды жобалаудың арнайы қағидалар мен ережелері:

– ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 1,2,3,4,5-тарауларында және көрсетілген тарауларға тиісті құралдарда келтірілген.

1.4 Осы құжаттың мақсаты тас көп қабатты қоршау конструкцияларын жобалау бойынша ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 қағидалары мен ережелерін түсіндіру болып табылады.

1.5 Осы нормативтік-техникалық Құрал:

– жобалық құжаттамаға тапсырыс берушілердің (мысалы, тасты көп қабатты қоршау конструкциялары бар ғимараттар инвесторларының);

- тас конструкцияларды жобалауды жүзеге асыратын мамандардың;
- тас конструкцияларды жобалау және құрылысы сапасын бақылауды жүзеге асыратын мамандардың;
- тиісті әкімшілік органдардың қолдануына арналған.

1.6 Оларға қойылатын талаптары тиісті нормативтерді әзірленгенге дейін ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 ескерілмеген тас 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 құжаттардың тек көрсетілген баспасы ғана қолданылады, мерзімі көрсетілмеген сілтемелер үшін сілтеме құжатының соңғы баспасын 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 Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері.

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

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлімі. Арматураланған және арматураланбаған тас конструкцияларға арналған жалпы ережелер.

ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлімі. Өртке төзімділікті анықтаудың жалпы ережелері.

ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 Тас конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Жобалау шешімдер, материалдарды таңдау және тас конструкцияларын жасау.

ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 3-бөлім. Арматураланбаған тас конструкцияларға арналған арналған есептеудің жеңілдетілген әдістері.

ҚР СТ EN 771-1-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 1-бөлім. Саз кірпіштер.

ҚР СТ EN 771-2-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 2-бөлім. Силикатты құрылыс блоктары.

ҚР СТ EN 771-3-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 3-бөлім. Бетоннан жасалған (тығыз және кеуекті толтырғыштарда) құрылыс блоктары.

ҚР СТ EN 771-4-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 4-бөлім. Автоклавты ұяшықты бетоннан жасалған құрылыс блоктары.

ҚР СТ EN 771-5-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 5-бөлім. Бетонды құрылыс блоктар.

ҚР СТ EN 771-6-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 6-бөлім. Табиғи тастан жасалған блоктар.

ҚР СТ EN 845-1-2011 Таспен қалаудың қосымша құрылыс элементтеріне қойылатын талаптар. 1-бөлім. Қалаудың анкерлік байланыстары, тартқыш қапсырма шегелер, кронштейндер және ұстағыштар.

ҚР СТ EN 845-2-2011 Таспен қалаудың қосымша құрылыс элементтеріне қойылатын талаптар. 2-бөлім. Маңдайшалар.

ҚР СТ EN 845-3-2011 Таспен қалаудың қосымша құрылыс элементтеріне қойылатын талаптар. 3-бөлім. Қалаудың көлденең жігін металл тормен арматуралау.

ҚР СТ EN 998-2-2011 Таспен қалауға арналған құрылыс ерітіндісіне қойылатын талаптар. 2-бөлім. Қалау ерітіндісі.

ҚР СТ EN 10149-2-2012 Қысыммен суықтай өңдеуге арналған жоғары аққыштық шекті болаттан дайындалған ыстықтай жаймаланған тегіс бұйымдар. 2-бөлім. Термомеханикалық өңдеуге ұшыраған жаймаланған болатты жеткізу шарттары.

ҚР СТ EN 10149-3-2012 Суықтай қалыптау үшін жоғары аққыштық шекті болаттан дайындалған тегіс ыстықтай жаймаланған прокат. 3-бөлім. Жүйеленген немесе жүйеленген жаймаланған болатты жеткізу шарты.

ҚР СТ EN 10268-2011 Суықтай деформациялауға арналған жоғары аққыштық шегімен болаттан суықтай жаймаланған тегіс прокат. Техникалық жеткізу шарттары.

ҚР СТ ISO 4997-2012 Көміртекті конструкциялық болаттан жасалған суықтай созылған табак.

EN 846-10* Methods of test for ancillary components for masonry. Part 10. Determination of load capacity and load deflection characteristics of brackets (Тас қалаудың көмекші элементтерін сынау әдістері. 10-бөлім. Кронштейндердің күш әсерінен көтергіштік қабілеттілігін және иілуін анықтау).

EN 1015-11* Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (Тас қалауына арналған құрылыс ерітінділері. Сынау әдістері. 11-бөлім. Қатып қалған құрылыс ерітіндісін иілу және сығу кезіндегі беріктілік шегін анықтау).

EN 1052-1* Methods of test for masonry. Determination of compressive strength (Тас қалауын сынау әдістері. 1-бөлім. Сығуға беріктікті анықтау).

EN 10346** Continuously hot-dip coated steel flat products. Technical delivery conditions. (Үздіксіз ыстықтай батыру арқылы алынған жабыны бар болат жалпақ бұйымдар. Техникалық жеткізу шарты).

DIN 1053-1* Masonry - Part 1: Design and construction (Кірпіш қалаулар. 1-бөлім. Есептеу және орындау).

ЕСКЕРТПЕ Осы нормативтік-техникалық Құралды қолданған кезде жыл сайын шығарылатын ағымдағы жылға күйі бойынша ақпараттық «Қазақстан Республикасының аумағындағы сәулет, қалақұрылысы және құрылысы саласындағы қолданыстағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілер тізімінің», «Қазақстан Республикасының

стандарттау бойынша нормативтік құжаттардың көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша сілтеме құжаттардың әрекет етуін мақсатты түрде тексеру. Егер

* ҚР СТ 1.9 сәйкес қолданылады

** EN 10292:2007, EN 10326:2004, EN 10327:2004 орнына қолданыста

сілтеме құжаты ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативтерді пайдаланған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтеме құжаты ауыстырылмай өзгертілген болса, онда сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлімде қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативтік-техникалық құралда ҚР ҚН EN 1996–1–2:2005/2011 бойынша терминдер, сонымен қатар тиісті анықтамалары бар келесі терминдер қолданылады:

3.1 Тас қалауы (Masonry): Белгілі бір тәртіпте төселетін және ерітіндіні қолданумен жалғанған тастардан (блоктардан) тұратын конструкция.

3.2 Арматураланбаған тас қалауы (unreinforced masonry): Арматурасыз немесе арматураланған тас конструкцияларды есептеу кезінде белгіленген мөлшерден төмен мөлшерде арматура қосылған қалау.

3.3 Арматураланған тас қалауы (reinforced masonry): Олардың өзара әрекеті арқасында арматураланған тас конструкцияның барлық материалдары бірлесе жұмыс істейтін және әртүрлі әсерлерге кедергі тудыратын, ерітіндіге немесе бетонға бекітілген шыбықтар немесе торлардан тұратын қалау.

3.4 Алдын ала кернеулеген тас қалауы (prestressed masonry): Алдын ала кернеуленген арматураның көмегімен біркелкі ішкі сығылатын кернеу туындайтын қалау.

3.5 Тас қалауды байлау (masonry bond): Қалауда тастардың (блоктардың) өзара әрекеттесуге қол жеткізу мақсатында белгілі ережелер бойынша тұрақты ретпен орналасуы.

3.6 Нормативтік (сипаттамалық) беріктік (characteristic strength of masonry): Берілген ықтималдықтағы болжамды шектеусіз бас жиынтықта одан төмен тек сынақ нәтижелерінің 5 % ғана болуы мүмкін тас қалауы беріктігінің мәні. Бұл мән материалдың немесе қалаудың белгілі көрсеткіштері сынақтарының қабылданған статистикалық бөліну фрактилінің 5% сәйкес келеді. Жеке жағдайларда нормативтік беріктік ретінде номиналды беріктік алынады.

3.7 Тас қалаудың сығу беріктігі (compressive strength of masonry): Сынақтар кезінде, бойлық иілу және жүктеме эксцентриситеті болмаған жағдайда ол арқылы қалаудың стандартты элементіне жүктеме түсірілетін плитаның әсерін ескермеген жағдайдағы тас қалаудағы орталық сығуға беріктігі.

3.8 Тас қалаудың қию (жылжу) беріктігі (shear strength of masonry): Тас қалаудың қиылу (жылжу) күш салу әсері кезіндегі беріктігі.

3.9 Тас қалаудың иілу кезіндегі созылу беріктігі (flexural strength of masonry): Тас қалаудың таза иілу кезіндегі созылуға беріктігі (иілу моменті).

3.10 Қалаудың ілінісуінің адгезиялық беріктігі (адгезия) (adhesion): Ерітінді мен тастардан немесе блоктардан жасалған қалаудың түйіспе бетінің арасында туындайтын созылу немесе сығылу (жылжу) кедергісі.

3.11 Тас (блок) (masonry unit): Тас қалауда қолдануға арналған алдын ала өндірілген элемент.

3.12 Тастар (блоктар) 1, 2, 3 және 4-тобы (groups 1, 2, 3 and 4 masonry units): Тастар (блоктар) тобын қуыстардың пайыздық үлесі және төсегеннен кейінгі құрылыс блоктарындағы олардың орны (3.1.1(3), 3.1.1(4) және ҚР ҚН EN 1996-1-1 3.1-кестесін қараңыз) бойынша белгілеу.

3.13 Қуыс (hole): Тас (блок) арқылы түгел немесе жартылай өтетін тастағы (блоктағы) бос кеңістік.

3.14 Қармауға арналған ойық (griphole): Қармауға және бір немесе екі қолмен немесе аспаптың көмегімен көтеруге арналған тастағы (блоктағы) ойық.

3.15 Тастың (блоқтың) ішкі қабырғасы (web): Тастың (блоқтың) қуыстары арасындағы тас (блок) материалынан жасалған бөлетін қабырға.

3.16 Тастың (блоқтың) сыртқы қабырғасы (shell): Тастың (блоқтың) қуыстары арасындағы тас (блок) материалынан және оның сыртқы бетінен жасалған бөлетін қабырға.

3.17 Тастардың (блоктардың) сығу беріктігі (compressive strength of masonry units): Тастардың (блоктардың) белгіленген мөлшерін сығудағы беріктігі (EN 771-1 – EN 771-6 қараңыз).

3.18 Қалау ерітіндісі (masonry mortar): Бір немесе бірнеше бейорганикалық тұтқыштардан, толтырғыштардан және судан, қажеттілігіне қарай қалаудың көлденең, тік қалауларда және бойлық жіктері үшін, жіктерді тегістеу және түптеу үшін қолданылатын қоспалар және/немесе толтырғыштардан тұратын қоспа.

3.19 Жалпыға арналған ерітінді (general purpose masonry mortar): Ерекше қасиеттері жоқ ерітінді.

3.20 Жарамдылықты бағалау жөніндегі қалау ерітіндісі (designed masonry mortar): Дайындаушы ерітіндінің белгілі қасиеттеріне қол жеткізетіндей етіп дайындау құрамын және технологиясын таңдайтын ерітінді (жарамдылықты бағалау жөніндегі шешім).

3.21 Болат арматура (reinforcing steel): Созылу және сығылу күштерін қабылдауға арналған тас конструкцияларда қолданылатын болат арматурадан жасалған сызықты созылған элементтер.

3.22 Көлденең жіктерді арматуралауға арналған арматуралық торлар (арматуралық бұйымдар) (bed joint reinforcement): Қалаудың көлденең жіктеріне төселетін арматура сымнан жасалған торлар, жазық арматуралық қаңқалар.

3.23 Гидрооқшаулағыш қабат (damp proof course): Судың енуіне қарсы әрекет үшін қалауда жасалатын гидрооқшаулағыш материалдан, тас қалау элементтерінің және басқа материалдардан жасалған қабат.

3.24 Тас қалаудың байланысы (байланыс құрылғысы) (wall tie): Екі қабатты тас қалау қабаттарын жалғауға немесе көтергіш қабырғасы немесе қаңқасы бар бір (соның ішінде қапталған) қабатты жалғауға арналған тас қалауының элементі, болат шыбық, арматуралық бұйым, полимерлі материалдардан жасалған бұйым.

3.25 Анкер (анкерлік құрылғы), тартқыш (strap): Аражабындар немесе жабын конструкцияларымен тас қалауы элементтерін (қабырғалар, бағандар) жалғауға арналған құрылғы.

3.26 Көтергіш қабырға (loadbearing wall): Сығылу кернеулеріне ұшырайтын және тік (мысалы, жабудың уақытша жүктемелері), сондай-ақ көлденең (мысалы, жел) жүктемелерді қабылдауға арналған қабырға.

3.27 Көтергіш емес қабырға (non-loadbearing wall): Тек өз салмағымен ғана жүктелген және көтергіш қабырғаларды байланыстыру үшін қолданылмайтын қабырға. Ғимараттың көтергіш көлденең жүктемелерін тең дәрежеде қабырғаларға, сондай-ақ үстіңгі жабындарға жіберу үшін қолданылады.

3.28 Бір қабатты қабырға (single-leaf wall): Аралық кеңістігі жоқ немесе оның жазықтығындағы тесіксіз тік жіктері жоқ қабырға

3.29 Ауа саңылаусыз қос қабатты қабырға (double-leaf wall): Түгел ерітіндімен толтырылған тік жіктері бар екі параллель қабаттан тұратын, жүктемедегі екі қабаттың өзара әсерін қамтамасыз ететін байланыстармен (анкерлермен) жалғанған қабырға.

3.30 Ауа саңылаулы қос қабатты қабырға (cavity wall): Бос аралық кеңістігі бар, екі параллель бір қабатты қабырғадан тұратын қабырға

3.31 Бір қабатты қаптаманы қалау (faced wall): екі қалау да жүктемемен өзара әрекет ететіндей етіп қабырғаның ішкі қабатын қалау арқылы байлауға қойылған қаптама тастардан (блоктардан) жасалған қалау.

3.32 Қаптама (сәндеу) қабаты бар қос қабатты қабырға (veneer wall): Қаптама қабатын иілгіш байланыстардағы қабырғаның көтергіш қабатына бекітетін тастардан (басқа қаптама материалдары) дайындалған қаптама (декоративтік) қабаты бар қос қабатты қабырға. Қаптама қабаты қабырғаға әсер ететін жүктемені қабылдамайды.

3.33 Деформациялық жік (movement joint): Қалау жазықтығындағы еркін жылжуына мүмкіндік беретін жік.

4 БЕЛГІЛЕУЛЕР МЕН ҚЫСҚАРТУЛАР

Осы құралда ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 бойынша белгілеулер, сонымен қатар келесі белгілеулер қолданылды:

Латын әріптері

A – қабырғаның көлденең қимасының жалпы ауданы;

A_s – сығылған немесе созылған бойлық арматураның көлденең қимасының ауданы;
– ені (көлденең қимасының ені);

d – көлденең қиманың жұмыстық биіктігі;

e_{he} – көлденең жүктемелерден қабырға жоғарғы бөлігіндегі немесе негізіндегі эксцентриситет;

e_i – қабырғаның жоғарғы бөлігіндегі немесе негізіндегі нәтижелеуші (жалпы есептік) эксцентриситет;

e_{init} – бастапқы (кездейсоқ) эксцентриситет;

E – тас қалаудың қысқа мерзімді серпімділік модулі қиюшы модуль ретінде;

$E_{longterm}$ – жүктеменің ұзақ әсері кезінде тас қалаудың серпімділік модулі;

E_n – элемент конструкциясының серпімділік модулі n ;

f_b – жүктеме бағытында тастың келтірілген (қалыпқа түсірілген) сығылу кедергісі;

f_d – тас қалаудың сығылуға есептік кедергісі;

f_k – тас қалаудың сығылуға нормативтік кедергісі;

f_m – қалау ерітіндісінің сығылу беріктігі;

f_{xd} – иілудің тиісті бағытында иілу кезінде созылуға есептік кедергі;

f_{xd1} – көлденең жікке параллель жазықтықта (байланбаған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі есептік созылу кедергісі;

$f_{xd1,app}$ – көлденең жікке параллель жазықтықта (байланбаған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі тас қалаудың созылуға жоғары есептік кедергісі;

- f_{xk1} – көлденең жікке параллель жазықтықта (байланбаған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі нормативтік созылу кедергісі;
- f_{xd2} – көлденең жікке перпендикуляр жазықтықта (байланған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі есептік созылу кедергісі;
- $f_{xd2,app}$ – көлденең жікке перпендикуляр жазықтықта (байланған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі жоғары есептік созылу кедергісі;
- f_{xk2} – көлденең жікке перпендикуляр жазықтықта (байланған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі нормативтік созылу кедергісі;
- F_d – сығылу және созылу кезінде анкер (байланысқан құрылғы) беріктігінің есептік мәні;
- G – тас қалауының жылжу модулі;
- h – қабат бойымен көрінетін биіктік;
- h_i – қабат бойымен көрінетін биіктік i ;
- h_{ef} – қабырғаның есептік (тиімді) биіктігі;
- I_j – конструкция элементінің инерция моменті j ;
- K – тас қалаудың сығылу кедергісін есептеуде қолданылатын коэффициент;
- l – қабырға бөлігінің ұзындығы (көлденең қабырғалар арасында, көлденең қабырға және қуыс арасында немесе қуыстар арасында);
- M_{Rd} – иілген кездегі қима беріктігі;
- M_{Ed} – қолданыстағы иілу моментінің есептік мәні;
- M_{Edu} – аражабын үстіңдегі иілу моментінің есептік мәні;
- M_{Edf} – аражабын астындағы иілу моментінің есептік мәні;
- n – қабаттар саны;
- n_i – шыбық қаттылығының коэффициенті;
- n_t – қабырғаның 1 м^2 ауданына байланыстар немесе жалғаулар саны;
- n_{tmin} – қабырғаның 1 м^2 ауданына байланыстардың немесе жалғаулардың минималды саны;
- N_{id} – қабырғаның жоғарғы бөлігіне немесе негізіне түсетін тік жүктеменің есептік мәні;
- N_{md} – биіктігі бойынша ортасында қолданылатын тік жүктеменің есептік мәні;
- N_{Rd} – бойлық күштің әсерінен қалаудан жасалған қабырға немесе бағананың есептік қимасының беріктігі;
- N_{Ed} – қолданыстағы тік жүктеменің есептік мәні;
- N_{Edf} – тірек ауданы бойынша аражабыннан түсетін жүктеменің есептік мәні;
- t – қабырға қалыңдығы;
- t_i – i -ші қабырға қалыңдығы ;
- t_{min} – қабырғаның минималды қалыңдығы;
- t_{ef} – қабырғаның тиімді қалыңдығы;
- w_i – біркелкі бөлінген i жүктеме шамасының есептік мәні;
- W_{Ed} – аудан бірлігіне түсетін көлденең жүктеме шамасының есептік мәні;
- x – қиманың сығылған аймағының биіктігі;
- z – иілу моменті немесе орталықтан тыс сығу әсері кезінде арматураланған тас элементі қимасындағы күштердің ішкі жұбының иіні;
- Z – қабырғаның ұзындық немесе биіктік бірлігіне қима кедергісінің серпімділік модулі.

Грек әріптері

α – тас қалаудың сызықтық температуралық деформацияларының коэффициенті;
 $\alpha_{1,2}$ – иілу моментінің коэффициенті;
 β – жапырылуға (жергілікті сығылу) есептеген кездегі бет бөлігіне жүктемелер кезіндегі жоғарлаушы коэффициент;
 χ – арматураланған қабырғаларды кесу (жылжыту) кезіндегі қалау беріктігінің жоғарлаушы коэффициенті;
 σ – тастардың (блоктардың) сығылуға нормаланған орташа беріктігін анықтау үшін қолданылатын пішін коэффициенті;
 ε_{mu} – тас қалаудың сығылу кезіндегі салыстырмалы деформациясының шекті мәні;
 ε_{sy} – арматуралық болаттың аққыштық шегіне тең кернеу кезіндегі арматураның салыстырмалы деформациясы;
 Φ – болат арматураның тиімді диаметрі;
 Φ_{∞} – тас қалауы үшін жылжу коэффициентінің шекті мәні;
 Φ – азайту коэффициенті;
 Φ_1 – бастиекте немесе қабырға негізінде иілгіштіктің азаю коэффициенті;
 μ – модель қателіктерін және шаманың ауытқуын ескере отырып, конструкция элементінің көрсеткіші үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;
 μ – екі ортогоналды бағыттарда моменттердің әсері кезінде иілу беріктігін есептеген кездегі тас қалау беріктігі қатынасының коэффициенті;
 ρ_d – құрғақ күйдегі тығыздығы.
 σ_d – сығудың есептік кернеуі.

5 НЕГІЗГІ ЕРЕЖЕЛЕР

5.1 Тасты беткі қабаты бар сыртқы қабырғалардың жалпы сипаттамасы

5.1.1 Көтергіш және өздігінен көтергіш көп қабатты сыртқы қабырғаларды ішкі тасты қабат, сыртқы беткі тасты қабат және арасы жылу оқшаулағыш материалмен толтырылған немесе толтырылмаған ауа саңылауы түрінде жобалау керек (5.1-сурет). Көтергіш немесе өздігінен көтергіш тасты көп қабатты ішкі қабырғаларды араларына дыбыс оқшаулағыш материал орналасатын екі тасты қабатымен жобалау керек.

5.1.2 Сыртқы көтергіш тасты көп қабатты қабырғалардағы барлық тік және көлденең жүктемелер ішкі тасты қабатпен қабылдануы тиіс. Бұл жағдайда сыртқы тасты беткі қабат өз салмағын, жел жүктемесінің бөлігін немесе жертөле қабырғаларындағы топырақтың бүйірлік қысымын қабылдауы және ішкі қабаттарды қоршаған ортаның атмосфералық және агрессивтік әсерлерінен сақтауы тиіс. Ішкі көтергіш тас қабырғаларда екі тасты қабат көтергіш функцияларын орындауы тиіс.

5.1.3 Қаңқа ғимараттарын толтыратын сыртқы өздігінен көтергіш тасты көп қабатты қабаттарда барлық қабаттардың өз салмағынан түсетін тік жүктемелері жабын плиталарына, ал көлденең жүктемелер ұстындарға немесе ішкі тасты қабат бекітілетін қаңқаның көлденең қабырғаларына берілуі тиіс.

5.1.4 Тасты беткі қабат жел жүктемесінің әсерінен созылатын немесе сығылатын күшті қабылдайтын және температура әсерінен туындаған беткі қабаттың көлденең және

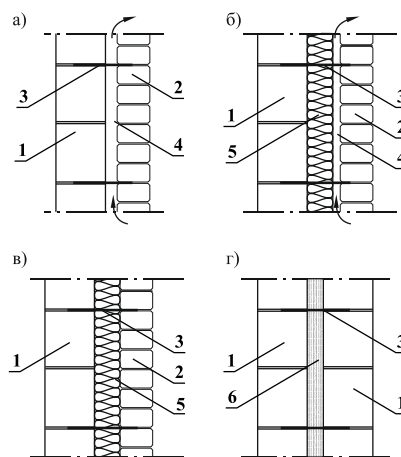
тік деформациясын қамтамасыз ететін көлденең анкерлі байланыстардың көмегімен ішкі тасты қабатпен жалғануы тиіс (5.2-сурет). Осыған байланысты темірбетонды иіндер, маңдайшалар арқылы немесе тік қалау қатарларын байлау арқылы беткі және ішкі тасты қабаттарды біріктіруге жол берілмейді. Ішкі қабырғалардың таты қабаттары өзара иілгіш көлденең анкерлі байланыстармен біріктірілуі тиіс.

5.1.5 Жылытқыш қалыңдығын суық көпірі арқылы жылу жоғалтуды ескере отырып, жылу техникалық есептеулерге сәйкес қабылдау керек. Қалыңдығы 25 мм кем емес желдетілетін саңылау жылытқыш және тасты беткі қабат арасында орналасуы және қабырғаның барлық биіктігі бойынша үздіксіз болуы тиіс. Ауа алмастырғыштың нәтижесінде желдетілетін саңылау жылытқышта және беткі қабатта ылғалдың жиналуының алдын алуы тиіс, осыған байланысты соңғысында желдету арналары және су қайтарғыш тесіктер қарастырылуы тиіс (5.3-сурет). Соңғылары ретінде қалау ерітіндісімен толтырылмаған тік ерітінді жіктері болуы мүмкін (осы Құралдың қосымшасындағы А.18 және А.37-суреттерін қараңыз).

5.1.6 Ауа саңылауының болуы немесе болмауы климаттық жағдайларға байланысты және талап етілген ғимараттың жылу-ылғалды күйінің есептеулеріне негізделуі тиіс. Жылу оқшаулағышсыз және желдетілмейтін ауа саңылауы бар көп қабатты қабырғаларды жобалау олардың төменгі жылу техникалық қасиеттеріне (жылу оқшаулағышы бар ауа саңылауымен салыстырғанда) және әсіресе жиі жаңбырлы және ылғалды климатты өңірлердегі қабырғалардың ылғалдануына байланысты қолайсыз болып табылады.

5.1.7 [8.1.2] Ішкі көтергіш тасты қабаттың минималды қалыңдығы t_{min} оның орнықтылығын қамтамасыз етуі және ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес статикалық есептеулердің нәтижелеріне сәйкес келуі тиіс. t_{min} мәні ұлттық қосымшада белгіленген.

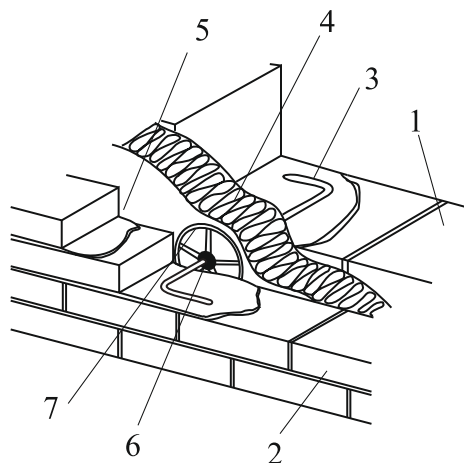
5.1.8 [5.5.5(11)] Қаңқа ғимаратын толтыратын өздігінен көтергіш ішкі тасты қабаттың минималды қалыңдығы қаңқаның тік және көлденең көтергіш элементтеріне қабатты бекіту тәсіліне байланысты жел жүктемесінің әсеріне статикалық есеппен анықталуы тиіс.



1 – конструкциялық тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкерлі байланыс,

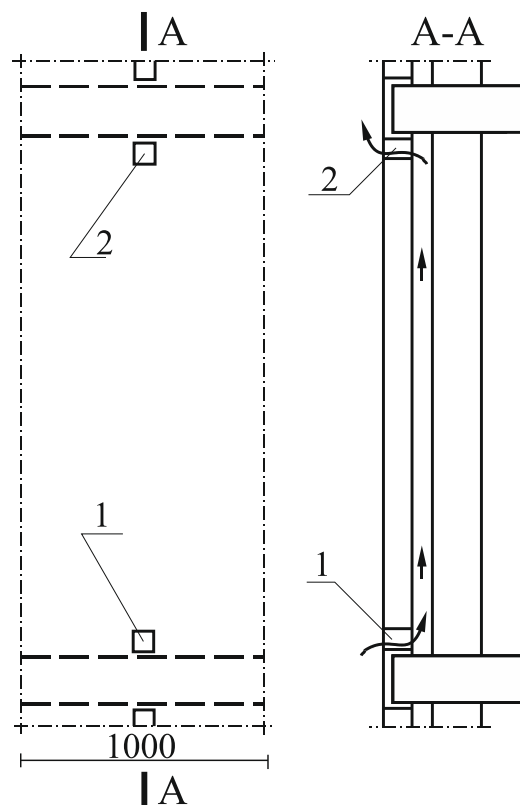
4 – желдетілетін ауа саңылауы, 5 – жылытқыш, 6 – дыбыс оқшаулағыш материал

5.1-сурет – тасты көп қабатты қабырғалардың тік қиықтары: а) – жылытқышсыз желдететін саңылауымен, б) – жылытқышы бар желдетілетін саңылауымен, в) – жылытқышы бар желдетілетін саңылаусыз, г) – пәтер аралық ішкі қабырға [9]



1 – ішкі тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – байланыстыратын Z-тәрізді анкер, 4 – жылытқыш қабаты, 5 – желдетілетін ауа саңылауы, 6 – тамшылатқыш, 7 – жылытқыш қалпын тұрақтандыратын сығу сақинасы

5.2-сурет – Анкерлі байланыстардың көмегімен тасты көп қабатты қабырғалардың беткі және ішкі қабаттарын біріктіру [9]



1 – аражабын үстіндегі төменгі желдету арнасы, 2 – аражабын астындағы жоғарғы желдету арнасы

5.3-сурет – Желдетілетін саңылауы бар көп қабатты қабырғалардың беткі қабатында (қабырғаның 1 қума метріне жалпы көлемі 10 см^2 астам) желдету арналарының орналасуы [8]

5.1.9 5.5.5(11) ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес біркелкі емес контурлері бар немесе үлкен ойықтары бар қабырғаларды есептеуді плиталардағы моменттерді қабылданған есептеу әдістері бойынша тас қалау анизотропиясын ескеру арқылы жүзеге

асыруға жол беріледі, мысалы, соңғы элементтер әдісі немесе сынық сызығына ұқсас әдіс (шектік тепе-теңдік әдісі бойынша). Көрсетілген әдістермен белгіленген терезе және есік ойықтарының толтыратын қабырғалардың максималды ауданының болжамды мәндері [7].

5.1.10 Беткі қабат материалдарына суыққа төзімділік бойынша жоғары талаптар қолданылуы тиіс. Беткі қабатты толық құйма балшық кірпіштен орындау керек. Ылғалды режимді үй-жай қабырғаларының беткі қабаты үшін силикатты кірпішті, тастарды және ұяшықты бетондардан жасалған блоктарды пайдалануға жол берілмейді [3].

5.1.11 Қалаудың беткі қабатындағы арматуралаушы торлар тот баспайтын болаттан немесе басқа коррозияға төзімді материалдардан жасалуы тиіс. Мырышты жабын гальванизация әдісімен ваннада жағылуы тиіс және салмағы кемінде 1 кг/м^3 болуы тиіс.

5.1.12 Егер ішкі қабат және беткі қабат арасында жылытқыш орнатылмаса, онда ішкі қабат қалауының суыққа төзімділігі беткі қабат қалауына қарағанда бір сатыға төмен болуы керек.

5.1-кесте - DIN 1053-1 сәйкес биіктігі H және ұзындығы L сыртқы қабырғалардың қаңқасын таспен толтырудың максималды ауданы [7]

Қабырға қалыңдығы мм	Қабырғаның жер деңгейінен орналасу биіктігі								
	0 ÷ 8 м			8 ÷ 20 м			20 ÷ 100 м		
	H/L = 0,5	H/L = 1,0	H/L = 2,0	H/L = 0,5	H/L = 1,0	H/L = 2,0	H/L = 0,5	H/L = 1,0	H/L = 2,0
Төрт жағынан қаңқаға бекітілген қабырғалар									
175	22	20	22	13	13	13	9	9	9
240	38	36	38	25	23	25	18	16	18
≥ 300	60	54	60	38	35	38	28	25	28
Үш жағынан қаңқаға бекітілген қабырғалар (жоғарғы жағы бекітілмеген)									
175	8	10	16	-	-	-	-	-	-
240	16	20	30	10	12	18	-	-	-
≥ 300	25	30	45	16	20	28	12	15	20

5.1.13 Иілгіш байланыстары бар көп қабатты қабырғалардың ішкі қабаты тік жүктемелерден басқа желдік жүктемелердің кедергісін қамтамасыз етуі тиіс. Осыған байланысты қаңқа ғимараттарында ол жабындарға немесе қаңқаның тік элементтеріне бекітілуі тиіс. Бұл жағдайда көлденең деформациялық жіктермен қабат бойынша жіктестіру кезінде аражабындардан түсетін жүктеме бекіту элементтері арқылы ішкі қабат қалауына берілмеуі тиіс [3].

5.1.14 Ішкі қабат қалауы беткі қабатқа иілгіш байланыстар, тастардан және арматура торларының көмегімен немесе қабаттарды байланыстыру негізі кезінде бекітілетін беткі қабаттан түсетін жүктемені қабылдайтындай есеппен сәйкесінше маркалы ерітіндіден орындалуы тиіс.

5.1.15 Металл құймасының жоғарғы жағындағы қабырға қабаттары арасындағы кеңістіктегі ауа қабаты болған кезде қуысқа судың түсуін қайтаруға арналған гидроокшаулау қабатын салу керек. Бұл үшін төменгі қатарда ерітіндімен толтырылмаған беткі қабат қалауының орналастырылатын тік жіктерін қолдануға болады (осы Құралдың қосымшасындағы А.18 және А.37-суреттерін қараңыз).

5.1.16 Сыртқы аражабын шетжағына керамикалық плитаны, кесілген кірпішті немесе басқа әрлеу элементтерін жапсыруға жол берілмейді [3].

5.1.17 ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормаларында таспен қапталған көп қабатты қабырғалар үшін ғимараттың қабаттық шектеулері, сонымен бірге, сейсмикалық әсерлерді есепке алу арқылы оларды жобалау бойынша нұсқаулықтар жоқ.

5.2 Қалқалы желдетілетін қасбеті бар қабырғалардың жалпы сипаттамасы

5.2.1 Желдетілетін қасбеттерді жобалау кезінде келесі факторларды ескеру керек:

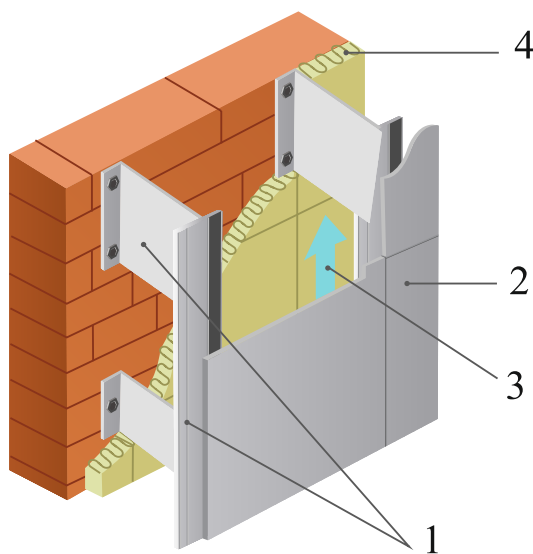
- ғимараттың ерекшелігін (арналуы, қабаты, пайдалану режимдері, көтергіш қабырғалардың түрі),

- құрылыстың климаттық шарттары және тығыздығы (басым желдің жылдамдығы, инсоляция, температура, жаңбыр мөлшері),

- сейсмикалық шарттар.

5.2.2 Әрлендіруден басқа аспалы желдетілетін қасбеттердің негізгі функциясы ғимараттың сыртқы жағынан бекітілген жылытқышты қорғау болып табылады.

5.2.3 Аспалы желдетілетін қасбеті бар тасты көп қабатты қабырғаларды консольдердің көмегімен тасты көтергіш қабатқа бекітілген қаптама металл қаңқаны қолдану арқылы жобалау керек (5.4-сурет). Тікелей тас қабатқа қалыңдығы жылу техникалық есептеумен анықталатын жылытқыш қабаты бекітіледі. Жылытқыш сыртқы жағынан жанбайтын үлдірлі материалдардан жасалған бу өткізгіш желден судан қорғайтын мембранамен қорғалуы тиіс.

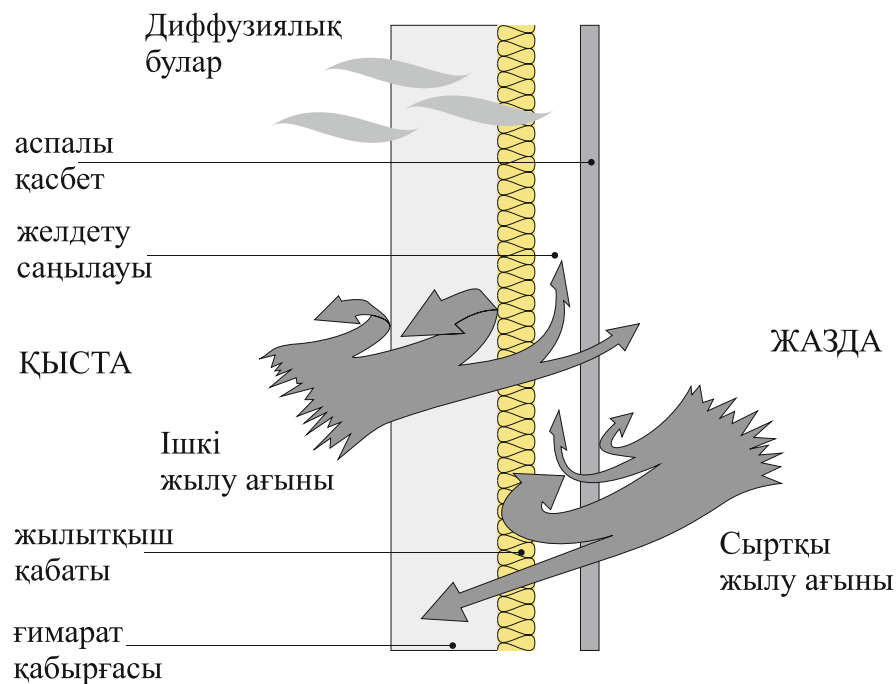


1 – қаптама металл қаңқа, 2 – қаптама плиталар, 3 – желдетілетін саңылаудағы ауа ағыны,
4 – мембранамен қорғалған жылытқыш

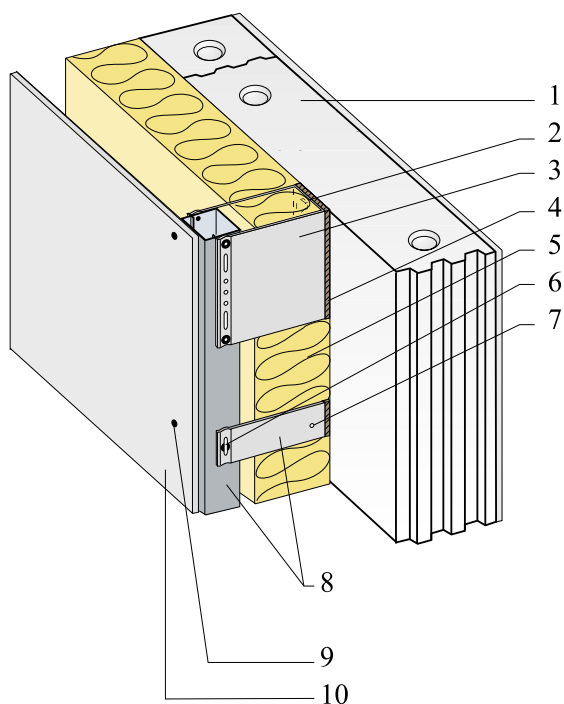
5.4-сурет – Желдетілетін аспалы қасбеті бар тас қабырға көрінісі

5.2.4 Қаптама қабаты мен жылытқыш арасында желдетілетін ауа саңылауы орналасуы тиіс. Соңғысының қызметі үй-жайдың ішінен тұрақтандырып тұратын су буларын қайтару және қабырғалардың ішінен және сыртынан жылу ағындарын тұрақтандыру болады (5.5-сурет).

5.2.5 Металл консоль және көтергіш қабырға арасындағы суық көпірлерін алып тастау үшін жылу окшаулағыш материалдардан жасалған төсемдер орналасуы тиіс (5.6-сурет).



5.5-сурет – Желдетілетін аспалы қасбеті бар қабырғалардағы жылудың-ылғалдың алмасу сызбасы [5]



1 – көтергіш тас қабырға, 2 – консольді бекіту дюбелі, 3 – негізгі консоль,
4 – жылу оқшаулағыш төсем, 5 – жылытқыш, 6 – тік профильді бекіту, 7 - көмекші консоль,
8 - қапталған көтергіш конструкция, 9 – қаптаманы бекіту, 10 – қаптама плитасы

5.6-сурет – Желдетілетін аспалы қасбет көрінісі [5]

6 МАТЕРИАЛДАР

6.1 Құрылыс тастары мен блоктар

6.1.1 Тасты көп қабатты қабырғаларды дайындау үшін тастар мен блоктардың келесі түрлерін қолдану керек:

- ҚР СТ EN 771-1 сәйкес керамикалық кірпіш және блоктар;
- ҚР СТ EN 771-2 сәйкес силикатты кірпіш және блоктар;
- ҚР СТ EN 771-3 сәйкес тығыз және кеуекті толтырғыштары бар бетоннан жасалған блоктар,

- ҚР СТ EN 771-4 сәйкес ұяшықты бетоннан жасалған блоктар;

- ҚР СТ EN 771-5 сәйкес зауытта шығарылған бетон блоктар;

- ҚР СТ EN 771-6 сәйкес табиғи тастан дайындалған блоктар.

6.1.2 Бос көлеміне байланысты тастар блоктар 1, 2, 3 және 4-топтары бойынша жіктеледі (6.1-кесте). Ұяшықты бетоннан дайындалған блоктар, бетон блоктар және табиғи тастан дайындалған блоктар 1-топқа жатқызылады. Есептеу параметрлерін анықтау кезінде дайындаушы белгілейтін немесе ҚР СТ EN 772-1 бойынша есептейтін тастар мен блоктардың берілген (жүйеленген) сығу беріктігін f_b қабылдау керек. Қайта есептеуді блоктардың өлшемдерінің вариациясына байланысты коэффициентті қолдану арқылы жүргізеді.

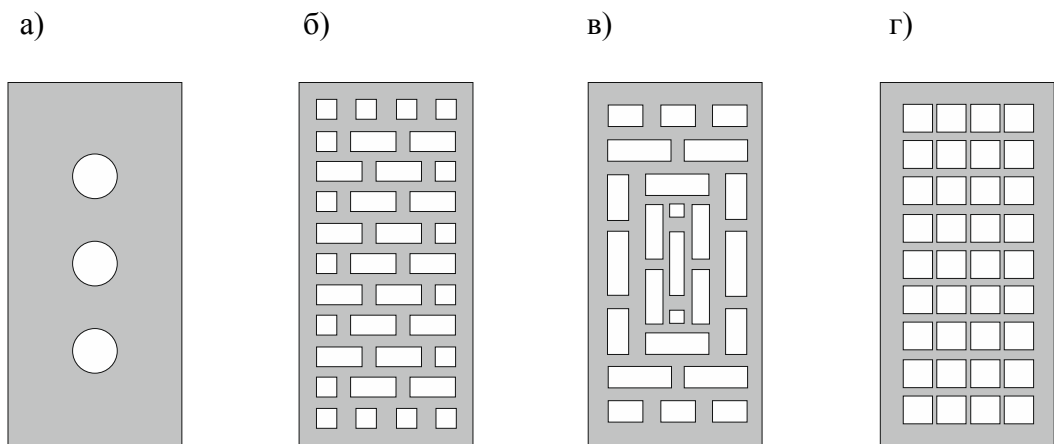
**6.1-кесте – Тастар мен блоктарды жіктеуге қойылатын геометриялық талаптар
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.1.1(4)-тармағы)**

	Тас немесе блок материалы және жіктеу шектері				
	1-топ (барлық тастар мен блоктар)	Тас немесе блок түрі	2-топ	3-топ	4-топ
			Тік қуыс көлемі		Көлденең қуыс көлемі
Қуыстардың жалпы көлемі (% тас немесе блок көлеміне)	≤ 25	Кірпіш	> 25; ≤ 55	≥ 25; ≤ 70	> 25; ≤ 70
		Силикатты блок	> 25; ≤ 55	Қолданылмайды	Қолданылмайды
		Бетон ^{b)}	> 25; ≤ 60	> 25; ≤ 70	> 25; ≤ 50
Жеке қуыстар көлемі (% тас немесе блок көлеміне)	≤ 12,5	Кірпіш	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 2; блоқты қармауға арналған ойық 12,5 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 2; блоқты қармауға арналған ойық 12,5 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 30
		Силикатты блок	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 15; блоқты қармауға арналған ойық 30 дейін	Қолданылмайды	Қолданылмайды
		Бетон ^{b)}	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 30; блоқты қармауға арналған ойық 30 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 30; блоқты қармауға арналған ойық 30 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 25

**6.1-кесте - Тастар мен блоктарды жіктеуге қойылатын геометриялық талаптар
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.1.1(4)-тармағы) (жалғасы)**

	Тас немесе блок материалы және жіктеу шектері							
	1-топ (барлық тастар мен блоктар)	Тас немесе блок түрі	2-топ		3-топ		4-топ	
			Тік қуыс көлемі				Көлденең қуыс көлемі	
Сыртқы және ішкі қабырғалардың қалыңдығының белгіленген мәні (мм)	Жүйелен- беген		Ішкі қабырға	Сыртқы қабырға	Ішкі қабырға	Сыртқы қабырға	Ішкі қабырға	Сыртқы қабырға
		Кірпіш	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Силикатты блок	≥ 5	≥ 10	Қолданылмайды		Қолданылмайды	
		Бетон ^{b)}	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Сыртқы және ішкі қабырғалардың жалпы қалыңдығының белгіленген мәні ^{a)} (% блок еніне)	Жүйелен- беген	Кірпіш	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силикатты блок	≥ 20		Қолданылмайды		Қолданылмайды	
		Бетон ^{b)}	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
<div><div>^{a)} Қабырғалардың жалпы қалыңдығы көлденеңінен өлшенген және негізгі бағытта жиынтықталған сыртқы және ішкі қабырғалардың қалыңдығы болып табылады.</div><div>^{b)} Кесілген қуыстар немесе қимасы сопақша немесе дөңгелек пішімді қуыстар кезінде қабырғалар қалыңдығының орташа мәнін қолданады.</div></div>								

6.1.3 Қабырғалардың төзімділігін арттыру үшін беткі қабат қалауы суыққа төзімді толық құйма тастардан немесе төменгі қуысты тастардан тұрғызылуы тиіс (6.1-сурет)



6.1-сурет Беткі қабатты қалауға арналған керамикалық тастардың түрлері:

а) – ұсынылған қуыстылығы 15 % дейінгі, б,в,г) – ұсынылмаған жоғары қуысты тастар [1,3]

6.2 Қалау ерітінділері

6.2.1 Тас конструкцияларды тұрғызу үшін көлемді салмағы 1500 кг/м^3 кәдімгі ерітінділерді, көлемді салмағы 1500 кг/м^3 кем жеңіл ерітінділерді және қалыңдығы (0,5 – 3) мм жұқа жіктерге арналған желім ерітінділерді қолдану керек. Зауыт дайындаған ерітінділер және зауыт дайындаған құрғақ ерітінді қоспалары ҚР СТ EN 998-2 сәйкес келуі тиіс. Құрылысқа дайындалған ерітінділер ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 сәйкес келуі тиіс.

6.2.2 [3.2.1(4)] Жалпы мақсаттағы қалау ерітінділері ҚР СТ EN 998-2 сәйкес рецепт бойынша берілген ерітінділер, немесе ҚР СТ EN 998-2 сәйкес жарамдылықты бағалау бойынша ерітінділер болуы мүмкін. Жұқа қабатпен жағылған ерітінділер және жеңіл ерітінділер ҚР СТ EN 998-2 сәйкес жарамдылықты бағалау бойынша ерітінділер болуы тиіс.

6.2.3 Қалау ерітіндісінің сығылу беріктігі f_m ҚР СТ EN 1015-11 сәйкес анықталады. Арматураланған тас қалауға арналған ерітіндінің сығылуға минималды беріктігі f_m 4 МПа және көлденең жіктерді жанама арматураланатын тас қалау үшін кемінде 2 МПа құруы тиіс.

6.3 Тас қалау

6.3.1 [3.6.1.2] Тас қалауының сығудағы нормативтік кедергісі f_k EN 1052-1 сәйкес оны сынау нәтижелері бойынша немесе ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.6.1.2(2)-тармағында берілген келесі формулалар бойынша анықталуы тиіс:

– қарапайым және жеңіл ерітіндіні қолдану арқылы тас қалау үшін

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}, \quad (6.1)$$

– қалыңдығы 0,5 бастап 3 мм дейін жұқа қабатпен төселетін ерітіндіні және 1 және 4-топтардағы керамикалық кірпішті, силикатты кірпіштерді, бетон блоктарын немесе ұяшықты бетоннан дайындалған блоктарды қолдану арқылы тас қалау үшін

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}, \quad (6.2)$$

– қалыңдығы 0,5 бастап 3 мм дейін жұқа қабатпен төселетін ерітіндіні және 1 және 4-топтардағы керамикалық кірпішті, силикатты кірпіштерді, бетон блоктарын немесе ұяшықты бетоннан дайындалған блоктарды қолдану арқылы тас қалау үшін

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}, \quad (6.3)$$

мұндағы f_b – тастың (блоктың) сығуда келтірілген (қалыпқа келтірілген) кедергісі, МПа,

f_m – қалау ерітіндісінің сығу беріктігі, МПа,

K – келесі талаптарды орындаған жағдайда осы құралдың 6.2-кестесі бойынша қабылданған коэффициент:

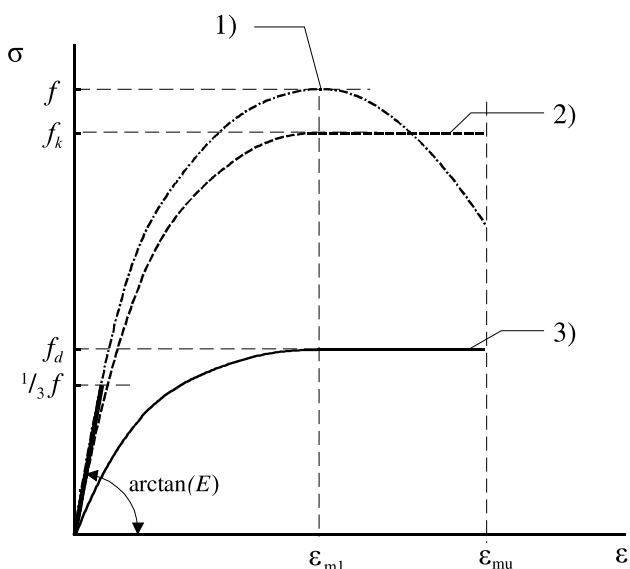
- тас қалау ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес орындалған;
- барлық жіктер ерітіндімен толық толтырылған ретінде саналады;
- жалпы арнаудағы ерітіндіні қолданған кезде f_b 75 МПа аспауы тиіс;
- жұқа қабатпен төселетін ерітіндіні қолданған кезде f_b 50 МПа аспауы тиіс;
- жалпы арнаудағы ерітіндіні қолданған кезде f_m 20 МПа немесе $2f_b$ аспауы тиіс;
- жеңіл ерітіндіні қолданған кезде f_m 10 МПа аспауы тиіс;
- тас қалауынан жасалған қабырға қалыңдығы тастың немесе блоктың еніне немесе ұзындығына сәйкес келеді, яғни қабырғалардың параллель жазықтығында ерітінділі жігі болмайды;
- тас немесе блок беріктігі вариациясының коэффициенті 25 % аспайды.

6.3.2 [3.6.1.2(2)] Қабырғаның немесе оның бөліктерінің бүкіл ұзындығымен өтетін қабырға параллель жазықтығының ерітінді жіктері бар жалпы арнаудағы ерітіндідегі қабырғаның көп қатарлы тас қалауы үшін (қалыңдығы тас немесе блок өлшемінен үлкен) 6.2-кестедегі K мәндерін 0,8 коэффициентіне көбейту қажет.

**6.2-кесте – Тас қалауына арналған K коэффициентінің мәндері
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.6.1.2(2)-т.)**

Тас немесе блоктың түрі		Жалпы арнаудағы ерітінді	Жұқа қабатпен төселетін ерітінді (көлденең жіктің қалыңдығы 0,5 мм-ден бастап 3 мм-ге дейін)	Жеңіл ерітінді, құрғақ күйінде тығыздығы	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ кг/м}^3$	$800 < \rho_d \leq 1500 \text{ кг/м}^3$
Кірпіш	1-топ	0,55	0,75	0,30	0,40
	2-топ	0,45	0,70	0,25	0,30
	3-топ	0,35	0,50	0,20	0,25
	4-топ	0,35	0,35	0,20	0,25
Силикатты блок	1-топ	0,55	0,80	*	*
	2-топ	0,45	0,65	*	*
Бетонный блок	1-топ	0,55	0,80	0,45	0,45
	2-топ	0,45	0,65	0,45	0,45
	3-топ	0,40	0,50	*	*
	4-топ	0,35	*	*	*
Ұяшықты бетоннан жасалған блок	1-топ	0,55	0,80	0,45	0,45
Зауытта дайындалған бетонды блок	1-топ	0,45	0,75	*	*
Табиғи тастан жасалған блок	1-топ	0,45	*	*	*
* Мәндері жоқ, себебі тас (блок) пен ерітіндінің мұндай үйлесімі қолданылмайды.					

6.3.3 [3.7.1] ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес 20 °C температурадағы тас қалауының механикалық қасиеттерін қалыпты температура үшін деп қабылдау қажет. Қысқа уақытқа осьтік сығу кездегі тастардан және блоктардан жасалған қалаулардың барлық түрлерінің деформация диаграммалары 6.2-суретте келтірілген.



1 – іс жүзіндегі диаграмма, 2 – идеал диаграмма, 3 – есептік диаграмма

6.2-сурет - Осьтік қысқа уақытқа сығу кездегі тас қалауының деформация диаграммалары (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.7.1-т.)

6.3.4 [3.7.2] Арматураланбаған тас қалауының қысқа мерзімді серпімділік модулі E иілгіштік модулі болып табылады және сынақтар процесінде EN 1052-1 сәйкес анықталады. Жылжығыштық деформациясын ескере отырып, жүктеме ұзақ уақыт әсер еткен кездегі тас қалауының серпімділік модулі ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011(3.8) Формула бойынша анықталады:

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}, \quad (6.4)$$

мұндағы Φ_{∞} – тас қалауы үшін жылжығыштық коэффициентінің шекті мәні.

6.3.5 [3.7.4(2)] Тас қалауы үшін жылжығыштық коэффициентінің шекті мәні Φ_{∞} , ұзақ уақыт ісіну немесе отыру деформациясы шамасының соңғы мәні, тас қалауының сызықтық температуралық деформация коэффициенті α сынақтар әдісімен анықталады. Көрсетілген деформациялар мәндерінің бағдарлаушы диапазондары 6.3-кесте де келтірілген. Олардың нақты сандық мәндері ұлттық қосымшада белгіленеді.

6.3.6 Тас қалауының ығысу модулінің G шамасын серпімділік модулі E мәнінің 40 % тең деп қабылдауға болады.

6.3-кесте – Температура әсерлерінен туындаған тас қалауының жылжығыштық, ісіну немесе шөгу және температуралық деформация параметрлері (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.7.4-т.)

Тас немесе блоктың түрі		Жылжығыштық коэффициентінің шекті мәні, Φ_{∞}	Ісіну және шөгудің шекті мәні, мм/м	Сызықтық температуралық деформация коэффициенті, α , $10^{-6}/K$
Кірпіш		0,5 - 1,5	(-0,2) - (+1,0)	4 - 8
Силикатты блок		1,0 - 2,0	(-0,4) - (-0,1)	7 - 11
Бетонды блоктар және зауытта шығарылған бетонды блоктар		1,0 - 2,0	(-0,6) - (-0,1)	6 - 12
Жеңіл бетоннан жасалған блоктар		1,0 - 3,0	(-1,0) - (-0,2)	6 - 12
Ұяшықты бетоннан жасалған блоктар		0,5 - 1,5	(-0,4) - (+0,2)	7 - 9
Табиғи тастан жасалған блоктар	Магмалық жыныстар	-	(-0,4) - (+0,7)	5 - 9
	Шөгінді жыныстар			2 - 7
	Метаморфиялық жыныстар			1 - 18

6.4 Тас қалаудың қосымша элементтері

6.4.1 Тас қалауды арматуралау үшін дәнекерленетін конструкциялық немесе тегіс немесе мерзімдік профильдің тот баспайтын болатты қолдануға болады. қалаудың көлденең жіктеріне арналған арматура торлары ҚР СТ EN 845-3 талаптарына сәйкес келуі тиіс.

6.4.2 [4.3.3(1)P] Арматура болаты коррозияға төзімді және ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 8-тарауына сәйкес қолдану ережелері бойынша қалау кезінде құрылыс объектісінің жобаланған қызмет ету мерзімі ішінде қоршаған ортаның жергілікті жағдайларына төзімділігін сақтау үшін төзімді жабынмен қорғалуы тиіс.

6.4.3 Байланыстырушы элементтер ҚР СТ EN 845-1 талаптарына сәйкес жобалануы тиіс. Анкерлер, тегістеу, тіректер және консольдер ҚР СТ EN 845-1 талаптарына сәйкес келуі тиіс. Құрама маңдайшалар ҚР СТ EN 845-2 талаптарына сәйкес келуі тиіс.

6.4.4 [4.3.6(1)] Конструкцияның қосымша элементтерінің төзімділігіне қойылатын талаптары (анкерлер, ілмектер, тіректер, консольдер және бұрыштық тіректер) ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 берілген.

6.5 Асылмалы қасбеттерінің металл элементтері

6.5.1 Асылмалы қасбеттерінің көтергіш элементтерін (консольдер және бағыттаушы

профильдер) тот баспайтын, мырыштанған және гальванизацияланған болаттан немесе алюминий және оның қорытпасынан дайындау керек.

6.5.2 Болатты қолданған кезде болаттан жасалған суықтай пішінделген жеңілдетілген профильдерге артықшылықты беру керек, маркалары 6.4-кестеде келтірілген. Гальванизациялауға және мырышпен қаптауға жататын элементтер болаты сонымен қатар гальванизациялауға және мырышпен қаптауға жарамды болуы тиіс.

6.4-кесте –Болаттың аққыштығының негізгі шегінің f_{yb} және уақытша кедергісінің f_u номиналды мәндері [(ҚР ҚН EN 1993-1-3:2005/2011 3.1-т)]

Болат типі	Стандарт	Маркасы	f_{yb} , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
Конструкциялық болаттан дайындалған суықтай өңделген табақтар	ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Мырышпен үздіксіз ыстықтай жабыны бар табақты және жолақты көміртекті конструкциялық болат	EN 10326	S220GD + Z	220	360
		S250GD + Z	250	330
		S280GD + Z	280	360
		S320GD + Z	320	390
		S350GD + Z	350	420
Суықтай пішіндеуге арналған жоғары төзімді болаттардан жасалған ыстықтай жаймаланған тегіс табақтар. 2-бөлім. Термомеханикалық өңделген болат прокат үшін жеткізу шарты	EN 10149. 2-бөлім	S315MC	315	390
		S355MC	355	430
		S420MC	420	480
		S460MC	460	520
		S500MC	500	550
		S550MC	550	600
		S600MC	600	650
		S650MC	650	700
		S700MC	700	750
	EN 10149. 3-бөлім	S260NC	260	370
		S315NC	315	430
		S355NC	355	470
		S420NC	420	530
Суықтай пішіндеуге арналған жоғары төзімді төменгі қосындыланған болаттан дайындалған суықтай жаймаланған тегіс табақтар	EN 10268	H240LA	240	340
		H280LA	280	370
		H320LA	320	400
		H360LA	360	430
		H400LA	400	460
Суықтай пішіндеуге арналған үздіксіз ыстық жабыны бар жоғары төзімді болаттан дайындалған табақты және жолақты болат	EN 10292	H260LAD	240	340
		H300LAD	280	370
		H340LAD	320	400
		H380LAD	360	430
		H420LAD	400	460

6.4-кесте –Болаттың негізгі аққыштық шегінің f_{yb} және уақытша кедергісінің f_u номиналды мәндеріт[(п.3.1 ҚР ҚН EN 1993-1-3:2005/2011)] (жалғасы)

Болат түрі	Стандарт	Маркасы	f_{yb} , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
Болат жолақ және үздіксіз ыстық мырышты-алюминий жабыны бар табак (ZA)	EN 10326	S220GD + ZA	220	300
		S250GD + ZA	250	330
		S280GD + ZA	280	360
		S320GD + ZA	320	390
		S350GD + ZA	350	420
Болат жолақ және үздіксіз ыстық алюминиймырышты жабыны бар табак (AZ)	EN 10326	S220GD + AZ	220	300
		S250GD + AZ	250	330
		S280GD + AZ	280	360
		S320GD + AZ	320	390
		S350GD + AZ	350	420
Суықтай пішіндеуге арналған үздіксіз ыстық мырыш жабыны бар табакты және жолақты аз көміртекті болат	EN 10327	DX51D + Z	140	270
		DX52D + Z	140	270
		DX53D + Z	140	270

ЕСКЕРТПЕ Болаттарды көлденең созу кезіндегі болаттың аққыштық шегінің мәндері материалдарды белгілеуде берілген. Бойлай созу кезіндегі аққышқтық шегінің мәндері кестеде берілген.

6.6 Жылу оқшаулағыш материалдар

6.6.1 Беткі тасты қабаты бар қабырғаларға арналған жылытқыш ретінде минерал мақтасынан және пенополистиролдан дайындалған плиталар қолданылуы мүмкін. Желдетілетін ауа саңылауы жоқ болған жағдайда ерекшелікті пенополистиролды плиталарға, ал ол болған жағдайда минерал мақтасынан дайындалған плиталарға беру керек.

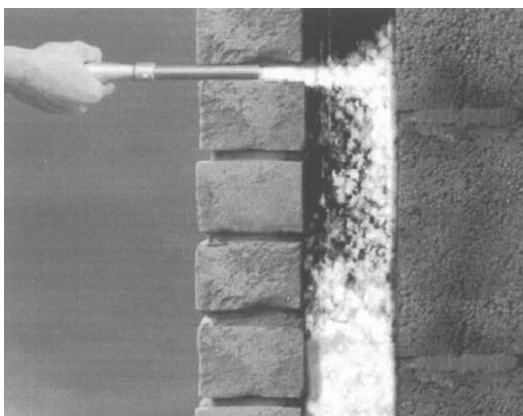
6.6.2 Ылғалды климатты өңірлерде минерал-мақталы плиталарды қорғаныс жабындарымен қорғану керек, мысалы фольга, әйнек-мата немесе басқа гидрооқшаулағыш жабындар түрінде қолдану керек (6.3-сурет).

6.6.3 Жертөле көп қабатты тас қабырғаларда беткі және ішкі тас қабаттар арасында орналасатын жылытқыш ретінде ылғалға төзімді экструдитті пенополистиролден дайындалған қатты плиталарды қолдану керек.

6.6.4 Желдетілетін ауа саңылауы жоқ қабатты тас қабырғаларда жылытқыш ретінде құймалы жылу оқшаулағыш материалдарды қолдануға болады, мысалы, жеңіл бетонды немесе пенополиуретанды, сонымен қатар шөкпейтін үйінді материалдарды, мысалы, керамзит, түйіршіктелген пенополистирол және басқалар (6.4-сурет).



6.3-сурет – Ылғалды климат жағдайында көп қабатты тас қабырғаларды тұрғызған кезде фолгадан дайындалған қорғаныс қабаты бар минерал-мақталы плиталарды қолдану

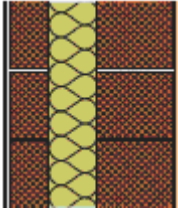
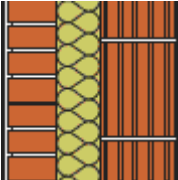
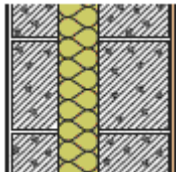
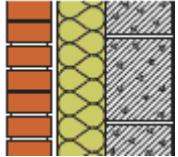
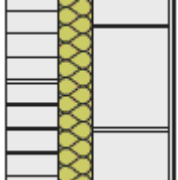


6.4-сурет – Қабырғалардың ішкі және беткі тас қабаттары арасындағы ауа саңылауын түйіршіктелген пенополистиролмен толтыру

6.6.5 Тас қабаттары арасындағы жылытқыш қалыңдығын нақты климаттық жағдайлар үшін қабырғалардың талап етілген жылу өткізгіштігіне сүйене отырып, есептік немесе эксперименттік жол арқылы белгілеу керек (ішкі және сыртқы қабаттардың тас қалауының жылу техникалық сипаттамаларын, жылытқышты ескере отырып, сонымен қатар суық көпірлерін, мысалы тас қабаттар арасындағы металл анкер байланыстарды ескере отырып). 6.5-кестеде мысал ретінде тас қабаттар арасындағы минерал-мақта жылытқышының қалыңдығына байланысты кейбір қабатты қабырғалардың жылу техникалық сипаттамалары берілген.

6.6.6 Аспалы желдетілетін қасбеттерде жылытқыш ретінде төменгі жылу өткізгіштікке, отқа төзімділікке, температура айырмасына тұрақтылыққа, жақсы бу өткізгіштікке, биотөзімділікке, желденуге төзімділігіне ие болатын базальт немесе шыны-талшықты негізіндегі қатты минерал-мақталы плиталарды қолдану керек. Минерал-мақталы плиталар өнез және басқа зердердің түзілуі үшін қолайсыз орта болып табылады, сонымен қатар жоғары жылу және шуылды сіңіруші қасиеттеріне ие.

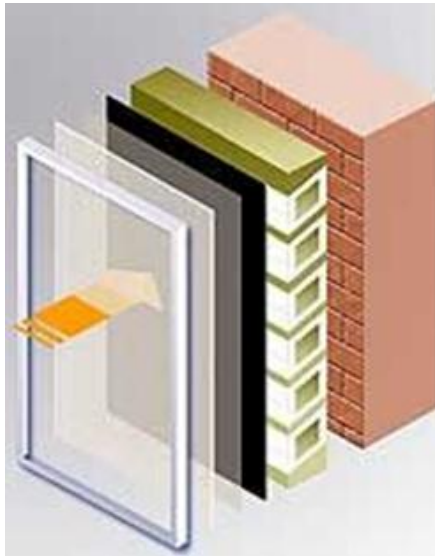
6.5-кесте – Сыртқы қабатты тас қабырғалардың минерал-мақталы плиталардан дайындалған ROCKTON жылытқыш қалыңдығына тәуелді жылу өткізгіштік коэффициенті

Жылу өткізгіштік коэффициенті (Вт/м ² К)						
Қабырға қимасы	Rockton жылытқыш қалыңдығы (см)	12	14	15	16	18
	сылақ 1,5 см сазды қуысты кірпіш 12 см ($\lambda=0,62$ Вт/мК) жылытқыш балшықты кеуек кірпіш 25 см ($\lambda=0,56$ Вт/мК) сылақ 1,5 см	0,24	0,21	0,20	0,19	0,17
	сылақ 1,5 см клинкерлі кірпіш 12 см ($\lambda=1,05$ Вт/мК) жылытқыш керамикалық кеуек кірпіш 25 см ($\lambda=0,56$ Вт/мК) сылақ 1,5 см	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17
	сылақ 1,5 см пенобетонды блоктар 12 см ($\lambda=0,30$ Вт/мК) жылытқыш пенобетонды блоктар 24 см ($\lambda=0,35$ Вт/мК) сылақ 1,5 см	0,22	0,20	0,18	0,18	0,16
	клинкерлі кірпіш 12 см ауа саңылауы жылытқыш пенобетонды блоктар 24 см ($\lambda=0,12$ Вт/мК) сылақ 1,5 см	0,17	0,16	0,15	0,15	0,14
	силикатты кірпіш 12 см жылытқыш силикатты блоктар 25 см ($\lambda=0,9$ Вт/мК) сылақ 1,5 см	0,26	0,22	0,21	0,20	0,18

6.6.7 Аспалы қасбеттер үшін минерал-мақталы плиталар ретінде қос қабатты плиталарды қолданған дұрыс: аса тығыз қабат қасбеттердің сыртқы жағынан, ал тығызды кем – тікелей көтергіш қабырғаға орналасады. Еуропалық тәжірибеде ереже бойынша мұндай плиталар құрылысқа желден қорғайтын бу өткізгіш желімделген мембарнасымен

бірге жеткізіледі. Бұл жағдайда плиталар арасындағы түйіскен қосылыстарының тығыздығы олардың шпунтты жиектерінің нәтижесінде қамтамасыз етіледі.

6.6.8 Жылдың жылы уақытында күн энергиясын бір жерге шоғырлайтын және салқындаған кезеңде жиналған жылуды сыртқы қабырғаларға беретін жаңа заманғы жылытқыштары бар қасбеттік жүйелер келешекті болып табылады (6.5-сурет).



6.5-сурет – Күн энергиясын бір жерге шоғырландыратын жылытқышы бар аспалы қасбет көрінісі

7 БЕТКІ ТАС ҚАБАТЫ БАР ҚАБЫРҒАЛАРДЫҢ КОНСТРУКТИВТІ ШЕШІМДЕРІ

7.1 Тас қабырғаларды жалғау

7.1.1 Жалғанатын байланыстар

7.1.1.1 Көп қабатты қабырғаларда беткі және ішкі тас қабаттарды тік қаланған қатарлармен қатты жалғаудан келесі себептер бойынша аулақ болу керек:

- биіктігі ұқсас тастардан екі қабатты орындау қажеттілігі;
- тік қаланған қатарлармен жалғау орындарындағы суық көпірінің туындауы;
- температуралық әсерлерден туындаған беттік және ішкі қабаттар деформациясының әртүрлілігіне байланысты үшкір қатарларды кесу мүмкіндігі.

7.1.1.2 Беткі және ішкі тас қабаттарды жалғау үшін ҚР СТ EN 845-1 сәйкес иілгіш байланыстарды қолдану керек. Иілгіш металл байланыстарды қолдану жөніндегі талаптар ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011, ал олардың түрлері туралы ақпарат осы құралдың А.1-қосымшасында берілген. Байланыстарға арналған материал тот баспайтын болат, коррозияға қарсы жабыны бар болат, композитті материалдар (базальт, көміртек және басқа талшықтар негізінде) болуы мүмкін.

7.1.1.3 Байланыс материалы және оның коррозияға қарсы қорғанысы өзі орналасқан ортаның агрессиялық деңгейін есепке алу арқылы таңдалады. Бұл жағдайда жылытқыш қабатындағы, сол сияқты қалау ерітіндісіндегі ортаның агрессиялығын ескеру керек.

Коррозияға қарсы жабынның зақымдануын болдырмау үшін байланыстардың орнында бүктелуіне жол берілмейді. Коррозияға қарсы жабын дайын бұйымға қолданылуы тиіс [3].

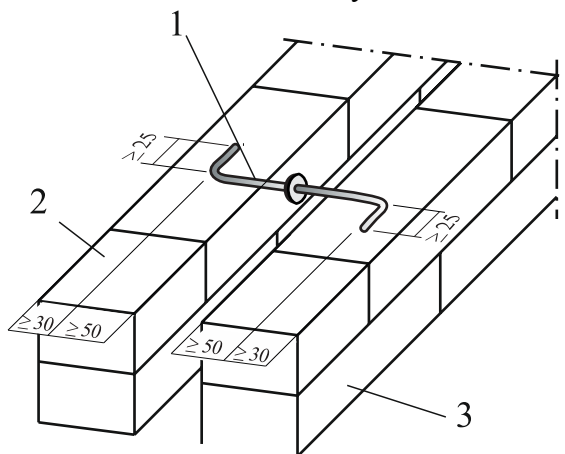
7.1.1.4 [8.5.2.2] Егер қабырғаның екі қабатын жалғау үшін көлденең жіктерде орналасқан арматура торлары түріндегі жалғау элементтерін қолданатын болса, онда әрбір жалғау элементін қабырға қосылысы ретінде қарастыру керек. Бұл жағдайда ауа саңылауы бар және ауа саңылауы жоқ қос қабатты қабырғаның қабаттарын жалғау олардың бірлескен жұмысын қамтамасыз етуі тиіс. Беткі қабаттың тек тігінен емес, сонымен қатар көлденеңінен еркін жылжуын қамтамасыз ету үшін тікбұрышты ұяшықтарды бар торларды қолдану керек.

7.1.1.5 Түзу немесе ішкі және беткі қабаттардың көлденең арматурасымен біріктірілмеген Z - не Г– тәрізді шыбықтар түріндегі жалғаулар шағын қуыстылығы бар (25% дейін) тас материалдары үшін қолданылуы мүмкін. Тікбұрышты, үшбұрышты, трапеция тәрізді және оларға ұқсас пішіндегі жалғаулар қуыстылық пайызын шектемей-ақ қабырға материалдары үшін қолданылуы мүмкін [3].

7.1.1.6 [8.5.2.2 (2)] Ауа саңылауы бар қос қабатты қабырғаның екі қабатын немесе ішкі қабаты бар қалау арқылы қаптама қабатын жалғаулар үшін байланыстар мөлшері ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.5-т талаптарына сәйкес келуі тиіс. Байланыстар мөлшері 1 м^2 кемінде n_{min} құрауы тиіс. Ауа саңылауы бар қос қабатты қабырғалар және қаптама қабаты бар қос қабатты қабырғалар үшін қолданылатын мән n_{min} ұлттық қосымшада белгіленген.

7.1.1.7 [8.5.2.3(2)] Ауа қабаты жоқ қос қабатты қабырға қабатын өзара жалғайтын байланыстарды ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.5-т сәйкес есептейді. Оларда 1 м^2 қабырға ауданына кемінде j байланыстарға (анкерлерге) қарағанда көлденең қиманың жеткілікті ауданы болуы тиіс және оның беті бойынша біркелкі таратылуы тиіс. Нақты елде қолданылатын j мәні ұлттық қосымшада белгіленген.

7.1.1.8 Беткі және ішкі тас қабаттардағы байланыстарды анкерлеу тереңдігі 7.1-суретте белгіленгенге қарағанда аз болуы тиіс. Анкерлік байланыстардың қалыңдығы 4 – 6 мм шектерінде қабылданады және 8 мм аспауы тиіс.



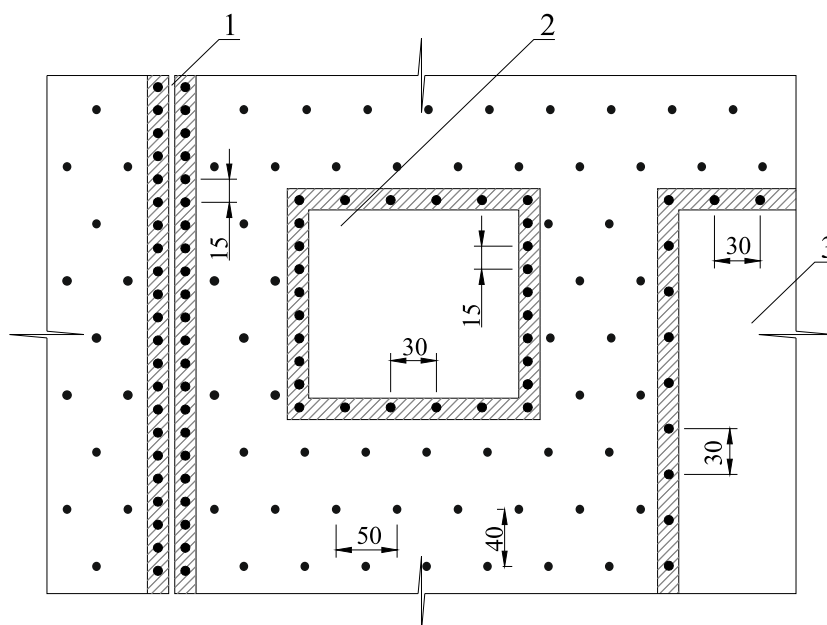
7.1-сурет – Беткі 2 және ішкі 3 тас қабаттардағы байланысты анкерлерді 1 анкерлеудің рұқсат етілген өлшемдері [9]

7.1.1.9 Әртүрлі еуропалық елдер үшін қабырғаның 1 м^2 байланыстарының минималды мөлшері, сонымен қатар ауа саңылауының қалыңдығына байланысты

олардың арасындағы арақашықтық 7.1-кестеде берілген. Температуралық деформация жіктеріне жақын терезе және есік ойықтарының контуры бойынша байланыстар мөлшері 7.2-суретке сәйкес ұлғайтылуы тиіс.

7.1-кесте – Тас қабаттар арасындағы 1 м² қабырға бетіндегі анкер байланыстарының минималды мөлшері

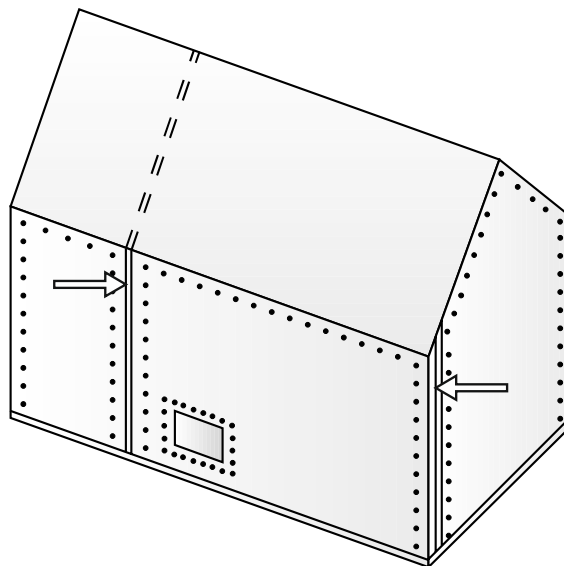
Ел	Ауа қабатының қалыңдығы, см	Анкерлер арасындағы арақашықтық, см (тігінен × көлденеңінен)	1 м ² қабырғадағы анкерлер мөлшері	Иілгіш анкер қимасы, мм
Норвегия	10	46 × 50	4,35	Ø5
Германия	4-15	25 × 75	5	Ø4
Англия	5-7,5	45 × 90	2,5	19 × 0,6
	7,5-10	45 × 90	2,5	19 × 0,8
	10-15	45 × 45	4,94	Ø5
Польша	5-15	46 × 50	4,3	Ø4-Ø6
Ресей (ҚНжЕ II-22-2011 жобасы)	-	50 × 80	2,5	Ø4-Ø5



1 – тік деформацияланған жік, 2 – терезе ойығы, 3 – балконның есік ойығы

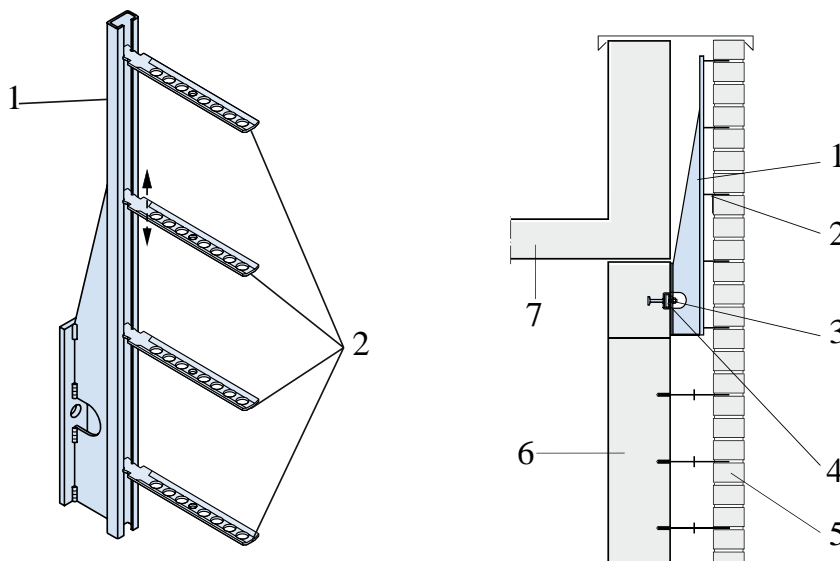
7.2-сурет – Беткі және ішкі тас қабаттар арасындағы анкерлік байланыстардың орналасуы (өлшемдері мм есептелген)

7.1.1.10 Анкерлік байланыстарды ғимарат бұрыштарында, қабырғалардың ернеу учаскелерінде және тік деформация жіктердің орналасу аймақтарында жиі орналастыру керек (7.3-сурет).



7.3-сурет – Анкерлік байланыстардың беткі және ішкі тас қабаттары арасында жиі орналасу аймағы (көрсеткілермен тік деформация жіктерінің орналасуы көрсетілген) [22]

7.1.1.11 Қабырғалардың ернеу бөлігінде беткі және ішкі қабаттар арасына қосымша анкерлерді орнату керек (7.4-сурет). Көрсетілген аймақтағы беткі қабатты көлденең ерітінді жіктерін арматуралау арқылы күшейту керек.



1 – металл консоль, 2 – жылжымалы анкерлер, 3 – консольді бұрамамен бекіту,
4 – консольді темірбетон белдігінде анкерлеу, 5 – беткі тасты қабат, 6 – ішкі тасты қабат,
7 – парпетті монолитті жабын плитасы

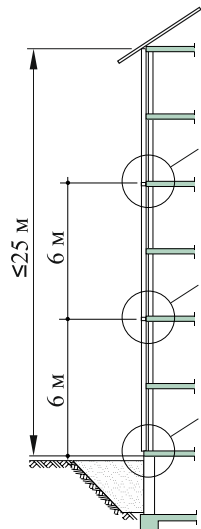
7.4-сурет – Ғимараттың ернеу бөлігінде беткі қабатты ішкі қабатпен металл консоль арқылы жалғау [17,18]

7.1.1.12 Беткі қабатты және жылытқышты металл анкер шыбықтарында жиналған конденсатпен ылғалдануының алдын алу үшін соңғысы қысқыш сақиналардағы тамшылатқыштар арқылы желдетілетін саңылау ішінде жойылуы тиіс (5.2-сурет).

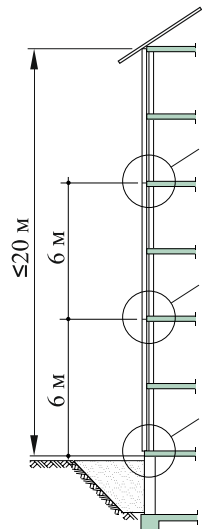
7.1.2 Беткі қабатты тіреу

7.1.2.1 Ғимараттың төменгі қабаттарында беткі тасты қабатты тікелей іргетасқа немесе жертөле қабырғасына тіреу керек (осы құралдың А.4 қосымшасын қараңыз). Бұл жағдайда тірек артындағы беткі қабаттың қалау асылмасы 40 мм аспауы тиіс. Жабын дискілерінің деңгейіндегі аралық тіректерді беткі тас қабатының қалыңдығына байланысты биіктігі бойынша орнату керек (7.5 және 7.6-суреттер).

а)

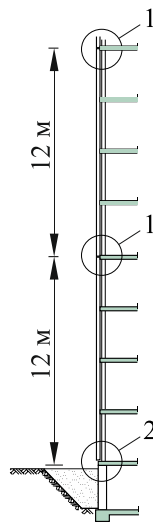


б)



1 – аражабынмен түйінdestіру, 2 – іргетаспен түйінdestіру

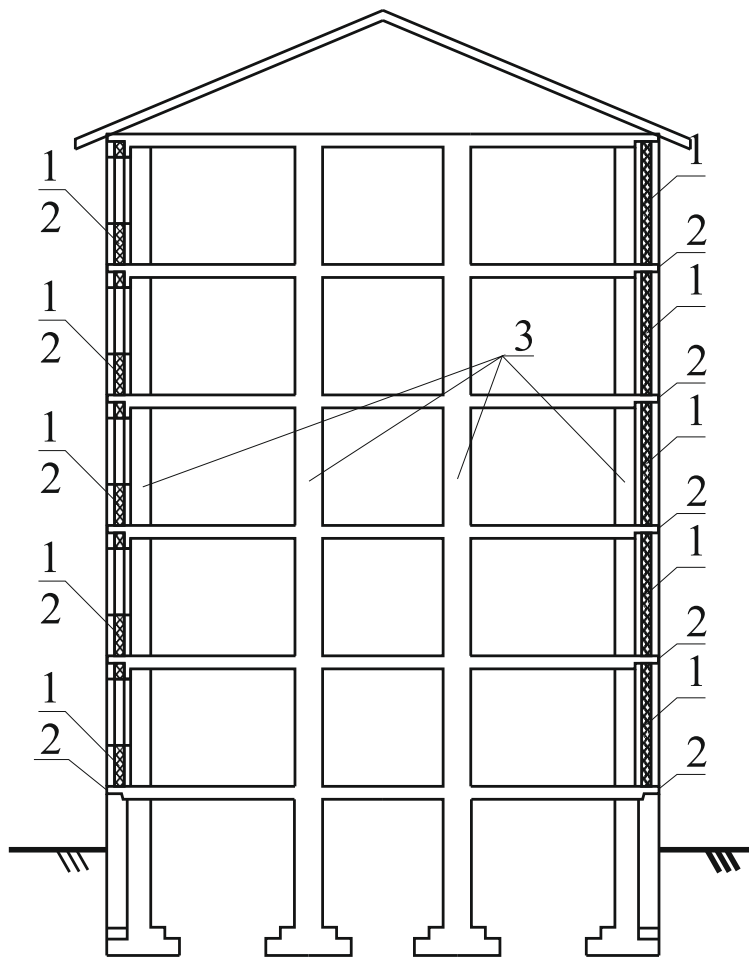
7.5-сурет – Қалыңдығы $115 \text{ мм} > t \geq 105 \text{ мм}$ (а) және $105 \text{ мм} > t \geq 90 \text{ мм}$ (б) беткі тас қабатты тіреу [14]



1 – аражабынмен түйінdestіру, 2 – іргетаспен түйінdestіру

7.6-сурет – Қалыңдығы $t \geq 115 \text{ мм}$ беткі тас қабатты тіреу [14]

7.1.2.2 Сыртқы тас қабырғалар аражабындар мен тік көтергіш конструкциялар арасында толтырулар түрінде жобаланатын қаңқа ғимаратарындағы беткі қабатты тіреуді әрбір аражабын деңгейінде немесе екі қабат арқылы орындау керек (7.7-сурет).

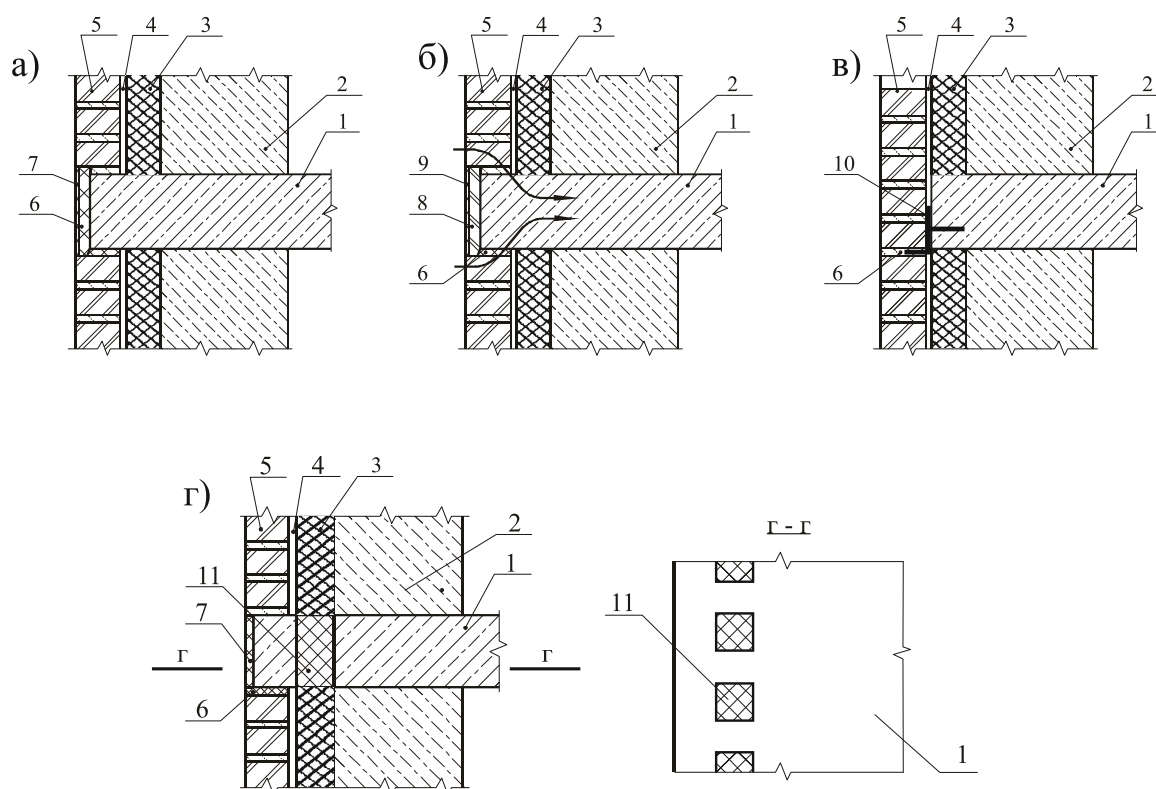


1 – қаңқаны толтыратын көп қабатты қабырға, 2 – қабырғаларды тіреу орындары, 3 – ғимараттың көтергіш қаңқасы

7.7-сурет – Қаңқа ғимаратының тасты көп қабатты қабырғалары [9]

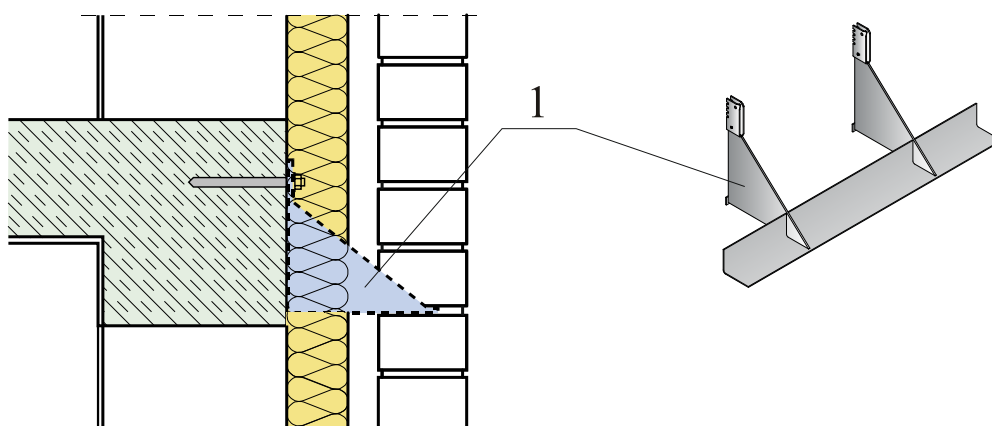
7.1.2.3 Беткі тас қабатты темірбетон аражабындарының астыңғы қабаттарына тікелей тіреуден аулақ болу керек, себебі бұл жағдайда суық көпірі үшін ғимараттың жылу жоғалтуы ұлғаяды және беткі қабаттың төзімділігі төмендейді (7.8-сурет). Аражабын аймағында беткі қабатты тіреуді аражабындардың астыңғы қабатына бекітілген металл тірек консольдер арқылы жүзеге асыру керек (7.9-суретті және осы құралдың А.2-қосымшасын қараңыз).

7.1.2.4 Беткі қабаттың жоғарғы көздеу қатар қалауы арасына және аралық тіректің төменгі жағына созылымды герметикпен толтырылған, қалыңдығы кемінде 20 мм көлденең температуралық деформация жігін орнату керек.



1 – аражабынның темірбетонды плитасы, 2 - ішкі кірпіш қабат, 3 - жылытқыш,
 4 - ауа саңылауы, 5- беткі кірпіш қабат, 6 - деформациялық төсеме,
 7- керамикалық плитка, 8- термооқшаулау, 9 – жұқа арматураланған сылақ,
 10 - металл тірек бұрыш, 11- пенополистиролдан жасалған қыстырмалар

7.8-сурет – ТМД елдерінде қолданылатын беткі тас қабатты темірбетон аражабын плиталарымен түйінdestіру тәсілдері [3]



7.9-сурет – Беткі тас қабаты металл консольдерге тіреу 1 [9]

7.2 Қабырғаларды аражабындармен және жабындармен түйіндісіру

7.2.1 [8.5.1.1(1)P] Аражабындарға және шатырларға жалғасқан қабырғалар көлденең есептік жүктемелер қаңқаның конструкция элементіне берілетіндей аражабын және жабын плиталарымен жалғануы тиіс.

7.2.2 [8.5.1.1(2)P] Көлденең жүктемелердің қаңқа элементтеріне (жалғау конструкциялары, көлденең қабырғалар) берілуін аражабын немесе шатыр конструкциялары арқылы, мысалы, арматураланған монолитті немесе құрама бетон аражабындар арқылы немесе егер аражабын немесе шатыр конструкциясы қатты диск сияқты жұмыс істейтін болса, қапталған ағаш арқалықтар арқылы жүзеге асыру керек. Әрекет етуші жылжыту күшін және иілу моменттерін бере алатын күйдегі монолитті белдікті орындауға жол беріледі. Қабырғалар мен қаңқа конструкциялары арасындағы берілетін күштер көтергіш элементтердің тірек бетіндегі үйкеліс күші арқылы немесе анкерлік құрылғылар арқылы берілуі тиіс.

7.2.3 [8.5.1.1(3)P] Аражабын және жабын плиталары тірек учаскелерінің жылжу беріктіктің және кедергісін қамтамасыз ететін үйкеліс тереңдігі бар қабырғаға тірелуі тиіс. Бұл жағдайда дайындау және монтаждау кезінде рұқсаттарды ескеру керек.

7.2.4 [8.5.1.1(4)] Аражабын және жабын плиталарын қабырғаға тіреудің минималды ұзындығын есептеу арқылы анықтау керек.

7.2.5 [8.5.1.2] Анкерлер қабырға және қаңқаның көтергіш элементі арасында көлденең күштерді беруі тиіс. Егер, мысалы, фронтон қалауды шатырмен жалғауда қабырғаға түсетін уақытша жүктемелер аз болса, қабырғамен фронтонды қалаудың анкерлі қосылыстары жеткілікті болуы тиіс. Аражабын және жабын плиталарын қабырғаға тіреу кезіндегі анкерлер қадамы (қабырғаларға жанасуы) 2 м аспауы, ал 4 қабаттан астам ғимараттарда – 1,25 м аспауы тиіс.

7.2.6 [8.5.1.3(1)P] Егер аражабын және жабын плиталары немесе монолитті белдіктер тікелей қабырғаға тірелетін болса, онда үйкеліс кедергісі көлденең жүктемелердің берілісін қамтамасыз етуі тиіс.

7.2.7 [8.5.1.4(1)] Егер көлденең жүктемелердің қаңқа конструкциясына берілісі қаттылық белдігі арқылы болатын болса, онда оларды әрбір аражабын жазықтықтарына тікелей оның астына орналастырады. Қаттылық белдіктері темірбетоннан, арматураланған тас қалаудан, болаттан немесе ағаштан дайындалуы мүмкін және кемінде 45 кН есептік беріктік мәнімен созылатын күшті беру күйінде болуы тиіс.

7.2.8 [8.5.1.4(2)] Қаттылықтың темірбетон белдіктері күшті қаңқа конструкциясына беру үздіксіздігін қамтамасыз ету үшін олардың барлық ұзындығы бойынша үздіксіз арматуралануы тиіс.

7.2.9 [8.5.1.4(3)] Темірбетоннан жасалған армобелдіктерде минималды 150 мм^2 қима ауданы бар кемінде екі көлденең арматура шыбықтары болуы тиіс. Арматуралық түйістерді ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес және мүмкіндігінше ығыстыру арқылы орындайды. Параллель өтетін арматураны толық көлденең қимамен ескеру керек, ол аражабындарда немесе терезе маңдайшаларында қабырғаның және аражабын ортасынан 0,5 м алыстау тұратындығын ескерген жағдайда.

7.2.10 [8.5.1.4(4)] Егер көлденең жазықтықа қатты диск сияқты жұмыс істемейтін аражабынды қолданатын немесе аражабын немесе жабын плиталарының тірек астына жылжымалы (сырғымалы) төсемдерді төсейтін болса, онда қабырғаның көлденең

қаттылығын қаттылығы бойынша баламалы конструкция элементтерімен қамтамасыз етеді.

7.2.11 Қабырғада желдетілетін ауа саңылауы болған жағдайда беткі қабаттың ернеу учаскесінде, мысалы тік ерітінді жіктерінде саңылаулар түрінде желдету арналарын орнату керек.

7.2.12 Балкон плиталары мен беткі қабат арасында атмосфераға төзімді созылымды материалдармен толтырылған көлденең деформация жігін орнату керек. Балкон плиталары тек ішкі көтергіш тас қабатпен, ал қаңқа ғимараттарын таспен толтыруда – аражабын плиталарымен жалғануы тиіс. Суықтық көпірлерінің әсерін азайту мақсатында балкон плиталарын жылытуды қолдану керек. Аса озық шешім балкон плиталарын темірбетон аражабындарымен жеке (монолитті емес), мысалы, термооқшаулау қыстырмалары арқылы жалғау болып табылады (қосышадағы А.28-сурет).

7.2.13 Іздерді және тереңдетулерді ішкі тас қабатқа ғана орналастыру керек, оның минималды қалыңдығы кемінде 120 мм болуы тиіс. Іздер мен тереңдетулерді ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 8.6.2(1)-т. талаптарын орындаған жағдайда оларды босату сияқты қабырғалардың беріктігін есептеулерде ескермеуге болады.

7.2.14 Қаңқа ғимараттарындағы аражабындардың көтергіш конструкциясына тірелетін ішкі тасты қабат қаңқаның тік көтергіш конструкцияларына (көлденең қабырғаларға немесе ұстындарға) қосымша бекітілуі тиіс. Көлденең жүктеулердің әрекетіне есептеулер қажет болмайтын өздігінен көтергіш тас толтырулардың максималды өлшемдері 5.1-кестеде берілген.

7.2.15 Көп қабатты қабырғаларды аражабындармен және жабындармен түйіндестірудің конструктивті шешімдері осы құралдың А.3 берілген.

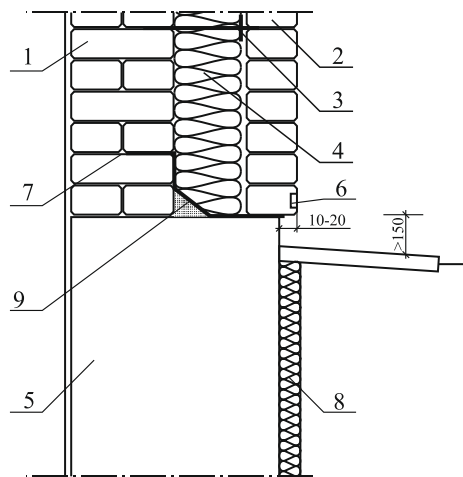
7.3 Қабырғаларды іргетастармен түйіндестіру

7.3.1 Көп қабатты тас қабырғалар тікелей іргетасқа немесе жертөле қабаттарының бір қабатты тас және темірбетон қабырғаларына тірелуі мүмкін. Бұл жағдайда беткі тасты қабатты толық құйма керамикалық, бетон және табиғи тастардан тұрғызған жағдайда ол топырақ деңгейінен минимум 15 см жоғары және өзге материалдардан жасалған тастардан тұрғызған кезде 50 см жоғары болуы тиіс (7.10-сурет).

7.3.2 Беткі қабатты толық құйма керамикалық, бетон табиғи тастардан топырақ деңгейінен төмен, осы деңгейде жер асты суы және беткі қабатты сенімді гидрооқшаулау болмаған жағдайда тұрғызуға жол беріледі (осы құралдың А.4 қараңыз).

7.3.3 Беткі қабаттың төменгі астыңғы қабат аймағында ауа саңылауын желдетуге арналған желдету арналы болуы тиіс. Желдету арналары торлармен жабылған тесіктер немесе толтырылмаған тік ерітінді жіктеріндегі саңылаулар түрінде болуы мүмкін. Көрсетілген саңылаулар қабырғаның ішкі қабатынан конденсатты шығару үшін бір уақытта қызмет етеді.

7.3.4 [8.7(1)P] Гидрооқшаулау қабаттары зақымдануға ұшырамай және басқа конструкциялардың зақымдануларын тудырмай көлденең және тік жүктемелерді беру күйінде болуы тиіс. Осыған байланысты оларда тас қалаудың әдейі ығыспауының алдын алу үшін үйкеліске жеткілікті кедергісі болуы тиіс.



1 – ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкерлер,
4 - жылытқыш, 5 - іргетас қабырғасы, 6 – конденсациялық ылғалды шығаруға арналған тік ерітінді
жіктеріндегі саңылаулар, 7 – гидроокшаулау, 8 – іргетас қабырғасын жылыту,
9 – құрылыс ерітіндісі шығатын еңіс

7.10-сурет – Іргетастағы беткі қабатты тіреу [9]

7.4 Қабырғалардың қиылысуы

7.4.1 [8.5.2.1(1)P] Бір-біріне жанасатын қабырғалар тік және көлденең жүктемелердің өзара берілісі қамтамасыз етілетіндей өзара қосылады.

7.4.2 [8.5.2.1(2)(3)] Қабырғалардың қиылысу аймағындағы қосылысын тас қалауды байланыстырумен немесе анкерлермен, және әрбір қабырғаға арматуралаумен жүзеге асырады (осы құралдың А.5 қараңыз).

7.5 Терезе және есік ойықтары

7.5.1 Көп қабатты қабырғаларда терезе және есік ойықтарын жобалау кезінде келесі қағидаларды басшылыққа алу керек:

- ойық орындарындағы ішкі және беткі тас қабаттар өзара түйіспеуі тиіс;
- ағаш өнімдері тек тас қабаттардың біріне ғана шөгуі мүмкін;
- ойықтар үстіндегі маңдайшалар әрбір тас қабаты үшін тәуелсіз болуы тиіс;
- тас қабаттар арасындағы ойықтардың периметрі бойынша қосымша байланыс анкерлі элементтер орнатылуы тиіс (7.2-сурет).

7.5.2 Тас қабаттар және ағаш өнімдері арасындағы оның периметрі бойынша гидроокшаулау және атмосфераға төзімді созылымды материалдардан жасалған тығыздағыш болуы тиіс (осы құралдың А6-қосымшасын қараңыз).

7.5.3 Ішкі тас қабаттағы маңдайшалар құрама немесе монолитті темірбетоннан орындалуы мүмкін. Беткі тас қабаттағы маңдайшаларды армотасты немесе жасырын металл профильдердің көмегімен орындау керек (осы құралдың А7-қосымшасын қараңыз).

7.6 Деформациялық жіктер

7.6.1 ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 2.3.4.1-тармағына сәйкес көп қабата қабырғалардағы ішкі және беткі тас қабаттың тік деформациялық жіктері арасындағы арақашықтықты есептік мәліметтер және келесі факторларға байланысты пайдалану тәжірибесі негізінде қабылдау керек:

- температураның мезгілдік айырма шамасы,
- қаптама қабатының қалыңдығы және қалау түрлері,
- тастар мен ерітінділердің физика-механикалық қасиеттері,
- аражабындар қаттылығы,
- терезе және есік ойықтарын есепке алумен қабырға геометриясы,
- арматуралаудың болуы,
- конструкцияның отқа төзімділігі,
- қабырғалардың термо және дыбыс оқшаулауына қатысты талаптар.

7.6.2 Тік деформациялық жіктер арасындағы максималды арақашықтықтардың нақты мәндері ұлттық қосымшаларда берілген. Мысалы, орталық Еуропа елдер қатарында көп қабатты қабырғалар үшін көрсетілген арақашықтықтардың келесі мәндері қабылданған:

- керамикалық тастардан жасалған беткі тас қабат үшін 12 м және керамикалық емес материалдардан жасалған қалаулар үшін 8 м;

- керамикалық тастардан жасалған ішкі тас қабат үшін 40 м және керамикалық емес материалдардан жасалған қалаулар үшін 30 м.

Тікелей температура әсерлеріне ұшыраған бір қабатты қабырғалар үшін тік деформациялық жіктер арасындағы арақашықтық қабатты қабырғалардың ішкі қабатына қарағанда аз болып қабылданады:

- тік жіктерді ерітіндімен толтырған кезде керамикалық тастардан жасалған қалаулар үшін -30 м, ал толтырулар болмаған жағдайда - 25 м;

- тік жіктерді ерітіндімен толтырған кезде бетон және силикатты тастардан қалау үшін -25 м, ал толтырулар болмаған жағдайда - 20 м.

7.6.3 Тік температура жіктерін орналастыру орындарын тағайындау кезінде келесі ережелерді орындау керек [3]. Ғимарат жоспарындағы күрделілерді тегіс көріністерге бөлуге болады (осы құралдың А.8 қараңыз). Әсіресе орташа қабырғаның кемінде 2 мм ұзындығы кезінде жоспардағы Z – тәрізді көріністерден аулақ болу керек. жіктерді ғимарат бұрыштарында, қабырғалардың қиылысқан орындарында, биіктік айырмаларында, ойықтардың жанына орналастыру керек. Жіктерді мүмкіндігінше лоджия және балкон шектерінде орналастыру керек, бұл атмосфералық әсерлерден қосымша қорғауды қамтамасыз етеді.

7.6.4 Тік деформация жігін терезе немесе есік ойықтары шекарасы бойынша орналастыру кезінде металл маңдайшаларды тіреу орындарында температура әсерінен туындаған маңдайшаларының деформация еркіндігін қамтамасыз ету мақсатында олардың периметрі бойынша сырғымалы төсемелерді және сыртына орналастыру керек.

7.6.5 Деформациялық жіктер арасындағы арақашықтықтардың [16] сәйкес бағдарлы мәні 7.1-кестеде келтірілген.

7.1-кесте – Арматураланған және арматураланбаған тас қабырғалар үшін тік деформациялық жіктер арасындағы метрмен есептегендегі максималды арақашықтықтар [16]

Материал стен	Қабырға қалыңдығы ≤ 140 мм			Қабырға қалыңдығы > 140 мм		
	Арматура ланбаған	450 мм арқылы арматураланған	225 мм арқылы арматураланған	Арматура ланбаған	450 мм арқылы арматураланған	225 мм арқылы арматураланған
Балшықты кірпіш $\varepsilon^* \leq 0,1$ мм/м	15	20	>20	15	20	>20
Силикатты, бетонды тастар, соның ішінде жеңіл бетоннан $0,1 < \varepsilon^* \leq 0,4$ мм/м	8	12	14	8	14	16
Газосиликаттан, пенобетоннан жасалған тастар $\varepsilon^* > 0,1$ мм/м	6	10	12	6	12	14
ε^* - тас қалауының шөгугі мен температура әсерінен туындаған деформациялардың жалпы мәндері						

7.6.6 DIN 1053-1 неміс нормаларына сәйкес солтүстік жағында орналасқан қасбеттерге арналған тік деформация жіктері арасындағы арақашықтық (12-14) м (географиялық ендікке байланысты), оңтүстік жағынан (8-9) м, батыс жағынан (7-8) м, шығыс жағынан (10- 12) м шектерінде қабылданады.

7.6.7 [20] ұсыныстарына сәйкес температураның және материал реологиясының әсеріне ескере отырып, тік деформация жіктері арасындағы арақашықтықты L_{\max} формула бойынша шамалап анықтауға болады, ол оның ұзындығының биіктігіне кемінде 5 қатынасымен беткі қабаттағы сызат тәрізді шектеулер жағдайынан алынған:

$$L_{\max} = - \ln[1 - f_{t0}/(E_{t0} \cdot R \cdot \varepsilon)]h/0,23, \quad (7.1)$$

мұндағы f_{t0} – тас қалаудың көлденең ерітінді жіктері бойындағы созылу беріктігі;

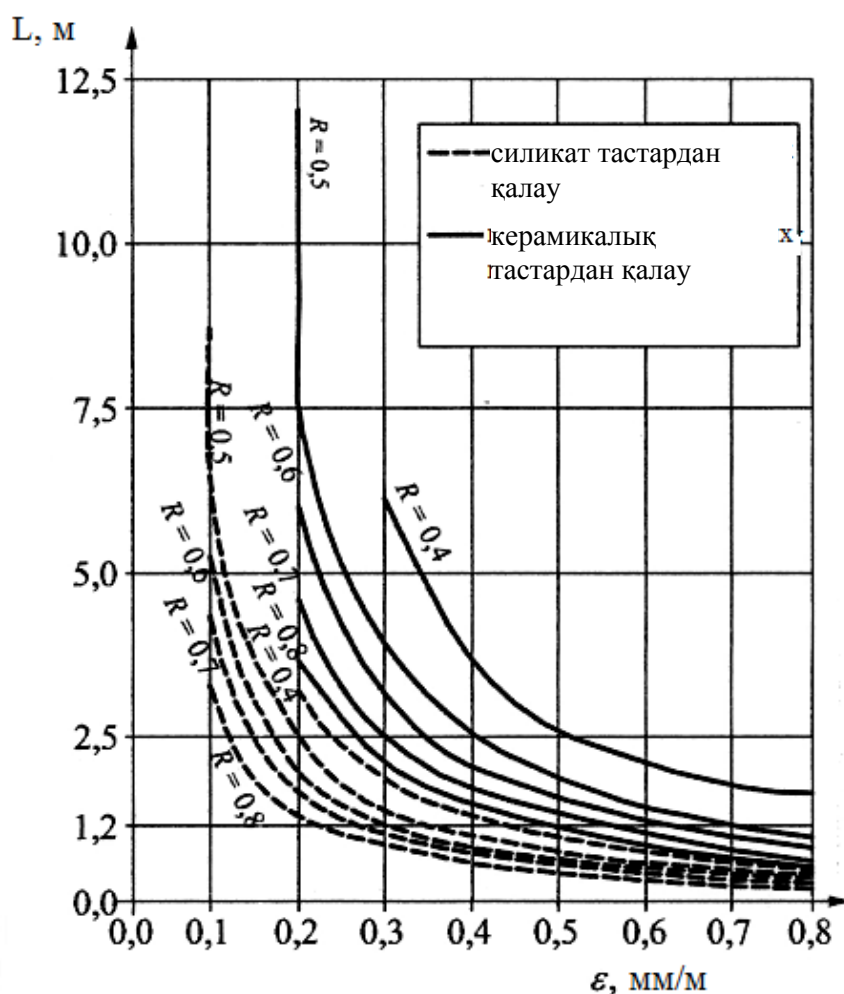
E_{t0} - тас қалаудың көлденең ерітінді жіктері бойындағы серпімділік модулі;

h – қабырға биіктігі;

ε – температураның және реологиялық факторлардың әсерінен туындаған қабырғаның салыстырмалы бойлық еркін деформациялары (мм/м);

R – беткі қабатты тіреу орнындағы үйкеліс әсерінің коэффициенті (мысалы, темірбетон аражабынға тікелей тіреу кезінде $R = 1$, ал гидроокшаулау материалдарынан дайындалған төсемелерге тіреу кезінде $R = 0,6$).

(7.1) формуланың графикалық түрі 7.11-суретте берілген.



7.11-сурет – Биіктігі $h = 1$ м беткі тас қабатының тік деформация жіктері арасындағы L арақашықтығының оның салыстырмалы деформацияларына ε тәуелділігі [20]

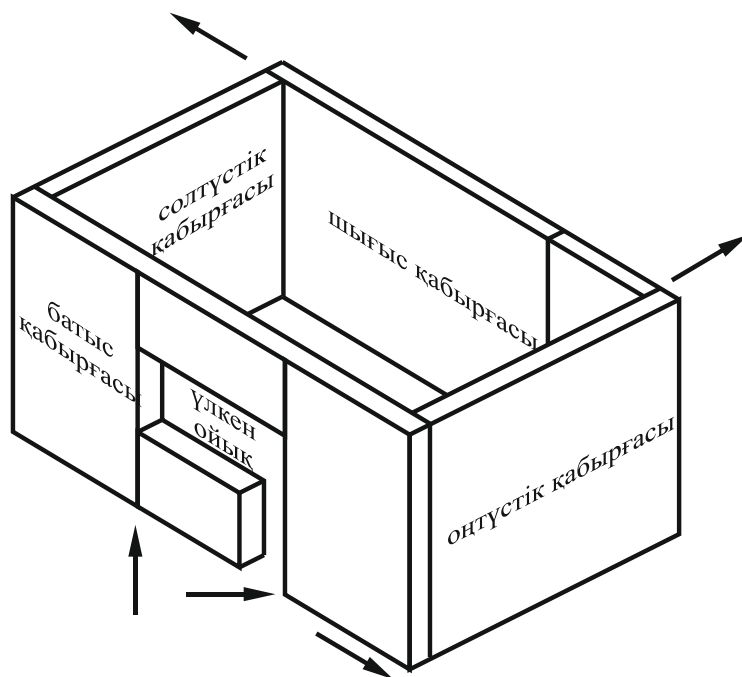
7.6.8 [3] жұмыс мәліметтеріне сәйкес ресей климаттық жағдайлары үшін сыртқы қабырғалардың беткі қабатындағы тік деформация жіктері арасындағы арақашықтықтың келесі мәндері ұсынылады (7.2-кесте).

7.2-кесте – Көп қабатты сыртқы қабырғалардың беткі (сыртқы) қалау қабатындағы тік деформация жіктері арасындағы арақашықтықтың максималды шамасы [3]

Тік деформация жіктерінің арасындағы арақашықтықтың максималды шамалары				
Аса салқын және жылы бес күндік арасындағы температура айырмасы, °C	Керамикалық кірпіштен, керамикалық және табиғи тастан жасалған қабырға учаскесінің пішіні		Силикатты кірпіштен, бетон, ұяшықты бетон тастардан жасалған қабырға учаскесінің пішіні	
	тік сызықты	L- тәрізді	тік сызықты	L- тәрізді
80	10	5	7	5

60	14	7	8	6
40	18	9	9	7

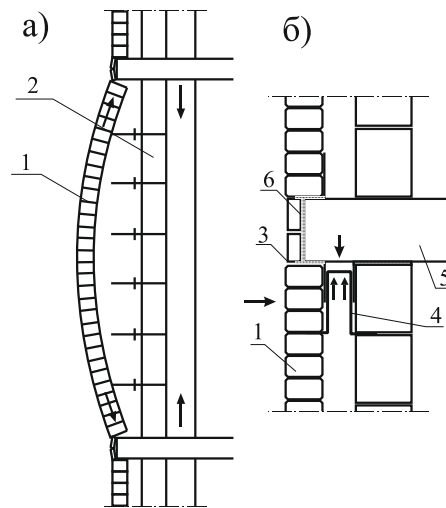
7.6.9 Тік жіктерді есептеуге тәуелсіз ғимарат бұрыштарына және оның биіктігі өзгерген орындарға орнату керек (осы құралдың А.8 қараңыз). Тік деформация жіктерін ғимарат бұрыштарына орналастыру жарық жағына қатысты оларды бағдарлауына байланысты температура әсерінен туындаған қабырға деформацияларының тәуліктік өзгеруімен келісілуі тиіс (7.12-сурет).



7.12-сурет – Жарық жақтарына қатысты қабырғаларды бағдарлауға байланысты тік деформация жіктерінің орналасу қағидасы (көрсеткілермен температура әсерлерінен туындаған деформацияның еркін бағыттары көрсетілген) [23]

7.6.10 Тас қабаттар арасындағы тік деформация жіктерінің шеттері бойынша қосымша байланыстыру элементтері орнатылуы тиіс (осы құралдың қосымшасындағы А.6 және А.7-суреттер).

7.6.11 Беткі қабаттағы көлденең деформация жіктерін аражабын төменгі жағындағы деңгейге орналастыру керек. Олар болмаған жағдайда оның тік элементтерінің аққышқытық деформациясына байланысты темірбетонды қаңқасы бар ғимараттарда, сонымен қатар беткі қабаттың температуралы деформациясы қысылғанда жол бергісіз сығылу кернеуі орын алуы мүмкін. Сонымен қатар беткі қабатты оның майысуына байланысты аражабын плитасына орталықтан тыс тіреген кезде беткі қабатты ішкі темірбетонмен жалғайтын анкерлік байланыстардың бұзылуы мүмкін (7.13а-сурет). Егер қаңқа ғимаратындағы көп қабатты қабырғаның ішкі қабаты тастан жасалған болса, онда темірбетон плитаның жоғарғы және төменгі жағының арасында көлденең деформация жігінің құрылғысы қажет (7.13б-сурет).

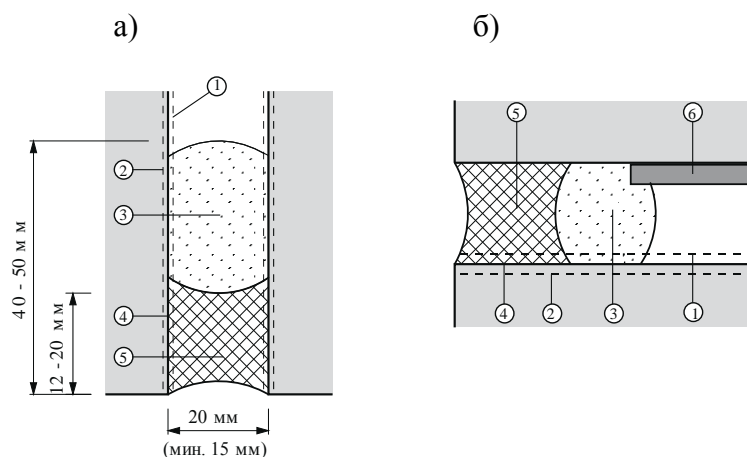


1 – беткі тасты қабат, 2 – ұстынмен біріктірілген темірбетон қабырғасы,
3 – көлденең деформация жігі, 4 – тот баспайтын болаттан жасалған қыстырма, 5 – темірбетонды
аражабын, 6 – металл консоль

7.13-сурет – Қаңқа ғимараттарындағы көлденең деформация жігі (а) және аражабын астына оны орнатпаған (б) кездегі беткі тас қабаттың деформациясы [13]

7.6.12 Көлденең деформация жіктерін әрбір қабатқа беткі тас қабатты қабат бойынша аражабындарға тіреу жағдайына қарағанда жиі емес орнатуға жол берілмейді. Қалаудың жоғарғы қатары мен плитаның төменгі бөлігі арасындағы көлденең жіктің қалыңдығы аражабын плитасын есептік июден 5 мм көп, бірақ кемінде 30 мм болуы тиіс. Жіктерге қалау ерітіндісінің, кірпіш сынықтарының және т.с.с. түсуіне жол берілмейді.

7.6.13 Тік және көлденең деформация жіктері атмосфераға төзімді герметикамен тығыздалуы тиіс (осы құралдың 7.14 және А.67-суретін қараңыз).



1, 2 – деформация, 3 – жабық ұяшықты құрылымы бар пенопласттан жасалған профиль,
4 – астарлау, 5 – герметик, 6 – консоль анкері

7.14-сурет – Беткі тас қабаттағы тік (а) және көлденең (б) температуралық деформация жіктерін бітеу [17,18]

МЫСАЛ

Берілгені: Рубероидтан жасалған гидроокшаулау арқылы темірбетон іргетасына тірелетін биіктігі $h = 6$ м силикатты тастардан жасалған беткі қабат. Температура әсерлерінен беткі қабаттың салыстырмалы деформациясы $0,3$ мм/м құрайды.

Талап етіледі: Тік деформация жіктері арасындағы максималды арақашықтықты L_{\max} анықтау.

Шешімі

7.11-суреттегі графиктен $\varepsilon = 0,3$ мм/м және $R = 0,6$ үшін $L = 1,2$ м табамыз. Беткі қабаттың $h = 6$ м биіктігі кезінде деформация жіктерінің арасындағы максималды арақашықтық $L_{\max} = L \cdot h = 1,2 \times 6 = 7,2$ м құрайды.

8 ТАСТЫ ҚАПТАМА ҚАБАТЫ БАР КӨП ҚАБАТТЫ ҚАБЫРҒАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ

8.1 Жалпы ережелер

8.1.1 Иілгіш байланыстары бар көп қабатты қабырғалардың көтергіш қабілеттілігін есептеуді өзі қабылдайтын жүктемеге әрбір қабат үшін жеке жүргізу керек. Көтергіш қабырғаның ішкі қабатын өз салмағына, жабындардан және аражабындардан түсетін жүктемеге, жылытқыш салмағына және жел жүктемесіне есептеу керек. Қаңқаны толтырғыш болып табылатын ішкі өздігінен көтергіш қабатты өз салмағынан және жылытқыш салмағынан түсетін жүктемені, сонымен қатар жел жүктемесін есептеу керек. Беткі қабатты өз салмағынан және желден түсетін жүктемеге, сонымен қатар температура әсерлеріне есептеу керек.

8.1.2 [5.5.5(6)] Қос қабатты қабырғаларда, егер тек бір қабатында тұрақты тірек бар болса да, екі қабаттың бірлескен жұмысын ескеру керек. Бұл үшін шарт байланыстар қабырғасында қабырғасында қолдану болып табылады (анкерлі құрылғылар). Егер екі қабатты қабырғаның тік шеттері бойынша сәйкесінше жалғаулары болса, қабырғаның тірекке берілетін жүктемесен тек қабырғаның бір қабатына ғана әсер ететін сияқты қабылдау керек. Қалған барлық жағдайларда жеке бірлескен жұмысты қолдануға жол беріледі.

8.1.3 Егер қалау қабаты әртүрлі материалдардан орындалған болса, онда серпімді сипаттаманы берілген серпімді сипаттамамен ауыстыру керек [9].

8.2 Тік жүктемелерге әсер етуді есептеу

8.2.1 [5.5.2.1 (2,3)] Толтырылған қос қабатты қабырғаның иілгіштігін есептеу кезінде қабырға қалыңдығын 100 мм артық емес аралық кеңістікпен есептейді. Конструкция элементінің иілгіштігі 27 аспауы тиіс.

8.2.2 [5.5.1.3(3)] Қабаттары ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.5-т. сәйкес байланыстармен жалғанған ауа саңылауы бар қос қабатты қабырға үшін қабырғаның тиімді қалыңдығын t_{ef} келесі формула бойынша есептейді

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{ref} t_1^3 + t_2^3}, \quad (8.1)$$

мұндағы t_1, t_2 – қабаттардың нақты қалыңдығы немесе егер ол анықталатын болса, ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 (5.10) формула бойынша есептелінген олардың тиімді қалыңдығы, бұл жағдайда t_1 – сыртқы немесе кернелмеген қабат қалыңдығы, t_2 – ішкі немесе көтергіш қабат қалыңдығы;

$k_{\text{теf}} - t_1$ және t_2 қабаттарының әртүрлі серпімді модульдерін бөлу кезінде жекеге тең коэффициент.

ЕСКЕРТПЕ $k_{\text{теf}}$ мәні ұлттық қосымшада белгіленген. Ұсынылған мән $k_{\text{теf}} = E_1/E_2$, бірақ 2 артық емес.

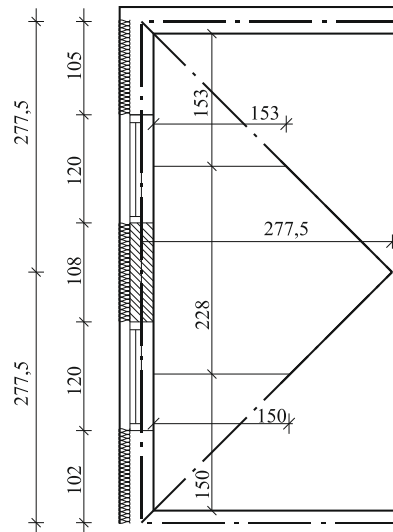
8.2.3 [5.5.1.3(4)] Егер ауа саңылауы бар қос қабатты қабырғада жүктемеде тек қабаттардың біреуі ғана тұратын болса, онда қабырғаның тиімді қалыңдығын есептеу үшін анкерлер жүктелген қабаттан жүктелмеген қабатқа беретін жағдайда (8.1) формуласын қолдануға болады. Қабырғаның тиімді қалыңдығын есептеу кезінде жүктелген қабат қалыңдығынан артық емес қабырғаның жүктелмеген қабат қалыңдығын қабылдайды.

8.2.4 [6.1.2.1(4)] Ауа саңылауы бар қос қабатты қабырғаларда есептеуді әрбір қабырға қабаты бойынша жеке жүргізеді. Бұл үшін қабырғаның жүктелген қабатының көлденең қимасының ауданын және (8.1) формуласы бойынша тиімді қалыңдық кезінде анықталған сәйкесінше тиімді иілгіштігін қабылдайды.

8.2.5 [6.1.2.1(6)] Екі қабаты да ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.5-т. сәйкес өзара жалғанған және екі қабаты да іс жүзінде бірдей жүктелген ауа саңылауы жоқ қос қабатты қабырғаны бір қабатты қабырға немесе ауа саңылауы бар қос қабатты қабырға ретінде есептейді.

МЫСАЛ 1

Берілгені: Қалыңдығы $t_1 = 0,12$ м керамикалық тастардан жасалған беткі қабаты бар және қалыңдығы $t_2 = 0,24$ м силикатты блоктардан жасалған ішкі көтергіш қабаты бар 5-қабатты тас үйдің соңғы қабатындағы терезе арасындағы аралық. Терезе аралығының ені $b = 1,08$ м, ал оның аражабындар арасындағы биіктігі $h = 2,7$ м (8.1-сурет). Қалыңдығы 20 см темірбетонды монолитті аражабындар оның барлық қалыңдығы бойынша ішкі көтергішке тіреледі. Ішкі көтергіш қабат силикатты 2-топтың тасарынан жасалған, ал оның құрылысы А дәрежесіне сәйкес келеді. Силикат блоктарының сипаттамалық беріктігі $f_b = 5$ МПа, ал құрылыс ерітіндісі $f_m = 5$ МПа құрайды.



8.1-сурет – Жабыннан терезе аралығына 1 түсетін жүктемені анықтау (өлшемдері см)

Талап етіледі: Терезе аралығының тік және көлденең жел жүктемесіне әсерінің көтергіш қабілеттілігін тексеру.

Шешімі

Көтергіш ішкі қабаттың сығылуға сипаттамалық кедергісін анықтаймыз

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} = 0,45 \times 15^{0,70} \times 5^{0,30} = 4,85 \text{ МПа},$$

мұндағы ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.3-кестесіне сәйкес конструктивті коэффициент $K = 0,45$.

Қалаудың байланысқан қима бойынша иілу кезіндегі сипаттамалық кедергісі $f_{xk2} = 0,4$ МПа, ал байланыспаған $f_{xk1} = 0,1$ МПа.

Қалаудың уақытша серпімділік модулі

$$E = 1000 \cdot f_k = 1000 \times 4,85 = 4850 \text{ МПа}.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 2.4.3-т. сәйкес тас қалаудың қауіпсіздік коэффициентін қабылдаймыз $\gamma_M = 1,7$.

Терезе аралығының көлденең қима ауданы

$$A = b \cdot t = 0,24 \times 1,08 = 0,26 \text{ м}^2.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес көлденең қима өлшемдеріне байланысты қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Тас қалаудың есептік кедергісі:

- сығу кезінде

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\gamma_{Rd}} = \frac{4,85}{1,7} \times \frac{1}{1,1} = 2,60 \text{ МПа};$$

- байланыспаған қима бойынша иілуі кезінде

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\gamma_{Rd}} = \frac{0,10}{1,7} \times \frac{1}{1,1} = 0,05 \text{ МПа};$$

- байланысқан қима бойынша

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\gamma_{Rd}} = \frac{0,40}{1,7} \times \frac{1}{1,1} = 0,21 \text{ МПа}.$$

Конверт түрінде бүктеу кезінде терезе аралығына жиналатын жүктемедегі темірбетонды жабынның ауданы (8.1-сурет)

$$(1,5 \cdot 2,28) + \frac{1}{2} (2,28 + 2,25) 0,03 + \frac{1}{2} 2,25(2,775 - 0,12 - 1,53) = 4,75 \text{ м}^2.$$

Аражабыннан ішкі көтергіш қабатқа түсетін жүктеме

$$(7,6 + 2,88 + 1,5) 4,75 = 56,91 \text{ кН}.$$

Биіктігі 0,85 м парапет салмағын және терезе ойықтарын есепке алумен терезе аралығының жеке салмағынан түсетін жүктеме келесіні құрайды

$$[5,47 (2,70 \times 1,08 - 1,5 \times 1,2) + 1,94 \times 1,08] + 5,47 (0,85 \times 1,08) = 13,22 \text{ кН}.$$

Жабын астындағы қимадағы бойлық сығатын күш

$$N_{Edf} = N_{0d} = 56,91 \text{ кН}.$$

Терезе аралығы биіктігінің ортасындағы бойлық сығатын күш

$$N_{md} = N_{0d} + 0,5 \times 2,70 \times 5,47 \times 1,08 = 64,89 \text{ кН}.$$

Терезе аралығының төменгі бөлігіндегі бойлық сығатын күші

$$N_{Edf} = N_{0d} + N_{s1d} + N_{s2d} + 2,70 \times 5,47 \times 1,08 = 71,86 \text{ кН}.$$

Ені 2,28 м жүк ауданымен терезе аралығына түсетін жел жүктемесе

$$W_d = w_d \cdot 2,28 = 0,33 \times 2,28 = 0,75 \text{ кН/м}.$$

Терезе аралығы қимасының инерция моменті

$$I_1 = I_2 = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{1,08 \times 0,24^3}{12} = 1,2442 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Терезе аралығының иілу қаттылығы

$$E \cdot I_1 = E \cdot I_2 = 4850 \times 1,2442 \times 10^{-3} = 6,04 \text{ МНм}^2.$$

Темірбетон жабынының инерция моменті

$$I_4 = \frac{b \cdot h_s^3}{12} = \frac{1,08 \times 0,20^3}{12} = 7,2 \times 10^{-4} = 72 \text{ 000 см}^4.$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2005/2011 3.1-кестеге сәйкес бетонның серпімділік модулі

$$E_4 = 30 \text{ 000 МПа.}$$

Жабынның иілу қаттылығы

$$E_4 \cdot I_4 = 30 \text{ 000} \times 7,2 \times 10^{-4} = 21,6 \text{ МНм}^2.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 С-қосымшасына сәйкес 8.2-суреттің есептік сызбасына сәйкес шыбықтардың қаттылық коэффициенті

$$n_1 = n_4 = 3,$$

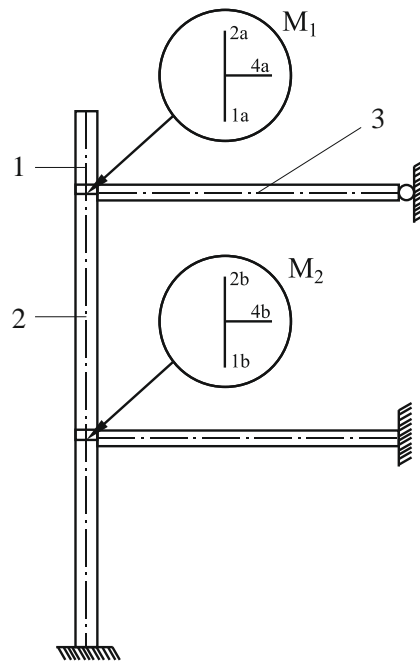
$$L_4 = 6,04 \text{ м.}$$

4-ші шыбыққа түсетін жүктеменің иілу моменті

$$\frac{q_{4d} \cdot 2,28 \cdot L_4^2}{4(n_4 - 1)} = \frac{(7,6 + 2,88 + 1,5) \times 2,28 \times (6,04)}{4(3 - 1)} = 124,6 \text{ кНм.}$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 С-қосымшасы (2) тармағына сәйкес есептік иілу моменті

$$M_{Edf} = \frac{\frac{n_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} \left[\frac{q_{4d} \cdot 2,28 \cdot L_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]}{\frac{n_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{n_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{L_4}} = \frac{\frac{3 \times 6,04}{2,70} [124,60]}{\frac{3 \times 6,04}{2,70} + \frac{3 \times 21,60}{6,04}} = 47,95 \text{ кНм.}$$



1 – тас парпет, 2 – аралық, 3 – темірбетонды жабын

8.2-сурет – Гимараттың жоғарғы қабатында орналасқан көп қабатты қабырғаның тас аралығының есептік сызбасы

Иілу моменті аралықтың ішкі қабатының 0,45 қалыңдығынан асатын эксцентриситетті тудыратын болғандықтан, иілу моментін ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 С-қосымшасы (5) тармағына сәйкес анықтаймыз

$$M_{\text{Edf}} = N_{\text{Edf}} \frac{a}{2} + N_{\text{Edf}} \frac{(t+a)}{4}.$$

Қабырға бетінен аражабын плитасының астына дейінгі арақашықтықты қабылдай отырып $a = 0$ табамыз

$$M_{\text{Edf}} = 56,91 \times \frac{0}{2} + 56,91 \times \frac{(0,24+0)}{4} = 3,41 \text{ кНм.}$$

Жел әсерінен иілу моменті

$$M_{\text{wd}} = \frac{W_d \cdot h_k^2}{12} = \frac{0,75 \times 2,92^2}{12} = 0,53 \text{ кНм.}$$

Жабын плитасының астындағы қимадағы эксцентриситетті анықтау үшін келесі параметрлерді табамыз:

$\rho_2 = 1,00$ ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.1.2 (11)-тармағына сәйкес,

$h_{\text{ksw}} = 2,7$ м аражабындар арасындағы аралық биіктігі.

Аралықтың тиімді биіктігі

$$h_{\text{ef}} = \rho_2 \cdot h_{\text{ksw}} = 1,0 \times 2,7 = 2,7 \text{ м.}$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.1.3-тармағына сәйкес аралықтың тиімді қалыңдығы

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t = 1,0 \times 0,24 = 0,24 \text{ м.}$$

Согласно п. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.1.4-тармағына сәйкес аралық иілгіштігінің шарты сақталады:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,70}{0,24} = 11,25 < 27.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.1.1(4)-тармағына сәйкес бастапқы эксцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{270,0}{450} = 0,6 \text{ см.}$$

Жел жүктемесінің әсерінен болатын эксцентриситет

$$e_{he} = \frac{M_{wd}}{N_{ld}} = \frac{0,53}{56,91} = 0,93 \text{ м.}$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.1.1(4)-тармағына сәйкес жалпы эксцентриситетке қатысты шарт

$$e_1 = \frac{M_{Edf}}{N_{Edf}} + e_{init} + e_{he} \geq 0,05t$$

дегенмен орындалғандықтан

$$e_1 = \frac{3,41}{56,91} + 0,0060 + 0,0093 = 0,08 \text{ м} > 0,05t = 0,012 \text{ м.}$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.1.2.2-тармағына сәйкес Φ_1 коэффициентін анықтаймыз

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 1 - 2 \frac{8}{24} = 0,33.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.1.2.1-тармағына сәйкес жабын плитасының астындағы аралықтың көтергіш қабілеттілігін анықтаймыз

$$A = t \cdot b = 0,24 \times 1,08 = 0,26 \text{ м}^2,$$

$$N_{Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 0,33 \times 0,26 \times 2,60 = 223,08 \text{ кН,}$$

$$N_{Ed} = N_{Edf} \cdot b = 56,91 \times 1 = 56,91 \text{ кН.}$$

Сығу кезіндегі аралықтың беріктік шарты

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

дегенмен орындалғандықтан

$$N_{Ed} = 56,91 \text{ кН} < N_{Rd} = 223,08 \text{ кН}.$$

Жел әсерінен иілу кезіндегі аралықтың көтергіш қабілеттілігін анықтаймыз
Есептік жүктемеден түсетін сығу кернеуі. Шартты тексереміз:

$$\sigma_d = N_{Ed} / A \leq 0,2 f_d,$$

$$\sigma_d = \frac{56,91}{0,26} = 0,22 < 0,2 \times 2,60 = 0,52 \text{ МПа}.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.3.1(4)-тармағына сәйкес иілу кезіндегі берілген беріктік

$$f_{xd1.app} = f_{xd1} + \sigma_d = 0,05 + 0,22 = 0,27 \text{ МПа}.$$

Аралықтың биіктік бірлігіне кедергі моменті

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1,08 \times (0,24)^2}{6} = 0,010368 \text{ м}^3 = 10 \text{ 368 см}^3.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.5(7)-тармағына сәйкес μ коэффициенті

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} = \frac{0,05}{0,21} = 0,25.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Е-қосымшасына сәйкес тарату коэффициенті

$$\alpha_2 = 1,0.$$

Жел әсерінен иілу моменті

$$W_{Ed} = w_d \cdot h_k = 0,33 \times 2,92 = 0,97 \text{ кН/м},$$

$$M_{Ed} = \mu \cdot \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot b^2 = 0,25 \times 1,0 \times 0,97 \times (1,08) = 0,28 \text{ кН/м}.$$

Иілу кезіндегі аралықтың беріктік шарты

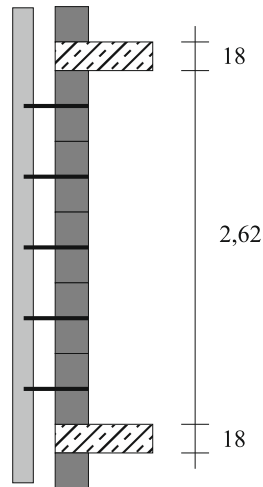
$$M_{Ed} \leq M_{Rd1},$$

сақталды:

$$M_{Ed} = 0,28 \text{ кНм} < M_{Rd1} = 2,8 \text{ кНм}.$$

МЫСАЛ 2

Берілгені: Ішкі көтергіш тас қабатынан тұратын, қалыңдығы $t_2 = 0,24$ м және жарықтағы биіктігі $h = 2,62$ м, аралығы $l = 5,5$ м және қалыңдығы $0,18$ м монолитті темірбетон аражабыны тірелетін көп қабатты қабырға (8.3-сурет). Қалыңдығы $t_1 = 0,12$ м беткі тасты қабат іргетасқа тіреледі және ішкі қабаттарға иілгіш байланыстармен жалғанған.



8.3-сурет – Көп қабатты тас қабырғаның конструктивті сызбасы

Ішкі қабаттың тас қалауын сығуға сипаттамалық кедергісі $f_k = 5,0$ МПа, ал есептік кедергісі $f_d = 2,83$ МПа құрайды.

Талап етіледі: Сығу кезінде қабырғаның ішкі қабатының көтергіш қабілеттілігін тексеру

Шешімі

Аражабынның $q_k = 2,25$ кН/м² ішкі қабатына өз салмағынан түсетін жүктеме $N_{Gk} = 60$ кН құрайды.

Қабырғаға түсетін пайдалы жүктеме $N_{Qk} = 140$ кН.

Қабырғаға түсетін жалпы жүктеме

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,4 \times (60 + 140) = 280 \text{ кН.}$$

Қабырғаның тиімді биіктігі

$$h_{ef} = \rho \cdot h = 0,9 \times 2,62 = 2,36 \text{ м,}$$

$f_k > 1,8$ МПа үшін коэффициент

$$\Phi_1 = 1,6 - l/6 < 0,90 \cdot (a/t) = 1,6 - 5,5/6 = 0,68 < 0,90,$$

мұндағы $(a/t) = 1,0$

Коэффициент

$$\begin{aligned} \Phi_2 = 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 &= 0,85 \cdot (a/t) - 0,0011 \cdot (h_{ef}/t)^2 = 0,85 \times (1,0) - 0,0011 \times \\ &\times (2,36/0,24)^2 = 0,74, \end{aligned}$$

$$\Phi = \min (\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_1 = 0,68.$$

Қабырғаның көтергіш қабілеттілігі

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \Phi = 1,0 \times 0,24 \times 2,83 \times 0,68 = 462 \text{ кН}.$$

Беріктік шартын тексереміз

$$N_{Ed} = 280 < 462 = N_{Rd}.$$

Шарт орындалады

МЫСАЛ 3

Берілгені: әрқайсысының қалыңдығы $t = 0,12$ м беткі және ішкі қабаттан және қалыңдығы $c = 0,12$ м ішкі қабаттан тұратын, меншікті салмағы 6 кН/м^3 бар құйма пенобетонмен толтырылған сыртқы көп қабатты қабырғалары бар үш қабатты тасты тұрғын үй (8.4-сурет). Беткі және ішкі қабаттары цемент-ізбесті ерітіндіде 1-топты керамикалық тастардан орындалған (сығу кезіндегі қалаудың сипаттамалық кедергісі $f_k = 5,94 \text{ МПа}$). Олардың барлық қалыңдығы бойынша темірбетон белдіктер арқылы қабырғаға аралығы $l_{eff} = 5,48$ м монолитті темірбетон аражабындары тіреледі. Аражабындар арасындағы қабырғалардың биіктігі $h = 2,5$ м құрайды. Бірінші қабаттың ені $b = 1,6$ м аралығына түсетін есептік тік жүктеме $N_{Ed} = 526 \text{ кН}$ құрайды. Қабырғаға түсетін есептік жел жүктемесі $q_{Ewd} = 0,33 \text{ кПа}$.



1 – керамикалық тастардан қалау, 2 – құйма пенобетон
8.4-сурет – Үш қабатты үй қабырғасы (а) және оның тік қимасы (б)

Талап етіледі: Бірінші қабат аралығының көтергіш қабілеттілігін тексеру.

Шешімі

Аралықты есептеуді ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 сәйкес ықшамдалған әдіспен жүзеге асырамыз. Көрсетілген әдісті қолдану мүмкіндігіне жол беретін қосымша шарттарды орындауды тексереміз (4.2.1.2-тармақ ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011).

1.1-шарт:

$$l_f = l_{\text{eff}} = 5,48 \text{ м} \leq 7,0 \text{ м}, N_{\text{Ed}} \leq k_G t b_1 f_d,$$

мұндағы $k_G = 0,2$ – 1-тас тобынан қалауға арналған коэффициент (4.2.1.2 (1)-тармақ ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011);

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,94 / 1,7 = 3,49 \text{ МПа};$$

$$t = 2 \times 0,12 = 0,24 \text{ м};$$

$b_1 = 3,52 \text{ м}$ – жүктеме әсер ететін қабырғаның есептік ені (8.4а-суретіндегі штрихтелген учаске).

$$N_{\text{Ed}} = 526 \text{ кН} < 0,2 \times 0,24 \times 3,52 \times 3,49 = 590 \text{ кН}.$$

1.2-шарт:

$$l_f \leq 4,5 + 10t \text{ когда } f_d > 2,5 \text{ МПа},$$

$$l_f = l_{\text{eff}} = 5,48 \text{ м} < 4,5 + 10 \times 0,24 = 6,9 \text{ м}.$$

Екі шарт та орындалады.

Ықшамдалған есептеу әдісін қолдануға рұқсат ететін ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 4.2.1.2 (2)Р-тармағының шартын тексереміз

$$t \geq \frac{c_1 q_{\text{Ewd}} b h^2}{N_{\text{Ed}}} + c_2 h,$$

мұндағы $c_1 = 0,14$, $c_2 = 0,022$ - $\alpha = N_{\text{Ed}} / (t \cdot b \cdot f_d) = 526 \times 10^3 / (0,24 \times 3,52 \times 3,49) = 0,18$ үшін ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 4.1-кестесінен

$$t = 0,24 \text{ м} > 0,14 \times 0,33 \times 3,52 \times 2,5^2 \times 10^3 / 526 + 0,022 \times 2,5 = 0,06 \text{ м}$$

шарт орындалады.

Аралықтың тиімді биіктігін анықтаймыз (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 4.2.2.4-тармақ)

$$h_{\text{ef}} = \rho_4 \cdot h k_{\text{sw}} = 1,0 \times 2,50 = 2,5 \text{ м}.$$

Аралықтың тиімді қалыңдығын анықтаймыз (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.1.3-тармақ)

$$t_{\text{ef}} = \rho_{\text{t2}} \cdot t = 1,0 \times 0,36 = 0,36 \text{ м}.$$

Аралықтың иілгіштігін анықтаймыз (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.2.1-тармақ)

$$h_{\text{ef}} / t_{\text{ef}} = 2,5 / 0,36 = 6,94 < 27.$$

Редукциялық коэффициентті анықтаймыз (ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 4.2.2.3-тармақ)

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011(h_{ef}/t_{ef})^2 = 0,85 - 0,0011 \times 6,94^2 = 0,8,$$

$$\phi_s = 1,3 - l_f/8 = 1,3 - 5,48/8 = 0,62 < 0,85.$$

Кіші мәнді қабылдаймыз $\phi_s = 0,62$

Аралық қимасы біртекті болмағандықтан, оның ауданын қалауға берілген сыртқы көтергіш қабаттармен анықтаймыз. Толтыру бетонның серпімділік модулі $E_c = 800$ МПа, ал аққыштық коэффициенті $\Phi_c = 0,9$. Керамикалық тастардан қалаудың серпімділік модулін EN 1052-1 сәйкес келесі формуладан анықтаймыз:

$$E_b = K_E \cdot f_k = 1000 \times 5,94 = 5940 \text{ МПа.}$$

Керамикалық тастардан қалаудың аққыштық коэффициенті $\Phi_b = 0,6$.

Толтыру бетонның ұзақ серпімділік модулі және керамикалық тастардан қалау:

$$E_{\text{longterm},c} = E_c / (1 + \Phi_c) = 800 / (1 + 0,9) = 421 \text{ МПа,}$$

$$E_{\text{longterm},b} = E_b / (1 + \Phi_b) = 5940 / (1 + 0,6) = 3713 \text{ МПа.}$$

Аралықтың берілген қима ауданы

$$A = 2b \cdot t + b \cdot c \cdot E_{\text{longterm},c} / E_{\text{longterm},b} = 2 \times 1,6 \times 0,12 + 1,6 \times 0,12 \times 421 / 3713 = 0,406 \text{ м}^2.$$

3-3 қимадағы сығу кезінде аралықтың көтергіш қабілеттілігін анықтаймыз (8.4а-сурет)

$$N_{Rd} = \phi_s \cdot A \cdot f_{d,s} = 0,62 \times 0,406 \times 3,49 \times 10^3 = 879 \text{ кН.}$$

Аралықтың көтергіш қабілеттілігін қамтамасыз ету шарты

$$N_{Ed} = 526 \text{ кН} < N_{Rd} = 879 \text{ кН}$$

орындалған болып табылады.

8.3 Көлденең жүктемелердің әсерін есептеу

8.3.1 [5.5.5 (3)] Тас қалау қабырғасының көлденең жүктемеден иілуін есептеу кезінде қабырғадағы тік деформацияланған жікті моменттердің және көлденең күштердің берілісі болмайтын қабырға шеті ретінде қарастырады.

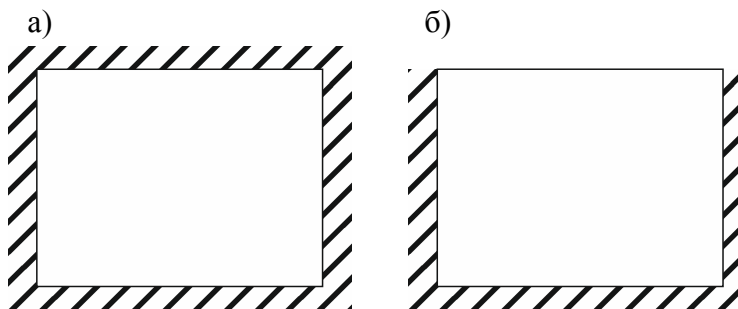
8.3.2 [5.5.5(1)] Тас қалау қабырғасының көлденең жүктемеден иілуін есептеу кезінде келесілерді ескеру керек:

- гидроокшаулау қабаттарының әсері;
- тіреу шарты, аралық тіректер (тік көлденең қабырғалар, контрфорстар) арасындағы шектердегі қабырғаның үздіксіздігі (босатулардың болмауы).

8.3.3 [5.5.5 (4)] Тірек сызығы бойынша есептік көлденең жүктеменің тірек реакцияларын қабырға биіктігі бойынша біркелкі таратылу сияқты тіректерді есептеу

кезінде қабылдауға жол беріледі. Тіректегі кернеу анкерлер, қабырға пилондары немесе аражабын және жабын плиталары қабылдануы мүмкін.

8.3.4 [5.5.5(5)] Егер көлденең жүктеме кезінде иілетін қабырғалар тік жүктемемен жүктелген қабырғалармен жалғанған болса немесе егер оларға темірбетонды аражабындар қойылған болса, онда тіректі тұтас сияқты қарау керек. Қабырғада гидроокшаулау қабаты болған жағдайда оны бір аралықты арқалық ретінде қарастырады. Егер қабырғалар анкерлердің көмегімен көлденең тік қабырғамен немесе басқа қаңқа конструкцияларымен тік шеттері бойынша жалғанған болса, онда тік жақтарында, егер анкерлердің беріктігі есептеумен анықталуы мүмкін болса, моменттерді жеке берілуін қабылдауға рұқсат етіледі.



8.5-сурет – Қаңқаны толтыратын ішкі тас қабатын барлық контуры бойынша (а) және аражабын арасындағы көлденең деформация жігін орнату кезінде және тас қалаудың үстіне (б) тіреу [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Е-қосымшасы]

8.3.5 [5.5.5(7)] Егер қабырға үш немесе төрт жағына тірелетін болса (8.5-сурет), момент M_{Ed1} келесі түрде есептейді:

– егер қабырғаның омырылу жазықтығы көлденең жіктерге параллель болса (байланыспаған қима бойынша), яғни бағытына қарай f_{xk1} ,

$$M_{Ed1} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ қабырғаның ұзындық бірлігіне} \quad (8.2)$$

немесе

– егер омырылу жазықтығы көлденең жіктерге перпендикуляр болса (байланысқан қима бойынша), яғни бағытына қарай f_{xk2} ,

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ қабырғаның ұзындық бірлігіне,} \quad (8.3)$$

мұндағы α_1, α_2 – шеттері бойынша қабырғаны бекіту деңгейін және қабырға шеттерінің қатынасын есептеу арқылы анықталған иілу моментінің коэффициенті,

l – тіректер арасындағы қабырға ұзындығы;

W_{Ed} – аудан бірлігіне түсетін көлденең жүктеменің есептік мәні.

Қалыңдығы 250 мм артық емес бір қабатты қабырғалар үшін α_1 және α_2 момент коэффициенттерінің мәндері ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Е-қосымшасында көрсетілген, бұл жағдайда $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, мұндағы μ – иілу беріктігін есептеу кезінде, екі ортогональды бағыттарда моменттердің әрекет ету кезінде тас қалауды ию кезінде беріктіктің созылуға

қатысты коэффициенті. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.6.3-тармағына сәйкес $\mu = f_{xd1}/f_{xd2}$ немесе $\mu = f_{xd1,app}/f_{xd2}$ - 6.3.1 (4)-т. немесе $\mu = f_{xd1}/f_{xd2,app}$ - 6.6.2 (9)-т.

8.3.6 [5.5.5(8)] Иілу моментінің коэффициентін анықтау үшін гидроокшаулау қабаты болған кезде, егер гидроокшаулау қабатындағы тік кернеу есептеу моменті салдарынан кернеуге тең немесе көп болса, иілу кезіндегі толық қаттылықты қолдануға рұқсат етіледі.

8.3.7 [5.5.5(9)] Егер қабырға тек жоғарғы және төменгі жақтарынан бекітілген болса, онда моментті бірлескен жұмысты есептеу арқылы жалпы қабылданған есептеу ережелері бойынша есептеуге рұқсат етіледі.

8.3.8 Егер қаңқа ғимаратының толтыратын көп қабатты қабырғасы 8.5б-суретінің сызбасына сәйкес жапсарлас конструкциялармен түйісетін болса, онда оның тік көлденең қабырғаларға анкерлену қажеттілігін тексеру керек.

МЫСАЛ 1

Берілгені: Беткі қабатының қалыңдығы $t_1 = 120$ мм және көлемдік салмағы $g_1 = 18$ кН/м³ көп қабатты қабырға толық құйма керамикалық тастардан, ал ішкі өздігінен көтергіш қабаттың қалыңдығы $t_2 = 250$ мм және көлемдік салмағы $g_2 = 11$ кН/м³ - қуыс тастардан жасалған. Қабырғаның ішінде қалыңдығы $t_p = 90$ мм және көлемдік салмағы $g_p = 0,45$ кН/м³ пенополистиролды жылытқыштың ішкі қабатына бекітілген ауа саңылауы бар (8.6-сурет). Беткі қабат қалыңдығы $b = 80$ мм бойынша көп қабатты қаңқа ғимаратының шеттеріне бекітілген тізімді металл кронштейндерге тіреледі. Ішкі қабаты аражабындарға тіреледі және арақашықтығы $L = 5$ м құрайтын көлденең темірбетон арақабырғаларға түйінdestіріледі. Ішкі қабаттың үстіңгі жағы мен аражабындар арасында деформация саңылауы бар. Қабат биіктігі $H = 3,2$ м, ал ішкі қаба биіктігі $H_2 = 2,9$ м. беткі және ішкі тас қабаттар өзара иілгіш көлденең байланыстармен жалғанған. Қарастырылып отырған қабырға 20-қабатта және есептік жел жүктемесінің (сорудың) әсерін сынайды $q = 0,75$ кН/м².

Талап етіледі: Ішкі тас қабатты көлденең арақабырғаларға оның төңкеріліп кетуінің алдын алу мақсатында орнату керек.

Шешімі

Жеке салмағын анықтаймыз:

- беткі қабаттың

$$F_v = g_1 \cdot t_1 \cdot H \cdot L = 18 \times 0,12 \times 3,2 \times 5 = 37,5 \text{ кН};$$

- жылытқыштың

$$P = g_p \cdot t_p \cdot H \cdot L = 0,45 \times 0,09 \times 3,2 \times 5 = 0,65 \text{ кН};$$

- ішкі қабаттың

$$G = g_2 \cdot t_2 \cdot H_2 \cdot L = 11 \times 0,25 \times 2,9 \times 5 = 39,9 \text{ кН};$$

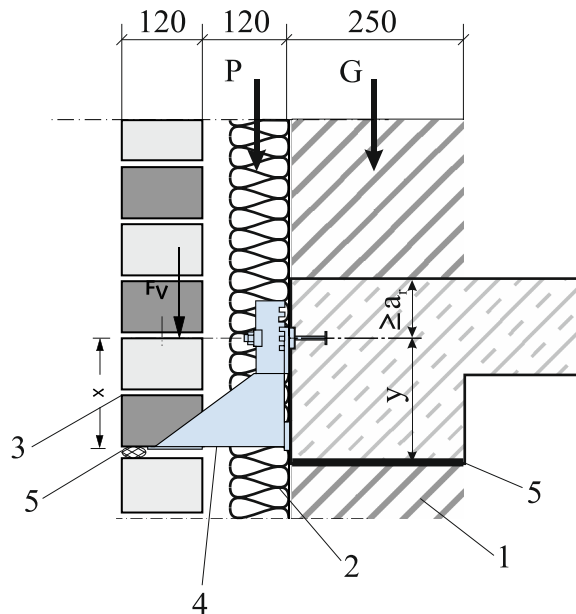
Желдің сорылу және жылытқышты орталықтан тыс тіреу әсерінен туындаған төңкерілетін моментті анықтаймыз

$$M_0 = q \cdot L \cdot H/2 + P \cdot t_p/2 = 0,75 \times 5 \times 3,2/2 + 0,65 \times 0,09/2 = 0,632 \text{ кНм}.$$

Тас қабаттардың жеке салмағының әсерінен ұстап тұратын моментті анықтаймыз

$$M_y = F_1 (t_1 - b)/2 + G t_2/2 = 37,5 (0,12 - 0,08)/2 + 39,9 \times 0,25/2 = 0,57 \text{ кНм.}$$

Дегенмен $M_0 = 0,632 \text{ кНм} > M_y = 0,57 \text{ кНм}$, онда ішкі қабат көлденең монолиті қабырғалардағы анкерлерге бекітілуі тиіс.



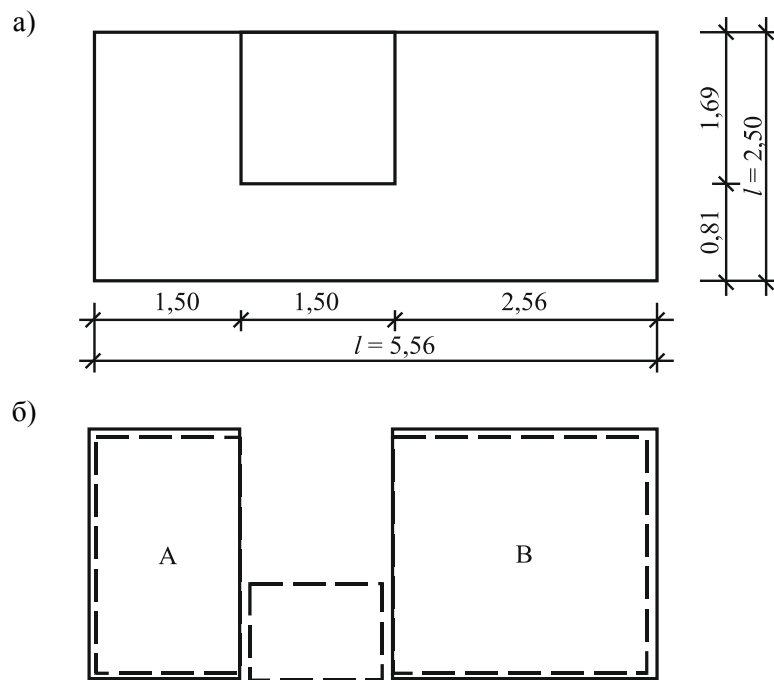
1 – өздігінен көтергіш ішкі тасты қабат, 2 – жылытқыш, 3 – беткі тасты қабат,
4 – металл кронштейн, 5 – көлденең деформациялық жік

8.6-сурет – Көп қабатты қабырғаны монолитті қаңқа ғимараттың аражабындарымен түйіндісіру

МЫСАЛ 2

Берілгені: Бес қабатты үйдің темірбетонды толтыруы болып табылатын терезе ойығы бар көп қабатты қабырға (8.7-сурет). Қалыңдығы $t_2 = 0,36 \text{ м}$ ішкі өздігінен көтергіш қабат жұқа ерітінді жіктеріндегі тығыздығы $f_b = 2,4 \text{ МПа}$ ұяшықты бетон блоктардан орындалған. Қабырғалар темірбетон аражабындарына тіреледі және барлық контуры бойынша қаңқаның көтергіш элементіне иілігіш анкерлермен бекітілген. Қалыңдығы $t_1 = 0,09 \text{ м}$ қуысты керамикалық тастардан жасалған беткі қабат аражабындардағы металл кронштейндерге тіреледі және иілігіш байланыстармен ішкі қабатпен жалғанған. Иілу кезіндегі қалаудың сипаттамалық беріктігі көлденең ерітінді жіктерінің бағытына перпендикулярлығы $f_{xk1} = 0,18 \text{ МПа}$ құрайды, ал жіктерге параллелдігі $f_{xk2} = 0,2 \text{ МПа}$. Тас қалау үшін қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_m = 1,7$.

Талап етіледі: Есептік мәні $q_d = 0,53 \text{ кН/м}^2$ құрайтын көлденең жел жүктемесіне қабырғаның көтергіш қабілеттілігінің әсерін тексеру.



8.7-сурет – Терезе ойықтары бар қабырға өлшемдері (а) және оны есептеу учаскелеріне бөлу (б)

Шешімі

ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 В-қосымшасына сәйкес терезе ойығының ені қабырға ұзындығынан 1/3 кем болғандықтан, есептеу үшін оның А және Б учаскесін қабылдаймыз (8.7б-сурет).

(8.1) формуласы бойынша қабырғаның тиімді қалыңдығын анықтаймыз

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} = (2 \times 0,09^3 + 0,36^3)^{0,33} = 0,365 \text{ м.}$$

Ішкі қабатты қалаудың иілу кезіндегі созылуының есептік кедергісін анықтаймыз

$$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,18 / 1,7 = 0,106 \text{ МПа,}$$

$$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_m = 0,2 / 1,7 = 0,118 \text{ МПа.}$$

Ені $b = 1,0$ м қабырғаның оның жазықтығынан иілу кезіндегі кедергі моментін анықтаймыз

$$W = b (t_{ef})^2 / 6 = 1,0 \times 0,365^2 / 6 = 0,022 \text{ м}^3.$$

Қабырғаны жазықтықтан иілу кезіндегі оның көтергіш қабілеттілігін анықтаймыз:

көлденең ерітінді жіктерінің бағытына қарай

$$M_{Rd2} = W f_{xd2} = 0,022 \times 0,118 \times 10^3 = 2,6 \text{ кНм.}$$

Перпендикуляр көлденең жіктерінің бағытына қарай

$$M_{Rd1} = W f_{xd1} = 0,022 \times 0,106 \times 10^3 = 2,33 \text{ кНм.}$$

(8.2) және (8.3) формулалары бойынша ішкі қабаттағы жел жүктемесінен түсетін есептік иілу моменттерін анықтаймыз. А және Б учаскелерінің есептік сызбасы ретінде ҚР ҚН ЕН 1996-1-1:2005/2011 Е- қосымшасындағы А сызбасын қабылдаймыз.

Коэффициент мәнін анықтаймыз

$$\mu = f_{xd1}/f_{xd2} = 0,18/0,20 = 0,9.$$

А учаскесі үшін иілу моменттері:

- көлденең ерітінді жіктеріне перпендикуляр жазықтықта

$$W_{Ed} = q_d a_w/b = 0,53(1,5 + 1,5/2)/1,5 = 0,79 \text{ кН/м}^2;$$

$$M_{Ed1} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,137 \times 0,79 \times 1,5^2 = 0,245 \text{ кНм};$$

- көлденең ерітінді жіктеріне параллель жазықтықта

$$M_{Ed2} = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,9 \times 0,137 \times 0,79 \times 1,5^2 = 0,22 \text{ кНм}.$$

Б учаскесі үшін иілу моменттері:

- көлденең ерітінді жіктеріне перпендикуляр жазықтықта

$$W_{Ed} = q_d a_w/b = 0,53(2,56 + 1,5/2)/2,56 = 0,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 = 0,07 \times 0,7 \times 2,56^2 = 0,33 \text{ кНм};$$

- көлденең ерітінді жіктеріне параллель жазықтықта

$$M_{Ed2} = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,9 \times 0,07 \times 0,7 \times 2,56^2 = 0,29 \text{ кНм};$$

Беріктік шарты

$$M_{Rd} > M_{Ed},$$

А учаскесі үшін:

$$2,33 > 0,245,$$

$$2,66 > 0,22.$$

Б учаскесі үшін:

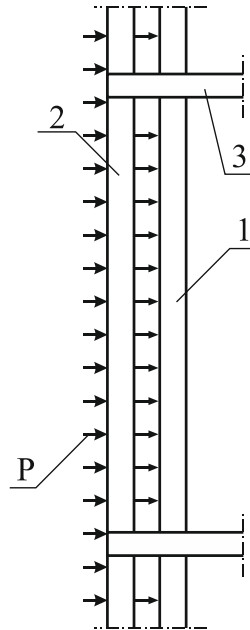
$$2,33 > 0,33,$$

$$2,66 > 0,29.$$

Иілу кезіндегі беріктік шарты орындалды.

МЫСАЛ 3

Берілгені: Темірбетонды қаңқаны толтырғыш болып табылатын биіктігі $h = 2,6$ м және ұзындығы $l = 5,4$ м ауа саңылауы бар көп қабатты тегіс қабырға. Қалыңдығы $t_2 = 0,24$ м ішкі өздігінен көтергіш тас қабат жазықтықта иілу кезінде қалаудың келесі сипаттамалық кедергілерімен қуысты керамикалық тастардан жасалған: $f_{xk1} = 0,1$ МПа және $f_{xk2} = 0,4$ МПа. Қалыңдығы $t_1 = 0,12$ м толық құйма керамикалық тастардан жасалған беткі тасты қабат гидроокшаулау төсемесі арқылы аражабынға тіреледі және иілігіші байланыстармен ішкі қабатпен жалғанған (8.8-сурет). Қабырғаның жоғарғы жағы мен аражабын арасында аражабынның майысуынан қабырғаға түсетін жүктеменің берілуінің алдын алатын көлденең деформациялы саңылау бар. Ішкі қабаты иілігіш анкерлердің көмегімен ғимарат қаңқасының көлденең темірбетонды арақабырғаларына бекітілген.



1 – ішкі қабат, 2 – беткі қабат, 3 – темірбетонды аражабын

8.8-сурет – Монолитті темірбетон қаңқасымен толтырылған көп қабатты тас қабырғаның конструктивті сызбасы

Талап етіледі: Есептік мәні (ағыны) $p = p_{Ed} = 0,45$ кН/м² құрайтын, көлденең жел жүктемесінің әсеріне қабырғаның көтергіш қабілеттілігін тексеру

Шешімі

Берілген шекаралық шарттарға сәйкес қабырғаның есептік сызбасын 8.5б-суретіне сәйкес қабылдаймыз. Иілу кезіндегі қабырғаның көтергіш қабілеттілігі жазықтықтан оның ішкі қабатының көтергіш қабілеттілігімен шектеледі деп санаймыз. Қауіпсіздік коэффициенті кезіндегі иілу кезінде ішкі қабат қалауының есептік кедергісі $\gamma_m = 1,7$

$$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,1 / 1,7 = 0,06 \text{ МПа,}$$

$$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_m = 0,4 / 1,7 = 0,24 \text{ МПа.}$$

Қабырғаның көтергіш қабілеттілігін тексеруді екі тәсілмен жүзеге асырамыз.

А. ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 сәйкес ықшамдалған әдіс

Қабырғаның тиімді қалыңдығын (8.1) формула бойынша анықтаймыз

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} = (1 \times 12^3 + 12^3)^{0,33} = 15,1 \text{ см.}$$

Қабырғаның салыстырмалы геометриялық параметрлерін анықтаймыз

$$l/t_{ef} = 540/15,1 = 35,8 ,$$

$$h/t_{ef} = 260/15,1 = 17,2.$$

Қабырғаның салыстырмалы геометриялық параметрлерінің алынған мәндері үшін ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 С-қосымшасының С.6-суретіне сәйкес және $f_{xd1}/p_{Ed} = 0,06 \times 10^3 / 0,45 = 133$ қатынасы кезінде қабырға көлденең жүктеменің әсерінен көтергіш қабілеттілігінің талаптарын қанағаттандырады.

Б. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 5.5.5-тармағына сәйкес көтергіш қабілеттілікті тексеру
Ені $b = 1,0$ м қабырғаның кеңістіктен иілу кезіндегі кедергі моменті

$$W = b (t_{ef})^2 / 6 = 1,0 \times 0,151^2 / 6 = 0,0038 \text{ м}^3.$$

Байланбаған қалау қимасына қатысты иілу кезіндегі көтергіш қабілеттілігі

$$M_{Rd1} = 0,0038 \times 0,24 \times 10^3 = 0,912 \text{ кНм.}$$

Қалаудың байланған қимасына қатысты иілу кезіндегі көтергіш қабілеттілігі

$$M_{Rd2} = 0,0038 \times 0,06 \times 10^3 = 0,228 \text{ кНм.}$$

Жел жүктемесінің әсерінен иілу моменттерін анықтаймыз $W_{Ed} = p_{Ed} = 0,45 \text{ кН/м}^2$.

$h/l = 2,6/5,4 = 0,48$ үшін ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Е-қосымшасының А сызбасына сәйкес коэффициент мәні $\alpha_2 = 0,068$.

(8.2) формуласы бойынша тас қалаудың байланған қимасына қатысты иілу моменті

$$M_{Ed1} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,068 \times 0,45 \times 5,4^2 = 0,89 \text{ кНм.}$$

(8.3) формуласы бойынша тас қалаудың байланбаған қимасына қатысты иілу моменті

$$M_{Ed2} = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,25 \times 0,068 \times 0,45 \times 5,4^2 = 0,22 \text{ кНм.}$$

Ішкі қабаттың екі қалау қимасындағы иілу кезіндегі беріктік шарты

$$M_{Rd1} = 0,912 \text{ кНм} > M_{Ed1} = 0,89 \text{ кНм,}$$

$$M_{Rd2} = 0,228 \text{ кНм} > M_{Ed2} = 0,22 \text{ кНм.}$$

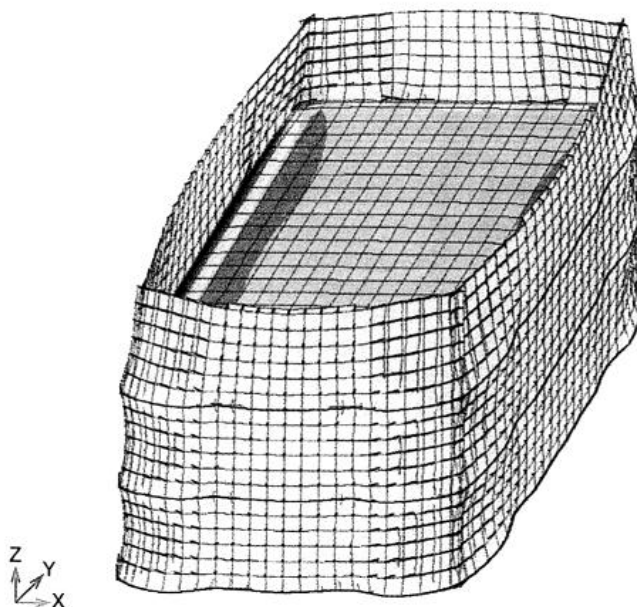
Иілу кезіндегі беріктік шарты орындалды.

8.4 Температура әсерлерінен туындаған деформациясынан беткі қабатты есептеу

8.4.1 Көп қабатты тас қабырғаларда температураның ықпалына беткі қабат ұшырайды. Температура әсерінен туындаған деформацияға оның сызатқа төзімділігі тік және көлденең деформациялық жіктерді орналастырумен қамтамасыз етеді (осы құралдың 7.6-тармағын қараңыз). Жіктер арасындағы арақашықтық қалау беріктігін және анкерлі байланыстардың беріктігін арттырмау шарттарынан есептеу арқылы келесілерге байланысты орнатылады:

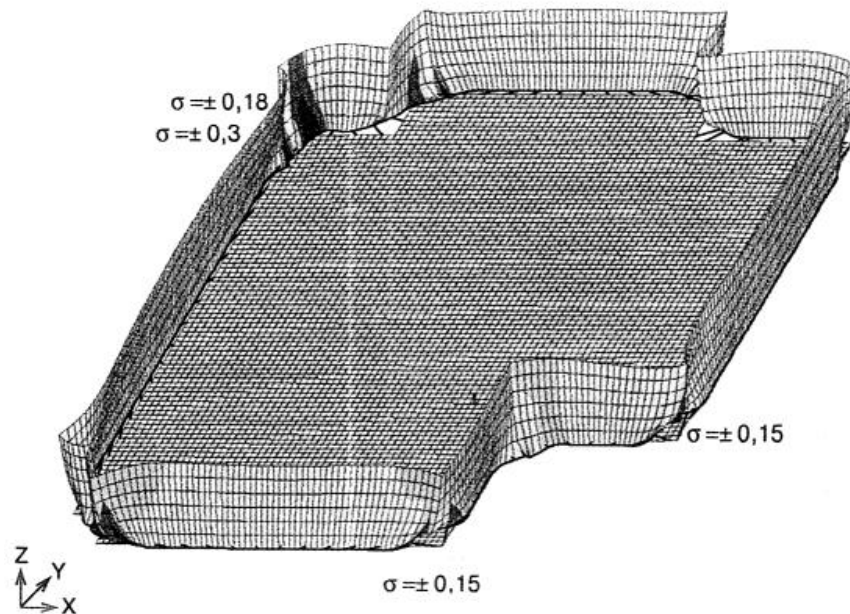
- температураның мезгілдік айырмаларының шамасы;
- қаптама қабаты қалауының қалыңдығы мен түрлері;
- тастар мен ерітіндінің физика-механикалық қасиеттері;
- аражабындар қаттылығы;
- терезе және есік ойықтарын ескере отырып, қабырға геометриясы;
- қабырғалардағы арматуралау, атыздар және тереңдіктердің, сонымен қатар басқа факторлардың болуы.

8.4.2 ҚР ҚН EN 1996 нормалары температуралық әсер етулерге көп қабатты тас қабырғалардың әдістемелерін бермейді. Бұл жағдайда соңғы элементтер әдісіне негізделген, мысалы [45], мамандандырылған бағдарлама кешендерін қолдана отырып, құрылыс механикасының сандық әдістерін қолдануға болады. Нәтижесінде нақты есептік жағдай үшін беткі тас қабатының кернеулі-деформацияланған күйіне әсер етуші факторлардың көп түрлігін ескеру мүмкіндігі ұсынылады. [3] жұмысынан пайдаланған осындай есептеулердің таңдалған нәтижелері 8.9-суретте берілген.

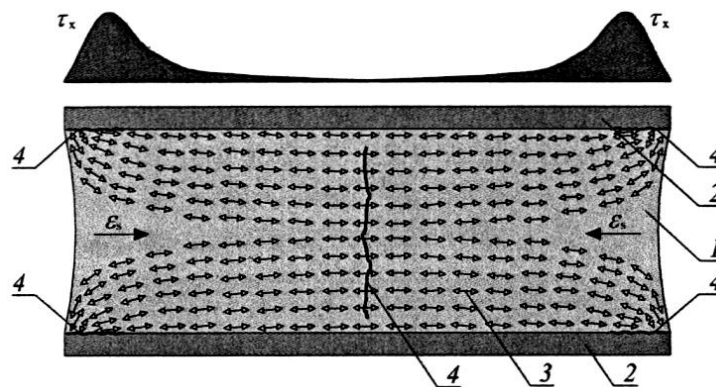


8.9-сурет – Деформацияланған сызба және өлшемі 10 м × 12 м (жазғы уақытта) үш қабатты ғимараттың көлденең деформацияланған жіктері жоқ беткі тас қабаттағы көлденең кернеулердің изоөрістері [3]

8.4.3 Ғимарат үшін қаптама қабатының сандық есептеулерін үлкендігін ескере отырып, қабырғаның жеке көріністерін, мысалы қабат (8.10-сурет) немесе оның учаскесі (8.11-сурет) шектерінде есептеумен шектелуге болады.



8.10-сурет – Деформацияланған сызба және өлшемі 25 м × 25 м ғимарат қабатының шектерінде көлденең деформацияланған жіктері бар беткі тас қабаттағы көлденең кернеулердің (қысқы уақыттағы жазықтықтағы иілу) изоөрістері (ұяшықты-бетон блоктардан жасалған ішкі тасты қабат шартты түрде көрсетілмеген) [3]



1 – тасты беткі қабат, 2 – темірбетонды аражабындар, 3 – негізгі созылатын кернеулер траекториясы, 4 - сызат

8.11-сурет – Жоғарғы аражабындар мен тас қалау арасындағы көлденең деформацияланған жігі болмаған кездегі беткі тас қабаттағы негізгі созылатын кернеулердің (қысқы уақытта) изоөрістері [20]

МЫСАЛ 1

Берілгені: Тік деформациялық жіктер арасындағы ұзындығы $L = 10$ м беткі тас қабат аумағы. Қалыңдығы 0,12 м және биіктігі $h = 3,0$ м беткі қабат қабат бойынша қалау ерітіндісі арқылы темірбетонды аражабын плитасына тіреледі, ал жоғарғы жағында көлденең деформациялық жік бар. Беткі қабатта биіктігі 2,5 м есіктегі балкон ойығы және терезе ойығы бар. Беткі қабатты қалау жалпы арналған ерітіндідегі 1-дәрежелі керамикалық тастардан жасалған $f_m = 0,4$ МПа және жобалық пайдалану мерзімінің 3-класына сәйкес келеді. Қалыңдығы 0,24 м ішкі өздігінен

көтергіш тас қабат қуыс керамикалық блоктардан орындалған және беткі қабатымен анкерлік байланыстармен жалғанған.

Талап етіледі: Жазғы және қысқы мерзім арасында 30 °С шамасындағы температура айырмасы әсер еткен кездегі беткі тас қабаттың көтергіш қабілеттілігін тексеру

Шешімі

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 3.6.3(3)-тармағына сәйкес қалаудың иілу кезіндегі созылу беріктігінің сипаттамалық мәндерін табамыз: $f_{xk1} = 0,1$ МПа, $f_{xk2} = 0,2$ МПа. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 2.3(3)-т. сәйкес тас қалау үшін қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_m = 2,0$.

Қалау беріктігінің есептік мәндері

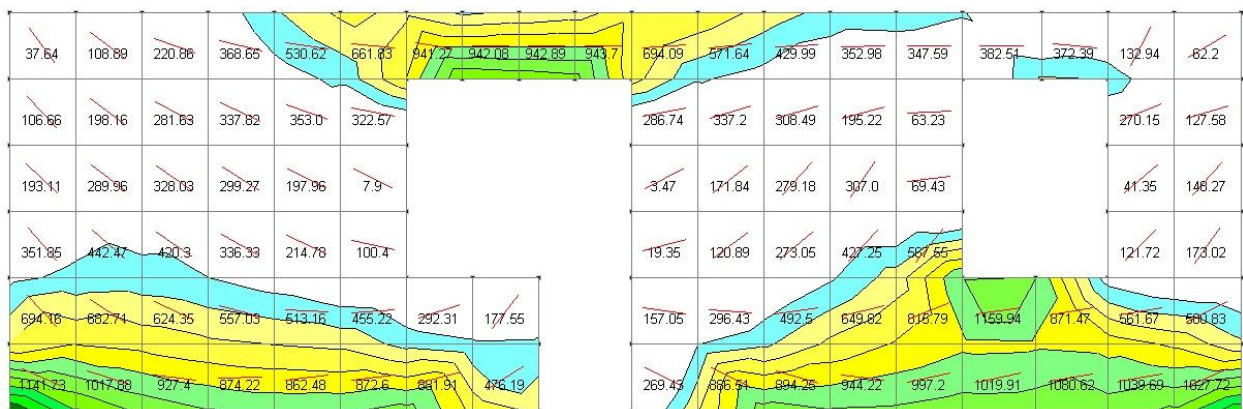
$$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,1/2 = 0,05 \text{ МПа},$$

$$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_m = 0,2/2 = 0,1 \text{ МПа}.$$

Қысқы уақыттағы беткі қабаттың температура әсерлеріне кернеулі күйін SCAD бағдарламасымен соңғы элемент талдауы арқылы орындаймыз. 8.12-суретте есептеумен алынған изоөрістер және барлық беткі қабат аумағында негізгі созылатын кернеулердің σ_1 траекториясы берілген. Олардың талдауынан беткі қабаттағы негізгі созылатын кернеулердің ең көп концентрациясы келесі аумақтарда байқалады:

- төменгі аймақта, мұндағы температура әсерінен туындаған деформациялар қалаудың аражабын плитасымен ілінісуімен неғұрлым сығылысқан ($\sigma_1 = 0,8 - 1,14$ МПа),
- біріккен есік және терезе ойықтарының маңдайшалары үстінде ($\sigma_1 = 0,942$ МПа),
- оң жақтағы терезе ойығының терезеалды аймағында ($\sigma_1 = 1,16$ МПа).

Көрсетілген негізгі созылатын кернеулер σ_1 көлденең ерітінді жіктерін бойлай бағытқа немесе оларға жақын бұрышпен бағдарланған және осы бағытта қалаудың созылу беріктігінен біршама асып түседі $f_{xd2} = 0,1$ МПа.



8.12-сурет - Есік және терезе ойықтары бар қаптама қабаты траекториясының температура әсерлеріне кернеулі күйін есептеу нәтижелері (негізгі созылатын кернеулердің изоөрісі және траекториясы, кПа)

Берілген сандық талдауда температураның берілген есептік айырмасы кезінде беткі тас қабатындағы көтергіш қабілеттілігі қамтамасыз етілмегені көрсетіледі. Осыған байланысты беткі қабаттың ең кернеулі аумақтарын арматуралаймыз. Көлденең арматураны есік және терезе

ойықтарына, сонымен қатар биіктігі 1,0 м беткі қабаттың төменгі аймағына орналастырамыз. Терезе ойықтары мен аражабын плитасы арасындағы қимадағы қалаумен қабылданған созылатын күшті анықтаймыз (8.12-суреттегі оң жақта):

$$N_{Ed} = A \sigma_1 = 1,0 \times 0,12 \times 1,08 \times 10^3 = 129,6 \text{ кН.}$$

Болаттың есептік кедергісімен арматура қимасының талап етілген ауданын табамыз $f_y = 420 \text{ МПа}$

$$A_s = N_{Ed} / f_y = 129,9 \times 10 / 420 = 3,09 \text{ см}^2.$$

Қима ауданы $A = 12 \times 0,283 = 3,39 \text{ см}^2 > A_s = 3,09 \text{ см}^2$ диаметрі 6 мм дөңгелек болаттан дайындалған 12 шыбықты қабылдаймыз (төрт көлденең ерітінді жіктерінде 3 шыбық бойынша). Сәйкестендіру мақсатында беткі қабаттың қалған қайта кернеуленген аумақтарын осыған ұқсас арматуралаймыз.

Беткі қабаттың көтергіш қабілеттілігін қамтамасыз етудің басқа ең үнемді тәсілі мүмкін: беткі қабаттың темірбетон аражабындарымен түйіспесіндегі үйкелісті шеттете отырып, созылатын кернеуді кеміту арқылы. Осы мақсатпен плита мен оған тірелетін беткі қабат арасына үлдірлі гидроокшаулау материалдарынан дайындалған антифрикциялық төсемені орналастырамыз, ол ішкі және беткі қабаттар арасында жиналған конденсатты қайтару үшін бір уақытта қызмет етеді (осы құралдың қосымшасының А.18 және А.24-суреттерін қараңыз).

8.5 Анкер байланыстарын есептеу

8.5.1 [6.5(1)P] Анкерлердің (байланыстардың) беріктігін есептеуде келесі шарттарды ескеру керек:

– конструкцияның жалғанған элементтері арасындағы, мысалы, қаптама қабатындағы және ішкі шақырымның тас қалауындағы температураның айырмасы салдары, ылғалдылықтың өзгеруі және әсерлер сияқты деформация айырмасы;

– көлденең жел жүктемесін;

– ауа саңылауы бар қос қабатты қабырғаның екі қабатының өзара әсер ету күштері.

8.5.2 [6.5(2)P] Анкерлердің (байланыстардың) беріктігін анықтау кезінде пішіннің ауытқуын және құрылыс жұмыстары кезінде және пайдалану процесінде көп дүркін деформациялануға байланысты морт сыну қауіптілігін қосқанда материалға әсер ететін кез келген әсерлерді ескеру керек.

8.5.3 [6.5(3)P] Егер қабырғалар, әсіресе ауа саңылауы бар қос қабатты қабырғалар жел жүктемелеріне ұшыраса, онда екі қабатты да жалғайтын анкерлер (байланыстар) жүктелген қабаттан жел жүктемелерін басқа қабатқа, қаптамасы жоқ тас қалауға немесе пилястрлерге беру күйінде болуы тиіс.

8.5.4 [6.5(4)P] Қабырғаның бірлік ауданына n_t анкерлердің (байланыстардың) минималды мөлшерін (8.4) формуласы бойынша анықтайды, бұл жағдайда анкерлер (байланыстар) мөлшері ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 8.5.2.2-тармағында белгіленгеннен кем болмауы тиіс.

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d}, \quad (8.4)$$

мұндағы W_{Ed} – қабырға ауданының бірлігіне көлденең (көлденең) жүктеменің есептік мәні;

F_d – қолданылатын есептік жағдайда сығылатын және созылатын күштер кезінде анкер беріктігінің (байланыс элементі) есептік мәні.

8.5.5 [6.5(5)P] Сәндеу қабаты бар қос қабатты қабырға жағдайында W_{Ed} мәнін анкерлер (байланыстар) әсемдеу қабатына әсер ететін барлық көлденең жел жүктемесін оның артындағы тірек конструкциясына беретіндей етіп есептейді.

МЫСАЛ

Берілгені: Қалыңдығы 12 см беткі тас қабаттан және қалыңдығы 300 мм ұяшықты бетон блоктардан дайындалған ішкі қабаттан тұратын $s = 100$ мм ауа саңылауы бар көп қабатты қабырға. Екі қабат та өзара болаттың есептік кедергісімен $f_y = 235$ МПа S 235 диаметрі $d = 6$ мм дөңгелек болаттан дайындалған Z –тәрізді көлденең анкерлер жалғанған. Қабырғадағы есептік жел жүктемесі: ағын $q_n = 0,25$ кН/м², сору $q_o = 0,18$ кН/м² құрайды.

Талап етіледі: 1 м² қабырға бетіндегі тас қабаттар арасындағы анкер байланыстарының мөлшерін анықтау.

Шешімі

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 8.5.2.2-тармақ талаптарына сәйкес 1 м² қабырға бетіндегі анкер шыбықтарының минималды мөлшері $n_{min} = 2$ құрайды. Анкерлердің минималды мөлшерін (8.4) формула бойынша анықтаймыз. Көлденең жүктеменің $q_n = 0,25$ кН/м² $> q_o = 0,18$ кН/м² есептік мәні үшін жел ағынының қабылдаймыз, яғни $W_{Ed} = q_n = 0,25$ кН/м². Анкердің есептік моделі ретінде тас қабаттарда ұштарымен қысылған орталықтан сығылған шыбықты қабылдаймыз.

Шыбықтың есептік ұзындығы $L_{cr} = \mu s = 0,5 \cdot 100 = 50$ мм. Шыбық қимасының геометриялық сипаттамалары: $A = 0,283$ см², $J = 0,0491 \cdot d^4 = 0,0491 \times 0,6^4 = 0,0064$ см⁴, $i = (J/A)^{0,5} = (0,0064/0,283)^{0,5} = 0,15$ см. Осы тік сығу кезіндегі шыбықтың көтергіш қабілеттілігін келесі формуладан анықтаймыз

$$F_d = \chi A f_y,$$

мұндағы ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 6.2-кестесіне сәйкес төмендету коэффициентін χ «с» тұрақтылықты жоғалту сызығы бойынша анықтаймыз.

ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 6.3.1.3-тармағына сәйкес

$$\lambda_1 = 93,9(235/f_y)^{0,5} = (235/235)^{0,5} = 93,9.$$

Шыбықтың иілгіштігі

$$\lambda = L_{cr}/i = 50/0,15 = 33,3.$$

Шыбықтың шартты иілгіштігі

$$\lambda^* = \lambda/\lambda_1 = 33,3/93,9 = 0,364.$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 6.4-суреттің «с» сызығы бойынша $\chi = 0,91$ табамыз.

Сығу кезіндегі шыбықтың көтергіш қабілеттілігі

$$F_d = 0,91 \times 0,283 \times 235 \times 10^{-1} = 6,1 \text{ кН.}$$

(8.4) формуласына сәйкес 1 м^2 қабырға бетіндегі анкерлердің талап етілген мөлшері

$$n_t = W_{Ed}/F_d = 0,25/6,1 = 0,04.$$

1 м^2 қабырғаның $n_{\min} = 2$ тал анкерлер мөлшерін біржола қабылдаймыз. Тас қалаудың көлденең ерітінді жіктеріне анкерлерді орналастыруды осы құралдың 7.1-суретіне сәйкес қабылдаймыз.

8.6 Тірек кронштейндерін есептеу

8.6.1 Беткі тас қабат тірелетін металл кронштейндерді беткі қабат салмағынан тік жүктеме әсеріне есептеу керек.

8.6.2 Жүйелік кронштейндерді қолдану кезінде зауыт дайындаушысымен декларацияланатын көтергіш қабілеттілігін (А.2 қараңыз) оларды көтергіш конструкцияларға есептеуді орындау керек. Кронштейн бекіткіштерінің көтергіштік қабілеттілігі әртүрлі тас қалау түрлері үшін EN 846-10 сәйкес жүргізілген сынақтар негізінде белгіленеді.

МЫСАЛ 1

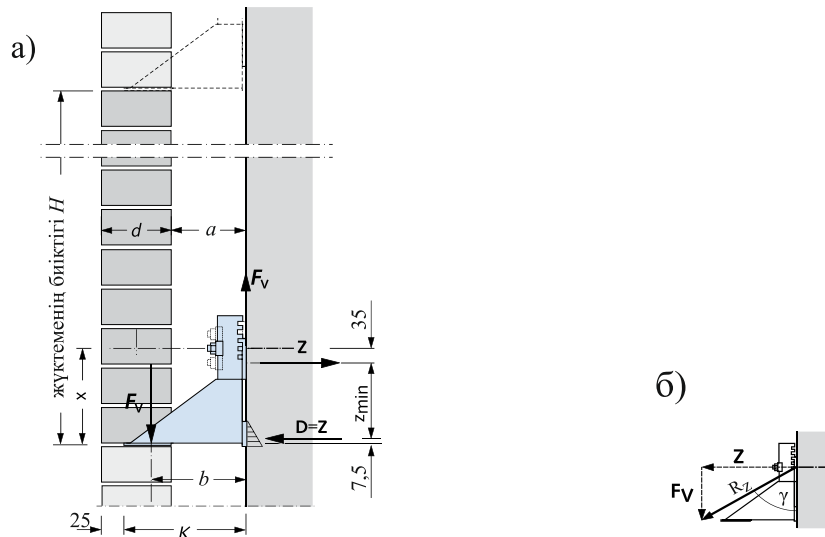
Берілгені: Толық құйма керамикалық тастардан дайындалған биіктігі $H = 3,0$ м және қалыңдығы $d = 12$ см қабат бойығша тіреумен көп қабатты қабырғаның беткі қабаты. Қалау $c = 0,5$ м қадаммен темірбетон қабырғаға аражабындар деңгейінде бекітілген металл кронштейндерге тіреледі (8.13а-сурет). Жұмыс биіктігі $x = 18$ см Halfen [18] фирмасының кронштейндері цилиндр болат анкердің ($f_d = 235$ МПа) көмегімен қабырғаға бекітіледі, ал олардың конструкциясы 35 мм шектерінде тас қалауды тіреу биіктігін реттеуді жүзеге асыруға мүмкіндік береді. Беткі қабат жел жүктемесін қабылдайтын көлденең иілгіш байланыстардың ішкі қабатымен жалғанған. Беткі және ішкі қабаттар арасындағы ауа саңылауының қалыңдығы $a = 120$ мм құрайды.

Талап етіледі: Кронштейн бекітілген анкердің темірбетон қабырғасындағы өңдеудің диаметрі мен тереңдігін анықтау.

Шешімі

Кронштейнге $\gamma_f = 1,35$ қауіптілік коэффициенті 18 кН/м^3 көлемді салмағы қалау салмағынан түсетін F_v тік жүктемені анықтаймыз

$$F_v = \gamma_f 18 H d c = 1,35 \times 18 \times 3,0 \times 0,12 \times 0,5 = 4,37 \text{ кН.}$$



8.13-сурет – Тірелетін беткі тас қабатының салмағынан кронштейнге түсетін күшті анықтау (өлшемдері мм)

Темірбетон қабырғасы және күштің әсер ету осі F_v арасындағы арақашықтықты анықтаймыз (8.13а-сурет мәліметтері негізінде)

$$b^* = a + (d - 25)/2 = 120 + (120 - 25)/2 = 167,5 \text{ мм} = 0,17 \text{ м.}$$

Z және D күш жұптарының минималды иінін анықтаймыз

$$z_{\min} = x - 7,5 - 35 = 180 - 7,5 - 35 = 137,5 \text{ мм} = 0,138 \text{ м.}$$

Анкердегі Z жұлып алынатын күштің шамасын анықтаймыз

$$Z = F_v b^* / z_{\min} = 4,37 \times 0,17 / 0,138 = 5,38 \text{ кН.}$$

Созу кезіндегі оның көтергіш қабілеттілігі шарттарынан анкер қимасының талап етілген ауданын анықтаймыз

$$A = Z / f_d = 5,38 \times 10^5 / 235 = 23 \text{ мм}^2.$$

Диаметрі 8 мм ($A = 50,2 \text{ мм}^2$) анкерді қабылдаймыз

Анкерге әсер ететін теңдей әсер етуші күш шамасын R_z анықтаймыз (8.13б-сурет)

$$R_z = [Z^2 + (F_v)^2]^{0,5} = [4,37^2 + 5,38^2]^{0,5} = 6,93 \text{ кН.}$$

$R_z = 6,93 \text{ кН}$ үшін [18] каталогынан анкерлеу тереңдігін 80 мм қабылдаймыз.

9 АСПАЛЫ ЖЕЛДЕТІЛЕТІН ҚАСБЕТТЕРДІҢ КОНСТРУКТИВТІ ШЕШІМДЕРІ

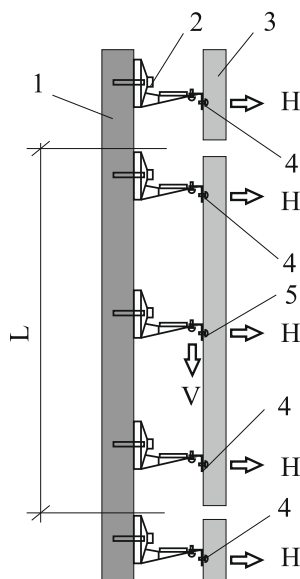
9.1 Қаптама асты қаңқасы

9.1.1 Аспалы қасбеттер үшін ішкі жүйелердің белгілі түрлерін қолдану керек: көлденең, тік және құрамдастырылған. Көзқарас тұрғысынан ең нашар жұмыс бұралу арқылы иілумен жұмыс істейтін көлденең бағыттаушылардан дайындалған конструкция болып табылады. Бағыттаушы профильдерді тік орналстырған ішкі жүйе есептік желдетілетін саңылауды қамтамасыз етеді. Құрамдастырылған жүйе ең қатты болып табылады және бір уақытта жылытқыш пен мембрананы сенімді бекітуге мүмкіндік береді.

9.1.2 Қапталған қаңқа температураның мезгілдік және тәуліктік ауытқуынан жылжуларды сіңіруі, ғимараттың біркелкі емес шөгуі, өрт және жер сілкіну кезінде қаптаманы ұстап тұруы тиіс. Осы мақсаттарда деформация жіктерін орналастыру, сонымен қатар лента түріндегі созылымды элементтерді, тығыздағыштарды және төсемдерді қолдану керек (9.1-сурет).

9.1.3 Қаңқаның көтергіш элементтерін алюминийден, тот баспайтын немесе мырышпен қапталған болаттан немесе қосындыланған қорытпалардан дайындалған Т-, П-, Г-тәрізді және қорап тәрізді пішіндерден жасау қажет. Бұл ретте, басымдылық тасымалдау, монтаждау және пайдалану кезінде жоғары кеңістіктік қаттылыққа ие қорап тәрізді бітеу қималы пішіндерге берілген жөн. Сәйкес келетін негіз кезінде антисептиктелген кума ағаш бұйымдар қолданылуы мүмкін [5,6].

9.1.4 Байланысатын коррозияның туындауын алдын алу үшін қапталған қаңқадағы барлық элементтер үйлесімді элементтерден орындалуы тиіс.



- 1 – ішкі көтергіш қабырға, 2 – консольдер, 3 – қаптама плиталарын бекітуге арналған ұзындығы L тік профильдер, 4 – тік бағыттағы профильді 3 консольдермен қозғалмалы жалғау, 5 – профильді консольмен қозғалмайтын жалғау (Н – көлденең жел жүктемесі, V – тік жүктеме)

9.1-сурет – Бағыттаушы профильдерді консольдерге бекіту [5]

9.1.5 Қапталған қаңқалардың конструктивті шешімдері осы құралдың Б.1-тармағында, сонымен қатар әдебиет көздерінде [5, 6, 39, 40, 41, 42, 43] берілген.

9.2 Консольдер

9.2.1 Консольдер конструкциясы тік және көлденең жазықтықтарда қаңқаны түзету мүмкіндігін қамтамасыз етуі және жылытқыштың талап етілетін қалыңдығына байланысты көтергіш қабырғадан қаптамаға дейінгі қажетті арақашықтықты түзуге мүмкіндік береді. Осыған байланысты өндіріспен шығарылатын типтік өлшем қатарын қолдану керек немесе ұзындықты өзгертудің кең шектерімен консольдерді, сонымен қатар әдебиет көздерін қолдану керек (осы құралдың Б-қосымшасын, сонымен қатар әдебиет көздері [5, 6, 39, 40, 41, 42, 43] қараңыз).

9.2.2 Суықтық көпірінің пайда болуын болдырмау үшін консольдер мен көтергіш қабырғаның арасына жылу оқшаулау төсеелерін орналастыру арқылы консольдің көтергіш қабырғамен тікелей түйісуінен аулақ болу керек (5.6-сурет).

9.2.3 Консольдерді қабырғаға бекітетін анкерлер мен дюбельдер сертификатталуы және аталған барлық сипаттамаларға сәйкес келуі тиіс.

9.2.4 Болатпен салыстырғанда алюминий консольдердің төменгі көтергіш қабілеттілігі мен отқа төзімділігіне байланысты оларды қолданудан аулақ болу керек.

9.3 Қаптама

9.3.1 Қаптама қорғаныш-сәндеу функцияларын орындауы тиіс: жылытқышты, қапталған конструкцияны ғимарат қабырғасын зақымданулардан және атмосфералық әсерлерден қорғау, сонымен қатар оның эстетикалық кейпін қалыптастыруы тиіс.

9.3.2 Пайдалану тәжірибесімен тексерілген зауыт шығарған материалдарды қолдану керек: табиғи тас, керамикалық гранит, цемент-талшықты плиталар, мрамормен толтырылған бетон плиталар, полимербетон панельдер, ламинатталған панельдер, винилді сайдинг, полиуретанды және полиэстерлі панельдер, шыны қаптама бұйымдар, металл қаптама бұйымдар, олардың композициялық материалдарынан жасалған қаптама бұйымдар, қаптама сендвич-панельдер [39, 40, 41, 42, 43, 44].

9.3.3 Қаптаманы қаңқаға бекітуді (бұрамашегелер, тойтарма, кляммер, клипс және т.б.) қаптама материалының түріне байланысты таңдау керек.

10 АСПАЛЫ ЖЕЛДЕТІЛЕТІН ҚАСБЕТТЕРДІ ЕСЕПТЕУ

10.1 Қапталған қаңқаны есептеу

Қапталған қаңқа қаптама салмағын, өзінің салмағын және жел жүктемесін көтеруі тиіс.

МЫСАЛ

Берілгені: 9.1-суретте көрсетілгендей консольдерге бекітілген және қабырғаны бойлай $a = 0,6$ м қадаммен орналасқан тік бағыттаушылардан тұратын аспалы қасбеттің қапталған қаңқасы. Бағыттаушылар келесі геометриялық сипаттамалары бар қорап тәрізді профильдерден

дайындалған (осы құралдың Б.4-суреті): $A = 11 \text{ см}^2$, $J = 130 \text{ см}^4$, $W = 26 \text{ см}^3$. Профиль материалы – алюминий қорытпасы келесі сипаттамаларымен: $E = 72000 \text{ МПа}$, $f_d = 235 \text{ МПа}$.

Талап етіледі: Иілу кезіндегі профильдердің көтергіш қабілеттілігін және қарқындылығы $q_k = 0,3 \text{ Мпа}$ жел жүктемесінің әсерінен пайдалану жарамдылығын тексеру.

Шешімі

Профильдің 1 кума м түсетін жел жүктемесінің нормативтік мәнін ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 сәйкес анықтаймыз

$$p_k = a q_k C_e C_{\beta} = 0,6 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,2 \times 1,2 = 0,42 \text{ кН/м.}$$

Қума жел жүктемесінің есептік мәні

$$p = p_k \gamma_f = 0,42 \times 1,5 = 0,63 \text{ кН/м.}$$

Есептік жүктемеден түсетін иілу моменттерін $p = 0,63 \text{ кН/м}$ және нормативтік жүктеменің бүгілулерін $p_k = 0,42 \text{ кН/м}$ 10.1-суреттегі есептік сызбаға сәйкес SKAD бағдарламасының көмегімен анықтаймыз.

Иілу кезіндегі профильдің көтергіш қабілеттілігі

$$M_{Ed} = W f_d = 26 \times 235 \times 10^{-3} = 61 \text{ кНм.}$$

Орташа тірек үстіндегі максималды иілу моментінің әсерінен беріктік шартын тексереміз $M_{max} = 0,104 \text{ кНм}$

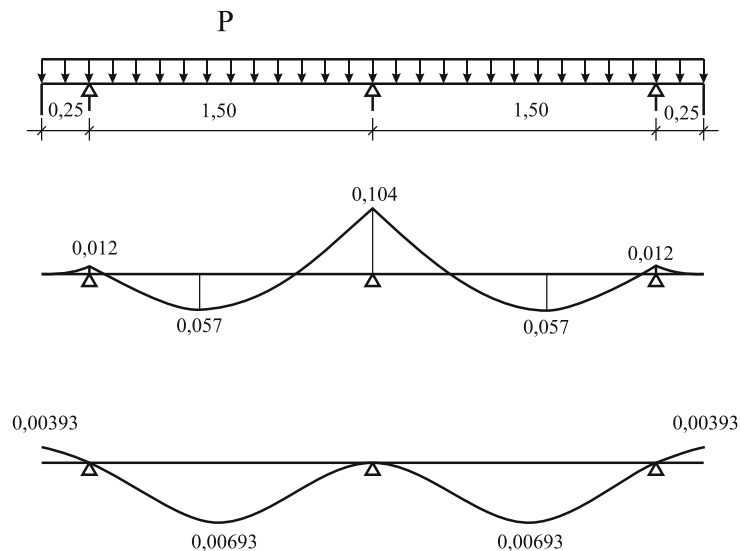
$$M_{Ed} = 6,1 \text{ кНм} > M_{max} = 0,104 \text{ кНм.}$$

Беріктік шарты орындалды.

Пайдалану жарамдылығының шартын тексереміз. Профильді бүгудің шекті мәні $w_p/L = 1/200$ ($w_p = L/600 = 1500/200 = 7,5 \text{ мм}$). Статикалық есептеу арқылы алынған бүгудің максималды мәні (10.1-сурет) $w_{max} = 0,00693 \text{ м} = 6,93 \text{ мм}$.

$$w_{max} = 6,93 \text{ мм} < w_p = 7,5 \text{ мм.}$$

Пайдалану жарамдылығы бойынша шарт орындалды.



10.1-сурет – Иілгіш моменттердің (кНм) және иілу қисығының (м) профиль, эпюраның есептік сызбасы

10.2 Консольдерді есептеу

Консольдердің көтергіш қабілеттілігі негізінен дайындалған металдың қалыңдығымен және қасиеттерімен, сонымен қатар пішінімен, мысалы, қаттылық қабырғаларының болуымен анықталады. Консольдердің және консольдерді қабырғаға бекіту анкерлерінің көтергіштік қабілеттілігі EN 846-10 талаптарына сәйкес сынау көмегімен белгіленуі қажет.

МЫСАЛ

Берілгені: қалыңдығы 10 мм шыныдан және сөре және қабырға қалыңдығы $t = 8$ мм алюминий қорытпасынан ($f_d = 210$ МПа) дайындалған 2Т-тәрізді қиманың консолінің көмегімен көтергіш кірпіш қабырғаға бекітілген алюминий қаптама қаңқадан тұратын аспалы желдетілетін қасбет (осы құралдың қосымшасындағы Б.10-суретті қараңыз). Қаптама және қапталған конструкцияның салмағынан консольге түсетін тік жүктеме $V = 3,5$ кН, ал көлденең жел жүктемесі (сору) $H = 1,8$ кН құрайды. Консоль диаметрі $d = 8$ мм ($f_d = 235$ МПа) екі болат цилиндр анкерлердің көмегімен көтергіш қабырғаға бекітілген. Жалғаулардың геометриялық параметрлері 10.2-суретте көрсетілген.

Талап етіледі: Консольдердің көтергіш қабілеттілігін және оларды ішкі көтергіш қабырғаға анкерлеуін тексереміз.

Шешімі

Келесі шарттан созылу арқылы иілу кезіндегі консоль қабырғаларының көтергіш қабілеттілігін тексереміз

$$M/M_R + H/N_R < 1,$$

бұл жерде

$$M = V(c - 0,008) = 3,5(0,085 - 0,008) = 0,27 \text{ кНм},$$

$$M_R = W \cdot f_d = 2 \cdot t \cdot h^2 f_d / 6 = 2 \times 8 \times 80^2 \times 210 \times 10^{-6} / 6 = 3,584 \text{ кНм},$$

$$N_R = A \cdot f_d = 2 \cdot t \cdot h f_d = 2 \times 8 \times 80 \times 210 \times 10^{-2} = 268,8 \text{ кН}.$$

Консольдердің көтергіш қабілеттілігі:

$$0,27/3,584 + 1,8/268,8 = 0,08 < 1.$$

Екі анкердегі D жұлыпалу күшінің шамасын келесі шарттан анықтаймыз

$$D = V \cdot c / z + H = 3,5 \times 75 / 65 + 1,8 = 5,84 \text{ кН}.$$

Созылу кезіндегі бір анкердің көтергіш қабілеттілігі

$$N_R = A \cdot f_d = \pi d^2 f_d / 4 = 3,14 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-3} / 4 = 11,8 \text{ кН}.$$

Созылу кезіндегі анкердің беріктік шарты

$$D/2 = 5,84/2 = 2,92 \text{ кН} < 11,8 \text{ кН}$$

орындалды.

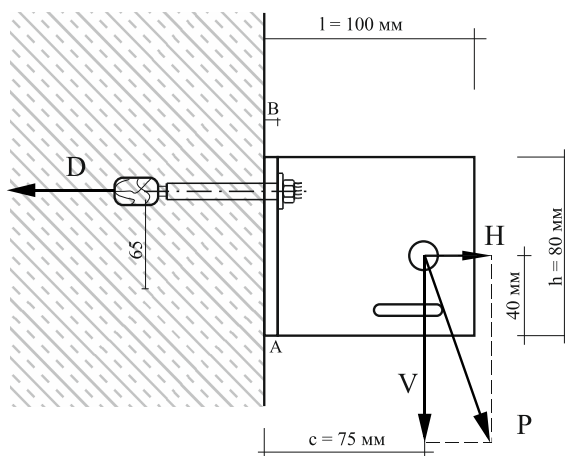
Қиылу кезіндегі бір анкердің көтергіш қабілеттілігі

$$N_v = 0,58A \cdot f_d = 0,58 \pi d^2 f_d / 4 = 0,58 \times 3,14 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-3} / 4 = 6,61 \text{ кН}.$$

Қиылу кезіндегі анкер беріктігінің шарты

$$V/2 = 3,5/2 = 1,75 \text{ кН} < 6,61 \text{ кН}$$

орындалды.



10.2-сурет – Желдетілетін қасбеттің аспалы қаңқасының тірек консолінің есептік сызбасы

11 ЖҰМЫСТАРДЫ ӨНДІРУ ЕРЕЖЕЛЕРІ

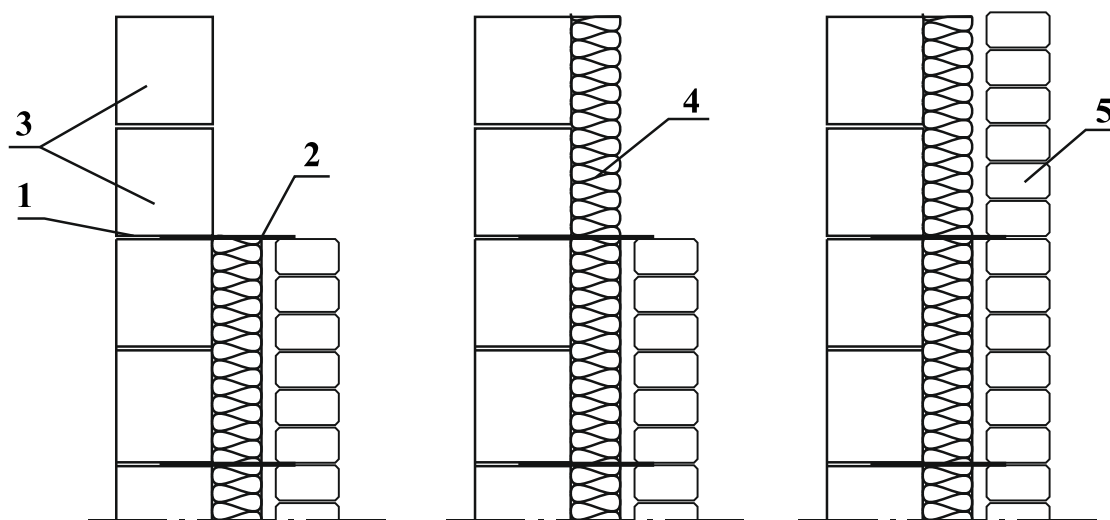
11.1 Беткі тас қабаты бар қабырғалар

11.1.1 Беткі және ішкі тас қабаттарды қалауды 11.1-суретке сай реттікпен 50 см биіктікке дейінгі учаскелермен бір уақытта орындау керек.

11.1.2 Плита материалдарынан дайындалған жылытқыш ішкі көтергіш қабатқа бекітілуі және оның ішкі бетіне тығыз жанасуы тиіс. Жылытқыш бекіткішін тәрелке тәрізді қақпағы бар дюбельдердің көмегімен немесе қысқыш сақиналары бар анкерлік байланыстар арқылы желіммен (пенополистиролдан дайындалған плиталар) жүзеге асыруға болады (5.2-сурет).

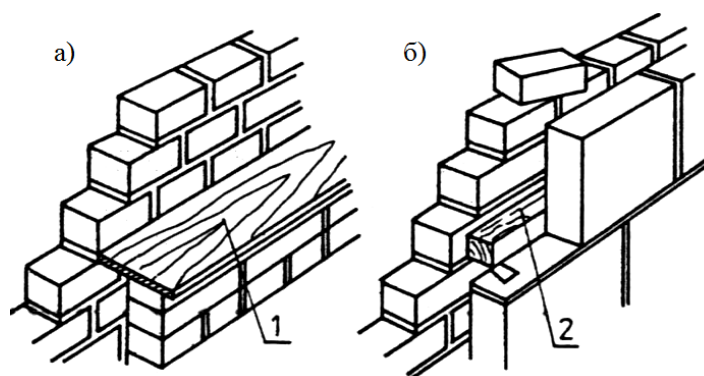
11.1.3 Суықтық көпірін болдырмау үшін жылытқыш плиталарының шеттері арасындағы монтаждау саңылауы 2 мм аспауы тиіс. Монтаждау саңылауларының аражабындары бар плита жылытқыштарының екі қабатын қолдану рационалды болып табылады. Желдету саңылауы болмаған кезде жылытқыш ретінде құйылатын жеңіл бетондарды немесе төкпелі шөкпейтін материалдарды (керамзит, түйіршіктелген пенополистирол және басқалар) қолдануға болады.

11.1.4 Беткі қабатты тұрғызу кезінде қабырғаның барлық ауданы бойынша қалыңдығы бірдей болатын желдетілетін саңылаудың ішіне құрылыс ерітіндісінің түсіп кетуінен аулақ болу керек. Беткі қабаттың ішкі беті тегіс болуы тиіс. Осы мақсатпен қалауды тұрғызу кезінде қорғаныш элементтерін қолдану керек (11.2-сурет).



1 – құрылыс ерітіндісін төсеу, 2 – байланыстыру элементтерін төсеу, 3 – биіктігі 50 см дейінгі ішкі көтергіш қабатты қалау, 4 – жылытқышты төсеу, 5 – беткі қабатты ішкі қабат қалауының деңгейімен қалау

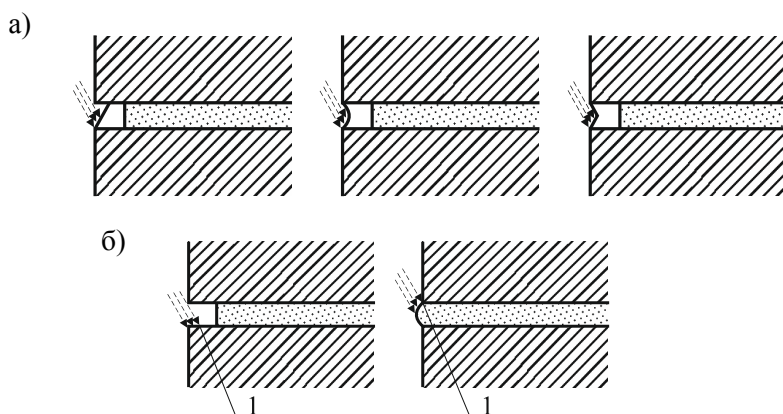
11.1-сурет – Көпқабатты қабырғаларды қалауды тұрғызу реттілігі [9]



1 – беткі қабатты қалау кезіндегі қорғаныш тақтайы,
2 – ішкі қабатты қалау кезіндегі қорғаныш білеушесі

11.2-сурет – Құрылыс материалының көп қабатты ауа саңылауына түсуінің алдын алатын шаралар [13]

11.1.5 Сылақ салынбаған беткі қабаттың атмосфера ылғалымен ылғалдануы тік ерітінді жіктері арқылы орын алатындықтан соңғылары түгел ерітіндімен толтырылуы тиіс. Беткі қабат үшін гидроокшаулағыш қоспалары бар қалау ерітінділерін қолдану керек, ал беткі қабаттың сыртқы жағынан ерітінді жіктерді сөгу 11.3-суретте көрсетілген тәсілдердің бірімен орындалуы тиіс.

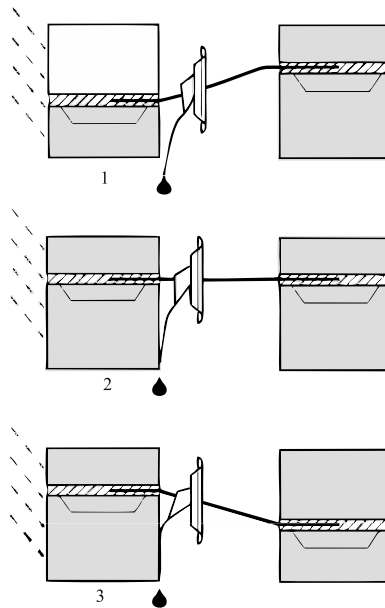


1 – жаңбыр суының жиналатын жері

11.3-сурет – Көлденең ерітінді жіктерін беткі тас қабаттың сыртқы жағынан сөгудің дұрыс (а) және дұрыс емес (б) тәсілдері [9]

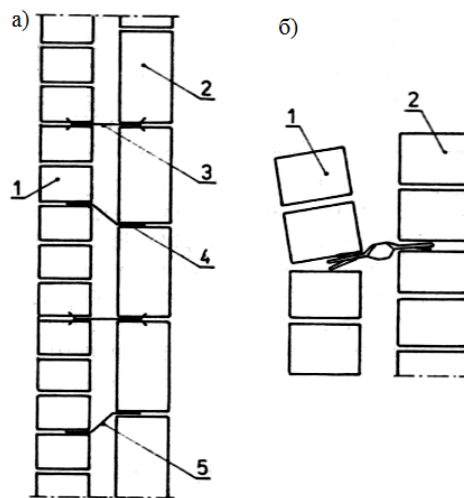
11.1.6 Қалау жұмыстары кезінде анкерлік байланыстарды майыстыруға болмайды, себебі жел жүктемесінің әсерінен сығуға көтергіш қабілеттілігін төмендетеді, қорғанышты антикоррозиялық жабынның зақымдануына, сонымен қатар беріктелмеген ішкі қабаттың ерітінді жіктерінде анкерлеу ұзындығын кемітуге алып келуі мүмкін. Анкерлік байланыстарды көлденең жазықтыққа қатысты тек беткі қабат жағына қарай аздап еңкейтуге жол беріледі (11.4-сурет).

11.1.7 Көлденең ерітінді жіктері биіктігі бойынша дәл келмеген жағдайда (әртүрлі биіктіктегі тастарды қолдануға байланысты) жоғары иілу қаттылығы бар анкерлі байланыстарды қолдануға жол берілмейді, себебі бұл беткі тас қабаттың зақымдануына алып келуі мүмкін (11.5-сурет).



1 – анкерлерді рұқсат етілген түрде орналастыру, 2 – анкерлерді дұрыс орналастыру,
3 – анкерлерді рұқсат етілмеген түрде орналастыру

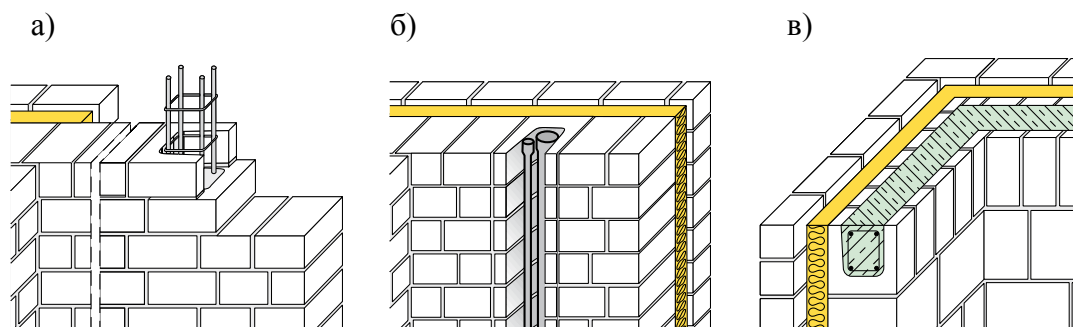
11.4-сурет – ҚР СТ EN 845-1 сәйкес беткі тас қабатты және жылытқышты конденсатпен ылғалдандырудың алдын алатын тамшылатқышы бар анкерлерді орналастыру



1 – беткі тасты қабат, 2 – ішкі тасты қабат, 3 – көлденең байланыстарды дұрыс орналастыру,
4 – байланыстарды ішкі қабат жағына қарай дұрыс емес ию,
5 – байланыстарды ішкі қабат жағына қарай дұрыс ию

11.5-сурет – Шамадан тыс қатты көлденең байланыстарды қолданған кезде (б) беткі қабаты зақымданған беткі және ішкі тас қабаттардың көлденең ерітінді жіктерінің биіктігі бойынша (а) дәл келмеген кездегі көлденең байланыстардың орналасуы [8]

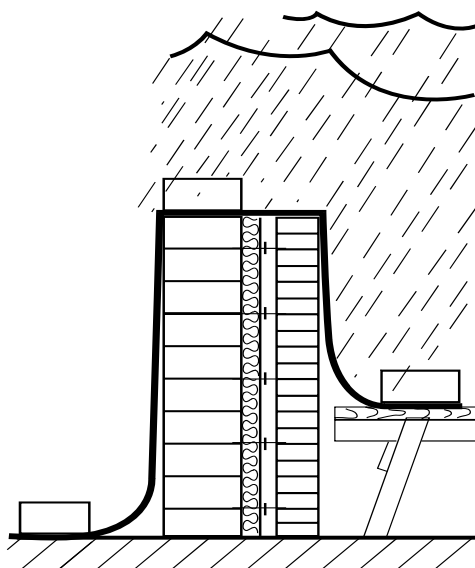
11.1.8 Көп қабатты қабырғаларда атыздар мен арналар тек ішкі көтергіш тас қабатта ғана орналасуы тиіс (11.6-сурет).



11.6-сурет – Арматураға арналған тік арналардың (а), инсталляцияға арналған атыздардың (б) және армотас белдіктердің (в) көп қабатты қабырғалардың ішкі көтергіш тас қабатында орналасуы [30]

11.1.9 Терезе мен есік ағаш жұмыстары арасындағы тас қабаттары бар барлық түйіспе беті бойынша жапсарлары созылымды герметикамен тығыздалуы тиіс.

11.1.10 Қабырғаларды тұрғызу барысындағы технологиялық үзілістер кезінде тас қалау және жылытқыш атмосфералық жауын-шашындардан үлдірлі жабындармен қорғалуы тиіс (11.7-сурет).



11.7-сурет – Көп қабатты қабырғалардың тұрғызылған тас қалауын атмосфералық жауын-шашыннан қорғау [8]

11.2 Аспалы желдетілетін қасбеті бар қабырғалар

11.2.1 Желдетілетін қасбеттерді монтаждауды төменгі жағынан жоғары келесі реттілікпен жүзеге асыру керек: консольдерді орнату, жылытқышты және қасбеттік желгидрооқшаулау мембранасын монтаждау, бағыттаушы профильдерді монтаждау, қаптаманы монтаждау.

11.2.2 Монтаждау процесінде консольдерді тексеру керек:

- консольдерді орнату дәлдігі мен қадамы;
- консольдерді анкерлеуге арналған қабырғалардағы саңылаулар тереңдігін, диаметрін және тазалығын;

- қабырға және консольдер арасындағы термооқшаулау төсемелерінің бар-жоғын;
- консольдерді үзілуіне ішінара сынау арқылы олардың бекіту беріктігін;
- консольдердің сызат, майысу және бүгілу түріндегі ақаулықтарының болмауы.

11.2.3 Жылытқышты монтаждау кезінде әрбір көлденең қатар шахмат байланысы үшін плиталардың алдыңғы жапсарларына қатысты жылжуы тиіс. Суықтық көпірін болдырмау үшін жабылатын жапсарлары бар қос қабатты жылыту жүйесін қолдану ұсынылады, оның төменгі қабаты жартылай қатты плиталардан, ал сыртқысы жел қағудан жылытқыш сақтайтын тығыз плиталардан тұрады.

11.2.4 Жылытқыш плиталарын тәрелке тәрізді дюбельдермен бекіту керек, олар кемінде 50 мм тереңдікте қабырғаға анкерленуі тиіс. 1 м² жылытқышта дюбельдердің мөлшері кемінде 4 болуы тиіс.

11.2.5 Желгидроқорғау мембрананы бекіту үшін жылытқыш плиталары да бекітілетін тәрелке тәрізді дюбельдерді қолдануға болады. Бұл жағдайда мембрана желдетілетін саңылау қалыңдығын кішірейтуді болдырмау үшін иілмеуі тиіс. Мембрана төсемінде кемінде 15 см бірінен кейін бірі болмауы және өзара желімделуі тиіс.

11.2.6 Көтергіш профильдерді консольдерге бекітуді тойтарма шегелер, өзі ескіш бұрамалар немесе бұрандамалар арқылы жүзеге асыру керек. Профильдерді монтаждау сапасын бақылауды келесі белгілер бойынша жүзеге асыру керек:

- 30 бастап 50 мм дейін жобалық желдетілетін саңылаудың болуы,
- профильдер жапсарларындағы деформациялық саңылаулардың болуы,
- профильдер осьтері арасындағы есептік арақашықтықты ұстау дәлдігі,
- жүйе жазықтығын көрсету дәлдігі,
- қаңқа элементтерін бекіту сенімділігі,
- түрдің жобаға сәйкестігі және бекіткіштер мөлшері.

11.2.7 Қаптаманы монтаждау кезінде келесі параметрлер бақылануы тиіс:

- панельдерді орнату жазықтығы,
- қаптаманы бекіту сенімділігі,
- клеммерлер, тойтарма шегелер, жылытқыштар мөлшері және түрі,
- қаптама элементтері арасындағы саңылау өлшемі, жиектемелерді орнату дұрыстығы.

А-қосымшасы
(ақпараттық)

Беткі тасты қабаты бар қабырғалардың конструктивті шешімдері

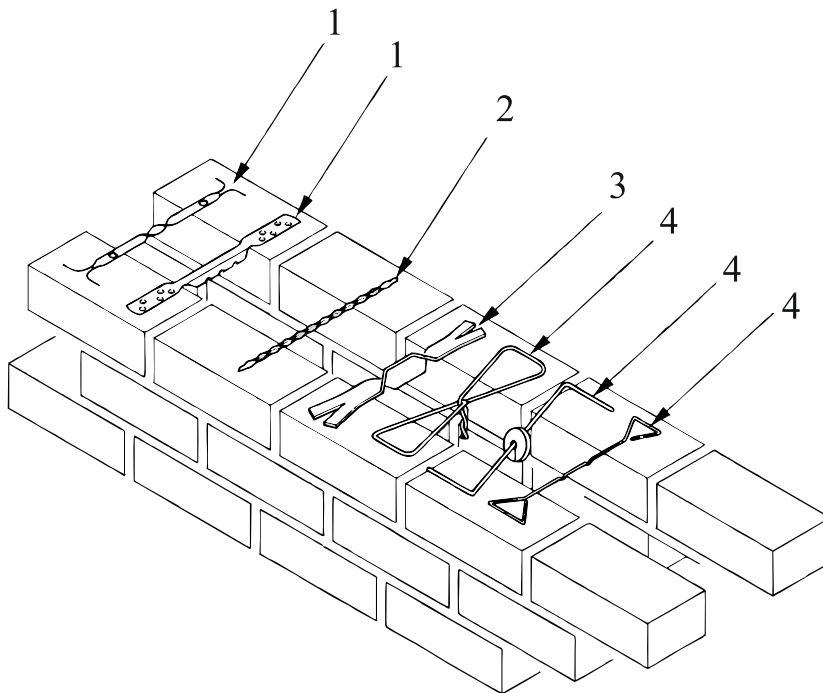
А.1 Анкерлі байланыстар

А.1.1 Қабырғалардың беткі және тасты қабаттарын жалғайтын анкерлік байланыстардың көтергіш қабілеттілігі созылу кезінде кемінде 600 Н және сығу кезінде 350 Н болуы және өндіруші кепілдік беруі тиіс.

А.1.2 Иілгіш анкерлік байланыстардың көтергіш қабілеттілігінен 30 % дейін жылжыту 1 мм аспауы тиіс.

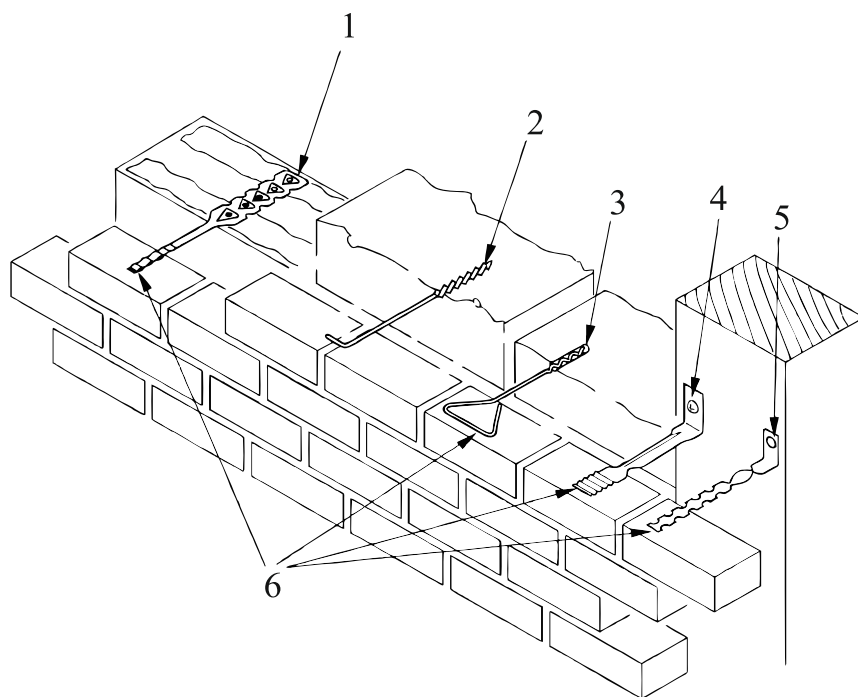
А.1.3 ҚР СТ EN 845-1 сәйкес еуропалық тәжірибеде ең көп қолданылатын анкерлі байланыстар А.1 – А.7-суреттерде берілген. Шетел тәжірибесінде қолданылып жүрген анкерлердің өзге түрлері А.8 – А.16-суреттерде көрсетілген.

А.1.4 Беткі қабаты бар қуыс ысыы блоктардан жасалған ішкі қабатты жалғауды екі тас қабатынан көлденең арматуралау функциясын орындай алатын тікбұрышты ұяшықтары бар болат торлардың көмегімен жүзеге асыру сенімді болады (А.17-сурет).

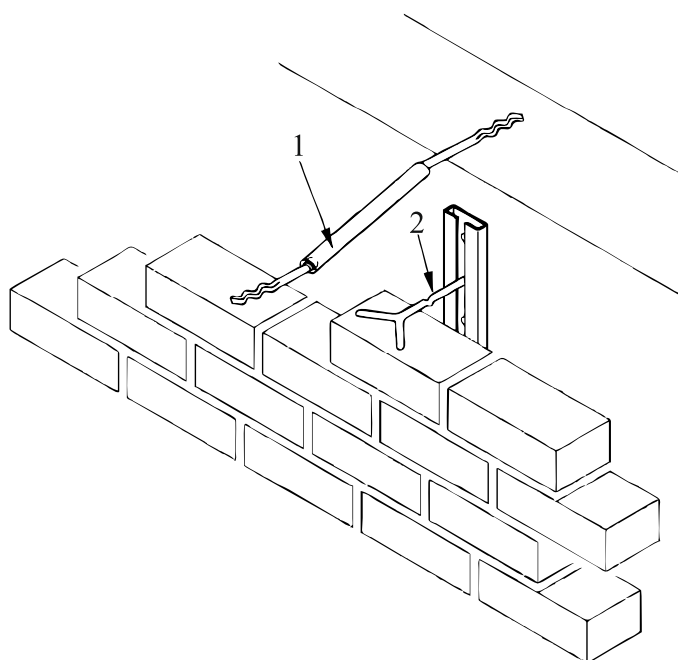


1 – жұқа табақты металдан жасалған анкерлі пластиналар, 2 – спиральды немесе бұрандамалы анкер, 3 - майысқан пластиналардан жасалған анкер, 4 – сымды анкерлер

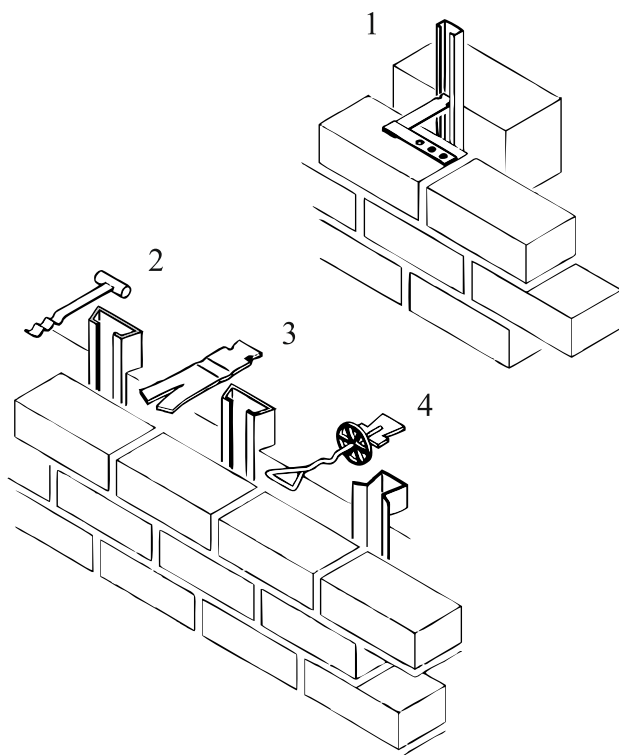
А.1-сурет – Қабырғалардың тас қабаттары арасындағы анкерлі байланыстардың түрлері [ҚР СТ EN 845-1]



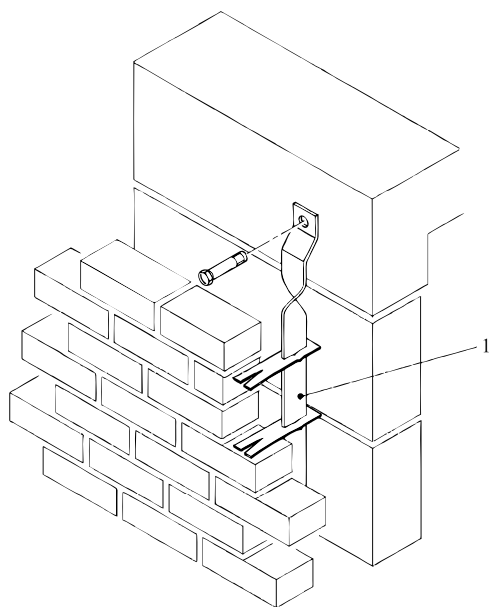
1 – пластиналы, 2, 3 – сымды, 4, 5 –Г – тәрізді пластиналы, 6 – беткі қабатты анкерлеу
А.2-сурет – Беткі тасты қабатты ішкі көтергіш конструкциялармен жалғайтын анкерлер түрі [ҚР СТ EN 845-1]



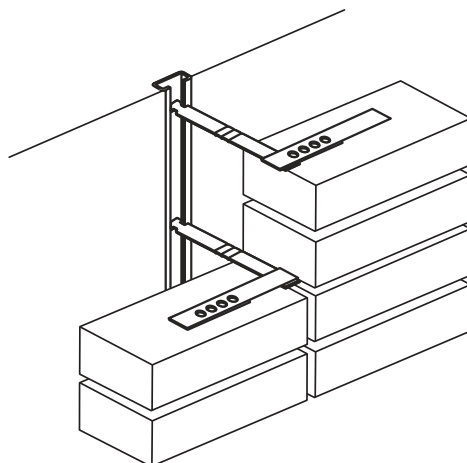
1 – топсалы анкер, 2 – бағыттаушыларға тігінен жылжитын анкер
А.3-сурет – Температура әсерлерінен туындаған беткі қабаттың тік деформациялары еркіндігіне мүмкіндік беретін тасты беткі қабатты қосылыс [ҚР СТ EN 845-1]



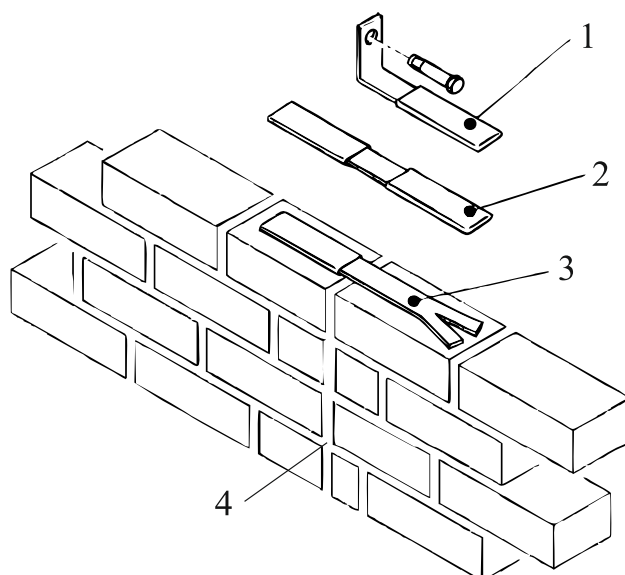
А.4-сурет – Температура әсерлерінен туындаған беткі қабаттың тік деформациялары еркіндігін қамтамасыз ететін бағыттаушы тік металл шиналар арқылы тасты беткі қабаттың ішкі беткі қабатпен жалғануы [ҚР СТ EN 845-1]



А.5-сурет – Температура әсерлерінен туындаған беткі қабаттың тік деформациялары еркіндігін қамтамасыз ететін аралық бағыттаушы металл шиналардың 1 көмегімен ішкі беткі қабатпен жалғануы [ҚР СТ EN 845-1]

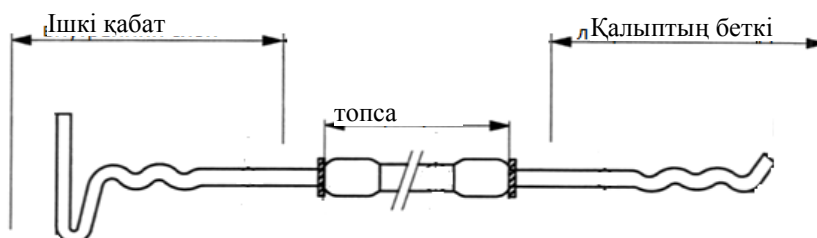


А.6-сурет – Тасты беткі қабаттың құрылғы орындарындағы ішкі тік деформациялық жіктермен жалғануы [ҚР СТ EN 845-1]

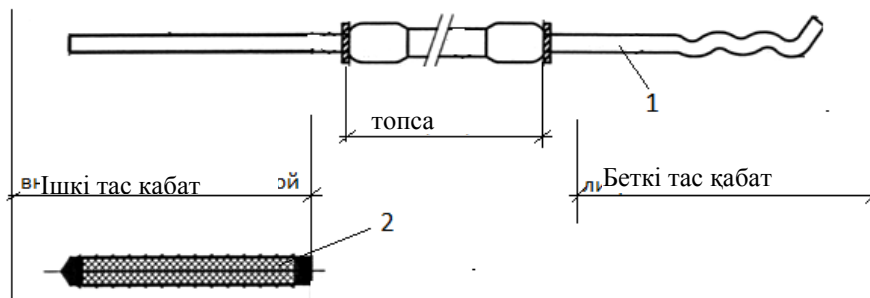


1 – бұрыштық анкер, 2,3 – пластиналы анкерлер, 4 – тік деформациялы жік

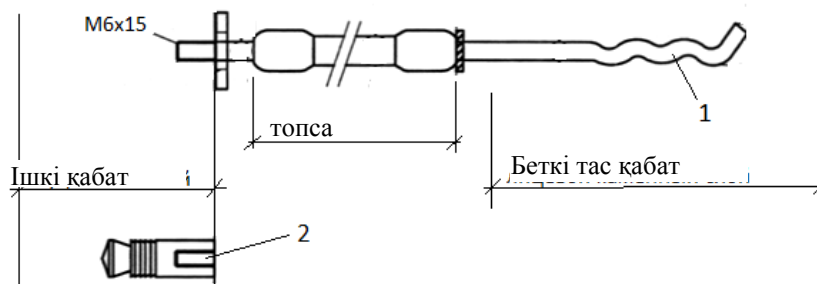
А.7-сурет – Беткі қабаттың сырғымалы анкерлердің көмегімен тік деформациялы жік 4 орнында бірігуі [ҚР СТ EN 845-1]



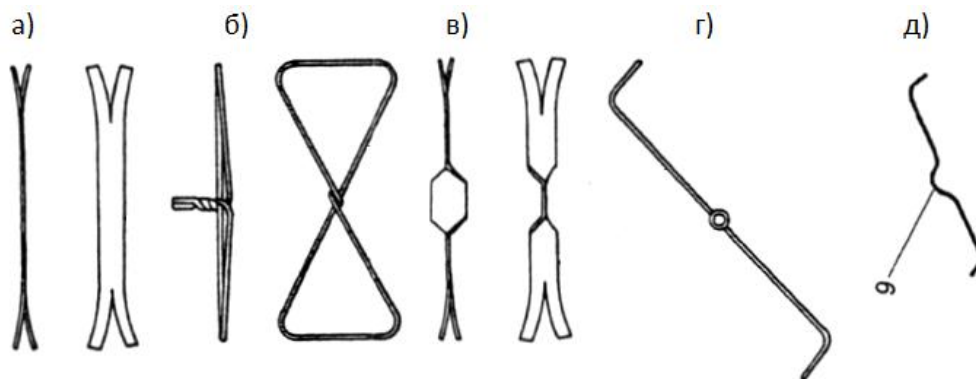
А.8-сурет – Ішкі тас қабатындағы ілмек тәрізді анкерленетін топсалы анкер [19]



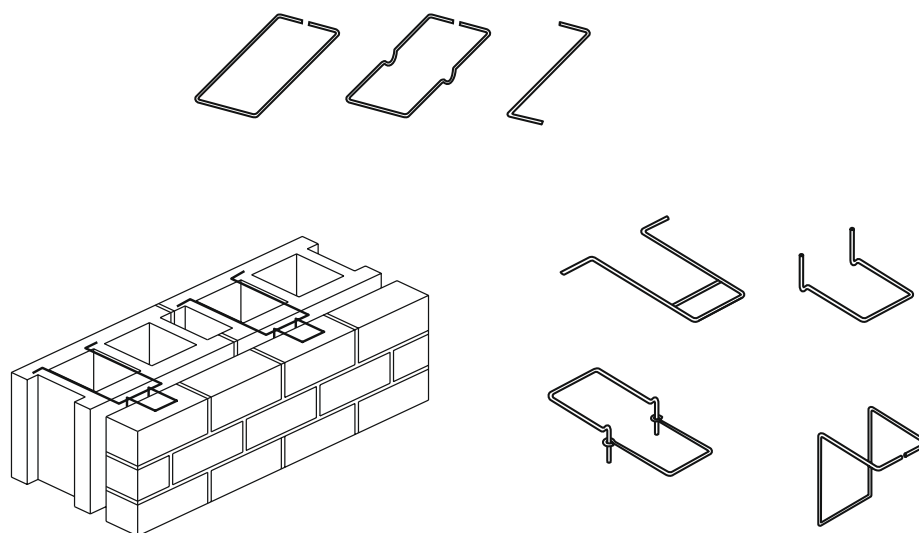
А.9-сурет – Желімдей қосылыстың 2 көмегімен ішкі тасты қабатқа бекітілетін топсалы анкер 1 [19]



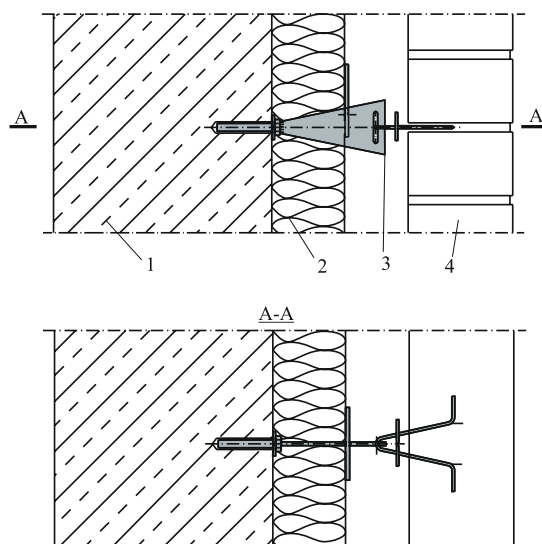
А.10-сурет – Бұрамалы қосылыстың 2 көмегімен ішкі тасты қабатқа бекітілетін топсалы анкер [19]



А.11-сурет–Сымды (б,г,д) жолақты (а,в) болаттан жасалған анкерлер түрі

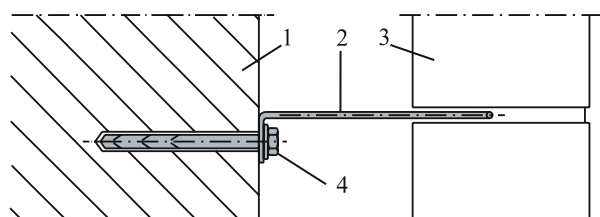


А.12-сурет - Беткі тасты қабатты қуысты бетон блоктардан тұратын ішкі көтергіш қабатымен қосатын сымды анкерлердің түрі [15]



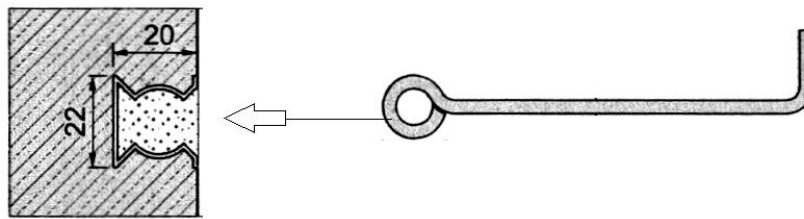
1 – ішкі көтергіш қабат, 2 – жылытқыш, 3 – анкер, 4 – беткі тасты қабат

А.13-сурет – Температура әсерлерінен туындаған тасты беткі қабаттың тік және көлденең деформациялары еркіндігіне мүмкіндік беретін топсалы анкердің көмегімен тас қабаттарды қосу [36]

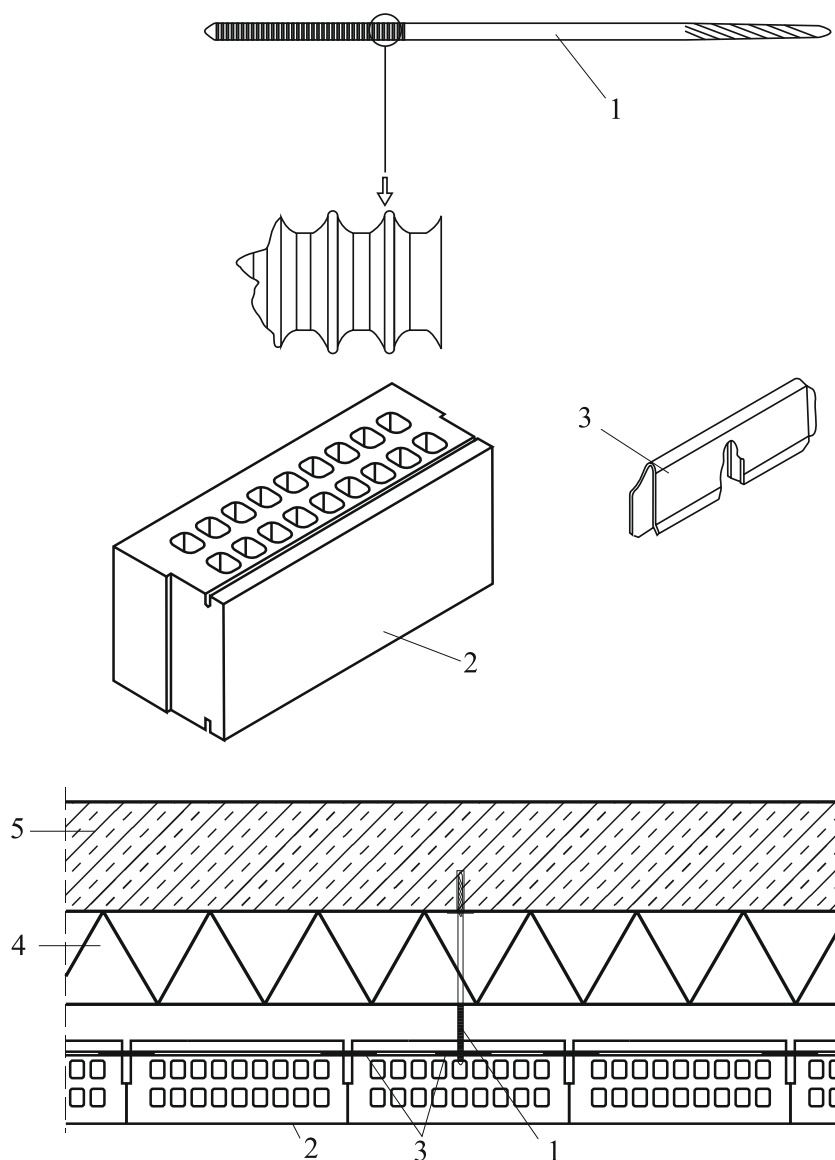


1 - ішкі қабат, 2 – жолақты тесілген болаттан жасалған анкер, 3 – беткі тасты қабат, 4 – химиялық анкер

А.14-сурет – Пластикалы анкердің көмегімен қабаттарды қосу [36]

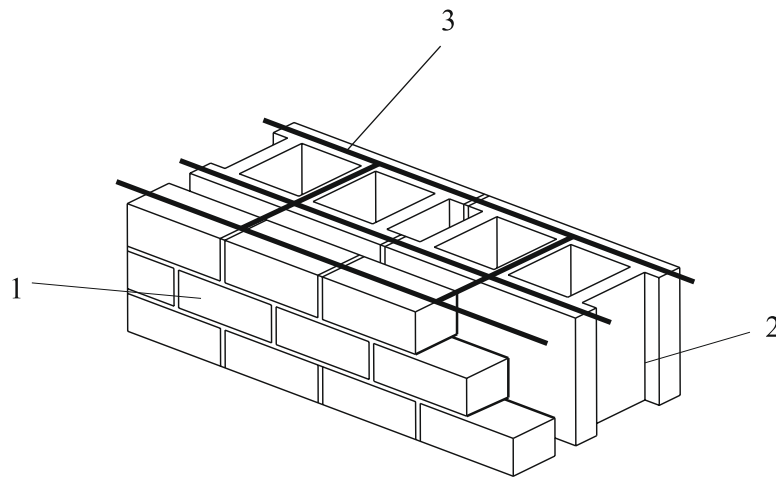


А.15-сурет – Монолитті бағытаушылардың көмегімен бетоннан жасалған ішкі көтергіш қабатпен қосылатын сымды анкер [34]



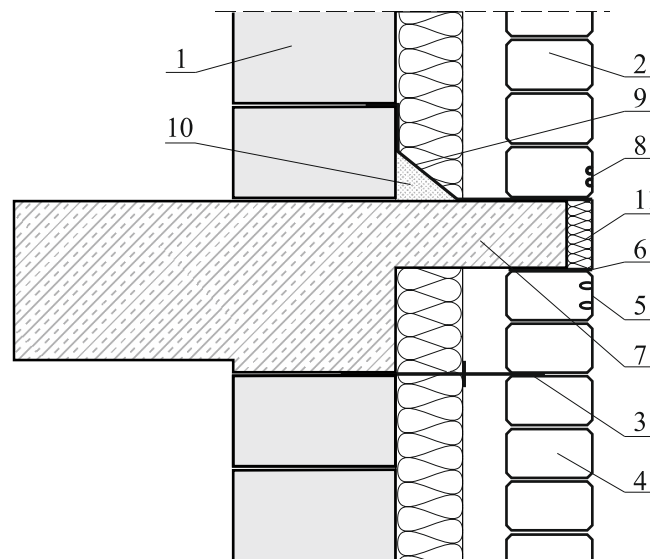
1 – анкер, 2 – беткі қабаттың бұрғыланған тасы, 3 – бекітуші қляммер, 4 - жылытқыш, 5 – ішкі тасты қабат

А.16-сурет – Диаметрі 4 мм сымды анкерлердің көмегімен бұрғыланған тастардың тасты беткі қабатын қосу[21]



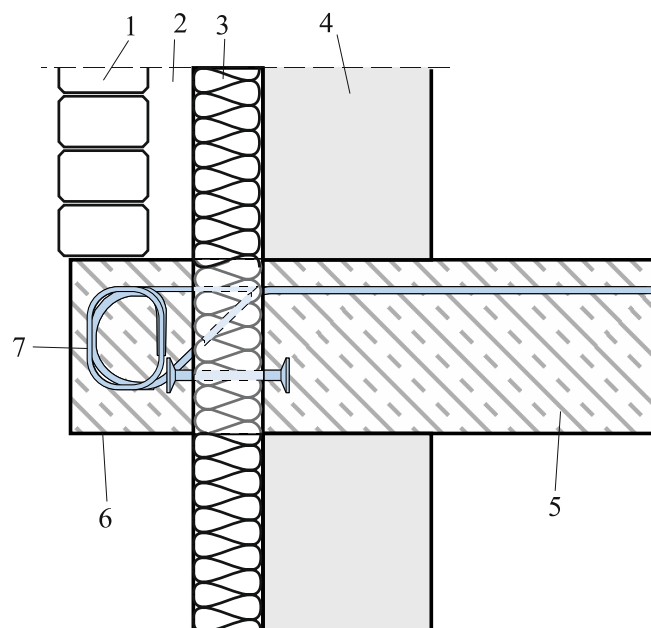
А.17-сурет – Тасты қабаттарды беткі 1 және ішкі 2 тас қабаттарды бір уақытта арматуралау арқылы арматуралы саты тәрізді торлармен 3 қосу [15]

А.2 Тасты беткі қабатты тіреу



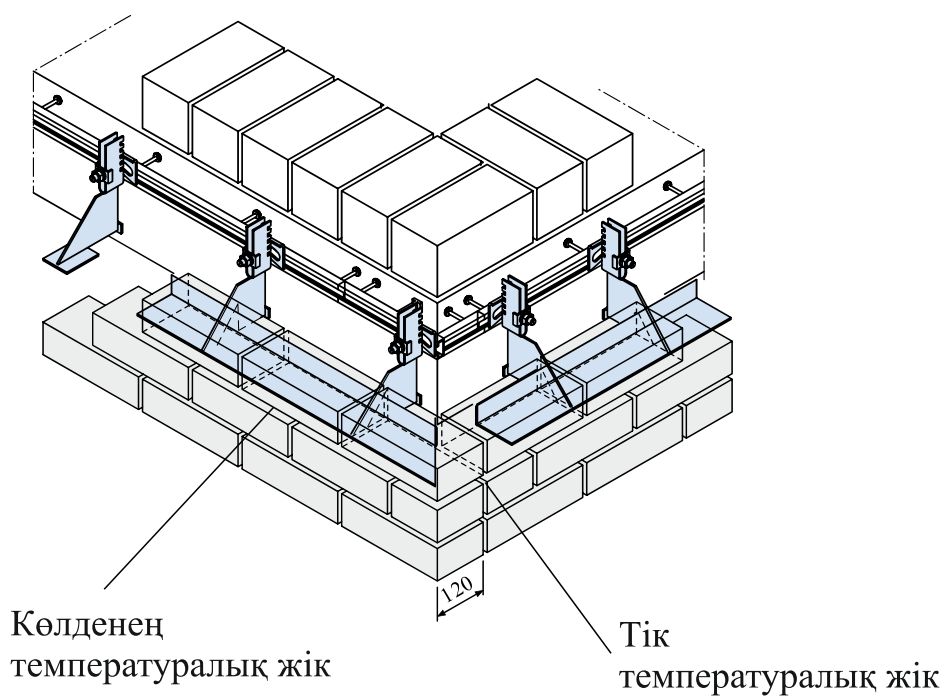
1 - ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – биіктігі 9 м дейінгі тасты беткі қабат, 3 – анкерлер, 4 – іргетасқа сүйелген биіктігі 9 м дейінгі беткі тасты қабат, 5 – желдетілетін саңылауға арналған желдету арналары, 6 – көлденең деформациялық жік, 7- аражабынның тірек консоли, 8 –конденсатты шығаруға арналған саңылау, 9 – гидрооқшаулау, 10 – құрылыс ерітіндісі шығатын еңіс, 11 – аражабын шетжағын термооқшаулау

А.18-сурет – Беткі қабатты темірбетон аражабындарының шетжағына тіреу [9]

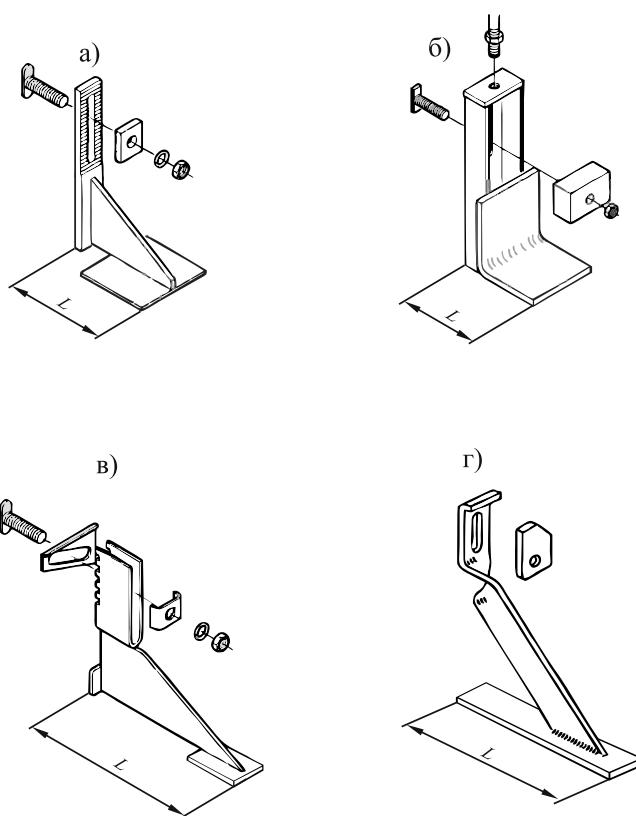


1 – беткі қабат, 2 – желдетілетін саңылау, 3 – жылытқыш. 4 – ішкі тасты қабат,
5 – темірбетонды аражабын, 6 – темірбетонды консоль, 7 – темірбетонды консольдің жұмыс
арматурасы

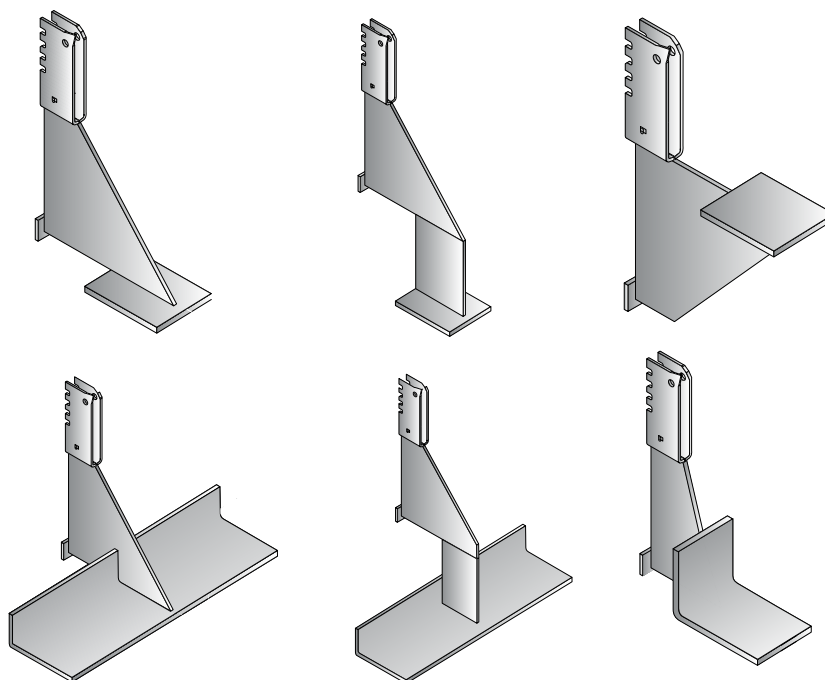
А.19-сурет – Беткі қабатты шығыңқы бетон консольге тіреу [24]



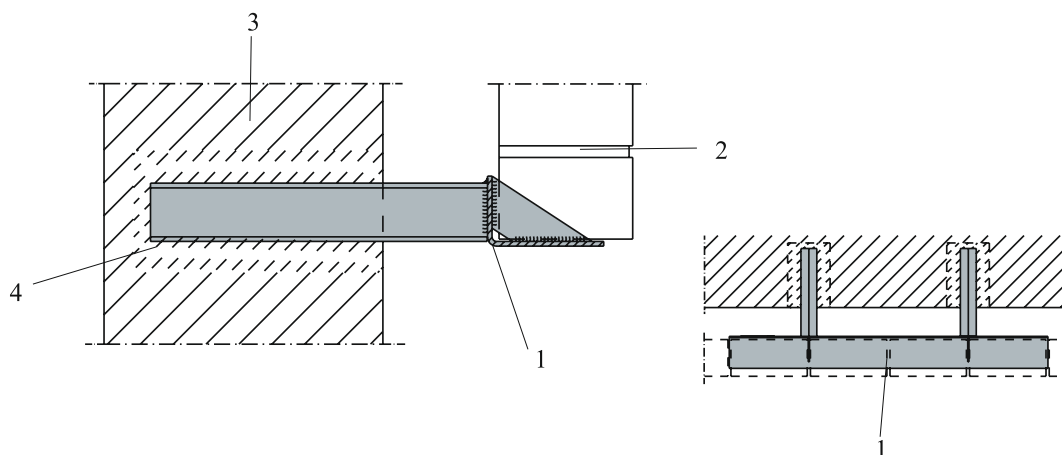
А.20-сурет - Беткі тасты қабатты металл консольдерге тіреу [17,18]



**А.21-сурет – Беткі тасты қалауды тіреуге арналған металл консольдер
[ҚР СТ EN 845-1]**



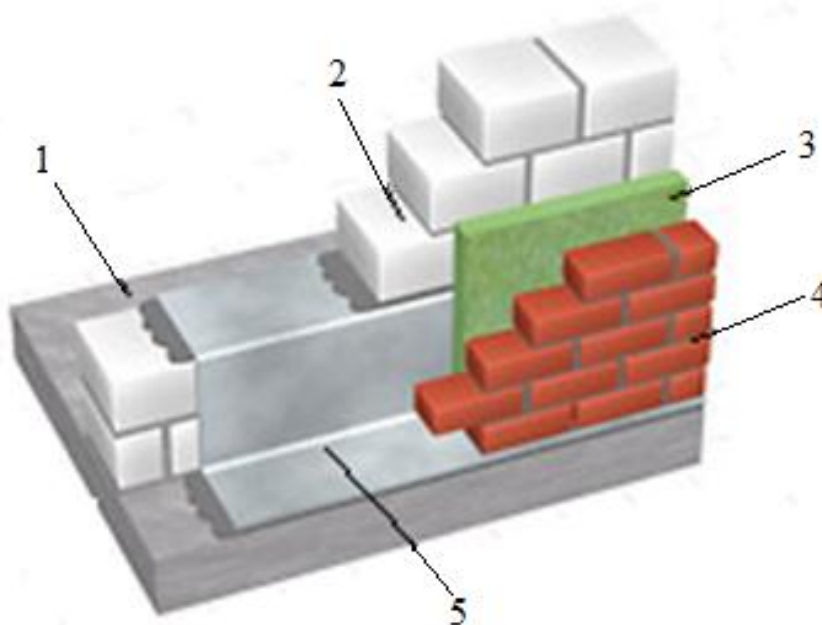
**А.22-сурет –JORDAL фирмасының тасты беткі қабат қалауын тіреуге арналған
металл консольдері [33]**



1 – металл консоль, 2 – беткі тасты қабат, 3 – ішкі көтергіш тасты қабат, 4 – құрылыс ерітіндісі

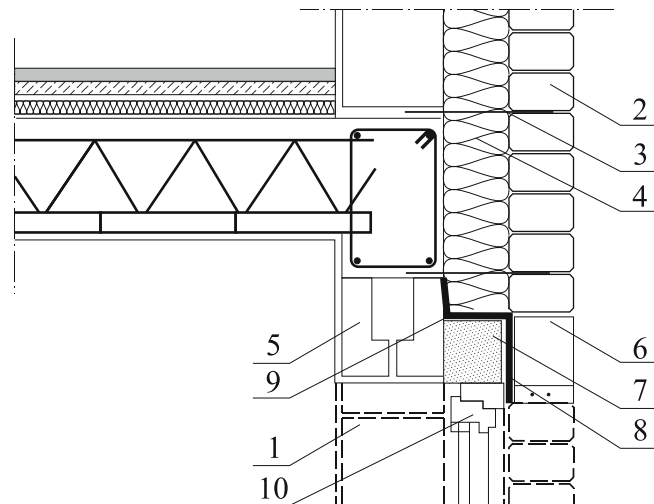
А.23-сурет – Тасты беткі қабатты ішкі тас қабатының қалауына анкерленген металл консольдерге тіреу [33]

А.3 Қабырғалардың аражабындармен және жабындармен түйіндестіру



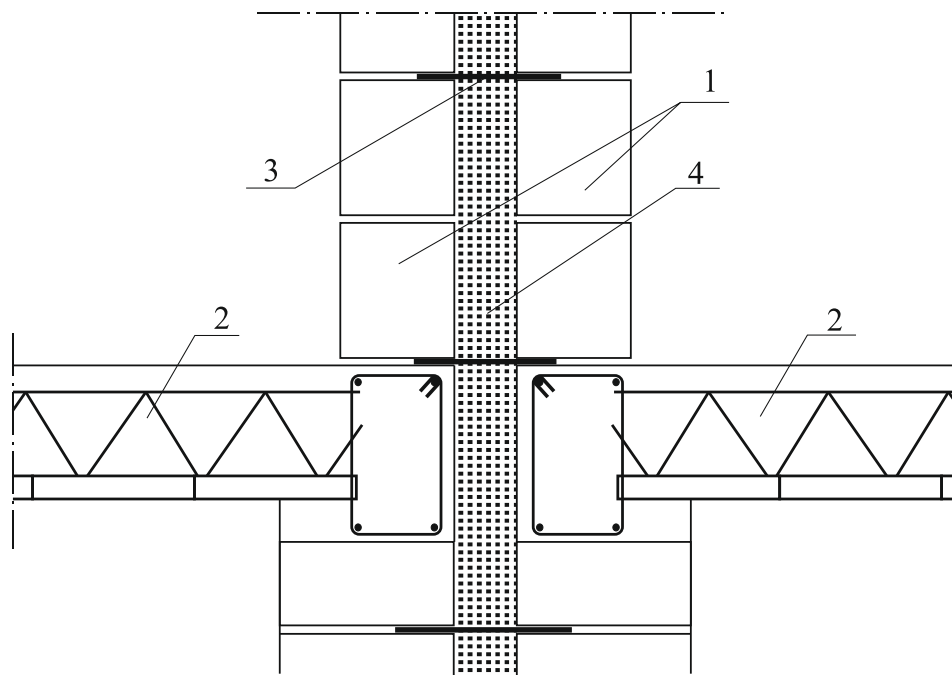
1 – аражабын, 2 – ішкі тасты қабат, 3 – жылытқыш, 4 – беткі тасты қабат,
5 - гидроокшаулау

А.24-сурет – Көп қабатты қабырғаларды аражабынмен түйіндестіру



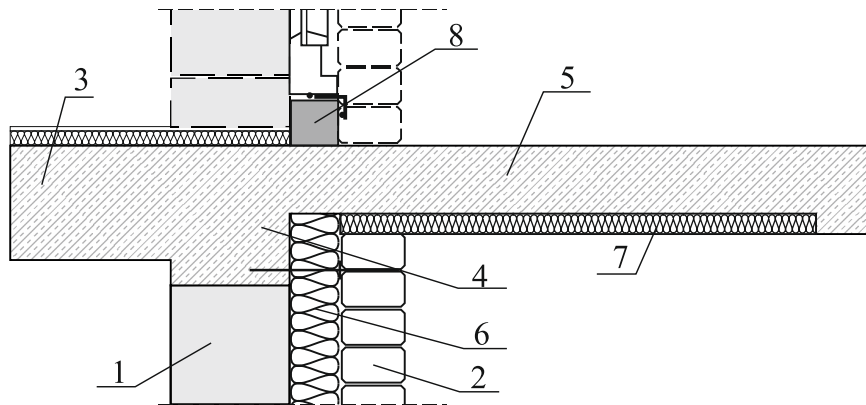
1 – ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкер, 4 – жылытқыш,
5 – ішкі қабаттың құрастырмалы маңдайшасы, 6 – беткі қабаттың құрастырмалы маңдайшасы,
8 – герметик, 9 – гидрооқшаулау, 10 – терезе ағаш шебері

А.25-сурет – Құрастырмалы-монолитті темірбетон аражабындарын терезе ойық аумағында көп қабатты қабырғамен түйінdestіру [9]



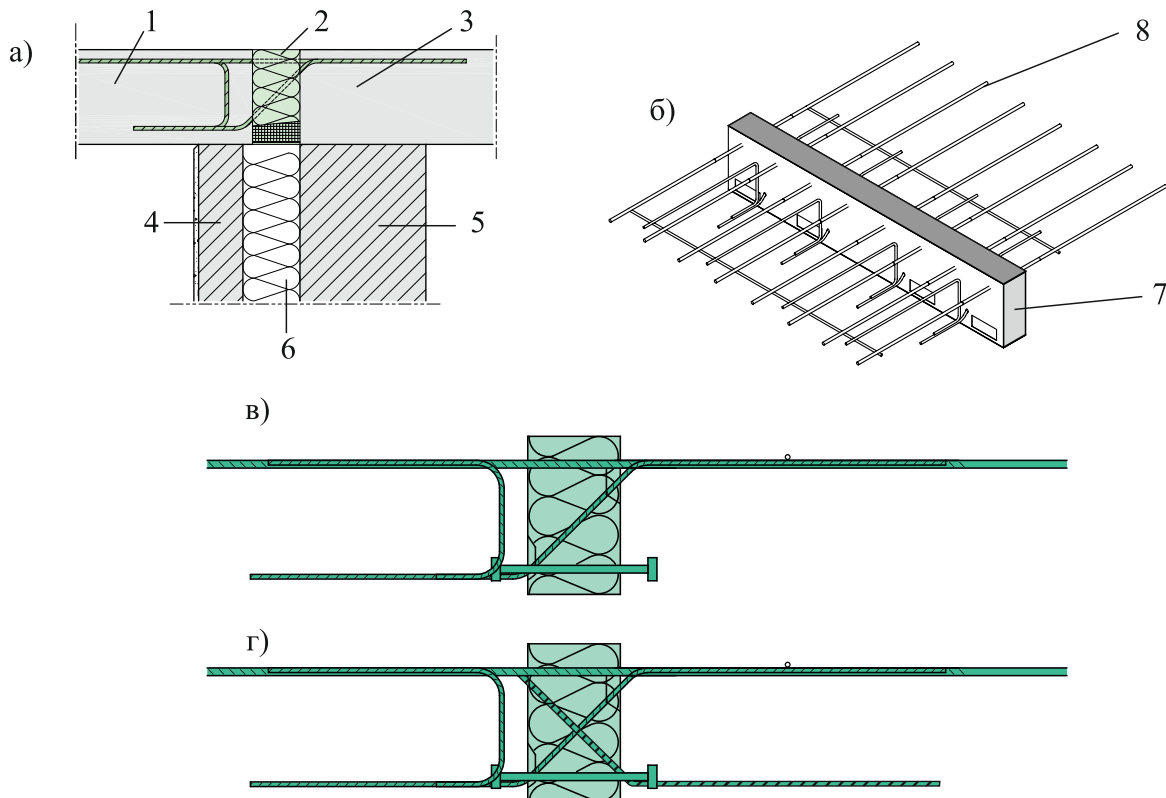
1 – ішкі қабырғаның тас қабаттары, 2 – құрастырмалы-монолитті аражабын,
3 – анкерлі байланыстар, 4 – дыбыс оқшаулағыш қабат

А.26-сурет – Ішкі көп қабатты қабырғаларды аражабындармен түйінdestіру [9]



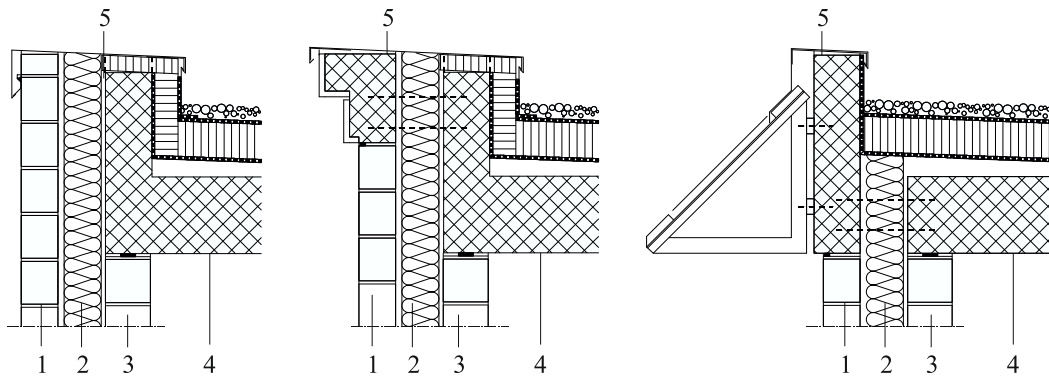
1 – ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – аражабынның темірбетонды плитасы, 4 – қатандықтың темірбетонды белдігі, 5 – балкон плитасы, 6 – қабырғаны термооқшаулау, 7 – балкон плитасын термооқшаулау

А.27-сурет – Қабатты тас қабырғаларды балкон плитасымен түйіндестіру [9]



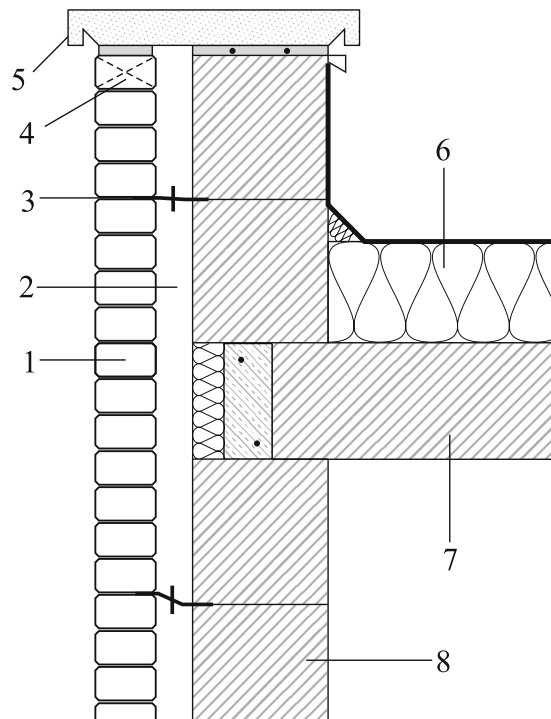
1 – монолитті балкон плитасы, 2 – термооқшаулағыш қыстырма, 3 – монолитті аражабын, 4 – беткі тасты қабат, 5 – ішкі тасты қабат, 6 – термооқшаулау, 7 – қатты пенополиуретаннан жасалған қыстырма, 8 – арматура

А.28-сурет – Термооқшаулау қыстырмаларының көмегімен қабатты тас қабырғаларды балкон плитасымен түйіндестіру: а) – қабырғаның тік қимасы, б,в,г) – зауыт дайындаған термоқыстырмалар [35]



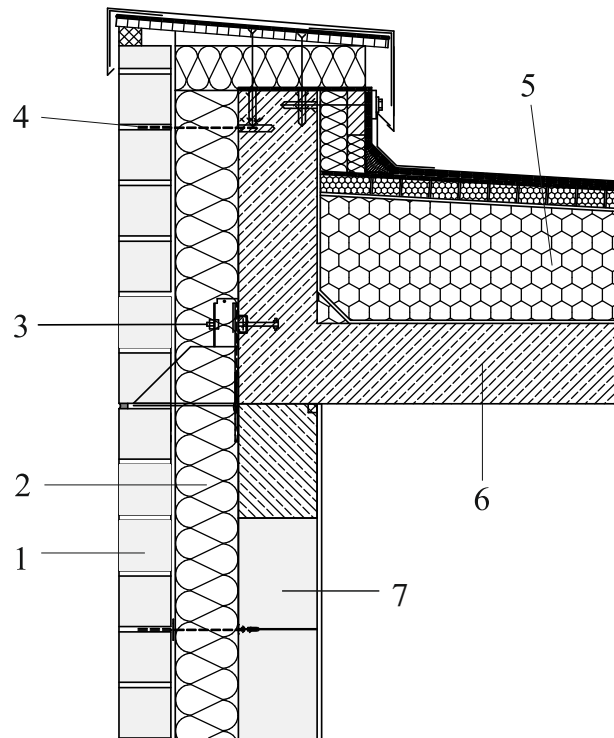
1 – беткі тасты қабат, 2 – жылытқыш, 3 – ішкі көтергіш тасты қабат,
4 – темірбетонды жабын плитасы, 5 – қаңылтыр

А.29-сурет – Темірбетонды жылытылған жабыны бар көп қабатты тас қабырғалардың ернеулі түйіндесулері [30,38]



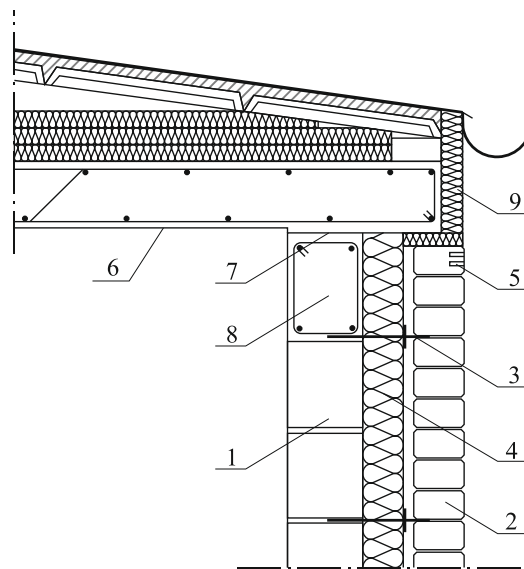
1 – беткі тасты қабат, 2 – желдетілетін ауа саңылауы, 3 – анкер, 4 – желдету арналары,
5 – темірбетонды парапет, 6 – жылытқыш жабын, 7 – темірбетонды жабын,
8 – ішкі тасты қабат

А.30-сурет – Темірбетонды жылытылған жабыны бар көп қабатты қабырғаның ернеу учаскесі [20,37]



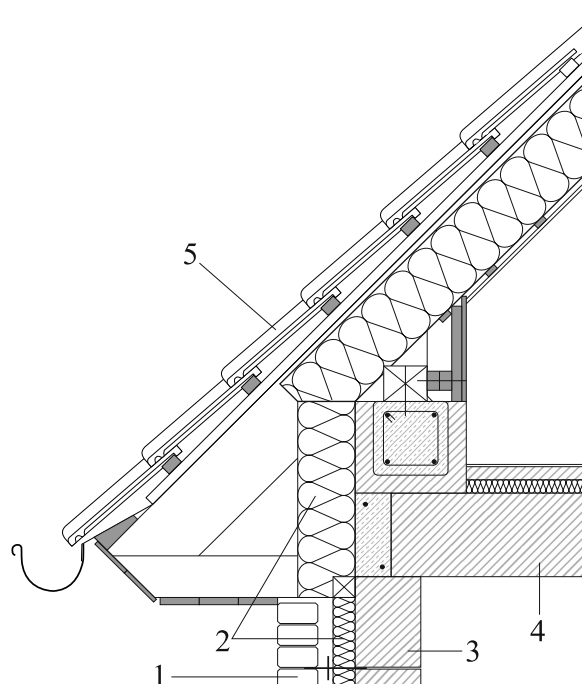
1 – беткі тасты қабат, 2 – қабырға жылытқыш, 3 – беткі қабаттың ернеу учаскесін тіреу консолі,
4 – анкер 5 – жабын жылытқышы, 6 – темірбетонды жабын, 7 – ішкі тасты қабат

А.31-сурет – жылытылған темірбетонды жабыны бар көп қабатты қабырғаның ернеу учаскесі [20]



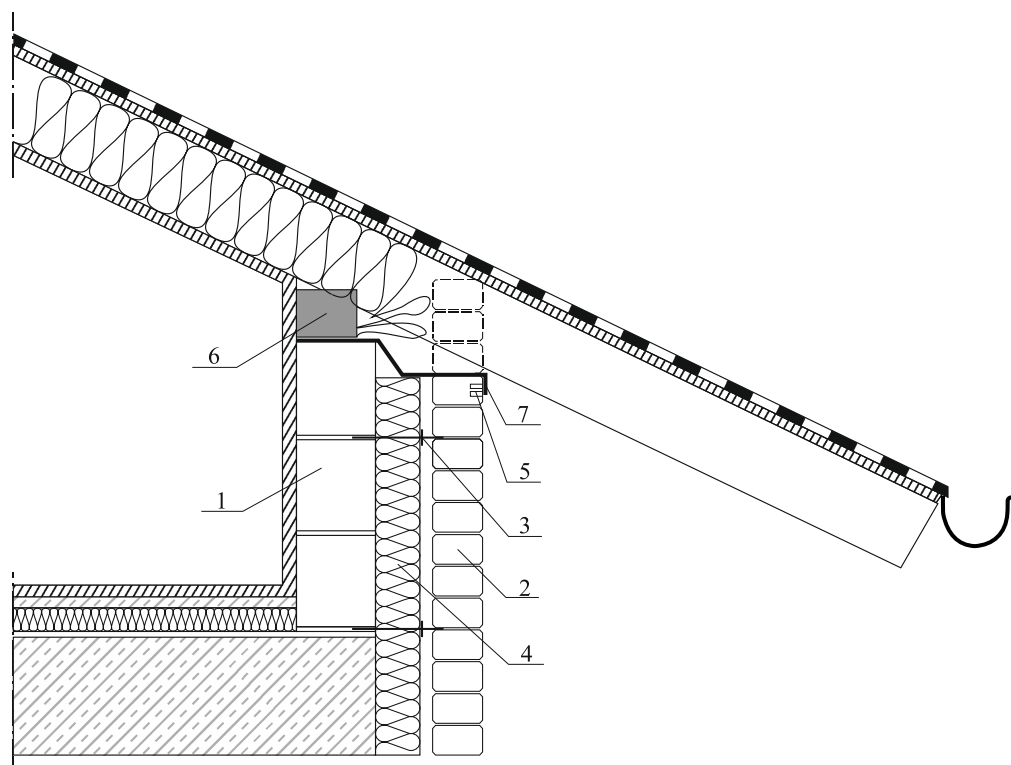
1 – ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкерлер,
4 – термооқшаулау, 5 – желдетілетін саңылауды желдету арналары, 6 – темірбетонды жабын,
7 – антифрикциялы төсем, 8 – қаттылықтың темірбетонды белдігі, 9 – қаңылтыр қаптамасы, сылақ
және басқа материалдар

А.32-сурет – Шатыр астысыз жабыны және қабатты тас қабырғасы бар үйдің ернеу учаскесі [9]



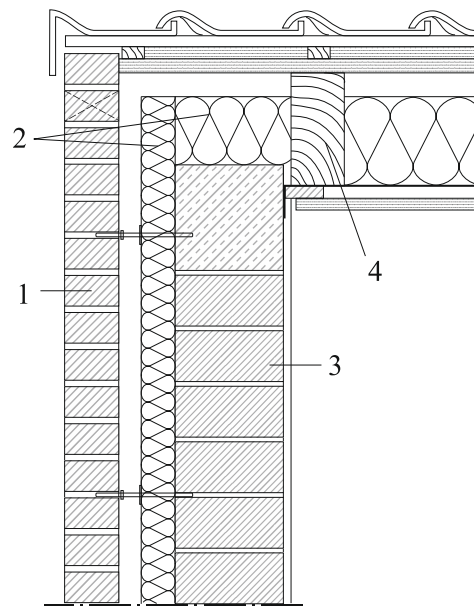
1 – беткі тасты қабат, 2 – жылытқыш, 3 – ішкі тасты қабат,
4 – темірбетонды аражабын

А.33-сурет – Шатырлы тұрғын үй-жайлы қабырғаның ернеу учаскесі [20]



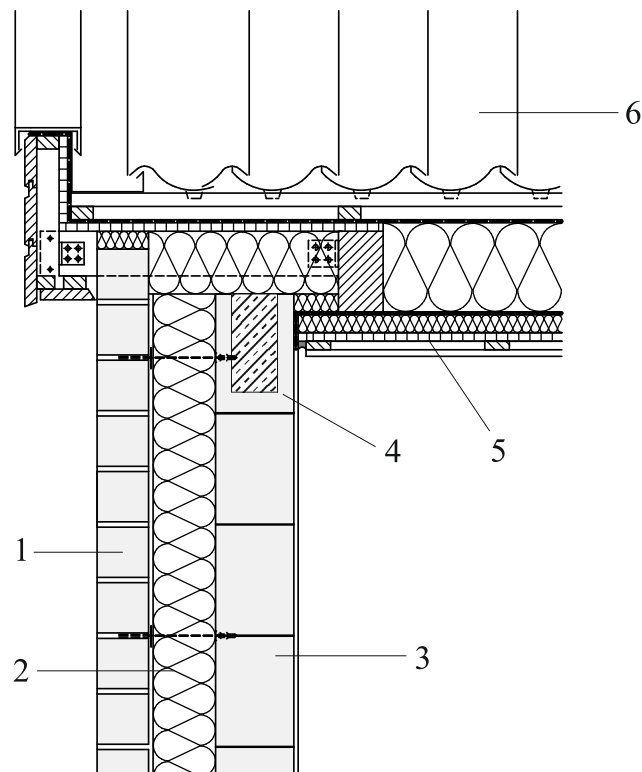
1 – ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкерлер, 4 – термооқшаулау,
5 – желдетілетін саңылауды желдету арналары, 6 – мауэрлат, 7 – гидрооқшаулау

А.34-сурет – Шатырлы жабыны және қабатты тас қабырғасы бар үйдің ернеу учаскесі [9]



1 – беткі тасты қабат, 2 – жылытқыш, 3 – ішкі тасты қабат, 4 – жабынның ағаш итарқа арқалығы

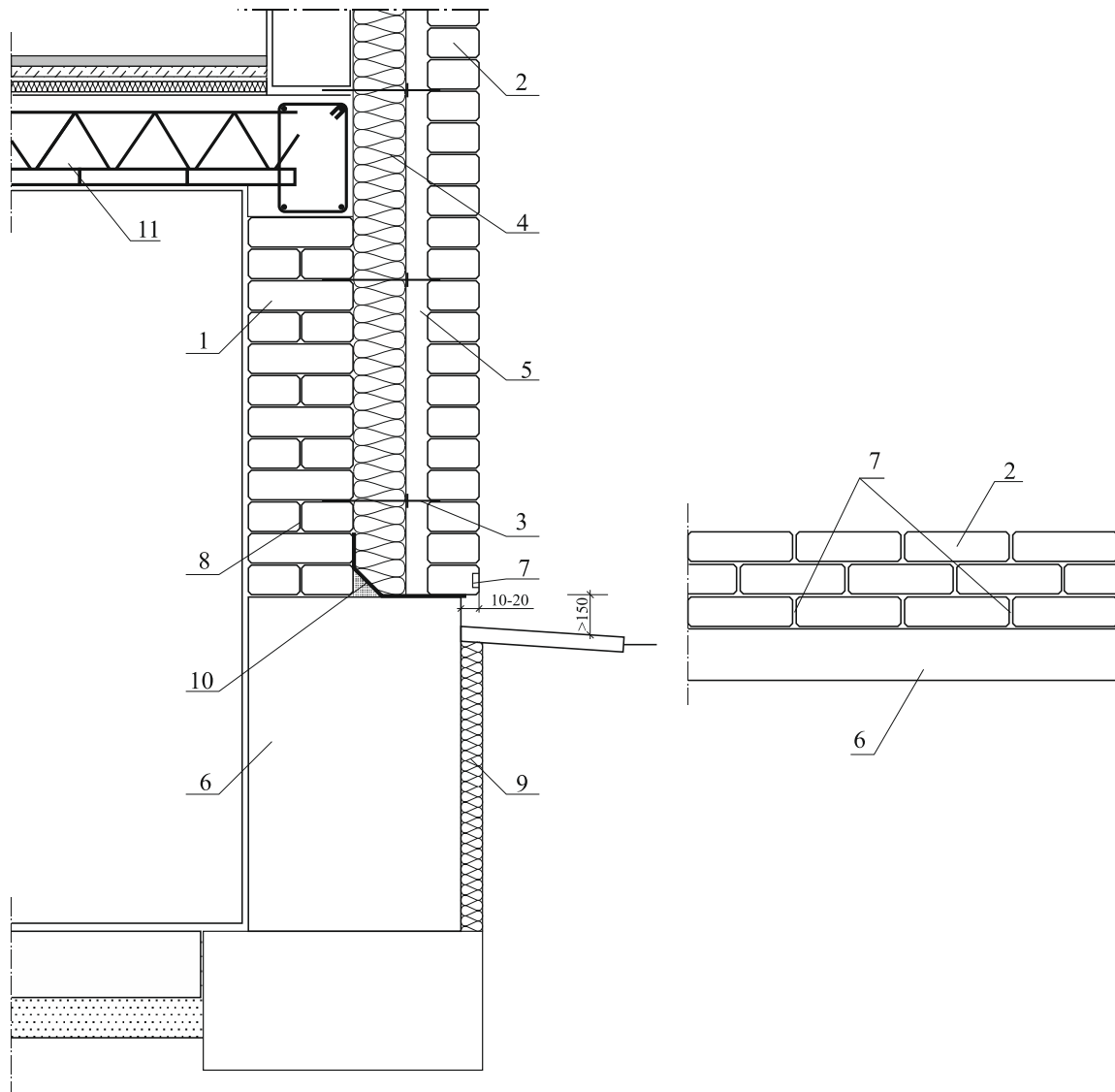
А.35-сурет – Көп қабатты қабырғаның шетжағы ернеу учаскесін тегіс ағаш жабынмен түйіндістіру [20]



1 – беткі тасты қабат, 2 – жылытқыш, 3 – жылытқыш, 4 – темірбетон белдігі, 5 – шатырдың құрастырмалы жылытылған аражабыны, 6 – черепицалы шатыр

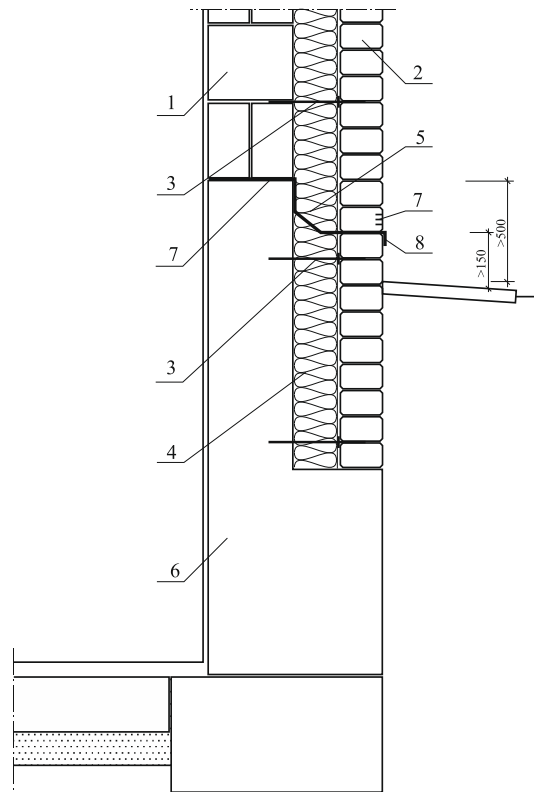
А.36-сурет –Көп қабатты қабырғаны ернеулі шетжақты учаскенің еңісті шатыр жабынымен түйіндістіру [25]

А.4 Қабырғаларды іргетаспен түйінdestіру



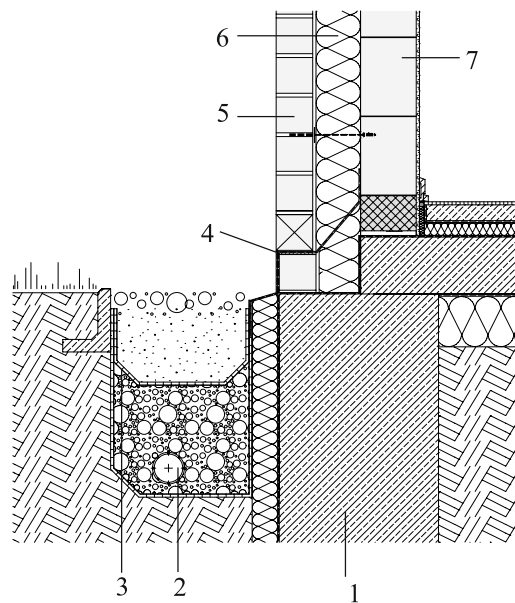
1 - ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкерлі байланыстар,
4 – жылытқыш, 5 – желдетілетін ауа саңылауы, 6 – жертөле қабырғасы, 7 – тік ерітінді жіктердің
орнындағы су қайтарғыш саңылаулар, 8 – гидрооқшаулау, 9 – жертөле қабырғасын
термооқшаулау, 10 – құрылыс ерітіндісінің еңісі, 11 – құрастырмалы-монолитті аражабын

А.37-сурет – Көп қабатты қабырғаларды іргетаспен түйінdestіру [9]



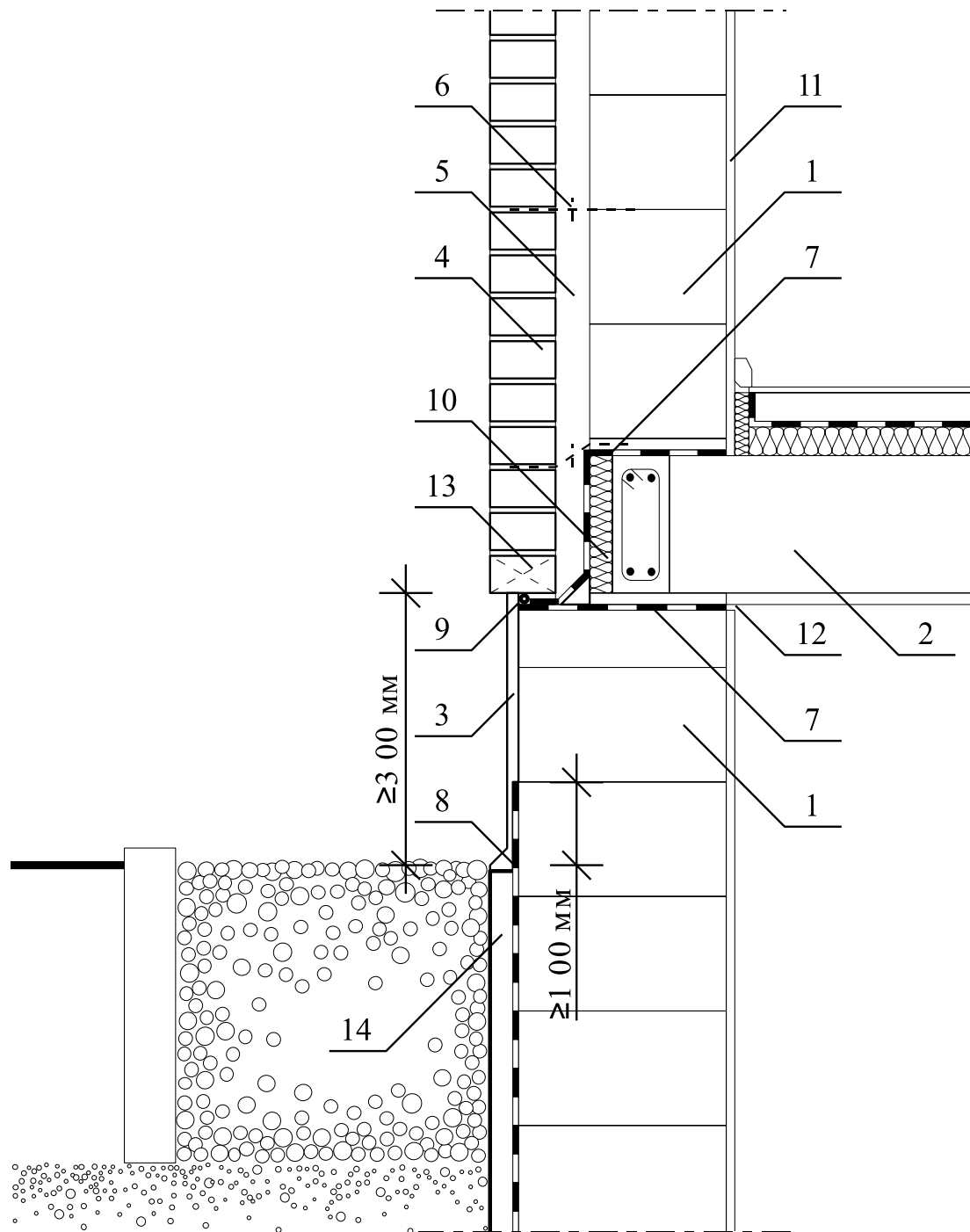
1 – ішкі тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкерлі байланыстар, 4 – пенополистиролды қатты плиталар немесе құйылатын жеңіл бетон түріндегі жылытқыш, 5 – пенополистиролды плиталар түріндегі жылытқыш, 6 – іргетас қабырғасы, 7 – конденсациялық ылғалды қайтаруға арналған тік ерітінді жіктеріндегі саңылау, 8 – гидроокшаулау

А.38-сурет – беткі тасты қабатты топырақ деңгейінен төмен орналастыру [9]



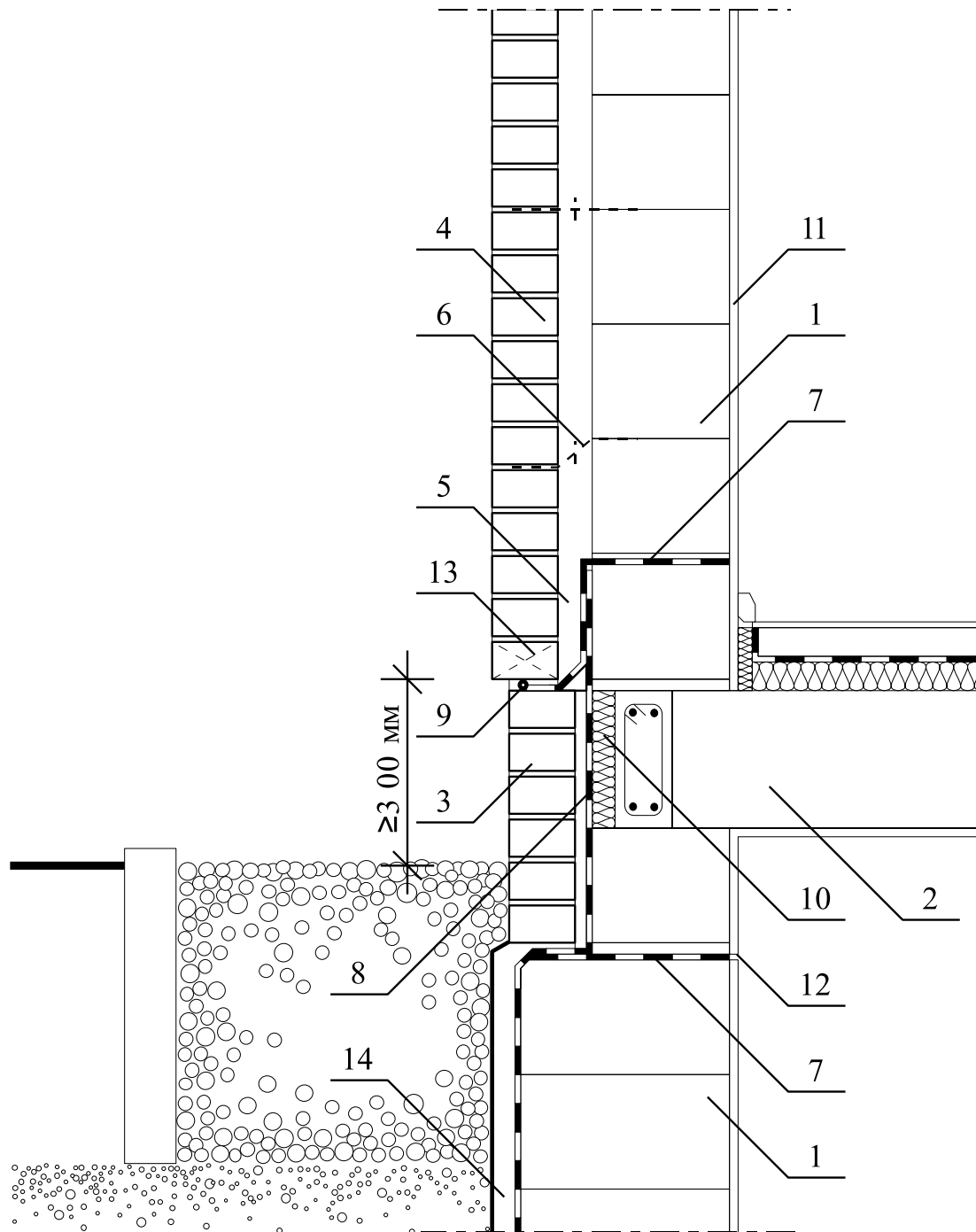
1 – іргетас, 2 – дренаж құбыры, 3 – геотекстиль, 4 – гидроокшаулау, 5 – беткі тасты қабат, 6 - жылытқыш, 7 – ішкі көтергіш тасты қабат

А.39-сурет – Көп қабатты тас қабырғаны іргетасқа тіреу [20]



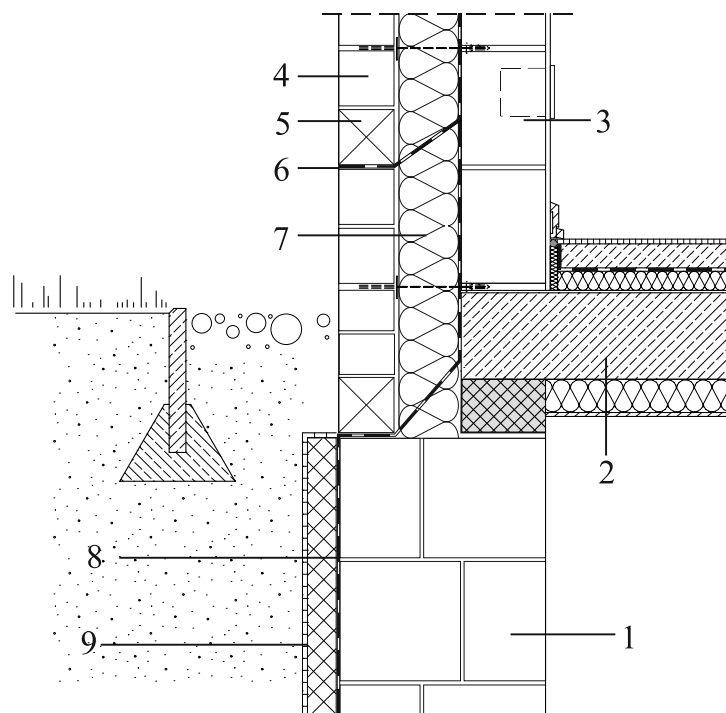
- 1 – жертөле қабырғасы, 2 – жертөле үстіндегі темірбетонды аражабын, 3 – цокольная штукатурка,
 4 – беткі тасты қабат, 5 – желдетілетін ауа саңылауы, 6 – анкерлі байланыстар,
 7 – көлденең гидроокшаулау, 8 – тік гидроокшаулау, 9 – нығыздау,
 10 – темірбетон белдігін жылыту, 11 – ішкі сылақ, 12 - фуга, 13 – ауа тесігін желдетуге арналған тік
 ерітінді жіктеріндегі саңылаулар, 14 – тік гидроокшаулауды қорғау

А.40-сурет – Көп қабатты тас қабырғаны жертөле қабырғасымен түйінdestіру [12]



1 – жертөле қабырғасы, 2 – жертөле үстіндегі темірбетонды аражабын, 3 – клинкерлі кірпіштен жасалған цоколь, 4 – беткі тасты қабат, 5 – желдетілетін ауа саңылауы, 6 – анкерлі байланыстар, 7 – гидроокшаулау, 8 – тік гидроокшаулау, 9 – нығыздау, 10 – темірбетон белдігін жылыту, 11 – ішкі сылақ, 12 - фуга, 13 – ауа тесігін желдетуге арналған тік ерітінді жіктеріндегі саңылаулар, 14 – тік гидроокшаулауды сылақпен қорғау

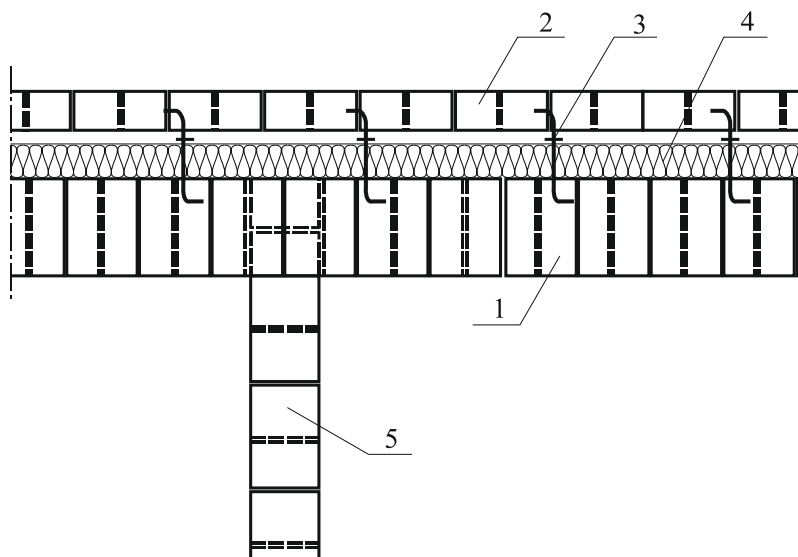
А.41-сурет – Көп қабатты тас қалауды жертөле қабырғасымен түйінdestіру [12]



1 – ішкі тасты қабат, 2 – утепленняя аражабынның темірбетонды плитасы над подвалом, 3 – ішкі тасты қабат, 4 – беткі тасты қабат, 5 - конденсациялық ылғалды қайтаруға арналған тік ерітінді жіктеріндегі саңылау, 6 – гидроокшаулау, 7 – жылытқыш, 8 – жертөле қабырғасын тік гидроокшаулау. 9 – жертөле қабырғасын жылыту

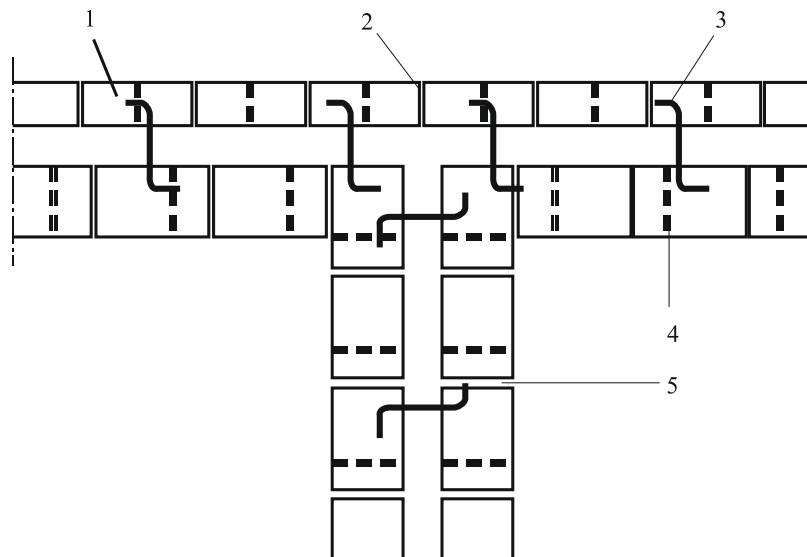
А.42-сурет – Беткі қабатты жылытылған жертөле қабырғасына тіреу [25]

А.5 Қабырғаларды қиыстыру



1 – ішкі көтергіш тас қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкер, 4 –жылытқыш, 5 – ішкі көлденең қабырға

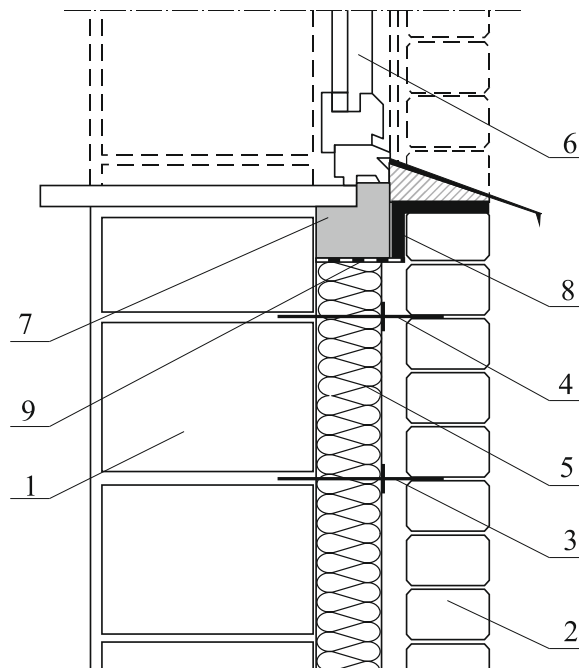
А.43-сурет – Сыртқы көп қабатты қабырғаны ішкі арақабырғамен түйіндестіру [9]



1 – беткі тасты қабат, 2 – тік деформацияланған жік, 3 – анкер, 4 – ішкі көтергіш тас қабат,
5 – ішкі көп қабатты көлденең қабырға

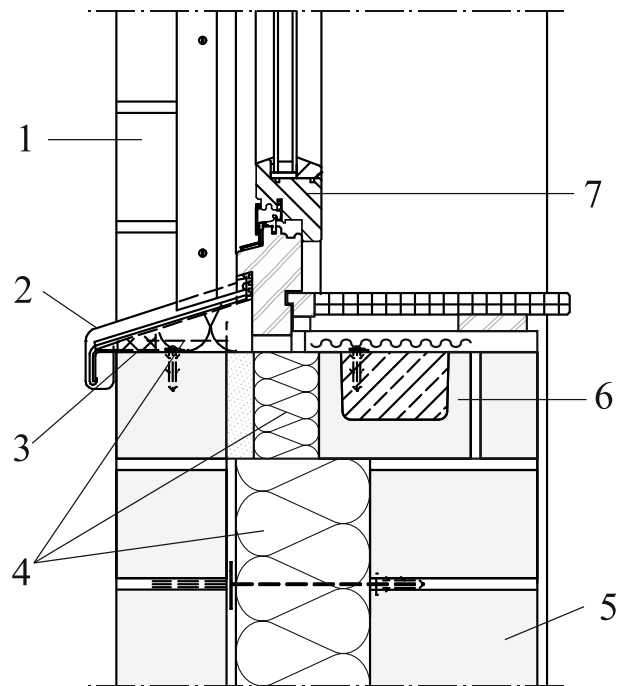
А.44-сурет – сыртқы көп қабатты қабырғаны ішкі қабырғамен түйінdestіру [9]

А.6 Терезе ойықтарының құрылғысы



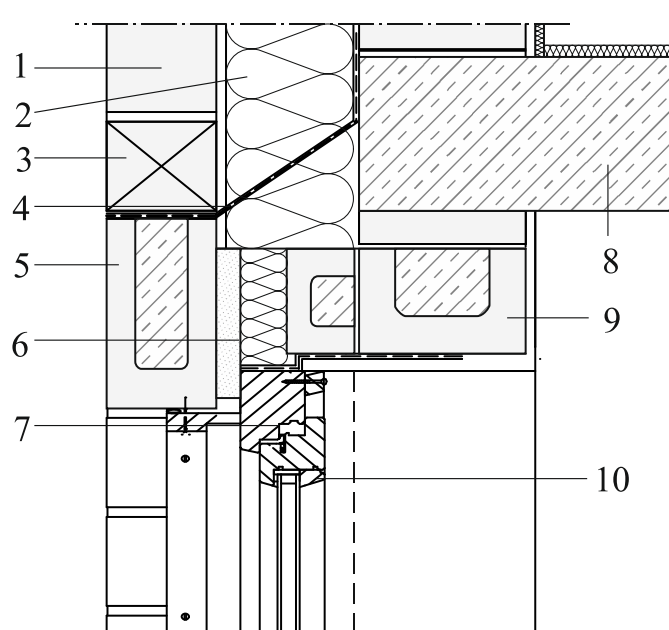
1 – ішкі көтергіш тасты қабат, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкер,
4 – қосымша анкер, 5 – жылытқыш, 6 – терезе, 7 – терезенің көлденең беларқасы, 1 және 2-қабат
арасындағы тұйықтаушы саңылау, 8 – герметик, гидроокшаулау

А.45-сурет - Терезеалды деңгейіндегі көп қабатты қабырғаны тігінен кесу [9]



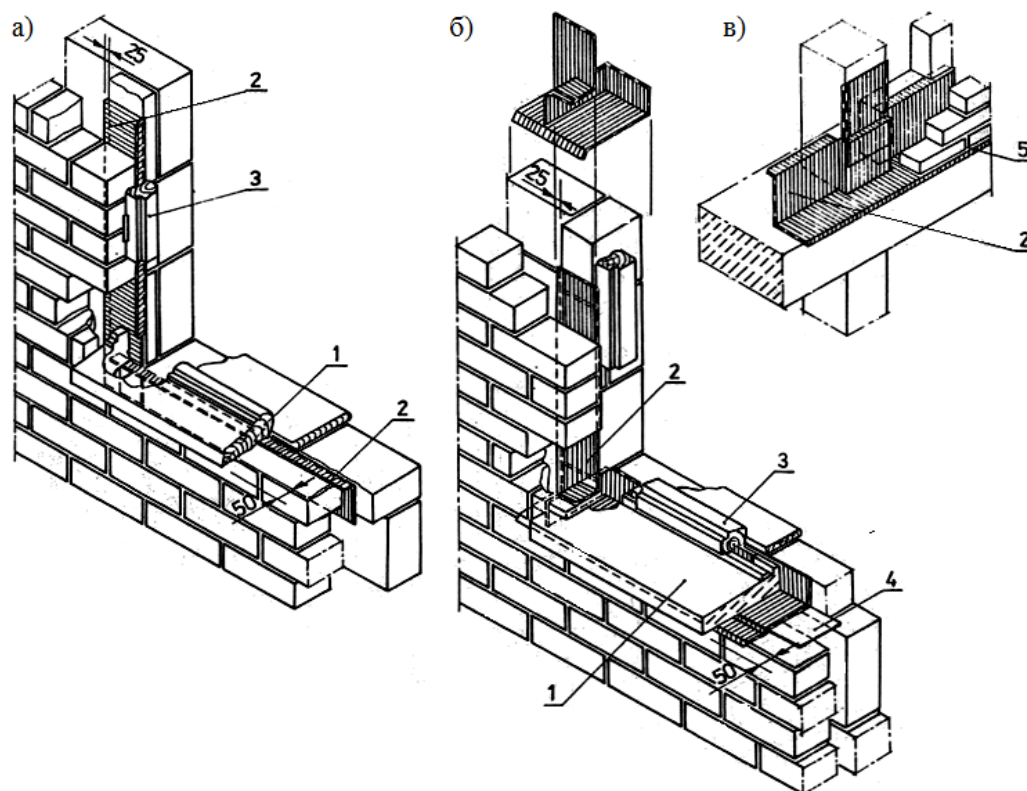
1 - беткі тасты қабат, 2 – суағар, 3 – герметик, 4 – жылытқыш, 5 – ішкі көтергіш тасты қабат,
6 – құрамалы маңдайша, 7 – терезе жақтауы

**А.46-сурет – Терезеалды аймағында көп қабатты тас қабырғалды түйіндеструді
тігінен кесу [25]**



1 - беткі тасты қабат, 2 – жылытқыш, 3 – конденсациялық ылғалды қайтаруға арналған тік ерітінді
жіктеріндегі саңылау, 4 – гидрооқшаулау, 5 – құрамалы маңдайша, 6 – жылу оқшаулағыш төсем,
7 – герметик, 8 – темірбетонды аражабын. 9 – ішкі тас қабаттағы терезе маңдайшасы,
10 - терезе ағаш шебері

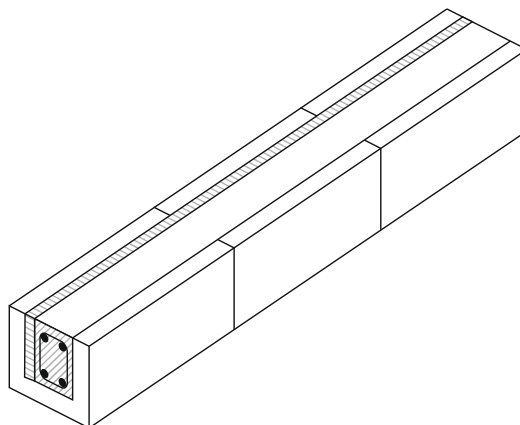
А.47-сурет – Терезе жақтауын көп қабатты қабырғамен түйіндестіру [25]



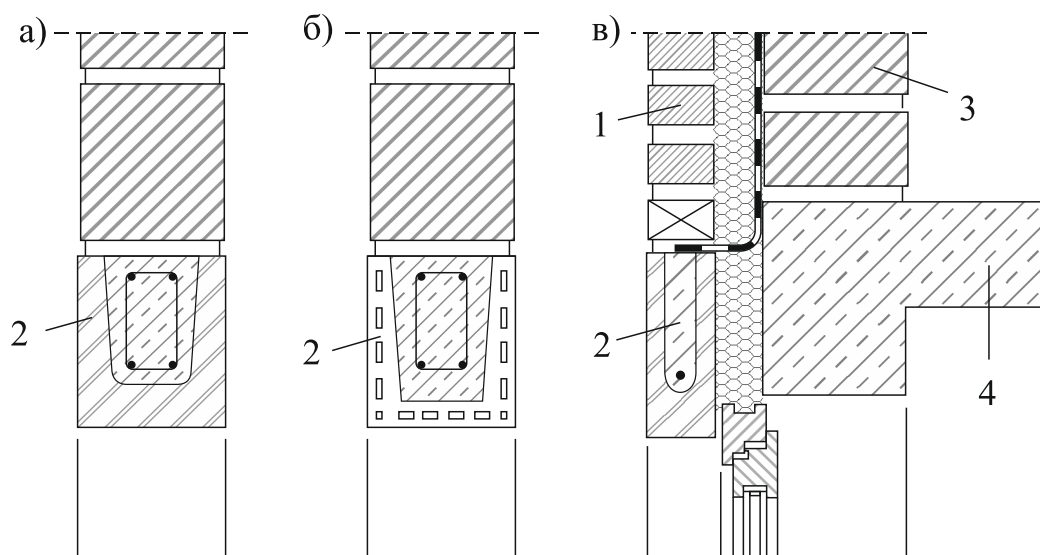
1 – терезеалды, 2 – гидрооқшаулау, 3 – терезе жақтауы, 4 – гидрооқшаулағыш астындағы қатты төсем, 5 – конденсатты шығаруға арналған саңылау

А.48-сурет – Кірпіш терезеалды (а), темірбетонды терезеалды (б) терезе ойықтарындағы және ғимарат қаңқасын көп қабатты қабырғалармен толтыру кезіндегі гидрооқшаулаудың орналасуы [13]

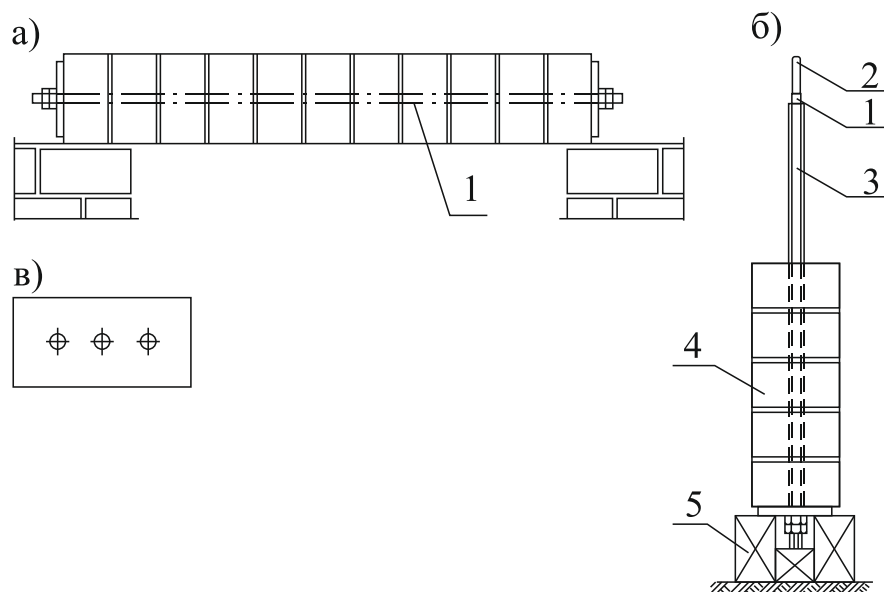
А.7 Маңдайшалар



А.49-сурет – Жылытқышпен және монолитті темірбетонмен толтырылған астау тәрізді керамикалық элементтерден жасалған құрамалы маңдайша [26,27]



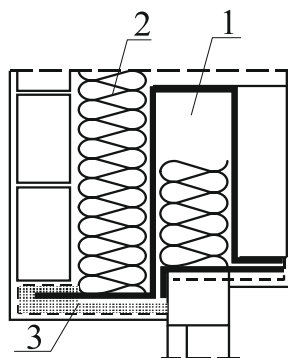
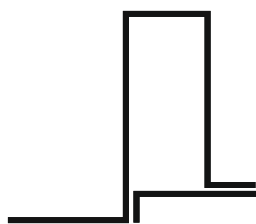
1 – беткі тасты қабат, 2 – маңдайша, 3 – ішкі тасты қабат, 4 - темірбетонды аражабын
А.50-сурет – Беткі тасты қабаттағы арматураланған астау тәрізді керамикалық элементтерден жасалған құрамалы маңдайшалар [29]



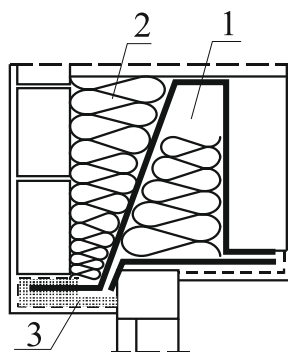
1 – кернелетін арматура, 2 – бұрамашеге, 3 – қорғаныс жабыны, 4 – пішінделген тастар,
 5 - төсем

А.51-сурет – Пішінделген тастардан дайындалған (в) алдын ала кернелген тас маңдайша (а) және оны дайындау тәсілі (б) [13]

а)



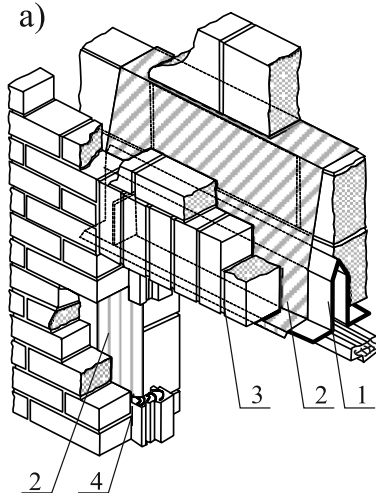
б)



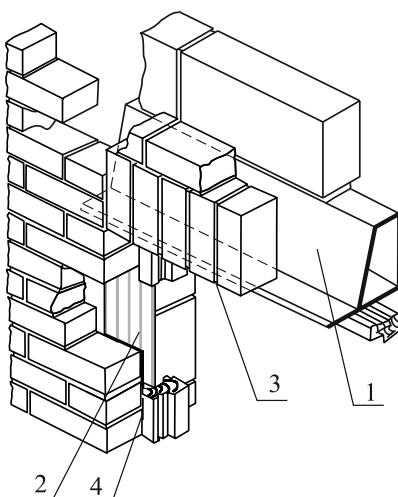
1 – маңдайша, 2 – жылытқыш, 3 – сылақ астына салынатын металл тор

А.52-сурет – Беткі және ішкі тас қабаттарды бір уақытта тіреу үшін қорапты қиманың суықтай майыстырылған профильдерден дайындалған құрама болат маңдайшалар [13]

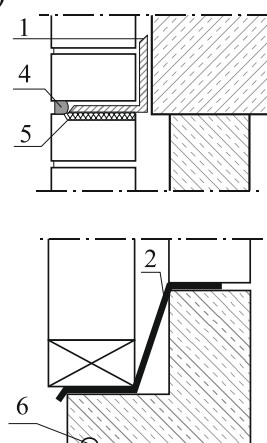
а)



б)

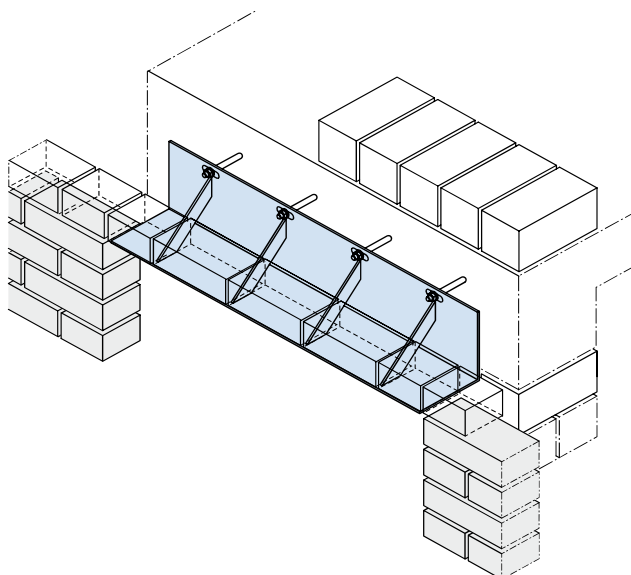


в)

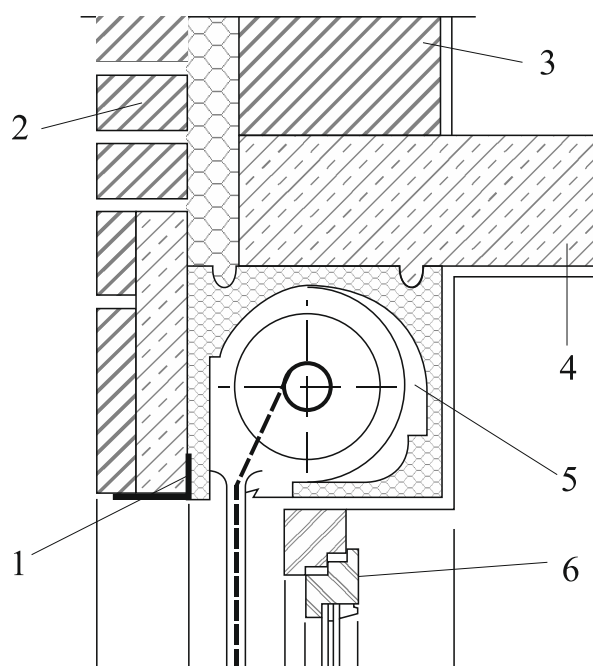


1 – металл маңдайшалар, 2 – гидроокшаулау, 3 – конденсатты қайтаруға арналған саңылау, 4 – тығындағыш, 5 – созылымды төсем, 6 – тамшыаққыш

А.53-сурет – Беткі тас қабатындағы арнайы болат профильдерден (а,б), бұрыштардан (в) және темірбетон арқалықтарынан дайындалған маңдайша құрылғысы [13]

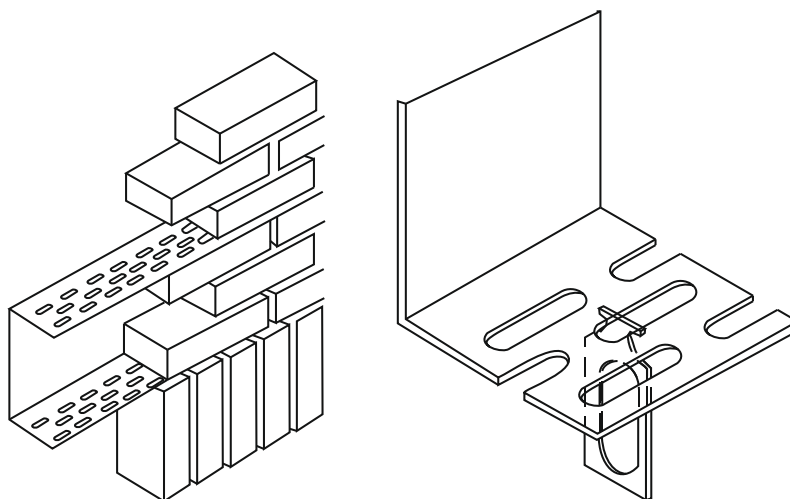


А.54-сурет – Темірбетон аражабындарына бекітілген бұрышты металл консольдер түріндегі беткі қабаттағы маңдайша құрылғысы [34]

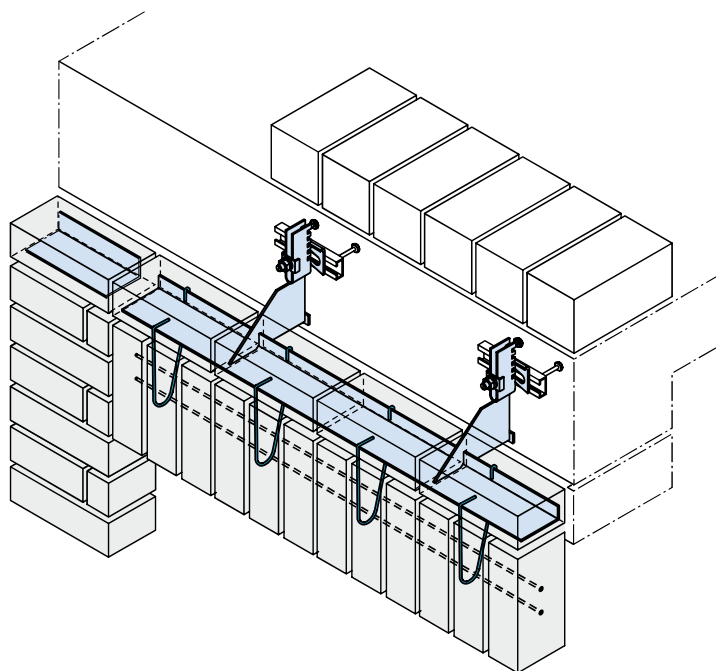


1 – металл бұрыш – маңдайша, 2 – беткі тасты қабат, 3 – ішкі тасты қабат, 4 - темірбетонды аражабын, 5 – роллета, 6 – терезе

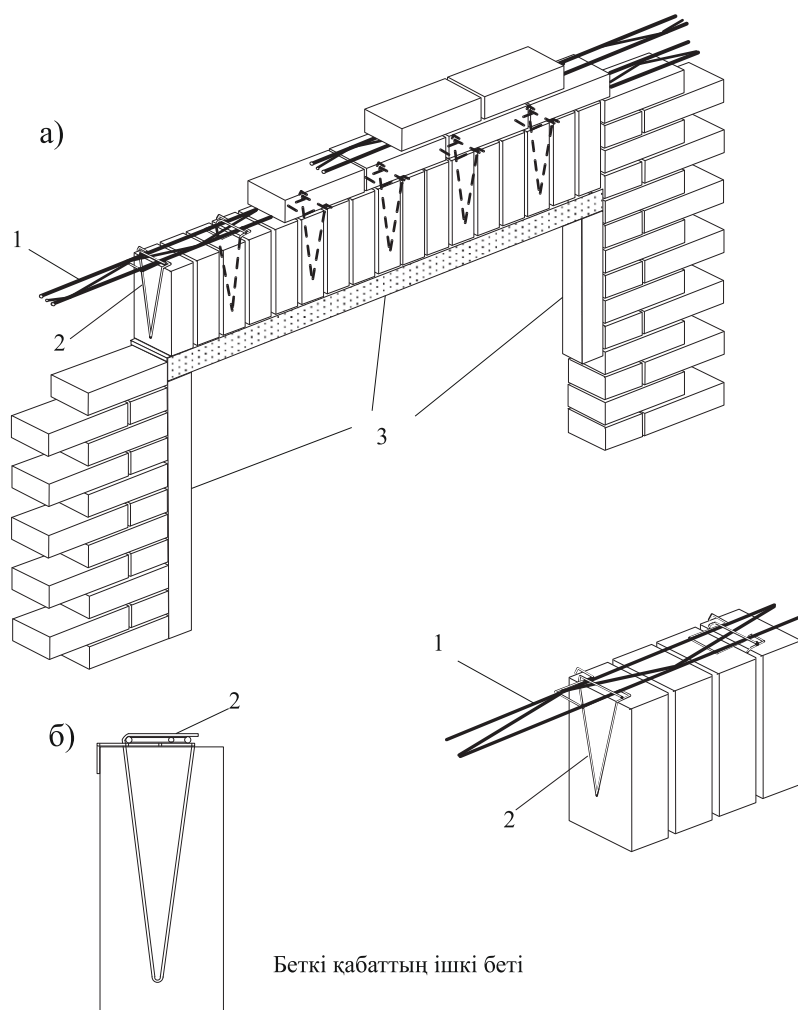
А.55-сурет – Роллет болған жағдайда беткі тас қабатындағы бұрышты маңдайша құрылғысы [35]



А.56-сурет – Беткі тас қабатындағы суықтай майыстырылған болат пішінделген швеллерден дайындалған маңдайша [13]

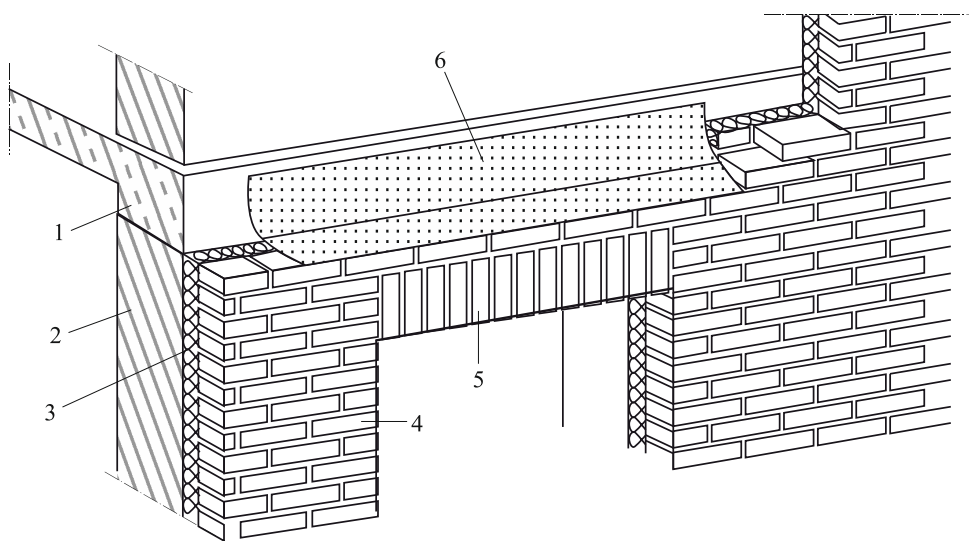


А.57-сурет – Беткі қабаттағы металл консоль бұрышына ілінген тас маңдайша құрылғысы [17,18,34]

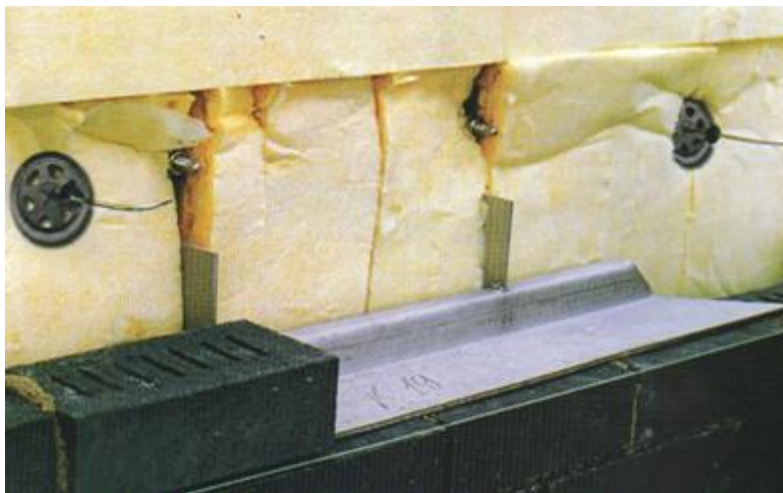


1 – арматура, 2 – сым ілмектер, 3 – қалып

А.58-сурет – Армотасты маңдайша [21]



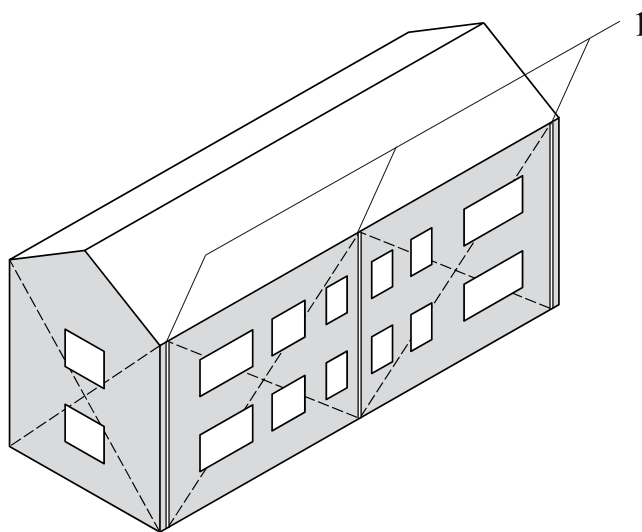
А.59-сурет - Маңдайшаларды гидроқшаулау [30]



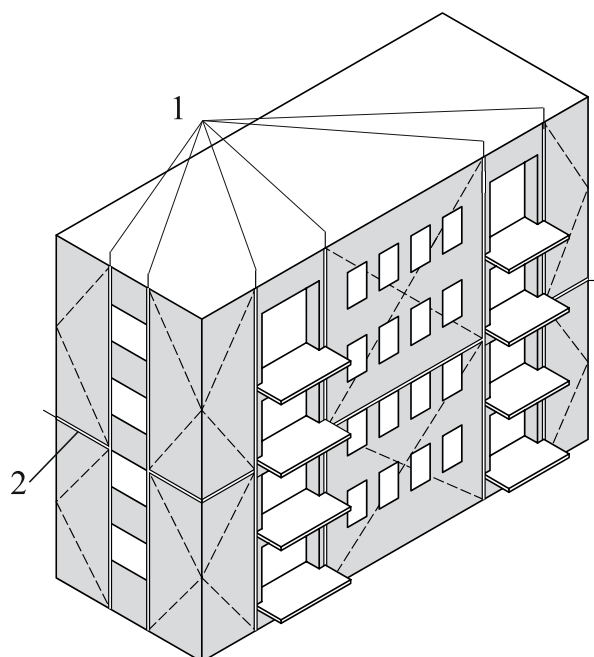
1 – темірбетонды аражабын, 2 – ішкі көтергіш тасты қабат, 3 – жылытқыш, 4 – беткі тасты қабат,
5 – тас маңдайша, 6 – гидроокшаулау

А.59-сурет - Маңдайшаларды гидроокшаулау [30] (жалғасы)

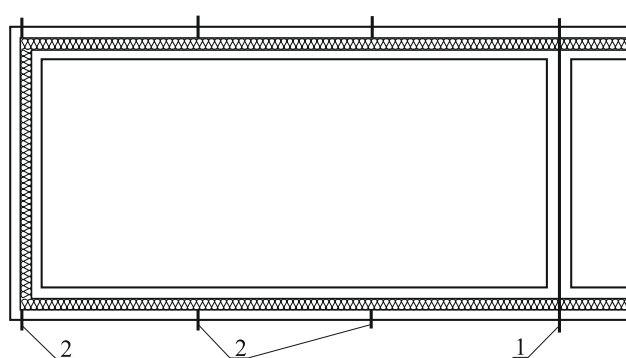
А.8 Деформациялық тік жіктер



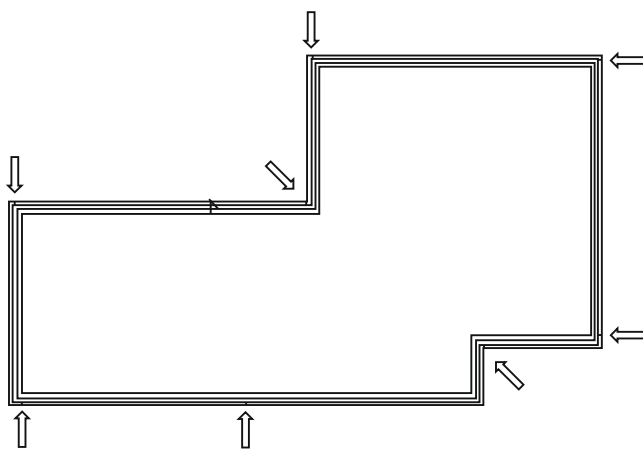
А.60-суреті – Балконы жоқ ғимараттың беткі қабатындағы тік деформациялық жіктердің 1 орналасуы [17,18]



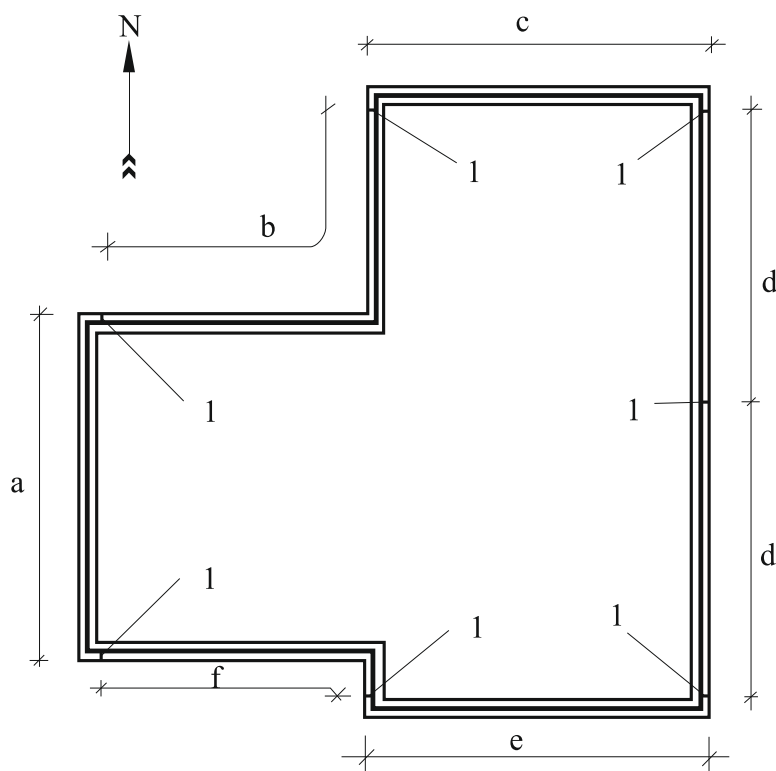
А.61-сурет – Балконы бар ғимараттың беткі қабатындағы тік 1 және көлденең 2 температуралық деформация жіктерінің орналасуы [17,18]



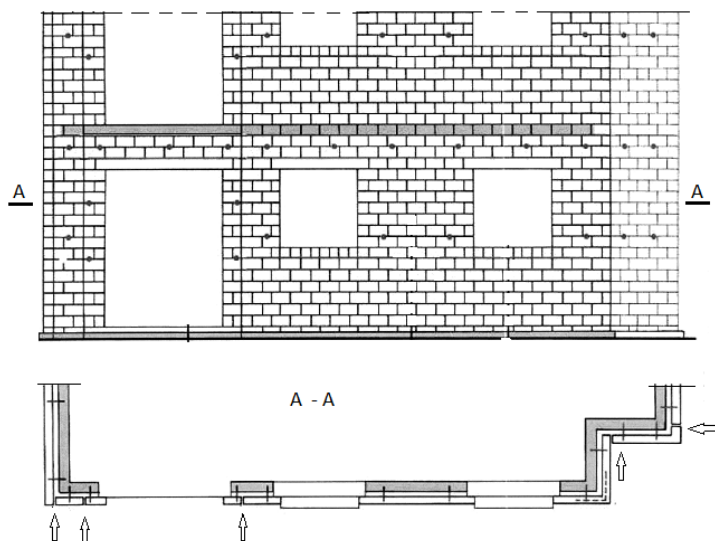
А.62-сурет – Тік деформация жіктерінің орналасуы: 1 – барлық ғимаратқа, 2 – беткі тас қабатында [9]



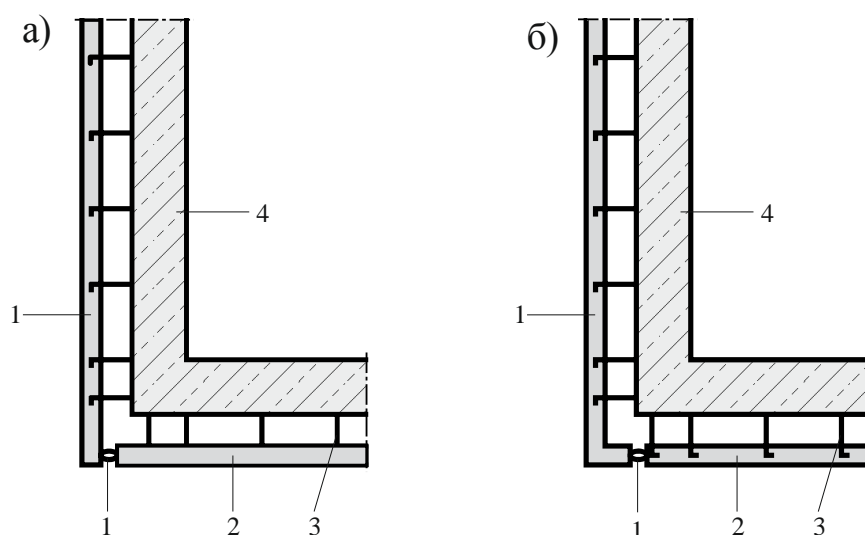
А.63-сурет – Күрделі жоспарланған ғимараттардағы беткі тас қабатындағы (көрсеткімен көрсетілген) тік деформация жіктерінің орналасуы [30]



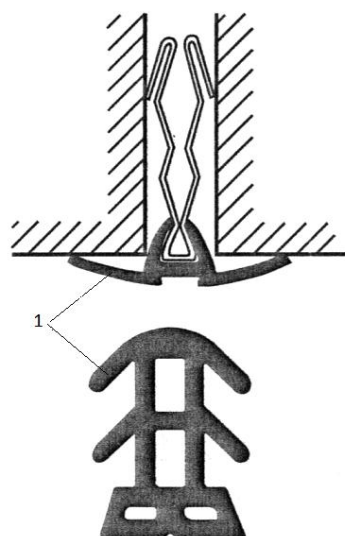
А.64-сурет – Күрделі жоспарланған ғимараттардың тас қабырғаларының беткі қабатындағы тік деформация жіктерінің орналасуы (a,b,c,d,e жіктер арасындағы арақашықтық есептеу арқылы анықталады)



А.65-сурет – Беткі қабаттағы тік деформация жіктерінің орналасуы (жіктер көрсеткілермен көрсетілгені) [30]



1 – тік деформацияланған жік, 2 – беткі тасты қабат, 3 – анкер, 4 – ішкі тасты қабат
А.66-сурет – Беткі қабаттың ішкі бетімен (а) және жылжуына (б) дәл келетін тік деформация жіктерінің орналасуы [17,18]

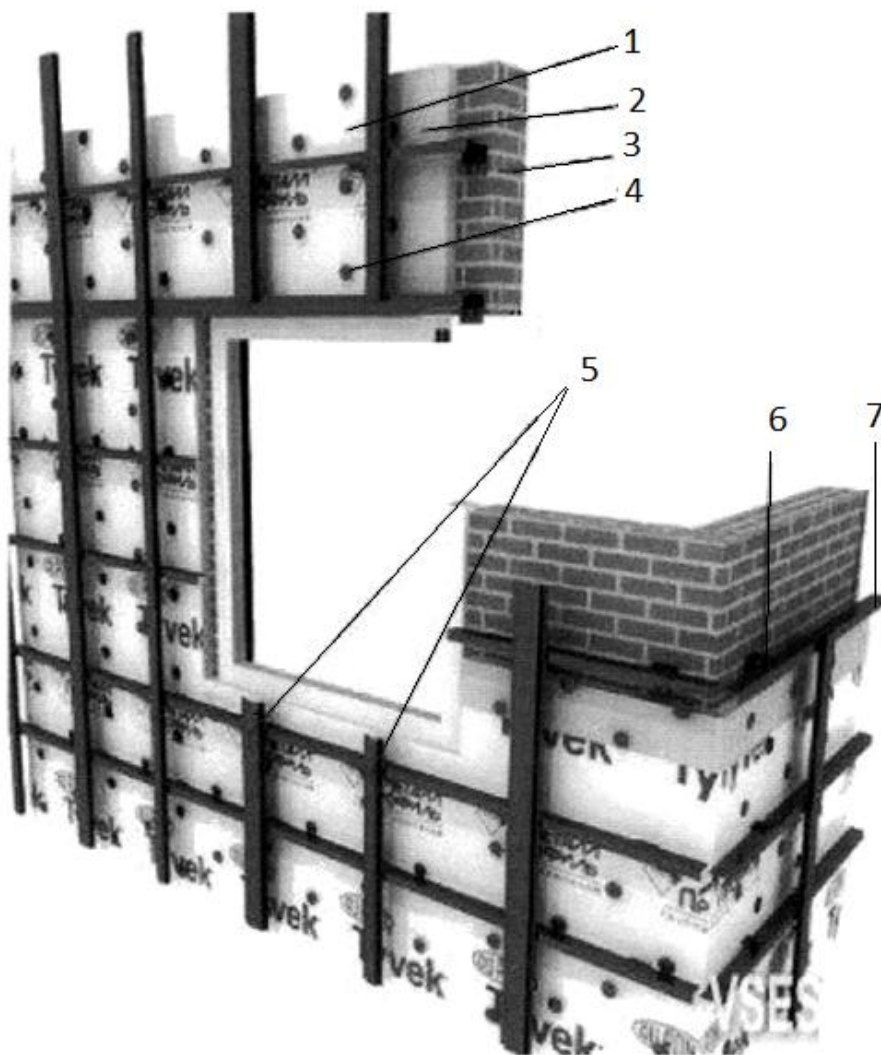


А.67-сурет – Синтетикалық материалдардан жасалған профильдердің 1 көмегімен тік температуралық деформация жіктерін нығыздау [14]

Б қосымшасы
(ақпараттық)

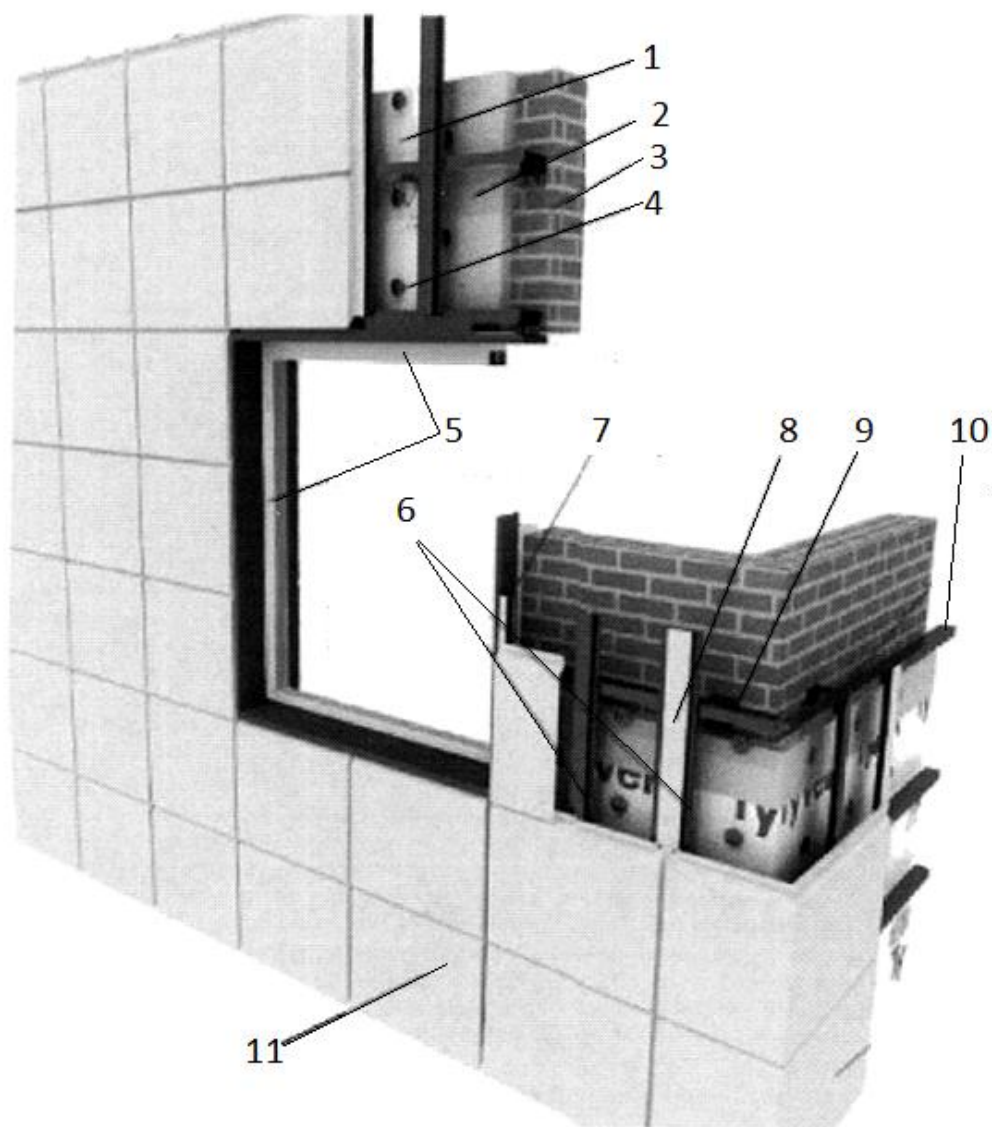
Аспалы желдетілетін қасбеттердің конструктивті шешімдері

Б.1 Қаптамалы қаңқа



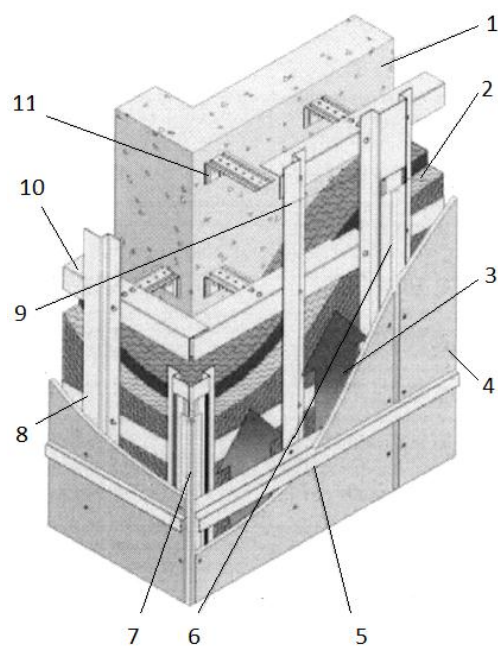
- 1 - гидро-желден қорғайтын мембрана, 2 – жылуқшаулау, 3 – ішкі тасты қабат,
4 – тәрелке тәрізді дюбель, 5 – қаптаманы бекітуге арналған тік металл профиль,
6 – кронштейны, Г -тәрізді көлденең бекіту профилі

Б.1-сурет – Қаптама астына салынатын қаңқа конструкциясы [40,41,42,43]



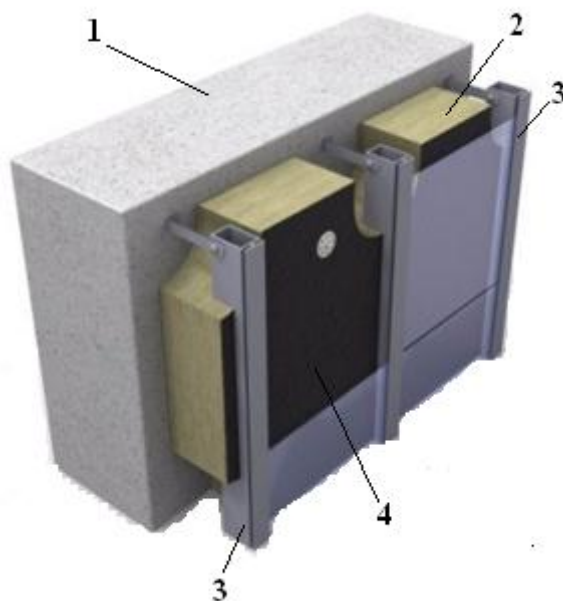
1 - гидро-желден қорғайтын мембрана, 2 – жылуокшаулау, 3 – ішкі тасты қабат,
 4 – тәрелке тәрізді дюбель, 5 – ағаш шеберінің фасонды элементтері, 6 - бекіту профилі,
 7 - Қаптаманы бекітуге арналған Z –тәрізді тік профиль, 8 – сәндеу жолағы,
 9 - кронштейндер, 10 - Г -тәрізді көлденең бекіту профилі, 11 – қаптама плиталар

Б.2-сурет – Аспалы желдетілетін қасбет конструкциясы [40,41,42,43]



1 – көтергіш қабырға, 2 – жылытқыш, 3 – ауа ағыны, 4 – қаптама плитасы, 5 – көлденең сәндеу профилі, 6 – тігінен сәндеу профилі, 7 - бұрыштық сәндеу профилі, 8 – аралық тік профиль, 9 – негізгі тік профиль, 10 – көлденең профиль, 11 – кронштейн

Б.3-сурет – Аспалы желдетілетін қасбеттің конструктивті шешімі [5]

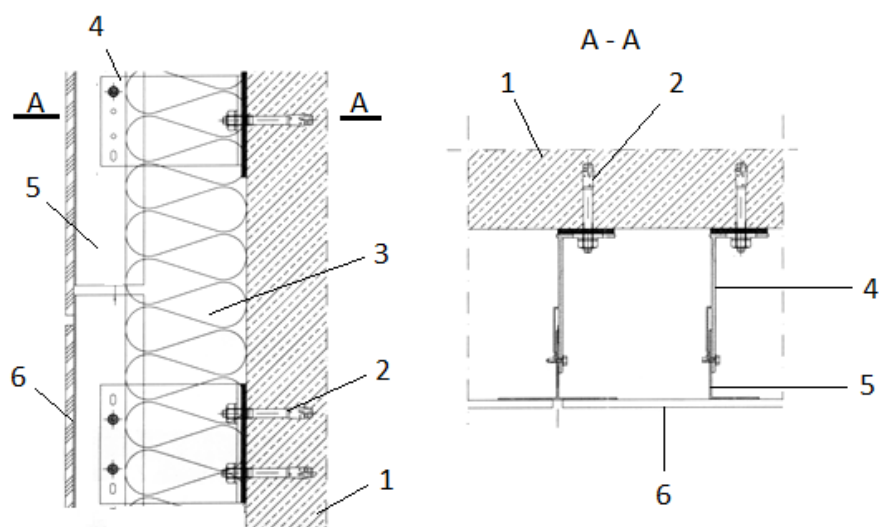


1 – көтергіш қабырға, 2 – жылытқыш, 3 – қорапты қиманың тік көтергіш профилі, 4 – гидро- желден қорғайтын мембрана

Б.4-сурет – Аспалы желдетілетін қасбеттің конструктивті шешімі [5]

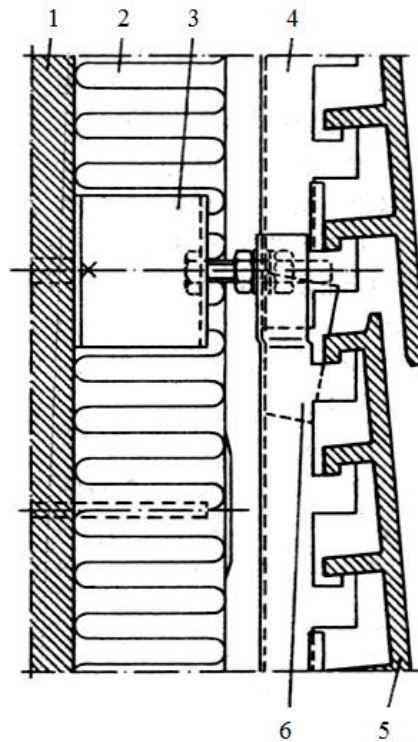


Б.5-сурет – Әйнек қаптаманы бекітуге арналған алюминий профильдерден жасалған қаптамалы көтергіш конструкция



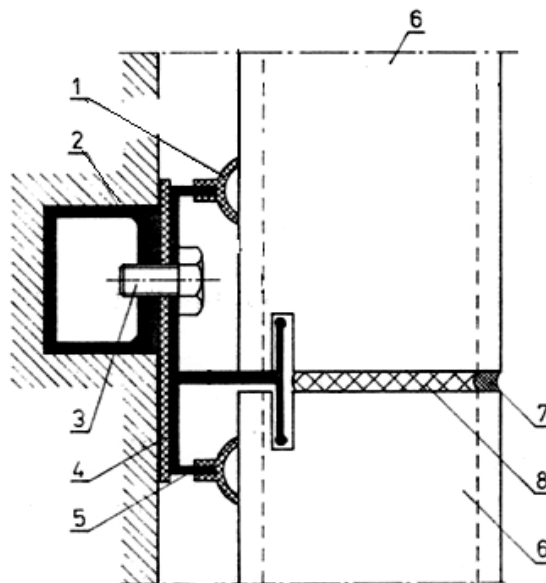
1 – көтергіш қабырға, 2 – анкер, 3 – жылытқыш, 4 – бұрышты кронштейн, 5 - қаптама плиталарды бекітуге арналған тік бұрыш, 6 – қаптама плиталар

Б.6-сурет – Қапталған көтергіш конструкция [39]



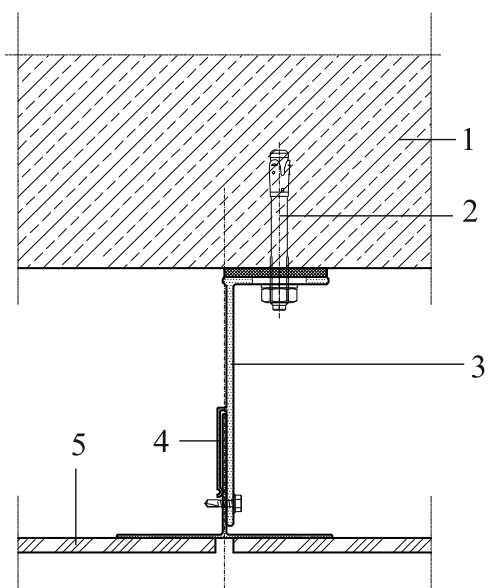
1 – көтергіш қабырға, 2 – жылытқыш, 3 – бұрышты кронштейн, 4 - қаптама плиталарды бекітуге арналған тік профиль, 5 – Hurdis қаптама керамикалық плиталар, 6 – тұрақтандырғыш сына

Б.7-сурет – Қапталған көтергіш конструкция [13]

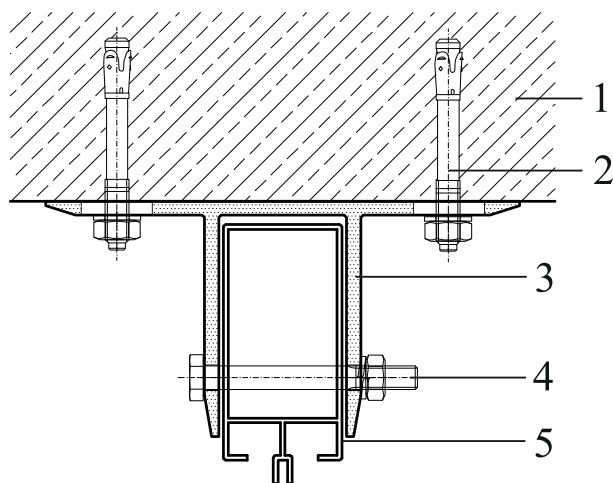


1 – эластомерден жасалған төсем, 2 – металл швеллер, 3 – бекіткіш бұрандама, 4 - жылуоқшаулау төсемі, 5 – тік алюминий профиль, 6 – жылытқышы бар керамикалық қуыс плита, 7 – нығыздау, 8 – пенополиуретан

Б.8-сурет – FEAL VAR итальян фирмасының қапталған көтергіш конструкциясы [13]

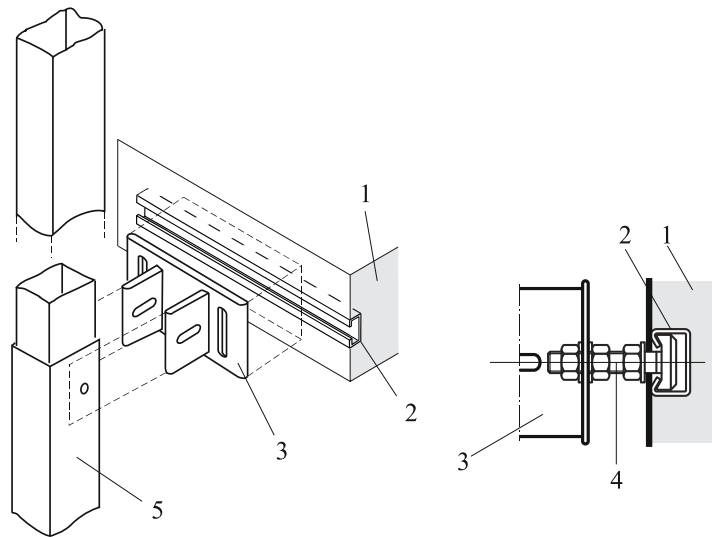
Б.2 Қаптама астына салынатын қаңқа консолі

1 – көтергіш қабырға, 2 – анкер, 3 – бұрыштық консоль, 4 – тік Т-тәрізді профиль,
5 - қаптама плитасы

Б.9-сурет - Бұрыштық консоль [39]

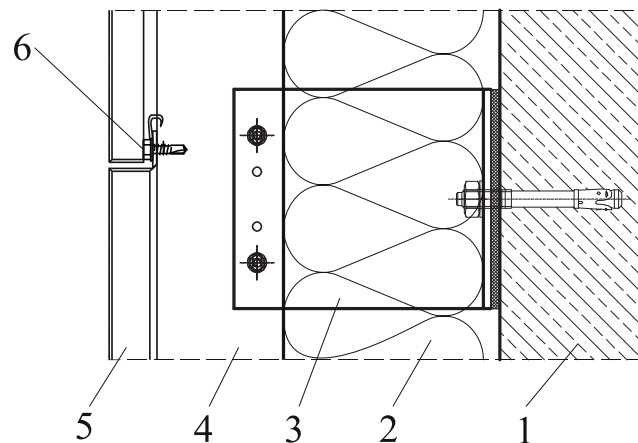
1 – көтергіш қабырға, 2 – анкер, 3 – консоль, 4 – монтаждау бұрандамасы, 5 – қаптама плиталарын
бекітуге арналған тік алюминий профиль

Б.10-сурет – Қабырғаға анкерлермен бекітілген Т-тәрізді қиманың консолі 2 [39]



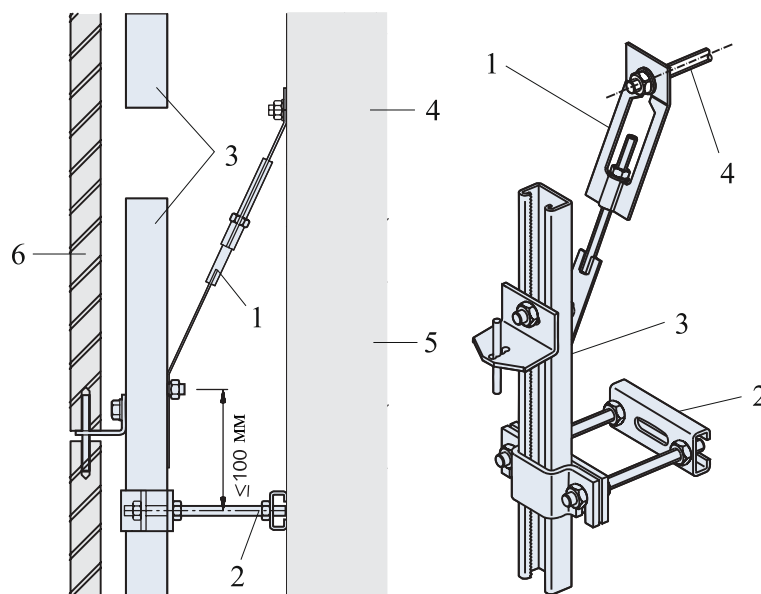
1 – аражабынның темірбетонды плитасы, 2 – анкерлеуші швеллер. 3 – кронштейн, 4 – анкерлі швеллерге кронштейнді бекіту бұрандамасы, 5 – қаптама плиталарын бекітуге арналған тік көтергіш профиль

Б.11-сурет – Темірбетон плитада монолиттелген көлденең бағыттаушыны жылжыту арқылы көлденең бағытта рихтовкалау мүмкіндігі бар 2Т-тәрізді консоль [20]



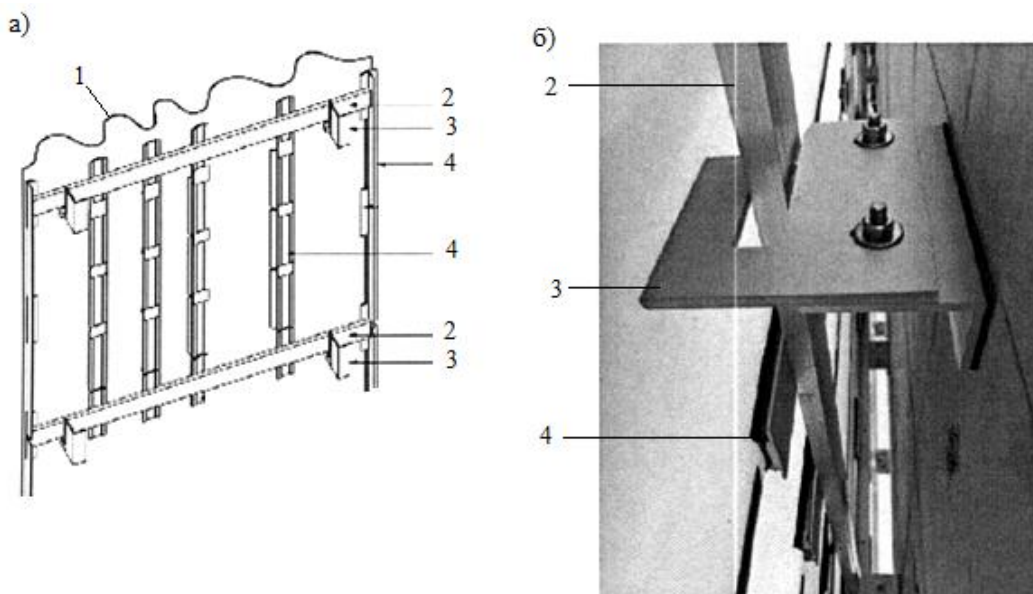
1 – көтергіш қабырға, 2 – жылытқыш, 3 – бұрышты кронштейн, 4 – тік бұрыштық профиль, 5 – астау тәрізді алюминий қаптама плиталар, 6 – бекіту бұрама шегесі

Б.12-сурет - Алюминий қаптама плиталарды қаптама астына салынатын қаңқаға бекіту [39]



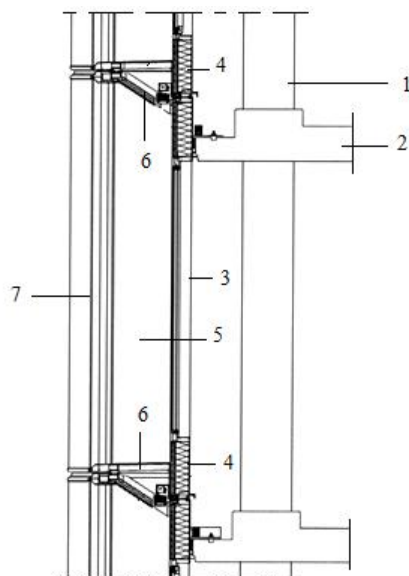
1 – консоль аспасы, 2 – консоль тіреуі, 3 – тік көтергіш профиль, 4 – консольді қабырғаға бекіту анкері, 5 - көтергіш қабырға, 6 – қаптама плиталар

Б.13-сурет - Аспалы желдетілетін қасбет қаптамасының реттелетін консолі [34]



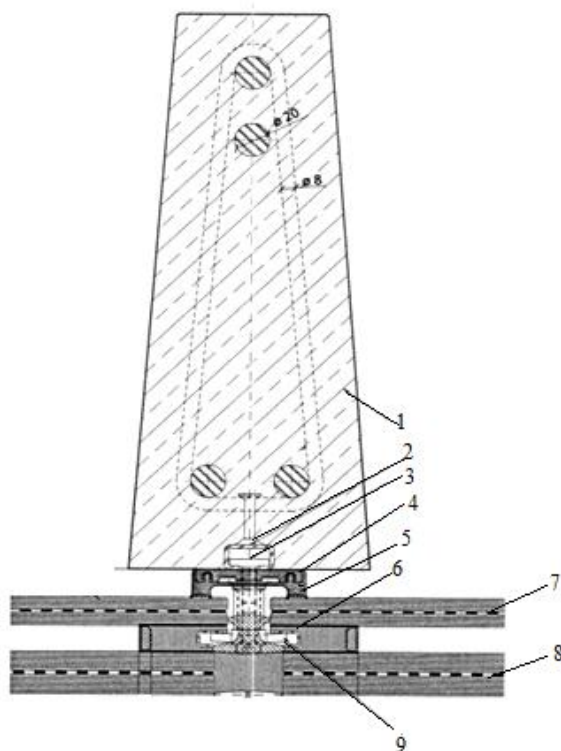
1 –акрил шынысынан дайындалған ирек табақтар, 2 – көлденең металл көтергіш элементтер, 3 – консольдер, 4 – тік көтергіш элементтер

Б.14 –сурет Акрил шынысынан дайындалған ирек тәрізді қаптамасы бар қаптама астына салынатын конструкция: а – конструктивті сызба, б – қаптама астына салынатын конструкцияны ғимараттың көтергіш қабырғасына бекіту бөлшегі [25]



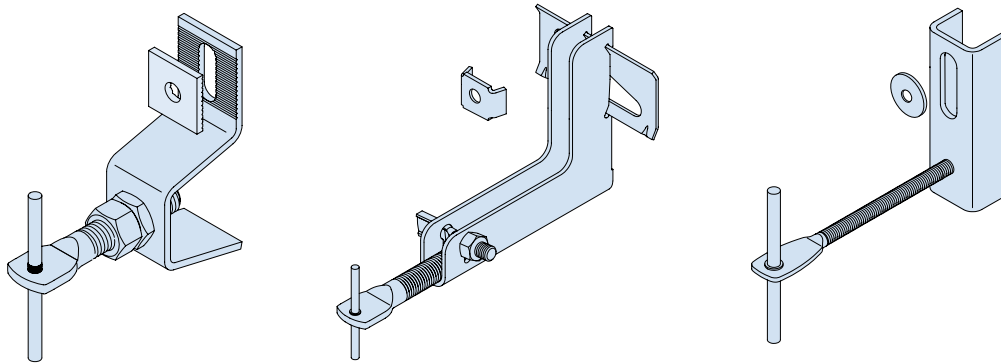
1 – ғимараттың қаңқа ұстыны, 2 – темірбетонды аражабын, 3 – ішкі шыны қабат, 4 – дыбыс окшаулау, 5 – бекіту консольдері, 6 – беткі шыын қабат

Б15-сурет – Аспалы қос қабатты шыны қасбеті бар ғимараттың темірбетонды қаңқасын түйіндіструдің тік кесігі [25]

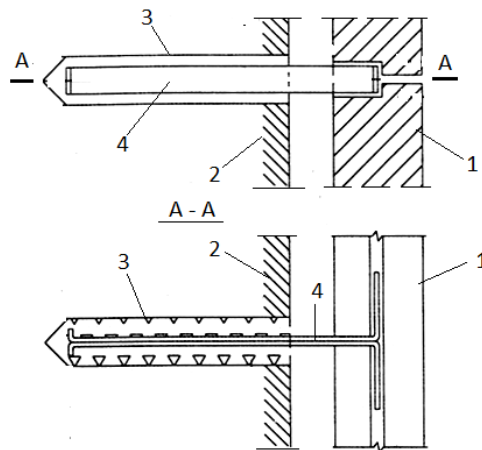


1 – тік көтергіш темірбетон элементі, 2 – астау тәрізді қиманың бетондалған металл профилі, 3 – бекіткіш бұрандама, 4 – алюминий профиль, 5 – силиконды тығыздағыш, 6 – төсем, 7 – ішкі шыны қабат, 8 – беткі шыын қабат, 10 - қысқыш шайба

Б.16-сурет – Қос қабатты шыны пакетті түріндегі қаптамасы бар көтергіш темірбетон конструкцияны түйіндіструдің көлденең кесігі [25]

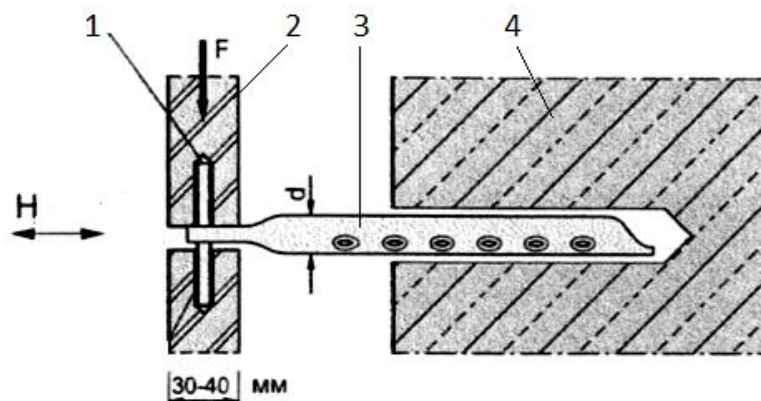


Б.17-сурет – Тас қаптама плиталарды бекітуге арналған консольдер [17,18]



1 – тас материалдардан дайындалған қаптама плита, 2 – көтергіш қабырға, 3 – кронштейнді анкерлеуге арналған қабырғадағы тесік, 4 – кронштейн

Б.18-сурет - Тас плиталардан дайындалған қаптаманы бекітуге арналған жолақты болаттан жасалған Т-тәрізді консоль [18,34]



3 – бекіткіш, 2 –тас плиталармен қаптау, 3 – монтаждау ерітіндісін кронштейн из металлической трубы с перфорацией для инъекции монтажного раствора, көтергіш қабырға

Б.19-сурет – Тас плиталардан жасалған қаптаманы бекітуге арналған түтікті қима консолі [18,34]

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. АСВ баспасы, Мәскеу, 2008.

2. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции. Высшая школа, Мәскеу, 2006.
3. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. РИ РИФ «Стройматериалы», Мәскеу, 2009.
4. Соколов Б.С. Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий. АСВ баспасы, Мәскеу, 2010.
5. Қасбеттер. Материалдар мен технологиялар. «Стройинформ» ЖШҚ, Мәскеу, 2006.
6. Ауа саңылауы бар қасбеттік жылу оқшаулау жүйелері. Өнімнің жарамдылығын техникалық бағалау үшін ұсынылған құжаттардың құрамы және мазмұны бойынша ұсыныстар. Госстрой России, Мәскеу, 2004.
7. DIN 1053 – 1 Rezeptmauerwerk. Berechnung und Ausföhrung (Тас конструкциялар. Есептеу және жобалау). Berlin, 1990.
8. Drobiec L, Jasinski R, Piekarczyk B. Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 (Еврокод 6 сәйкес тас конструкциялар) . Т.1. Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa, 2013.
9. Instrukcja 341/96. Projektowanie i wykonywanie murowanych ścian szczelinowych. (Тас қуыс қабырғаларды жобалау және өндіру). Warszawa 1997.
10. Jordahl-Konsolkopf. Deutsches Institut für Bautechnik (Jordahl жүйесінің кронштейндері. Құрылыс техникасының неміс институты), Berlin, 2013.
11. Gunkler E., Budelmann H. Mauerwerkskompakt für Studium und Praxis (Оқу және тәжірибе үшін қысқартулардағы тас конструкциялар). Werner Verlag, Berlin, 2008.
12. Markiewicz P., Matysek P. Projektowanie architektoniczne i konstrukcyjne w systemie YTONG (YTONG жүйесінде ғимаратты сәулеттік және жұмыспен жобалау). Krakow, 2007.
13. Pierchlewicz J., Jarmontowicz R. Budynki murowe. Materiały i konstrukcje (Тас ғимараттар. Материалдар мен конструкциялар) Arkady, Warszawa, 2004.
14. Schneider K., Sahner G., Rast R. Mauerwerksbau aktuell 2012. Praxishandbuch für Architekten und Ingenieure (2012 жылғы таспен үй салу күйі. Архитекторлар мен инженерлерге арналған тәжірибелік анықтама құралы). Berlin, 2012.
15. Taly N. Design reinforced masonry structures (Арматураланған тас конструкцияларды есептеу). New York, 2010.
16. Zbrojenie murów (Тас конструкцияларды арматуралау) Murfor.N.V.Bekaert S.A, Warszawa 1999.
17. Бюллетень «Қос қабатты тас қасбеттерге арналған бекіткіш. Берлиндегі құрылыс техникасы институтының баспасы» (Befestigung für Zweischalige Mauerwerksfassaden) 2008-2009 жж. – Германия.
18. Бюллетень «Тас қасбеттерге арналған бекіткіш» HALFEN фирмасы(Befestigung für Mauerwerksfassaden) 2010 -2012 г – Германия.
19. Жылдық «Тас конструкциялар» Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) баспасы 2011 ж. – Германия.
20. Жылдық «Тас конструкциялар» Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) баспасы 2006 ж. – Германия.
21. Жылдық «Тас конструкциялар» Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) баспасы 2009 ж. – Германия.
22. Айлық журнал «Тас конструкциялар» (Mauerwerk) №6 2009г – Германия.
23. Айлық журнал «Тас конструкциялар» (Mauerwerk) №8 2011г – Германия.

24. Айлық журнал «Тас конструкциялар» (Mauerwerk) №6 2006 г – Германия.
25. Айлық журнал «Болат конструкциялар» (Stahlbau) №4(Қосымша) 2013 г – Германия.
26. www.solbetperfekt.pl.
27. www.xella.pl.
28. www.thermopor.de.
29. www.ziegel-eder.de.
30. www.kalksandstein.de.
31. www.mauerwerksbewehrung.de.
32. www.specmix.com.
33. www.jordahl.de.
34. www.halfen-deha.ru.
35. www.h-bau.de.
36. www.mfixings.de.
37. www.ziegeleien.de.
38. www.kalksandstein-info.ch.
39. www.bspsystem.com.
40. www.newfasady.nm.ru.
41. www.ddgroup.ru.
42. www.metallprofil.ru.
43. www.alucobond-sistem.ru.
44. www.equitone.pl.
45. www.abaqus.com.

ӘОЖ 624.012.04(083.74)

МСЖ 91.010.30; 91.080.30

Түйінді сөздер: тас конструкциялар, қоршау конструкциялар, көп қабатты кедергілер, статикалық есептеу

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	V
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	2
3 Термины и определения	4
4 Обозначения и сокращения	6
5 Основные положения.....	9
5.1 Общая характеристика стен с каменным лицевым слоем.....	9
5.2 Общая характеристика стен с навесным вентилируемым фасадом	13
6 Материалы	15
6.1 Каменные элементы	15
6.2 Кладочные растворы.....	17
6.3 Каменная кладка.....	17
6.4 Вспомогательные элементы каменной кладки.....	20
6.5 Металлические элементы навесных фасадов	21
6.6 Теплоизоляционные материалы.....	22
7 Конструктивные решения стен с лицевым каменным слоем	25
7.1 Соединения каменных слоев стен	25
7.2 Сопряжение стен с перекрытиями и покрытиями	32
7.3 Сопряжения стен с фундаментами	33
7.4 Пересечения стен.....	34
7.5 Оконные и дверные проемы.....	34
7.6 Деформационные швы	35
8 Расчет многослойных стен с каменным лицевым слоем.....	40
8.1 Общие положения.....	40
8.2 Расчет на действие вертикальных нагрузок	41
8.3 Расчет на действие горизонтальных нагрузок.....	51
8.4 Расчет лицевого слоя на деформации от температурных воздействий	59
8.5 Расчет анкерных связей	62
8.6 Расчет опорных кронштейнов.....	64
9 Конструктивные решения навесных вентилируемых фасадов.....	66
9.1 Подоблицовочный каркас.....	66
9.2 Консоли	67
9.3 Облицовка	67
10 Расчет навесных вентилируемых фасадов.....	67
10.1 Расчет профилей подоблицовочного каркаса.....	67
10.2 Расчет консолей	69
11 Правила производства и приемки работ	71
11.1 Стены с лицевым каменным слоем	71
11.2 Стены с навесным вентилируемым фасадом	74
Приложение А (<i>информационное</i>) Конструктивные решения стен с лицевым каменным слоем	76

Приложение Б (<i>информационное</i>) Конструктивные решения навесных вентилируемых фасадов	110
Библиография	120

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 и расчета каменных многослойных ограждающих конструкций содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций;

- Принципы и Правила проектирования и расчета каменных многослойных ограждающих конструкций содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1996-2:2006/2011 Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций;

- Принципы и Правила проектирования и расчета каменных многослойных ограждающих конструкций содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1996-3:2006/2011 Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций;

- Положения, развивающие Принципы и Правила, приведенные в Разделах 2-5 СН РК EN 1996-1-2:2005/2011 Общие правила определения огнестойкости;

- примеры, иллюстрирующие применение положений Разделов 2-5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического пособия, помимо положений СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;
- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;

- СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 Стальные конструкции;

- СН РК EN 1993-1-3:2006/2011 Стальные конструкции. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов;

- СН РК EN 1999-1-1:2005/2011 Алюминиевые конструкции;

- апробированные результаты исследований и проектных решений, выполненных зарубежными организациями, специализирующимися в области проектирования каменных многослойных ограждающих конструкций.

В данном документе отражены эксплуатационные требования к каменным многослойным ограждающим конструкциям, характеристики применяемых материалов, а также методы расчета и конструирования каменных многослойных ограждающих конструкций.

Разработанное пособие является практическим документом по применению требований, изложенных в СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и является вспомогательным материалом по расчету и конструированию каменных многослойных ограждающих конструкций.

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

НТП РК 06-01-1.1-2013

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 И РАСЧЕТ КАМЕННЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ
ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

DESIGN OF MASONRY MULTILAYERED ENCLOSING STRUCTURES

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое Пособие составлено в развитие положений к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 «Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций», и предназначено для применения при проектировании каменных многослойных ограждающих конструкций.

1.2 Настоящее нормативно-техническое Пособие «Проектирование и расчет каменных многослойных ограждающих конструкций в соответствии с требованиями СН РК EN 1996-1-1:2005/2011» содержит и развивает Принципы и Правила, приведенные в следующих разделах СН РК EN 1996-1-1:2005/2011:

- Раздел 1 «Общие положения»;
- Раздел 2 «Основы принципы и правила»;
- Раздел 3 «Материалы»;
- Раздел 4 «Методика проведения расчета»;
- Раздел 5 «Конструирование».

1.3 Принципы и Правила, приведенные в СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, подразделяются на общие и специальные.

В Разделах 1-5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и в настоящем нормативно-техническом Пособии приведены Принципы и Правила, являющиеся общими для каменных конструкций и их конструктивных элементов. Кроме того, в пособии приводятся разъяснения, касающиеся основных положений СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 в части проектирования и расчета каменных конструкций, а также целого ряда стандартов серии EN по применяемым в каменных конструкциях требованиям к материалам и многослойным стенам.

Специальные Принципы и Правила проектирования каменных многослойных ограждающих конструкций, дополняющие общие Принципы и Правила, содержатся:

– в Разделах 1,2,3,4,5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и в соответствующих пособиях к указанным разделам.

1.4 Целью настоящего документа является разъяснение принципов и правил СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 по проектированию каменных многослойных ограждающих конструкций.

1.5 Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для использования:

- заказчиками проектной документации (например, инвесторами зданий с каменными многослойными ограждающими конструкциями);
- специалистами, осуществляющими проектирование каменных конструкций;
- специалистами, осуществляющими контроль качества проектирования и строительства каменных конструкций;
- соответствующими административными органами.

1.6 Проектирование каменных многослойных ограждающих конструкций, требования к которым не оговорены в СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 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 проектирования несущих конструкций.

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 1996-1-1:2005/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций.

СН РК EN 1996-1-2:2005/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СН РК EN 1996-2:2006/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 2. Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций.

СН РК EN 1996-3:2006/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 3. Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций.

СТ РК EN 771-1-2011 Требования к строительным блокам. Часть 1. Кирпичи глиняные.

СТ РК EN 771-2-2011 Требования к строительным блокам. Часть 2. Блоки строительные силикатные.

СТ РК EN 771-3-2011 Требования к строительным блокам. Часть 3. Блоки строительные из бетона (на плотных и пористых заполнителях).

СТ РК EN 771-4-2011 Требования к строительным блокам. Часть 4. Блоки строительные из автоклавного ячеистого бетона.

СТ РК EN 771-5-2011 Требования к строительным блокам. Часть 5. Блоки строительные бетонные.

СТ РК EN 771-6-2011 Требования к строительным блокам. Часть 6. Блоки из природного камня.

СТ РК EN 845-1-2011 Требования к вспомогательным строительным элементам каменной кладки. Часть 1. Анкерные связи кладки, натяжные скобы, кронштейны и держатели.

СТ РК EN 845-2-2011 Требования к вспомогательным строительным элементам каменной кладки. Часть 2. Перемычки.

СТ РК EN 845-3-2011 Требования к вспомогательным строительным элементам каменной кладки. Часть 3. Армирование горизонтального шва кладки металлической сеткой.

СТ РК EN 998-2-2011 Требования к строительным растворам для каменной кладки. Часть 2. Раствор кладочный.

СТ РК EN 10149-2-2012 Горячекатаные плоские изделия из сталей с высоким пределом текучести для холодной обработки давлением. Часть 2. Условия поставки катаной стали, подвергнутой термомеханической обработке.

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 EN 10268-2011 Прокат плоский холоднокатаный из стали с высоким пределом текучести для холодного деформирования. Технические условия поставки.

СТ РК ISO 4997-2012 Лист холодноотянутый из углеродистой конструкционной стали.

EN 846-10* Methods of test for ancillary components for masonry. Part 10. Determination of load capacity and load deflection characteristics of brackets (Методы испытаний вспомогательных элементов каменной кладки. Часть 10. Определение несущей способности и прогиба под действием нагрузки кронштейнов).

EN 1015-11* Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (Растворы строительные для каменной кладки. Методы испытаний. Часть 11. Определение предела прочности при сжатии и изгибе затвердевшего строительного раствора)

EN 1052-1* Methods of test for masonry. Determination of compressive strength (Методы испытания каменной кладки. Часть 1. Определение прочности на сжатие).

EN 10346** Continuously hot-dip coated steel flat products. Technical delivery conditions. (Изделия стальные плоские с горячим покрытием, нанесенным непрерывным процессом погружения. Технические условия поставки).

DIN 1053-1* Masonry - Part 1: Design and construction (Кладки кирпичные. Часть 1. Расчет и исполнение).

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

* Принимается в соответствии с СТ РК 1.9

** Действует взамен EN 10292:2007, EN 10326:2004, EN 10327:2004

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 1996–1–2:2005/2011, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Каменная кладка (masonry): Конструкция из камней (блоков), укладываемых в определенном порядке и соединенных с применением раствора.

3.2 Неармированная каменная кладка (unreinforced masonry): Кладка без арматуры или с содержанием арматуры менее, чем установленные требования при расчетах армокаменных конструкций.

3.3 Армированная каменная кладка (reinforced masonry): Кладка, содержащая заделываемые в раствор или бетон стержни или сетки таким образом, что все материалы армокаменной конструкции, благодаря их взаимодействию, работают совместно и создают сопротивление различным воздействиям.

3.4 Предварительно напряженная каменная кладка (prestressed masonry): Кладка, в которой посредством предварительно напряженной арматуры создаются равномерные внутренние сжимающие напряжения.

3.5 Перевязка каменной кладки (masonry bond): Расположение камней (блоков) в кладке в регулярной последовательности по определенным правилам с целью достижения взаимодействия.

3.6 Нормативная (характеристическая) прочность (characteristic strength of masonry): Значение прочности каменной кладки, ниже которого в предполагаемой неограниченной генеральной совокупности с заданной вероятностью может быть только 5 % результатов испытаний. Это значение соответствует 5 %-ной фрактили принятого статистического распределения серии испытаний определенного показателя материала или кладки. В отдельных случаях в качестве нормативной прочности применяют номинальную.

3.7 Прочность каменной кладки на сжатие (compressive strength of masonry): Прочность каменной кладки на центральное сжатие без учета влияния плиты, через которую передается нагрузка на стандартный элемент кладки при испытаниях, при отсутствии продольного изгиба и эксцентриситета нагрузки.

3.8 Прочность каменной кладки на срез (сдвиг) (shear strength of masonry): Прочность каменной кладки при действии усилий среза (сдвига).

3.9 Прочность каменной кладки на растяжение при изгибе (flexural strength of masonry): Прочность каменной кладки на растяжение при чистом изгибе (изгибающем моменте).

3.10 Адгезионная прочность сцепления кладки (адгезия) (adhesion): Сопротивление растяжению или срезу (сдвигу), возникающее между раствором и контактной поверхностью кладки из камней или блоков.

3.11 Камень (блок) (masonry unit): Предварительно сформованный элемент для применения в каменной кладке.

3.12 Группы камней (блоков) 1, 2, 3 и 4 (groups 1, 2, 3 and 4 masonry units): Обозначение групп камней (блоков) по процентной доле пустот и их положению в строительном блоке после укладки (См. 3.1.1(3), 3.1.1(4) и таблицу 3.1 СН РК 1996-1-1).

3.13 Пустота (hole): Полое пространство в камне (блоке), проходящее через камень (блок) полностью или частично.

3.14 Углубление для захвата (griphole): Выемка в камне (блоке) для его захвата и подъема одной или обеими руками или с помощью приспособления.

3.15 Внутренняя стенка камня (блока) (web): Разделительная стенка из материала камня (блока) между пустотами камня (блока).

3.16 Внешняя стенка камня (блока) (shell): Разделительная стенка из материала камня (блока) между пустотами камня (блока) и его внешней поверхностью.

3.17 Прочность на сжатие камней (блоков) (compressive strength of masonry units): Средняя прочность на сжатие установленного количества камней (блоков) (см. EN 771-1 – EN 771-6).

3.18 Кладочный раствор (masonry mortar): Смесь, состоящая из одного или нескольких неорганических вяжущих, заполнителей, воды и, при необходимости, добавок и/или наполнителей, применяемая для горизонтальных, тычковых и продольных швов кладки, для затирки и расшивки швов.

3.19 Раствор общего назначения (general purpose masonry mortar): Раствор без особых свойств.

3.20 Кладочный раствор по оценке пригодности (designed masonry mortar): Раствор, состав и технологию изготовления которого изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались определенные свойства раствора (решение по оценке пригодности).

3.21 Арматура стальная (reinforcing steel): Линейно-протяженные элементы из арматурной стали, применяемые в каменных конструкциях, предназначенные для восприятия растягивающих и сжимающих усилий.

3.22 Арматурные сетки (арматурные изделия) для армирования горизонтальных швов (bed joint reinforcement): Сетки из арматурной проволоки, плоские арматурные каркасы, укладываемые в горизонтальные швы кладки.

3.23 Гидроизоляционный слой (damp proof course): Слой из гидроизоляционного материала, элементов каменной кладки или других материалов, выполняемый в кладке для противодействия проникновению воды.

3.24 Связь (связевое устройство) каменной кладки (wall tie): Элемент каменной кладки, стальной стержень, арматурное изделие, изделие из полимерных материалов, предназначенное для соединения слоев двухслойной каменной кладки или для соединения одного слоя (в том числе облицовочного) с несущей стеной или каркасом.

3.25 Анкер (анкерное устройство), стяжка (strap): Устройство для соединения элементов каменной кладки (стен, столбов) с конструкциями перекрытия или кровли.

3.26 Несущая стена (load-bearing wall): Стена, подвергнутая преимущественно напряжениям сжатия и предназначенная для восприятия как вертикальных (например, временных нагрузок на перекрытие), так и горизонтальных (например, ветровых) нагрузок.

3.27 Ненесущая стена (non-loadbearing wall): Стена, нагруженная преимущественно только своим собственным весом и неиспользуемая для связи несущих стен. Может

использоваться для передачи горизонтальных нагрузок к несущим элементам здания в равной степени как к стенам, так и перекрытиям.

3.28 Однослойная стена (single-leaf wall): Стена без промежуточного пространства или без сквозного вертикального шва в ее плоскости

3.29 Двухслойная стена без воздушного зазора (double-leaf wall): Стена, состоящая из двух параллельных слоев с вертикальным, полностью заполненным раствором швом, соединенных связями (анкерами), обеспечивающими взаимодействие обоих слоев под нагрузкой.

3.30 Двухслойная стена с воздушным зазором (cavity wall): Стена, состоящая из двух параллельных однослойных стен, соединенных связями, имеющая полое промежуточное пространство

3.31 Однослойная облицовочная кладка (faced wall): Кладка из облицовочных камней (блоков), уложенных в перевязке с кладкой внутреннего слоя стены таким образом, что обе кладки взаимодействуют под нагрузкой.

3.32 Двухслойная стена с облицовочным (декоративным) слоем (veneer wall): Двухслойная стена с облицовочным (декоративным) слоем из камней (других облицовочных материалов) с креплением облицовочного слоя к несущему слою стены на гибких связях. Облицовочный слой не воспринимает нагрузки, действующие на стену.

3.33 Деформационный шов (movement joint): Шов, который допускает свободные перемещения в плоскости кладки.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящем пособии приняты обозначения по СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, а также следующие обозначения:

Латинские буквы

A – общая площадь поперечного сечения стены;

A_s – площадь поперечного сечения сжатой или растянутой продольной арматуры;

b – ширина (ширина поперечного сечения);

d – рабочая высота поперечного сечения;

e_{he} – эксцентриситет в верхней части или в основании стены от горизонтальных нагрузок;

e_i – результирующий (суммарный расчетный) эксцентриситет в верхней части или в основании стены;

e_{init} – начальный (случайный) эксцентриситет;

E – кратковременный модуль упругости каменной кладки как секущий модуль;

$E_{longterm}$ – модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки;

E_n – модуль упругости элемента конструкции n ;

f_b – приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока) в направлении нагрузки;

f_d – расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;

f_k – нормативное сопротивление сжатию каменной кладки;

f_m – прочность кладочного раствора на сжатие;

f_{vd} – расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки;

f_{xd} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе в соответствующем направлении изгиба;
 f_{xd1} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);
 $f_{xd1,app}$ – повышенное расчетное сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);
 f_{xk1} – нормативное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);
 f_{xd2} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);
 $f_{xd2,app}$ – повышенное расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);
 f_{xk2} – нормативное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);
 F_d – расчетное значение прочности анкера (связевого устройства) при сжимающем и растягивающем усилиях;
 G – модуль сдвига каменной кладки;
 h – высота в свету стены;
 h_i – высота в свету стены i ;
 h_{ef} – расчетная (эффективная) высота стены;
 I_j – момент инерции элемента конструкции j ;
 K – коэффициент, применяемый для расчета сопротивления сжатию каменной кладки;
 l – длина участка стены (между поперечными стенами, между поперечной стеной и проемом или между проемами);
 M_{Rd} – прочность сечения при изгибе;
 M_{Ed} – расчетное значение действующего изгибающего момента;
 M_{Edu} – расчетное значение изгибающего момента над перекрытием;
 M_{Edf} – расчетное значение изгибающего момента под перекрытием;
 n – количество этажей;
 n_i – коэффициент жесткости стержня;
 n_t – количество связей или соединений на 1 м^2 площади стены;
 n_{tmin} – минимальное количество связей или соединений на 1 м^2 площади стены;
 N_{id} – расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей в верхней части или в основании стены;
 N_{md} – расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей в середине стены по высоте;
 N_{Rd} – прочность расчетного сечения стены или колонны из кладки при действии продольного усилия;
 N_{Ed} – расчетное значение действующей вертикальной нагрузки;
 N_{Edf} – расчетное значение нагрузки от перекрытия по площади опирания;
 t – толщина стены;
 t_i – толщина i -й стены;
 t_{min} – минимальная толщина стены;
 t_{ef} – эффективная толщина стены;
 w_i – расчетное значение величины равномерно распределенной нагрузки i ;
 W_{Ed} – расчетное значение величины поперечной нагрузки на единицу площади;

x – высота сжатой зоны сечения;

z – плечо внутренней пары сил в сечении армокаменного элемента при действии изгибающего момента или внецентренном сжатии;

Z – упругий момент сопротивления сечения на единицу длины или высоты стены.

Греческие буквы

$\alpha_{1,2}$ – коэффициент изгибающего момента;

β – повышающий коэффициент при нагрузках на часть поверхности при расчете на смятие (местное сжатие);

χ – повышающий коэффициент прочности кладки при срезе (сдвиге) армированных стен;

σ – коэффициент формы, применяемый для определения нормированной средней прочности на сжатие камней (блоков);

ε_{mu} – предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии;

Φ – эффективный диаметр стальной арматуры;

Φ_{∞} – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки;

Φ – коэффициент уменьшения;

Φ_1 – коэффициент снижения гибкости в оголовке или основании стены;

γ_M – частный коэффициент безопасности для показателя элемента конструкции с учетом погрешностей модели и отклонений величин;

μ – коэффициент отношения прочностей каменной кладки при расчете прочности на изгиб при действии моментов в двух ортогональных направлениях;

ρ_d – плотность в сухом состоянии;

σ_d – расчетное напряжение сжатия.

5 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

5.1 Общая характеристика наружных стен с каменным лицевым слоем

5.1.1 Наружные несущие и самонесущие многослойные каменные стены следует проектировать в виде внутреннего каменного слоя, наружного лицевого каменного слоя и воздушного зазора между ними с заполнением либо без заполнения теплоизоляционным материалом (Рисунок 5.1). Внутренние несущие либо самонесущие многослойные каменные стены следует проектировать из двух каменных слоев, между которыми располагается звукоизоляционный материал.

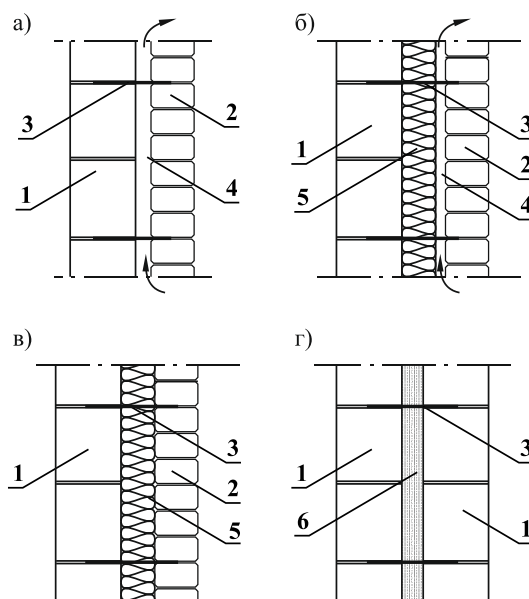
5.1.2 В наружных несущих многослойных каменных стенах все вертикальные и горизонтальные нагрузки должны восприниматься внутренним каменным слоем. При этом наружный лицевой каменный слой должен воспринимать собственный вес, часть ветровой нагрузки либо боковое давление грунта в подвальных стенах и предохранять внутренние слои от атмосферных и агрессивных воздействий окружающей среды. Во внутренних несущих каменных стенах оба каменных слоя должны выполнять несущие функции.

5.1.3 В наружных самонесущих многослойных каменных стенах, являющихся заполнением каркасных зданий, вертикальные нагрузки от собственного веса всех слоев должны передаваться на плиты перекрытий, а горизонтальные нагрузки на колонны либо поперечные стены каркаса, к которым крепится внутренний каменный слой.

5.1.4 Лицевой каменный слой должен быть соединен с внутренним каменным слоем с помощью горизонтальных анкерных связей, воспринимающих растягивающие либо сжимающие усилия от действия ветровой нагрузки и обеспечивающих свободу горизонтальных и вертикальных деформаций от температурных воздействий лицевого слоя (Рисунок 5.2). В связи с этим не допускается объединение лицевого и внутреннего каменных слоев посредством железобетонных поясов, перемычек либо путем перевязки тычковыми рядами. Каменные слои внутренних стен должны быть объединены между собой гибкими горизонтальными анкерными связями.

5.1.5 Толщину утеплителя следует принимать в соответствии с теплотехническими расчетами с учетом теплотерь через мостики холода. Вентилируемый зазор толщиной не менее 25 мм должен располагаться между утеплителем и лицевым каменным слоем и быть непрерывным по всей высоте стены. Вентилируемый зазор благодаря воздухообмену должен предотвращать влагонакопление в утеплителе и лицевом слое, в связи с чем в последнем должны быть предусмотрены продухи и водоотводящие отверстия (Рисунок 5.3). В качестве последних могут быть не заполненные кладочным раствором вертикальные растворные швы (см. Рисунки А.18 и А.37 Приложения настоящего Пособия).

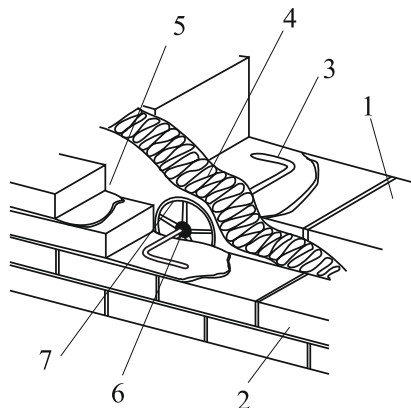
5.1.6 Наличие либо отсутствие воздушного зазора зависит от климатических условий и должно быть обосновано расчетами требуемого тепло-влажностного состояния здания. Проектирование многослойных стен без теплоизоляции и с невентилируемым воздушным зазором является нецелесообразным из-за их пониженных теплотехнических свойств (по сравнению с воздушным зазором с теплоизоляцией) и переувлажнения стен, особенно в регионах с частыми дождями и влажным климатом.



1 – конструкционный каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкерные связи, 4 – воздушный вентилируемый зазор, 5 – утеплитель, 6 – звукоизоляционный материал

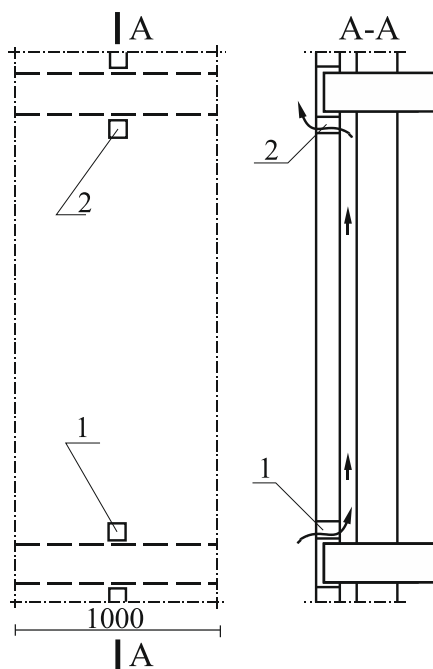
Рисунок 5.1 – Вертикальные разрезы многослойных каменных стен:

а) – с вентилируемым зазором без утеплителя, б) – с вентилируемым зазором с утеплителем, в) – без вентилируемого зазора с утеплителем, г) – межквартирная внутренняя стена [9]



1 – внутренний каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – связевой Z-образный анкер, 4 – слой утеплителя, 5 – вентилируемый воздушный зазор, 6 – капельник, 7 – прижимное кольцо, стабилизирующее положение утеплителя

Рисунок 5.2 – Объединение лицевого и внутреннего слоев многослойных каменных стен с помощью анкерных связей [9]



1 – нижний продух над перекрытием, 2 – верхний продух под перекрытием

Рисунок 5.3 – Расположение продухов(общей площадью более 10 см² на 1 погонный метр стены) в лицевом слое многослойных стенах с вентилируемым зазором [8]

5.1.7 [8.1.2] Минимальная толщина t_{\min} внутреннего несущего каменного слоя должна обеспечивать его устойчивость и соответствовать результатам статических расчетов согласно СН РК EN 1996-1-1:2005/2011. Значение t_{\min} установлено в национальном приложении.

5.1.8 [5.5.5(11)] Минимальная толщина внутреннего самонесущего каменного слоя, являющегося заполнением каркасных зданий, должна определяться статическим расчетом на действие ветровой нагрузки в зависимости от способа закрепления слоя к вертикальным и горизонтальным несущим элементам каркаса.

5.1.9 В соответствии с 5.5.5(11) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 расчет стен с неравномерными контурами или с большими проемами допускается осуществлять с учетом анизотропии каменной кладки по признанным методам расчета моментов в плитах, например, метод конечных элементов или метод аналогии линий излома (по методу предельного равновесия). Ориентировочные значения максимальной площади стен заполнения с оконными и дверными проемами, установленные указанными методами, приведены в Таблице 5.1 [7].

5.1.10 К материалам лицевого слоя должны применяться повышенные требования по морозостойкости. Лицевой слой следует выполнять преимущественно из глиняного полнотелого кирпича. Применение силикатного кирпича, камней и блоков из ячеистого бетона для лицевого слоя стен помещений с влажным режимом эксплуатации не допускается [3].

Таблица 5.1 - Максимальная площадь каменного заполнения каркаса наружных стен высотой H и длиной L согласно DIN 1053-1 [7]

Толщина стены в мм	Высота расположения стены над уровнем земли								
	0 ÷ 8 м			8 ÷ 20 м			20 ÷ 100 м		
	H/L = 0,5	H/L = 1,0	H/L = 2,0	H/L = 0,5	H/L = 1,0	H/L = 2,0	H/L = 0,5	H/L = 1,0	H/L = 2,0
Стены, закрепленные к каркасу по четырем сторонам									
175	22	20	22	13	13	13	9	9	9
240	38	36	38	25	23	25	18	16	18
≥ 300	60	54	60	38	35	38	28	25	28
Стены, закрепленные к каркасу по трем сторонам (вверх не закреплен)									
175	8	10	16	-	-	-	-	-	-
240	16	20	30	10	12	18	-	-	-
≥ 300	25	30	45	16	20	28	12	15	20

5.1.11 Армирующие сетки в лицевом слое кладки должны выполняться из нержавеющей стали или других стойких к коррозии материалов. Цинковое покрытие должно наноситься методом гальванизации в ванне и быть массой не менее 1 кг/м³.

5.1.12 Морозостойкость кладки внутреннего слоя, если между ним и лицевым слоем не располагается утеплитель, должен быть не ниже одной ступени, чем у кладки лицевого слоя.

5.1.13 Внутренний слой многослойных стен с гибкими связями кроме вертикальных нагрузок должен обеспечивать восприятие ветровых нагрузок. В связи с этим в каркасных зданиях он должен быть закреплен к перекрытиям или вертикальным элементам каркаса. При этом при поэтажной разрезке горизонтальными деформационными швами нагрузка от перекрытия не должна передаваться на кладку внутреннего слоя через элементы крепления [3].

5.1.14 Кладка внутреннего слоя должна выполняться из камней и раствора соответствующих марок с таким расчетом, чтобы воспринимать нагрузку от лицевого слоя, который крепится к нему с помощью гибких связей, арматурных сеток либо при обосновании привязкой слоев.

5.1.15 При наличии воздушной прослойки в пространство между слоями стены по верху металлического отлива необходимо укладывать слой гидроизоляции для отвода попадающей в полость воды. Для этого можно использовать устраиваемые в нижнем ряду кладки лицевого слоя не заполненные раствором вертикальные швы (см. Рисунки А.18 и А.37 настоящего Пособия).

5.1.16 Не допускается приклейка на наружный торец перекрытия керамической плитки, пиленого кирпича или других декоративных элементов [3].

5.1.17 В нормах СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 отсутствуют ограничения этажности зданий для многослойных стен с каменной облицовкой, а также указания по их проектированию с учетом сейсмических воздействий.

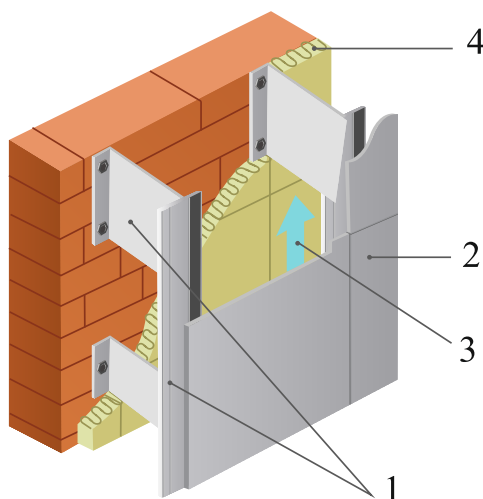
5.2 Общая характеристика стен с навесным вентилируемым фасадом

5.2.1 При проектировании вентилируемых фасадов следует учитывать следующие факторы:

- специфику здания (назначение, этажность, режимы эксплуатации, тип несущих стен),
- климатические условия и плотность застройки (скорость преобладающего ветра, инсоляцию, температуру, количество осадков),
- сейсмические условия.

5.2.2 Главной функцией навесных вентилируемых фасадов, кроме декоративной, является защита закрепленного с внешней стороны здания утеплителя.

5.2.3 Многослойные каменные стены с навесным вентилируемым фасадом следует проектировать с применением подблицовочного металлического каркаса, закрепленного на каменном несущем слое с помощью консолей (Рисунок 5.4). Непосредственно к каменному слою крепится слой утеплителя, толщина которого определяется теплотехническим расчетом. Извне утеплитель должен быть защищен паропрускаемой ветрогидрозащитной мембраной из негорючих пленочных материалов.



1 – под облицовочный металлический каркас, 2 – облицовочные плиты, 3 – поток воздуха в вентилируемом зазоре, 4 – утеплитель, защищенный мембраной

Рисунок 5.4 – Фрагмент каменной стены с вентилируемым навесным фасадом

5.2.4 Между облицовочным слоем и утеплителем должен располагаться вентилируемый воздушный зазор. Роль последнего заключается в отводе диффундирующих изнутри помещений водяных паров и стабилизации тепловых потоков изнутри и снаружи стен (Рисунок 5.5).

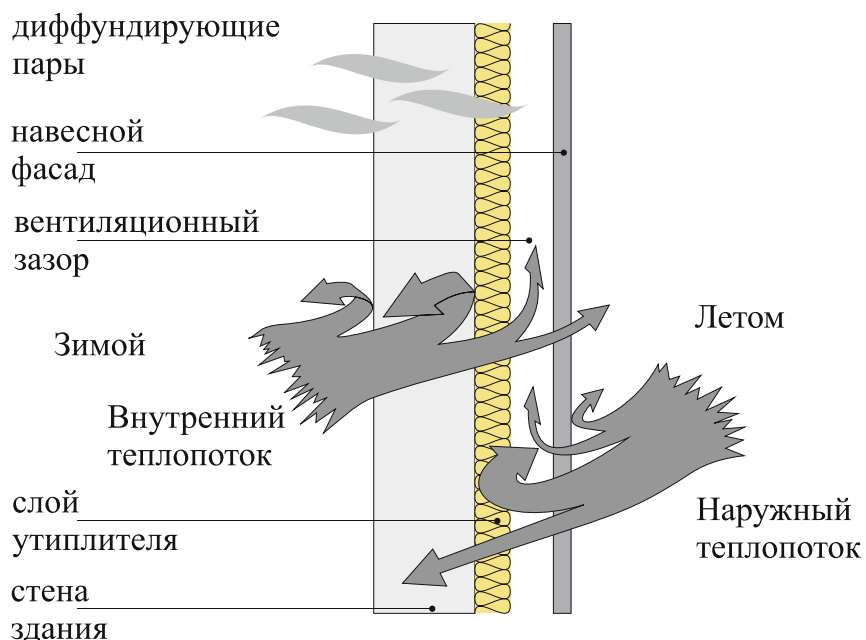
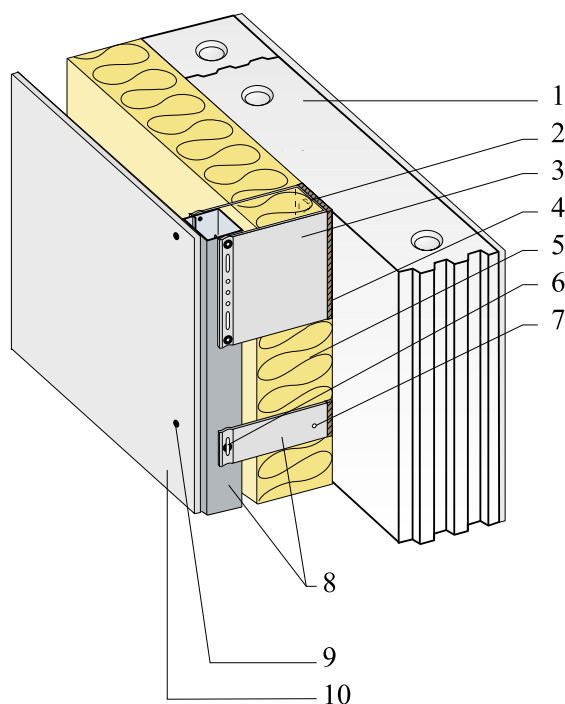


Рисунок 5.5 – Схема тепловлагообмена в стенах с навесным вентилируемым фасадом [5]

5.2.5 Для устранения мостиков холода между металлическими консолями и несущей стеной должны располагаться прокладки из теплоизоляционных материалов (Рисунок 5.6).



1 – несущая каменная стена, 2 – дюбель крепления консоли, 3 – главная консоль, 4 – теплоизоляционная прокладка, 5 – утеплитель, 6 – крепление вертикального профиля, 7 – вспомогательная консоль, 8 – под облицовочную несущую конструкцию, 9 – крепление облицовки, 10 – облицовочная плита

Рисунок 5.6 – Фрагмент вентилируемого навесного фасада [5]

6 МАТЕРИАЛЫ

6.1 Строительные камни и блоки

6.1.1 Для изготовления многослойных каменных стен следует применять следующие виды камней и блоков:

- керамический кирпич и блоки в соответствии с СТ РК EN 771-1;
- силикатный кирпич и блоки в соответствии с СТ РК EN 771-2;
- блоки из бетона с плотными и пористыми заполнителями в соответствии с СТ РК EN 771-3,
- блоки из ячеистого бетона в соответствии с СТ РК EN 771-4;
- бетонные блоки заводского изготовления в соответствии с СТ РК EN 771-5;
- блоки из природного камня в соответствии с СТ РК EN 771-6.

6.1.2 В зависимости от объема пустот камни и блоки классифицируют по группам 1, 2, 3 и 4 (Таблица 6.1). Блоки из ячеистого бетона, бетонные блоки и блоки из природного камня относят к группе 1. При определении расчетных параметров следует принимать приведенную (нормализованную) прочность на сжатие f_b камней и блоков, которую устанавливает изготовитель или рассчитывают по СТ РК EN 772-1. Пересчет производят с применением коэффициента, зависящего от вариации размеров блоков.

**Таблица 6.1 - Геометрические требования к классификации камней и блоков
(п.3.1.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)**

	Материал камня или блока и пределы классификации				
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2	Группа 3	Группа 4
			Объем вертикальных пустот		Объем горизонтальных пустот
Общий объем пустот (в % к объему камня или блока)	≤25	Кирпич	> 25; ≤ 55	≥ 25; ≤ 70	> 25; ≤ 70
		Силикатный блок	> 25; ≤ 55	Не применяют	Не применяют
		Бетон ^{b)}	> 25; ≤ 60	> 25; ≤ 70	> 25; ≤ 50
Объем отдельных пустот (в % к объему камня или блока)	≤12,5	Кирпич	Каждая из пустот ≤ 2; углубления для захвата блока до 12,5	Каждая из пустот ≤ 2; углубления для захвата блока до 12,5	Каждая из пустот ≤ 30
		Силикатный блок	Каждая из пустот ≤ 15; углубления для захвата блока до 30	Не применяют	Не применяют
		Бетон ^{b)}	Каждая из пустот ≤ 30; углубления для захвата блока до 30	Каждая из пустот ≤ 30; углубления для захвата блока до 30	Каждая из пустот ≤ 25

**Таблица 6.1 - Геометрические требования к классификации камней и блоков
(п.3.1.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011) (продолжение)**

	Материал камня или блока и пределы классификации							
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2		Группа 3		Группа 4	
			Объем вертикальных пустот				Объем горизонтальных пустот	
Установленное значение толщины внешней и внутренней стенок (в мм)	Не норми- руется		Внутрен- ная стенка	Внеш- няя стенка	Внутрен- ная стенка	Внеш- няя стенка	Внутрен- ная стенка	Внеш- няя стенка
		Кирпич	≥5	≥8	≥3	≥6	≥5	≥6
		Силикатный блок	≥5	≥10	Не применяют		Не применяют	
		Бетон ^{b)}	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
Установленное значение суммарной толщины внешней и внутренней стенок ^{a)} (в % к ширине блока)	Не норми- руется	Кирпич	≥16		≥12		≥12	
		Силикатный блок	≥20		Не применяют		Не применяют	
		Бетон ^{b)}	≥18		≥15		≥45	
^{a)} Суммарной толщиной стенок является толщина внешних и внутренних стенок, измеренная горизонтально и суммированная в основном направлении.								
^{b)} При скошенных пустотах или пустотах, имеющих овальную или круглую форму сечения, применяют среднее значение толщины стенок.								

6.1.3 Для повышения долговечности стен кладка лицевого слоя должна возводиться из морозостойких полнотелых камней либо из камней с пониженной пустотностью (Рисунок 6.1)

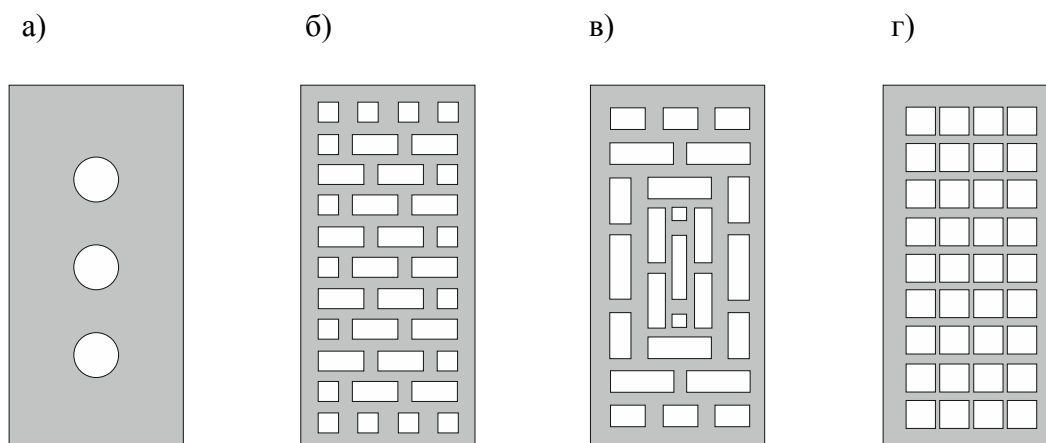


Рис. 6.1 Виды керамических камней для кладки лицевого слоя: а) – рекомендуемые с пустотностью до 15 %, б,в,г) – нерекомендуемые высокопустотные камни [1,3]

6.2 Кладочные растворы

6.2.1 Для возведения каменных конструкций следует применять обычные растворы с объемной массой больше 1500 кг/м^3 , легкие растворы с объемной массой меньше 1500 кг/м^3 и клеевые растворы для тонких швов толщиной (0,5 – 3) мм. Растворы заводского изготовления и сухие растворные смеси заводского приготовления должны соответствовать СТ РК EN 998-2. Растворы построечного изготовления должны соответствовать СН РК EN 1996-2:2006/2011.

6.2.2 [3.2.1(4)] Кладочными растворами общего назначения могут быть растворы, предписанные по рецептуре согласно СТ РК EN 998-2, или растворы по оценке пригодности согласно СТ РК EN 998-2. Растворы, укладываемые тонким слоем, и легкие растворы должны быть растворами по оценке пригодности согласно СТ РК EN 998-2.

6.2.3 Прочность кладочного раствора на сжатие f_m определяется в соответствии с СТ РК EN 1015-11. Минимальная прочность раствора на сжатие f_m для армированной каменной кладки должна составлять 4 МПа и для каменной кладки с косвенным армированием горизонтальных швов не менее 2 МПа.

6.3 Каменная кладка

6.3.1 [3.6.1.2] Нормативное сопротивление сжатию каменной кладки f_k должно определяться по результатам ее испытаний в соответствии с EN 1052-1 или по следующим формулам, приведенным в п.3.6.1.2(2) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011:

– для каменной кладки с применением обычного и легкого раствора

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}, \quad (6.1)$$

– для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем толщиной от 0,5 до 3 мм и керамического кирпича групп 1 и 4, силикатных блоков, бетонных блоков или блоков из ячеистого бетона

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}, \quad (6.2)$$

– для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем от 0,5 до 3 мм и керамического кирпича групп 1 и 4, силикатных блоков, бетонных блоков или блоков из ячеистого бетона

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}, \quad (6.3)$$

где f_b – приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока), МПа;

f_m – прочность кладочного раствора на сжатие, МПа;

K – коэффициент, принимаемый по Таблице 6.2 настоящего Пособия при условии выполнения следующих требований:

- каменная кладка выполнена в соответствии с СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;
- все швы считаются как полностью заполненные раствором;

- при применении раствора общего назначения f_b не должно превышать 75 МПа;
- при применении раствора, укладываемого тонким слоем, f_b не должно превышать 50 МПа;
- при применении раствора общего назначения f_m не должно превышать 20 МПа или $2f_b$;
- при применении легкого раствора f_m не должно превышать 10 МПа;
- толщина стены из каменной кладки соответствует ширине или длине камня или блока, т. е. отсутствует растворный шов параллельно плоскости стены;
- коэффициент вариации прочности камня или блока не превышает 25 %.

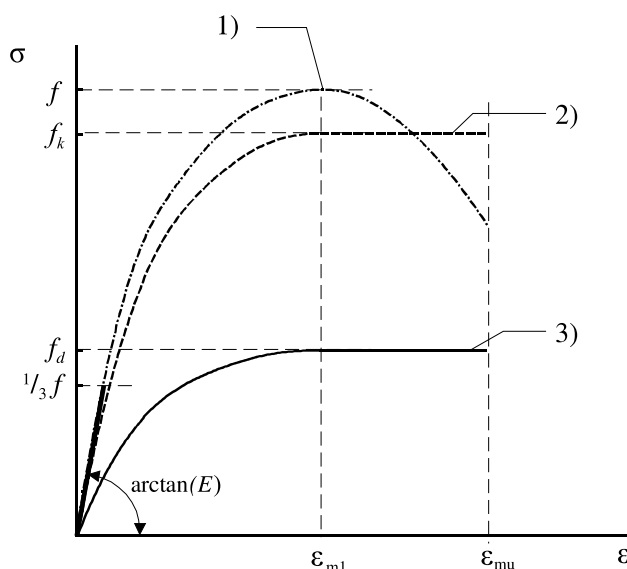
6.3.2 [3.6.1.2(2)] Для многорядной каменной кладки стен (толщиной более размера камня или блока) на растворе общего назначения с растворными швами параллельно плоскости стены, которые проходят по всей длине стены или ее частям, значения K из Таблицы 6.2 следует умножать на коэффициент 0,8.

**Таблица 6.2 – Значения коэффициента K для каменной кладки
(п.3.6.1.2(2) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)**

Вид камня или блока		Раствор общего назначе- ния	Раствор, укладываемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор с плот- ностью в сухом состоянии	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ кг/м}^3$	$800 < \rho_d \leq 1500 \text{ кг/м}^3$
Кирпич	Группа 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Группа 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Группа 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Группа 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Силикатный блок	Группа 1	0,55	0,80	*	*
	Группа 2	0,45	0,65	*	*
Бетонный блок	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Группа 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Группа 3	0,40	0,50	*	*
	Группа 4	0,35	*	*	*
Блок из ячеис- того бетона	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Бетонный блок заводского изготовления	Группа 1	0,45	0,75	*	*
Блок из природного камня	Группа 1	0,45	*	*	*
* Значения отсутствуют, так как такие сочетания камня (блока) и раствора не используются.					

6.3.3 [3.7.1] Согласно СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 механические свойства каменной кладки при температуре 20 °С следует принимать как для нормальной

температуры. Диаграммы деформирования всех видов кладки из камней и блоков при осевом кратковременном сжатии представлены на Рисунке 6.2.



1 – фактическая диаграмма, 2 – идеализированная диаграмма, 3 – расчетная диаграмма

Рисунок 6.2 - Диаграммы деформирования каменной кладки при осевом кратковременном сжатии (п.3.7.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)

6.3.4 [3.7.2] Кратковременный модуль упругости E неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии с EN 1052-1. Модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки с учетом деформаций ползучести определяется по Формуле (3.8) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011:

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}, \quad (6.4)$$

где Φ_{∞} – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки.

6.3.5 [3.7.4(2)] Предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки Φ_{∞} , конечное значение величины деформаций долговременного набухания или усадки, коэффициент линейных температурных деформаций каменной кладки α определяют методом испытаний. Ориентировочные диапазоны значений указанных деформаций приведены в Таблице 6.3. Их конкретные числовые значения устанавливаются в национальном приложении.

6.3.6 Величину модуля сдвига G каменной кладки можно принимать равным 40 % значения модуля упругости E .

**Таблица 6.3 - Параметры ползучести, набухания или усадки и деформаций
каменной кладки от температурных воздействий (п.3.7.4
СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)**

Вид камней или блоков		Предельное значение коэффициента ползучести, Φ_{∞}	Предельное значение набухания и усадки, мм/м	Коэффициент линейных температурных деформаций, α_t , $10^{-6}/K$
Кирпич		от 0,5 до 1,5	от (-0,2) до (+1,0)	от 4 до 8
Силикатный блок		от 1,0 до 2,0	от (-0,4) до (-0,1)	от 7 до 11
Бетонные блоки и бетонные блоки заводского изготовления		от 1,0 до 2,0	от (-0,6) до (-0,1)	от 6 до 12
Блоки из легкого бетона		от 1,0 до 3,0	от (-1,0) до (-0,2)	от 6 до 12
Блоки из ячеистого бетона		от 0,5 до 1,5	от (-0,4) до (+0,2)	от 7 до 9
Блоки из природного камня	Магматические породы	-	от (-0,4) до (+0,7)	от 5 до 9
	Осадочные породы			от 2 до 7
	Метаморфические породы			от 1 до 18

6.4 Вспомогательные элементы каменной кладки

6.4.1 Для армирования каменной кладки следует применять свариваемую конструкционную или нержавеющую сталь гладкую или периодического профиля. Арматурные сетки для горизонтальных швов кладки должны соответствовать требованиям СТ РК EN 845-3.

6.4.2 [4.3.3(1)P] Арматурная сталь должна быть устойчивой к коррозии или защищена долговечным покрытием, чтобы при укладке по правилам применения в соответствии с Разделом 8 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 сохранять устойчивость к местным условиям окружающей среды в течение планируемого срока службы строительного объекта.

6.4.3 Связевые элементы должны проектироваться в соответствии с требованиями СТ РК EN 845-1. Анкера, стяжки, опоры и кронштейны должны соответствовать требованиям СТ РК EN 845-1. Сборные перемычки должны соответствовать требованиям СТ РК EN 845-2.

6.4.4 [4.3.6(1)] Требования к долговечности вспомогательных элементов конструкции (анкеры, петли, опоры, консоли и уголкового опоры) указаны в СН РК EN 1996-2:2006/2011.

6.5 Металлические элементы навесных фасадов

6.5.1 Несущие элементы навесных фасадов (консоли и направляющие профили) следует изготавливать из нержавеющей, оцинкованной и гальванизированной стали либо алюминия и его сплавов.

6.5.2 При применении стали предпочтение следует отдавать облегченным холодноформованным профилям, изготовленным из стали, марки которых приведены в Таблице 6.4. Сталь элементов, подлежащих гальванизации и оцинкованию, должна также быть пригодна к гальванизации и оцинкованию.

Таблица 6.4 – Номинальные значения основного предела текучести стали f_{yb} и временного сопротивления f_u [(п.3.1 СН РК EN 1993-1-3:2006/2011)]

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
Холоднообработанные листы из конструкционной стали	ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Листовая и полосовая углеродистая конструкционная сталь с непрерывным горячим покрытием цинком	EN 10326	S220GD + Z	220	360
		S250GD + Z	250	330
		S280GD + Z	280	360
		S320GD + Z	320	390
		S350GD + Z	350	420
Горячекатаные плоские листы из высокопрочных сталей для холодного профилирования. Часть 2: Условия поставки для термомеханически обработанного стального проката	EN 10149. Часть 2	S315MC	315	390
		S355MC	355	430
		S420MC	420	480
		S460MC	460	520
		S500MC	500	550
		S550MC	550	600
		S600MC	600	650
		S650MC	650	700
		S700MC	700	750
	EN 10149. Часть 3	S260NC	260	370
		S315NC	315	430
		S355NC	355	470
		S420NC	420	530
Холоднокатаные плоские листы из высокопрочных низколегированных сталей для холодного профилирования	EN 10268	H240LA	240	340
		H280LA	280	370
		H320LA	320	400
		H360LA	360	430
		H400LA	400	460

Таблица 6.4 – Номинальные значения основного предела текучести стали f_{yb} и временного сопротивления f_u [(п.3.1 СН РК EN 1993-1-3:2006/2011)] (продолжение)

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
Листовая и полосовая сталь из высокопрочной стали с горячим непрерывным покрытием для холодного профилирования	EN 10292	H260LAD	240	340
		H300LAD	280	370
		H340LAD	320	400
		H380LAD	360	430
		H420LAD	400	460
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим цинково-алюминиевым покрытием (ZA)	EN 10326	S220GD + ZA	220	300
		S250GD + ZA	250	330
		S280GD + ZA	280	360
		S320GD + ZA	320	390
		S350GD + ZA	350	420
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим алюмоцинковым покрытием (AZ)	EN 10326	S220GD + AZ	220	300
		S250GD + AZ	250	330
		S280GD + AZ	280	360
		S320GD + AZ	320	390
		S350GD + AZ	350	420
Листовая и полосовая малоуглеродистая сталь с непрерывным горячим цинковым покрытием для холодного профилирования	EN 10327	DX51D + Z	140	270
		DX52D + Z	140	270
		DX53D + Z	140	270
ПРИМЕЧАНИЕ Значения предела текучести сталей при их поперечном растяжении приведены в обозначениях материалов. Значения предела текучести при продольном растяжении приведены в таблице.				

6.6 Теплоизоляционные материалы

6.6.1 В качестве утеплителя для стен с лицевым каменным слоем могут применяться плиты из минеральной ваты и пенополистирола. При отсутствии вентилируемого воздушного зазора предпочтение следует отдавать пенополистирольным плитам, а при его наличии плитам из минеральной ваты.

6.6.2 Минераловатные плиты в регионах с влажным климатом следует применять с защитными покрытиями, например, в виде фольги, стеклоткани либо иных гидроизолирующих покрытий (Рисунок 6.3).

6.6.3 В подвальных многослойных каменных стенах в качестве утеплителя, размещаемого между лицевым и внутренним каменными слоями, следует применять жесткие плиты из влагостойкого экструдированного пенополистирола.



Рисунок 6.3 – Применение минераловатных плит с защитным слоем из фольги при возведении многослойных каменных стен в условиях влажного климата

6.6.4 В слоистых каменных стенах без воздушного вентилируемого зазора в качестве утеплителя можно применять заливочные теплоизоляционные материалы, например, из легкого бетона или пенополиуретана, а также насыпные безусадочные материалы, например, керамзит, гранулированный пенополистирол и др. (Рисунок 6.4).

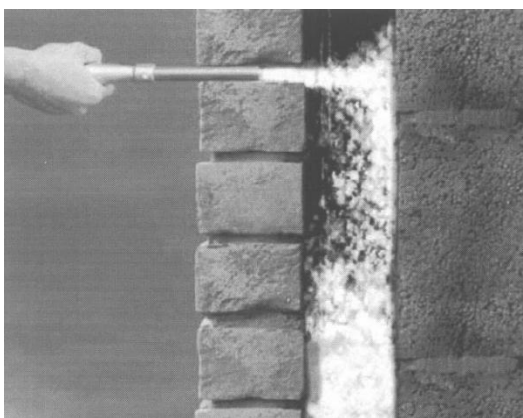


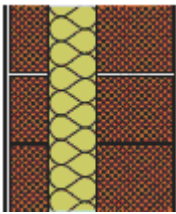
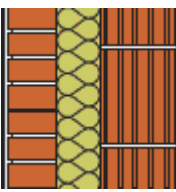
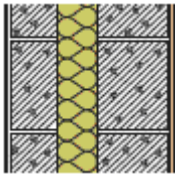
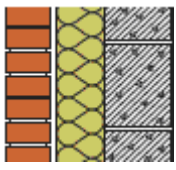
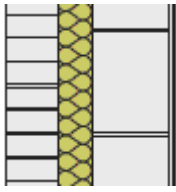
Рисунок 6.4 – Заполнение воздушного зазора между внутренним и лицевым каменными слоями стен гранулированным пенополистиролом

6.6.5 Толщину утеплителя между каменными слоями следует устанавливать расчетным либо экспериментальным путем, исходя из требуемой теплопроводности стен для конкретных климатических условий (с учетом теплотехнических характеристик каменной кладки внутреннего и наружного слоев, утеплителя, а также с учетом мостиков холода, например, металлических анкерных связей между каменными слоями). В качестве примера в Таблице 6.5 приведены теплотехнические характеристики некоторых слоистых стен в зависимости от толщины минераловатного утеплителя между каменными слоями.

6.6.6 В навесных вентилируемых фасадах в качестве утеплителя следует применять жесткие минераловатные плиты на основе базальта или стекловолокна, которые должны обладать низкой теплопроводностью, огнестойкостью, устойчивостью к перепадам температуры, хорошей паропроницаемостью, биостойкостью, сопротивляемостью к выветриванию. Минераловатные плиты являются неблагоприятной средой для

образования плесневых и других грибков, а также обладают высокими тепло- и шумопоглощающими свойствами.

Таблица 6.5 – Зависимость коэффициента теплопроводности наружных слоистых каменных стен от толщины утеплителя из минераловатных плит ROCKTON

Коэффициент теплопроводности (Вт/м ² К)						
Сечение стены	Толщина утеплителя Rockton (см)	12	14	15	16	18
	<ul style="list-style-type: none"> – штукатурка 1,5 см – кирпич дырчатый глиняный 12 см ($\lambda=0,62$ Вт/мК) – утеплитель – кирпич глиняный пустотный 25 см ($\lambda=0,56$ Вт/мК) – штукатурка 1,5 см 	0,24	0,21	0,20	0,19	0,17
	<ul style="list-style-type: none"> – штукатурка 1,5 см – кирпич клинкерный 12 см ($\lambda=1,05$ Вт/мК) – утеплитель – керамические пустотные блоки 25 см ($\lambda=0,56$ Вт/мК) – штукатурка 1,5 см 	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17
	<ul style="list-style-type: none"> – штукатурка 1,5 см – пенобетонные блоки 12 см ($\lambda=0,30$ Вт/мК) – утеплитель – пенобетонные блоки 24 см ($\lambda=0,35$ Вт/мК) – штукатурка 1,5 см 	0,22	0,20	0,18	0,18	0,16
	<ul style="list-style-type: none"> – кирпич клинкерный 12 см – воздушный зазор – утеплитель – пенобетонные блоки 24 см ($\lambda=0,12$ Вт/мК) – штукатурка 1,5 см 	0,17	0,16	0,15	0,15	0,14
	<ul style="list-style-type: none"> – силикатный кирпич 12 см – утеплитель – силикатные блоки 25 см ($\lambda=0,9$ Вт/мК) – штукатурка 1,5 см 	0,26	0,22	0,21	0,20	0,18

6.6.7 В качестве минераловатных плит для навесных фасадов предпочтительно использовать двухслойные плиты: более плотный слой располагается с наружной стороны фасадов, а менее плотный – непосредственно на несущей стене. В европейской практике такие плиты как правило поставляются на стройку с наклеенной ветрозащитной

паропроницаемой мембраной. При этом плотность стыковых соединений между плитами обеспечивается благодаря их шпунтованным кромкам.

6.6.8 Перспективными являются фасадные системы с утеплителями нового поколения, аккумулирующими солнечную энергию в теплое время года и отдающими накопленное тепло наружным стенам в период похолодания (Рисунок 6.5).

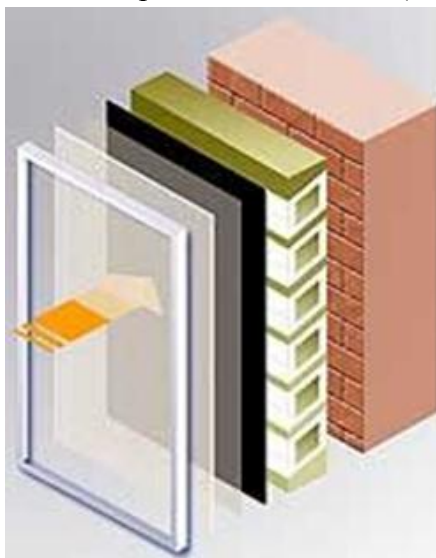


Рисунок 6.5 – Фрагмент навесного фасада с утеплителем, аккумулирующим солнечную энергию

7 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ СТЕН С ЛИЦЕВЫМ КАМЕННЫМ СЛОЕМ

7.1 Соединения каменных стен

7.1.1 Соединительные связи

7.1.1.1 В многослойных стенах следует избегать жесткого соединения лицевого и внутреннего каменных слоев тычковыми рядами по следующим причинам:

- необходимости выполнения обоих слоев из камней одинаковой высоты;
- возникновения мостика холода в местах соединения тычковыми рядами;
- возможности среза тычковых рядов из-за разности деформаций лицевого и внутреннего слоев от температурных воздействий.

7.1.1.2 Для соединения лицевого и внутренних каменных слоев следует применять гибкие связи в соответствии с СТ РК EN 845-1. Требования по применению гибких металлических связей установлены в СН РК EN 1996-2:2006/2011, а информация о их видах приведена в Приложении А.1 настоящего Пособия. Материалом для связей может быть нержавеющая сталь, сталь с антикоррозионным покрытием, композитные материалы (на основе базальтового, углеродного и других волокон).

7.1.1.3 Материал связи и ее антикоррозионная защита подбираются с учетом степени агрессивности среды, в которой она расположена. При этом следует учитывать агрессивность среды как в слое утеплителя, так и в слое кладочного раствора. Во избежание повреждения антикоррозионного покрытия загиб связей на месте не допускается. Антикоррозионное покрытие должно наноситься на готовое изделие [3].

7.1.1.4 [8.5.2.2] Если для соединения двух слоев стены применяют соединительные элементы в виде расположенных в горизонтальных швах арматурных сеток, то каждый соединительный элемент следует рассматривать как стеновое соединение. При этом соединение слоев двухслойных стен с воздушным и безвоздушным зазором должно обеспечивать их совместную работу. Для обеспечения свободных перемещений лицевого слоя не только по вертикали, но и по горизонтали необходимо применять сетки с прямоугольными ячейками.

7.1.1.5 Связи в виде прямых, либо Z -, или Г- образных стержней, не объединенных с горизонтальной арматурой внутреннего и лицевого слоев, могут применяться для каменных материалов с небольшой пустотностью (до 25 %). Связи прямоугольной, треугольной, трапециевидной и подобных им форм могут применяться для стеновых материалов без ограничения процента пустотности [3].

7.1.1.6 [8.5.2.2 (2)] Количество связей для соединения обоих слоев двухслойной стены, имеющей воздушный зазор, или облицовочного слоя с кладкой внутреннего слоя должно соответствовать требованиям п.6.5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011. Количество связей должно составлять не менее n_{\min} на 1 м². Применяемое значение n_{\min} для двухслойных стен с воздушным зазором и двухслойных стен с облицовочным слоем установлено в национальном приложении.

7.1.1.7 [8.5.2.3(2)] Связи, соединяющие между собой слои двухслойной стены без воздушного слоя, рассчитывают согласно п. 6.5. СН РК EN 1996-1-1:2005/2011. Они должны иметь достаточную площадь поперечного сечения с не менее чем j связями (анкерами) на 1 м² площади стены и должны быть равномерно распределены по ее поверхности. Значение j , применяемое в конкретной стране, установлено в национальном приложении.

7.1.1.8 Глубина анкеровки связей в лицевом и внутреннем каменных слоях должна быть не меньшей, чем обозначено на Рисунке 7.1. Толщина анкерных связей принимается в пределах 4 – 6 мм и не должна превышать 8 мм.

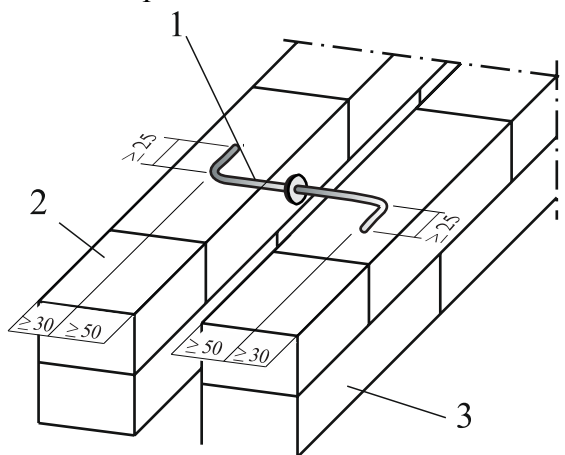


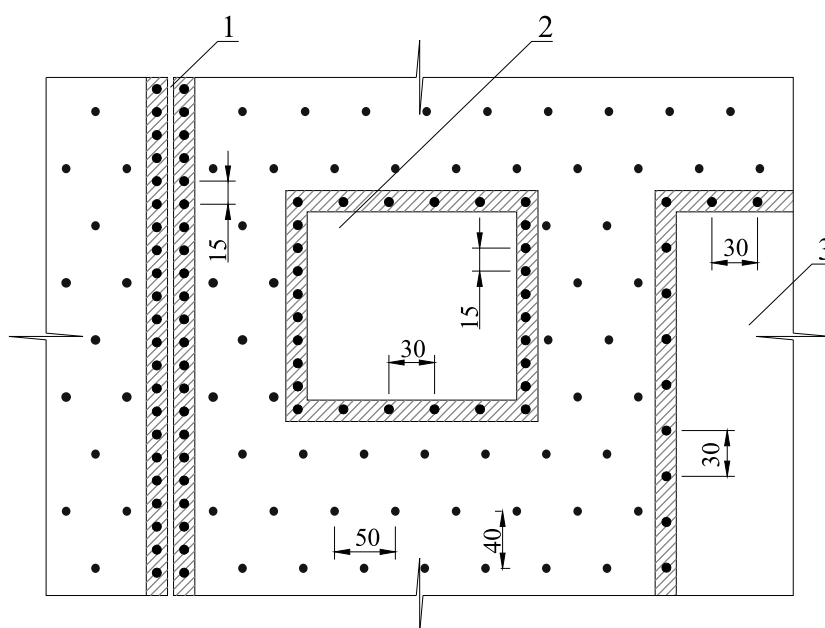
Рисунок 7.1 – Допустимые размеры анкеровки (в мм) связевых анкеров 1 в лицевом 2 и внутреннем 3 каменных слоях [9]

7.1.1.9 Минимальное количество связей на 1 м² стены, а также расстояние между ними в зависимости от толщины воздушного зазора для разных европейских стран приведены в Таблице 7.1. Количество связей по контуру оконных и дверных проемов,

вблизи температурных деформационных швов должно быть увеличено в соответствии с Рисунком 7.2.

Таблица 7.1 – Минимальное количество анкерных связей на 1 м² поверхности стены между каменными слоями

Страна	Толщина воздушной прослойки, см	Расстояние между анкерами в см (по вертикали × по горизонтали)	Количество анкеров на 1 м ² стены	Сечение гибкого анкера, мм
Норвегия	10	46 × 50	4,35	Ø5
Германия	4-15	25 × 75	5	Ø4
Англия	5-7,5	45 × 90	2,5	19 × 0,6
	7,5-10	45 × 90	2,5	19 × 0,8
	10-15	45 × 45	4,94	Ø5
Польша	5-15	46 × 50	4,3	Ø4-Ø6
Россия (проект СНиП II-22-2011)	-	50x80	2,5	Ø4-Ø5



1 – вертикальный деформационный шов, 2 – оконный проем, 3 – дверной проем балкона

Рисунок 7.2 – Расположение анкерных связей между лицевым и внутренним каменными слоями (размеры в мм)

7.1.1.10 Анкерные связи необходимо располагать более часто в углах зданий, в карнизных участках стен и в зонах расположения вертикальных деформационных швов (Рисунок 7.3).

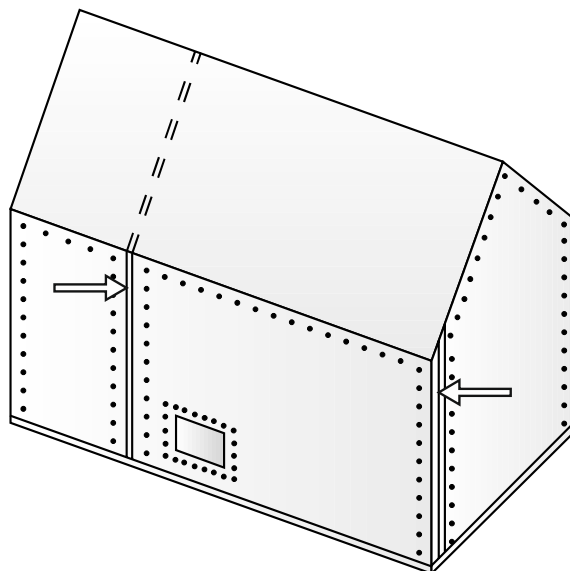
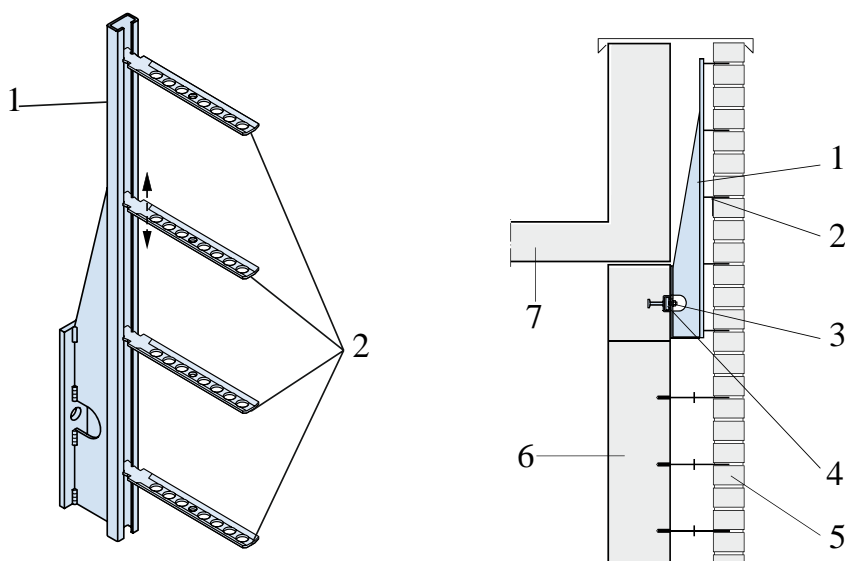


Рисунок 7.3 – Зоны более частого расположения анкерных связей между лицевым и внутренним каменными слоями (стрелками указано расположение вертикальных деформационных швов) [22]

7.1.1.11 В карнизной части стен необходимо устанавливать дополнительные анкерные связи между лицевым и внутренним слоями (Рисунок 7.4). Лицевой слой в указанной зоне следует усиливать армированием горизонтальных растворных швов.



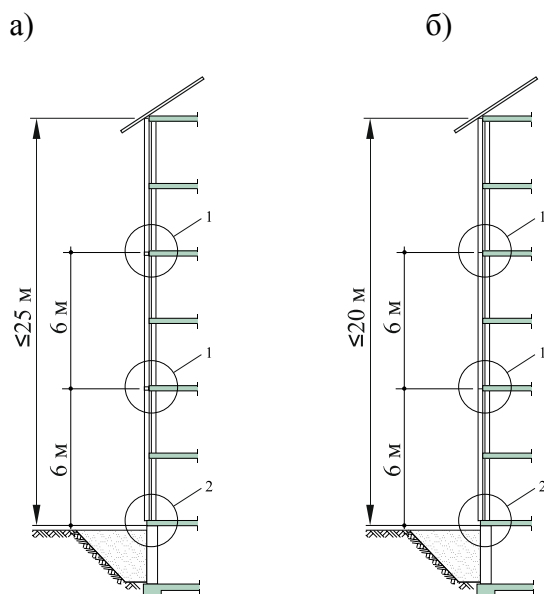
1 – металлическая консоль, 2 – подвижные анкера, 3 – болтовое крепление консоли, 4 – анкеровка консоли в железобетонном поясе, 5 – лицевой каменный слой, 6 – внутренний каменный слой, 7 – монолитная плита покрытия с парапетом

Рисунок 7.4 – Соединение лицевого слоя с внутренним в карнизной части здания посредством металлической консоли [17,18]

7.1.1.12 Для предотвращения увлажнения лицевого слоя и утеплителя скапливающегося на металлических анкерных стержнях конденсатом, последний должен удаляться внутрь вентилируемого зазора посредством капельника на прижимных кольцах (Рисунок 5.2).

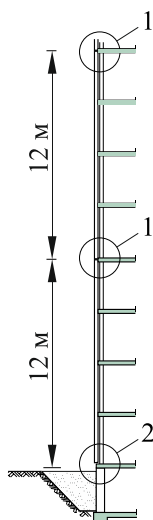
7.1.2 Опираание лицевого слоя

7.1.2.1 В нижних этажах зданий лицевой каменный слой следует опирать непосредственно на фундаменты или стены подвалов (см. Приложение А.4 настоящего Пособия). При этом свес кладки лицевого слоя за опорой не должен превышать 40 мм. Промежуточные опоры на уровне дисков перекрытий следует устраивать по высоте в зависимости от толщины лицевого каменного слоя (Рисунки 7.5 и 7.6).



1 – сопряжение с перекрытием, 2 – сопряжение с фундаментом

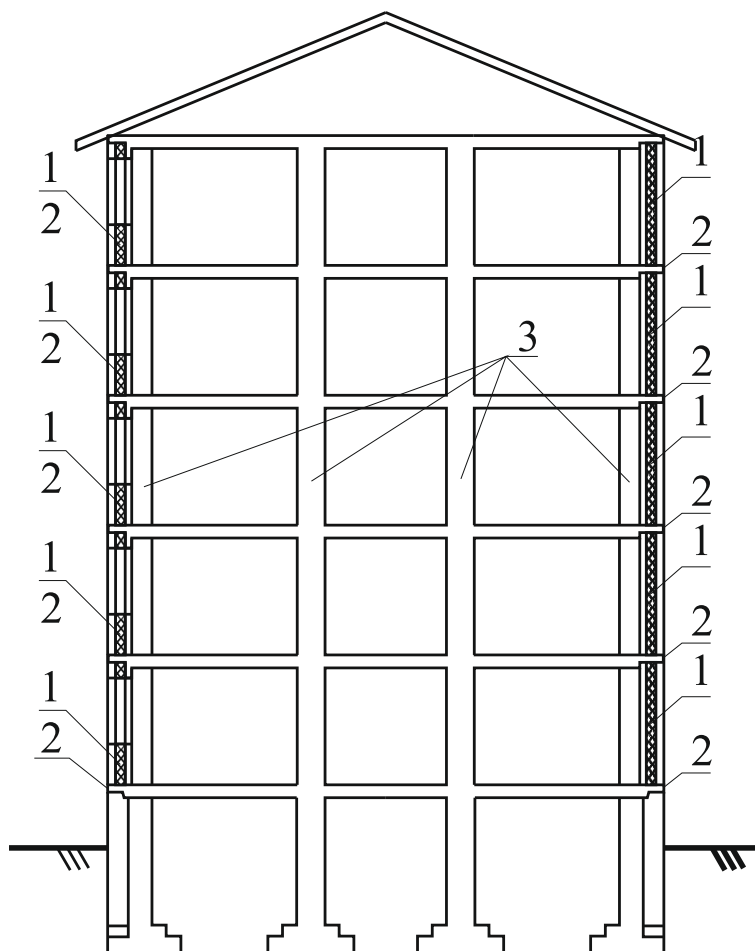
Рисунок 7.5 – Опираание лицевого каменного слоя толщиной $115 \text{ мм} > t \geq 105 \text{ мм}$ (а) и $105 \text{ мм} > t \geq 90 \text{ мм}$ (б) [14]



1 – сопряжение с перекрытием, 2 – сопряжение с фундаментом

Рисунок 7.6 – Опираание лицевого каменного слоя толщиной $t \geq 115 \text{ мм}$ [14]

7.1.2.2 В каркасных зданиях, в которых наружные каменные стены проектируются в виде заполнения между перекрытиями и вертикальными несущими конструкциями, опи́раание лицевого слоя следует выполнять на уровне каждого перекрытия или через два этажа (Рисунок 7.7).

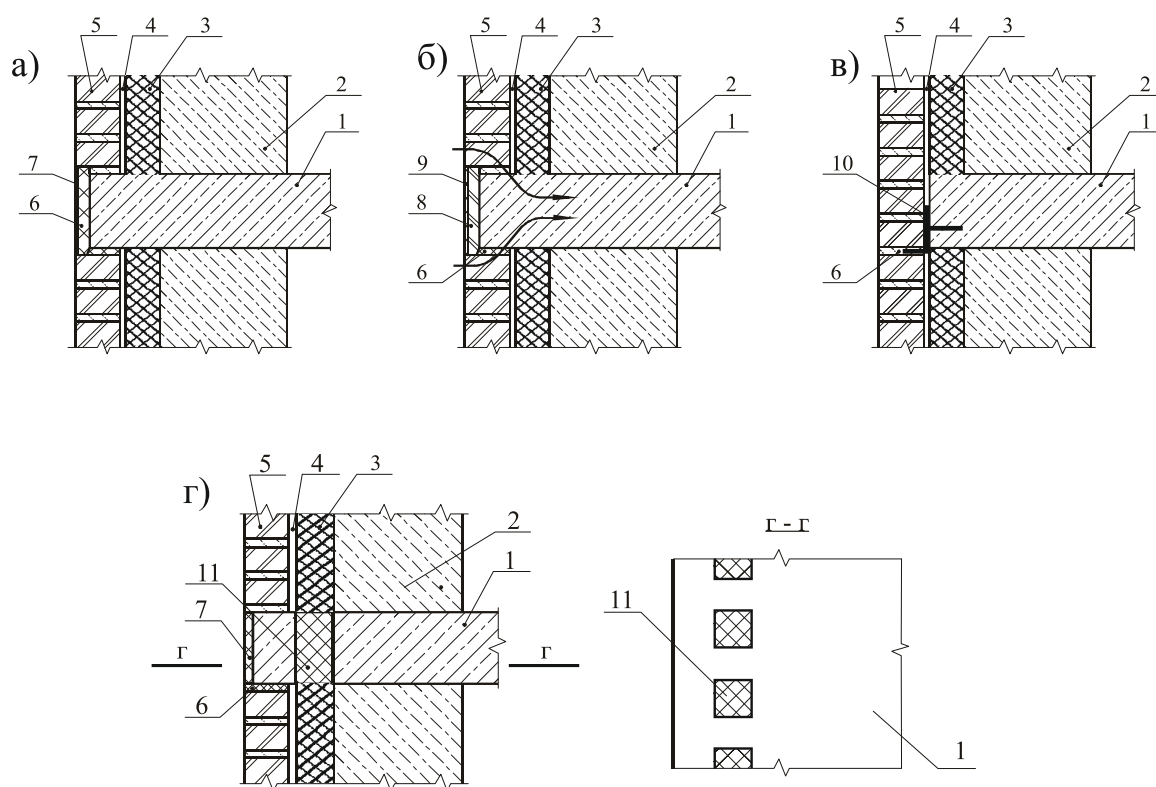


1 – многослойная стена заполнения каркаса, 2 – места опирания стен, 3 – несущий каркас здания

Рисунок 7.7 – Каменные многослойные стены каркасных зданий [9]

7.1.2.3 Следует избегать непосредственного опирания лицевого каменного слоя на торцы железобетонных перекрытий, поскольку при этом существенно увеличиваются теплопотери здания из-за мостиков холода и снижается долговечность лицевого слоя (Рисунок 7.8). Опирание лицевого слоя в зоне перекрытий следует осуществлять посредством опорных металлических консолей, закрепленных к торцам перекрытий (см. Рисунок 7.9 и Приложение А.2 настоящего Пособия).

7.1.2.4 Между верхней верстой кладки лицевого слоя и низом промежуточной опоры следует устраивать горизонтальный температурный деформационный шов толщиной не менее 20 мм, заполняемый эластичным герметиком.



- 1 – железобетонная плита перекрытия, 2 – внутренний кирпичный слой, 3 – утеплитель,
 4 – воздушный зазор, 5 – лицевой кирпичный слой, 6 – деформационная прокладка,
 7 – керамическая плитка, 8 – теплоизоляция, 9 – тонкая армированная штукатурка,
 10 – металлический опорный уголок, 11 – вкладыши из пенополистирола

Рисунок 7.8 - Применяемые в странах СНГ способы сопряжений лицевого каменного слоя с железобетонными плитами перекрытий [3]

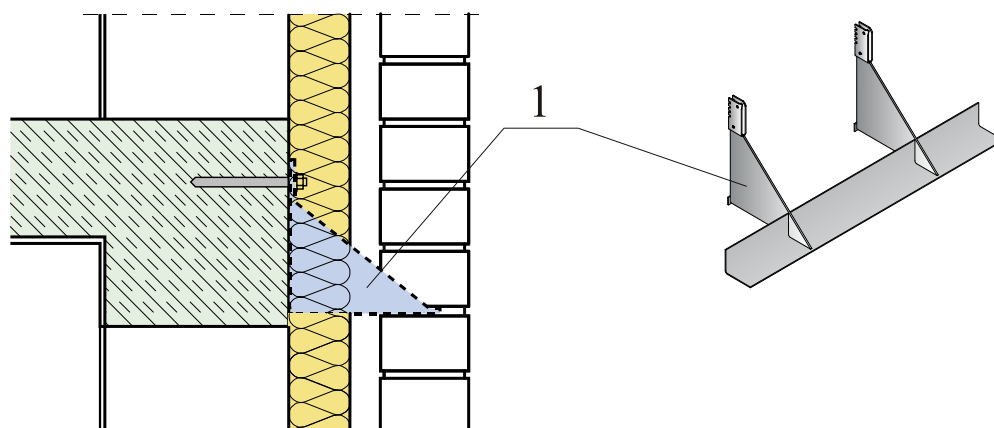


Рисунок 7.9 – Опираение лицевого каменного слоя на металлические консоли 1 [9]

7.2 Сопряжения стен с перекрытиями и покрытиями

7.2.1 [8.5.1.1(1)P] Стены, примыкающие к перекрытиям и кровлям, должны соединяться с плитами перекрытий и покрытий таким образом, чтобы горизонтальные расчетные нагрузки могли передаваться на элементы конструкции каркаса.

7.2.2 [8.5.1.1(2)P] Передачу горизонтальных нагрузок на элементы каркаса (связевые конструкции, поперечные стены) следует осуществлять через конструкции перекрытия или кровли, например через армированные монолитные или сборные бетонные перекрытия или через обшитые деревянные балки, если конструкция перекрытия или кровли работает как жесткий диск. Допускается выполнять монолитный пояс, который в состоянии передавать действующие усилия сдвига и изгибающие моменты. Усилия, передаваемые между стенами и конструкциями каркаса, должны передаваться или посредством сил трения в опорной поверхности несущих элементов, или через анкерные устройства.

7.2.3 [8.5.1.1(3)P] Плиты перекрытия и покрытия должны опираться на стены с глубиной опирания, обеспечивающей прочность и сопротивление сдвигу опорных участков. В этом случае следует учитывать допуски при изготовлении и монтаже.

7.2.4 [8.5.1.1(4)] Минимальную длину опирания плит перекрытий и покрытий на стены следует определять расчетом.

7.2.5 [8.5.1.2] Анкера должны передавать горизонтальные усилия между стеной и несущим элементом каркаса. Если временные нагрузки на стену малы, как, например, в соединении фронтовой кладки с кровлей, необходимо, чтобы прочность анкерных соединений кладки фронтона со стеной была достаточной. Шаг анкеров при опирании плит перекрытия и покрытия на стены (примыкания к стенам) должен быть не более 2 м, а в зданиях с количеством этажей более 4 – не более 1,25 м.

7.2.6 [8.5.1.3(1)P] Если плиты перекрытия и покрытия или монолитные пояса непосредственно опираются на стену, то сопротивление трения должно обеспечивать передачу горизонтальных нагрузок.

7.2.7 [8.5.1.4(1)] Если передача горизонтальных нагрузок на конструкции каркаса происходит через пояса жесткости, то их размещают в каждой плоскости перекрытия непосредственно под ним. Пояса жесткости могут быть из железобетона, армированной каменной кладки, стали или дерева и должны быть в состоянии передавать растягивающее усилие с расчетным значением прочности не менее 45 кН.

7.2.8 [8.5.1.4(2)] Железобетонные пояса жесткости должны быть непрерывно армированными по всей их длине для обеспечения непрерывности передачи усилий на конструкции каркаса.

7.2.9 [8.5.1.4(3)] Армопояса из железобетона должны иметь не менее двух продольных арматурных стержней с минимальной площадью сечения 150 мм^2 . Стыки арматуры выполняют согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и, по возможности, со смещением. Параллельно проходящую арматуру можно учитывать с полным поперечным сечением, при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более 0,5 м от середины стены и перекрытия.

7.2.10 [8.5.1.4(4)] Если применяют перекрытия, не работающие как жесткий диск в горизонтальной плоскости, или под опоры плит перекрытий или покрытий укладывают

подвижные (скользящие) прокладки, то горизонтальную жесткость стены обеспечивают эквивалентными по жесткости элементами конструкции.

7.2.11 При наличии в стене вентилируемого воздушного зазора в карнизном участке лицевого слоя следует устраивать продухи, например в виде щелей в вертикальных растворных швах.

7.2.12 Между балконными плитами и лицевым слоем следует устраивать горизонтальный деформационный шов, заполняемый атмосферостойкими эластичными уплотнительными материалами. Балконные плиты должны соединяться только с внутренним несущим каменным слоем, а в каменном заполнении каркасных зданий - с плитами перекрытий. С целью уменьшения влияния мостиков холода следует применять утепление балконных плит. Более прогрессивным решением является раздельное (не монолитное) соединение балконных плит с железобетонным перекрытием, например, посредством термоизоляционных вставок (Рисунок А.28 Приложения).

7.2.13 Борозды и углубления следует устраивать только во внутреннем каменном слое при условии, что его минимальная толщина будет составлять не менее 120 мм. Борозды и углубления можно не учитывать в прочностных расчетах стен как их ослабление при условии выполнения требований п.8.6.2.(1) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

7.2.14 В каркасных зданиях внутренний каменный слой опираемый на несущие конструкции перекрытия, может дополнительно крепиться к вертикальным несущим конструкциям каркаса (поперечным стенам либо колоннам). Максимальные размеры самонесущего каменного заполнения, для которого не требуются расчеты на действие горизонтальных нагрузок, приведены в Таблице 5.1.

7.2.15 Конструктивные решения сопряжений многослойных стен с перекрытиями и покрытиями приведены в А.3 настоящего Пособия.

7.3 Сопряжение стен с фундаментами

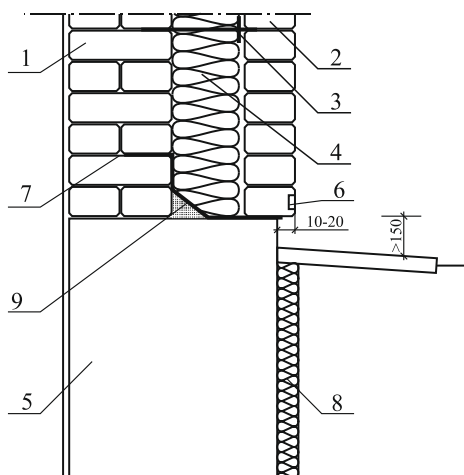
7.3.1 Многослойные каменные стены могут опираться непосредственно на фундамент либо на однослойные каменные и железобетонные стены подвальных этажей. При этом лицевой каменный слой должен быть выше уровня грунта минимум на 15 см в случае его возведения из полнотелых керамических, бетонных и натуральных камней и 50 см из камней иных материалов (Рисунок 7.10).

7.3.2 Допускается возведение лицевого слоя из полнотелых керамических, бетонных и натуральных камней ниже уровня грунта при условии отсутствия на этом уровне грунтовых вод и надежной гидроизоляции лицевого слоя (см. Пункт А.4 настоящего Пособия).

7.3.3 В нижней надцокольной зоне лицевого слоя должны быть устроены продухи для вентиляции воздушного зазора. Продухи могут быть выполнены в виде отверстий закрытых решетками либо щелей в незаполненных вертикальных растворных швах. Указанные щели могут одновременно служить для удаления конденсата из внутреннего слоя стены.

7.3.4 [8.7(1)P] Гидроизоляционные слои должны в состоянии передавать горизонтальные и вертикальные нагрузки, не подвергаясь повреждениям и не вызывая повреждений других конструкций. В связи с этим они должны иметь достаточное

сопротивление трению для предотвращения непреднамеренного смещения каменной кладки.



1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкера,
4 - утеплитель, 5 - фундаментная стена, 6 – отверстия в вертикальных растворных швах для
удаления конденсационной влаги, 7 – гидроизоляция, 8 – утепление фундаментной стены,
9 – откос из строительного раствора

Рисунок 7.10 – Опираение лицевого слоя на фундамент [9]

7.4 Пересечения стен

7.4.1 [8.5.2.1(1)Р] Примыкающие друг к другу стены соединяют между собой таким образом, чтобы обеспечивалась взаимная передача вертикальных и горизонтальных нагрузок.

7.4.2 [8.5.2.1(2)(3)] Соединение в зоне пересечения стены осуществляют перевязкой каменной кладки либо анкерами, или армированием в каждой стене (см. Пункт А.5 настоящего Пособия).

7.5 Оконные и дверные проемы

7.5.1 При проектировании оконных и дверных проемов в многослойных стенах следует руководствоваться следующими принципами:

- внутренний и лицевой каменные слои в местах проемов не должны сопрягаться между собой;
- столярка может быть осажена только в одном из каменных слоев;
- перемычки над проемами должны быть независимыми для каждого каменного слоя;
- по периметру проемов между каменными слоями должны быть установлены дополнительные связевые анкерные элементы (Рисунок 7.2).

7.5.2 Между каменными слоями и столяркой по ее периметру должна быть выполнена гидроизоляция и уплотнение из атмосферостойких эластичных материалов (см. А.6 настоящего Пособия).

7.5.3 Перемычки во внутреннем каменном слое могут быть выполнены из сборного либо монолитного железобетона. Перемычки в лицевом каменном слое необходимо выполнять армокаменными либо с помощью скрытых металлических профилей (см. п. А.7 настоящего Пособия).

7.6 Деформационные швы

7.6.1 В соответствии с п.2.3.4.1 СН РК EN 1996-2:2006/2011 расстояние между вертикальными деформационными швами внутреннего и лицевого каменных слоев в многослойных стенах следует принимать на основании расчетных данных и опыта эксплуатации в зависимости от следующих факторов:

- величины сезонных перепадов температуры,
- толщины и вида кладки облицовочного слоя,
- физико-механических свойств камней и раствора,
- жесткости перекрытий,
- геометрии стены с учетом оконных и дверных проемов,
- наличия армирования,
- огнестойкости конструкции,
- требований касающихся тепло- и звукоизоляции стен.

7.6.2 Конкретные значения максимальных расстояний между вертикальными деформационными швами приводятся в национальных приложениях. Например, в ряде стран центральной Европы приняты следующие значения указанных расстояний для многослойных стен:

- 12 м для лицевого каменного слоя из керамических камней и 8 м для кладки из не керамических материалов;
- 40 м для внутреннего каменного слоя из керамических камней и 30 м для кладки из не керамических материалов.

Для однослойных стен, непосредственно подверженных влиянию температурных воздействий, расстояния между вертикальными деформационными швами приняты меньшими, чем для внутреннего слоя слоистых стен:

- для кладки из керамических камней при заполнении раствором вертикальных швов -30 м, а при отсутствии заполнения - 25 м;
- для кладки из бетонных и силикатных камней при заполнении раствором вертикальных швов -25 м, а при отсутствии заполнения - 20 м.

7.6.3 При назначении мест расположения вертикальных температурных швов следует придерживаться следующих правил [3]. Сложные в плане здания следует разбивать на плоские фрагменты (см. А.8 настоящего Пособия). Следует избегать Z – образных в плане фрагментов, особенно при длине средней стены менее 2 м. Швы необходимо располагать в углах зданий, в местах пересечения стен, перепадах высот, вблизи проемов. По возможности швы следует располагать в пределах лоджий и балконов, что обеспечивает их дополнительную защиту от атмосферных воздействий.

7.6.4 При расположении вертикального деформационного шва по границе оконного или дверного проема следует в местах опирания металлических перемычек устраивать скользящие прокладки по их периметру и в торце с целью обеспечения свободы деформаций перемычек от температурных воздействий.

7.6.5 Ориентировочные значения расстояний между деформационными швами согласно [16] приведены в Таблице 7.1.

Таблица 7.1 - Максимальные расстояния в метрах между вертикальными деформационными швами для армированных и неармированных каменных стен [16]

Материал стен	Толщина стены ≤ 140 мм			Толщина стены > 140 мм		
	Без армирования	С армированием через 450 мм	С армированием через 225 мм	Без армирования	С армированием через 450 мм	С армированием через 225 мм
Кирпич глиняный $\varepsilon^* \leq 0,1$ мм/м	15	20	> 20	15	20	> 20
Камни силикатные, бетонные, в т.ч. из легких бетонов $0,1 < \varepsilon^* \leq 0,4$ мм/м	8	12	14	8	14	16
Камни из газосиликата, пенобетона $\varepsilon^* > 0,1$ мм/м	6	10	12	6	12	14
ε^* - суммарные значения деформаций от усадки каменной кладки и температурных воздействий						

7.6.6 Согласно немецких норм DIN 1053-1 расстояние между вертикальными деформационными швами для фасадов, расположенных с северной стороны принимается в пределах (12-14) м (в зависимости от географической широты), с южной стороны (8-9) м, с западной стороны (7-8) м, а с восточной стороны (10- 12) м.

7.6.7 Согласно рекомендаций [20] расстояние L_{\max} между вертикальными деформационными швами с учетом влияния температуры и реологии материала можно приближенно определить по формуле, которая получена из условия ограничения трещинообразования в лицевом слое с соотношением его длины к высоте не более 5:

$$L_{\max} = - \ln[1 - f_{to} / (E_{to} \cdot R \cdot \varepsilon)] h / 0,23 \quad (7.1)$$

где f_{to} – прочность каменной кладки на растяжение вдоль горизонтальных растворных швов;

E_{to} - модуль упругости каменной кладки вдоль горизонтальных растворных швов;

h – высота стены;

ε – относительные продольные свободные деформации стены (в мм/м), вызванные влиянием температуры и реологическими факторами;

R – коэффициент влияния трения в месте опирания лицевого слоя (например, при непосредственном опирании на железобетонное перекрытие $R = 1$, а при опирании на прокладки из гидроизоляционных материалов $R = 0,6$).

Графическая форма выражения (7.1) представлена на Рисунке 7.11.

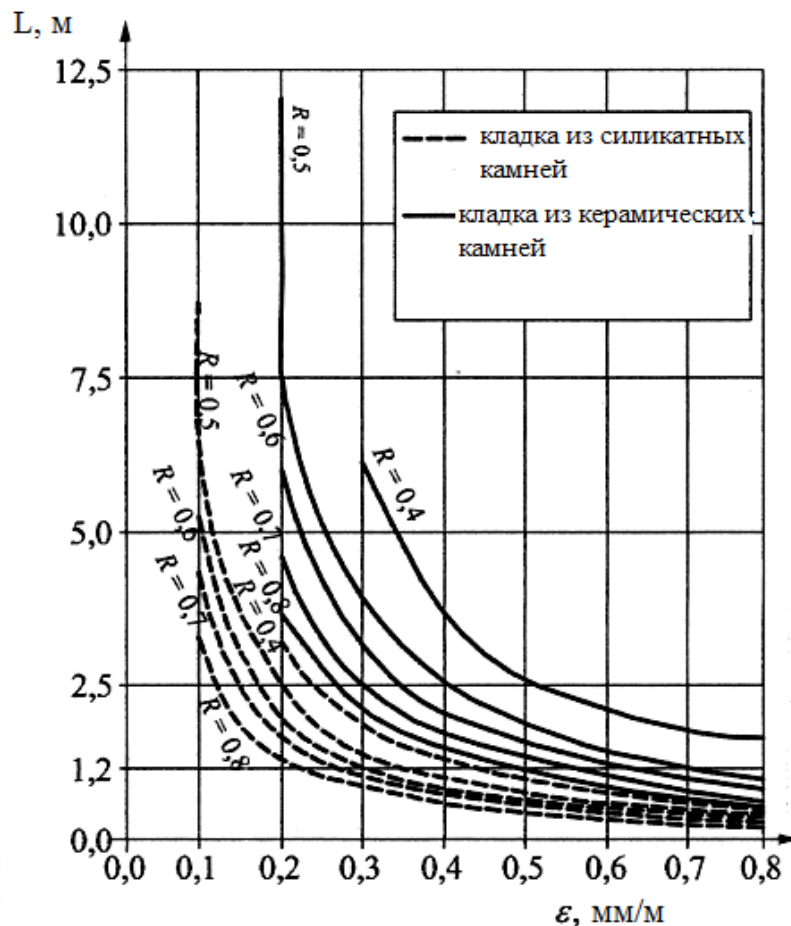


Рисунок 7.11 – Зависимость расстояния L между вертикальными деформационными швами лицевого каменного слоя высотой $h = 1$ м от его относительных деформаций ε [20]

7.6.8 Согласно данным работы [3] для российских климатических условий рекомендуются следующие значения расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом слое кладки наружных стен (Таблица 7.2).

Таблица 7.2 – Максимальная величина расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом (наружном) слое кладки многослойных наружных стен [3]

Максимальные величины расстояний между вертикальными деформационными швами, м				
Перепад температуры между наиболее холодной и теплой пятидневками, °С	Форма участка стены из керамического кирпича, керамического и природного камня		Форма участка стены из силикатного кирпича, бетонных, ячеисто- бетонных камней	
	прямо- линейная	L-образная	прямо- линейная	L
80	10	5	7	5
60	14	7	8	6
40	18	9	9	7

7.6.9 Вертикальные швы независимо от расчета необходимо устраивать в углах зданий и в местах изменения его высоты (см. А.8 настоящего Пособия). Расположение вертикальных деформационных швов в углах зданий должно быть согласовано с суточными изменениями деформаций стен от температурных воздействий в зависимости от их ориентации относительно сторон света (Рисунок 7.12).

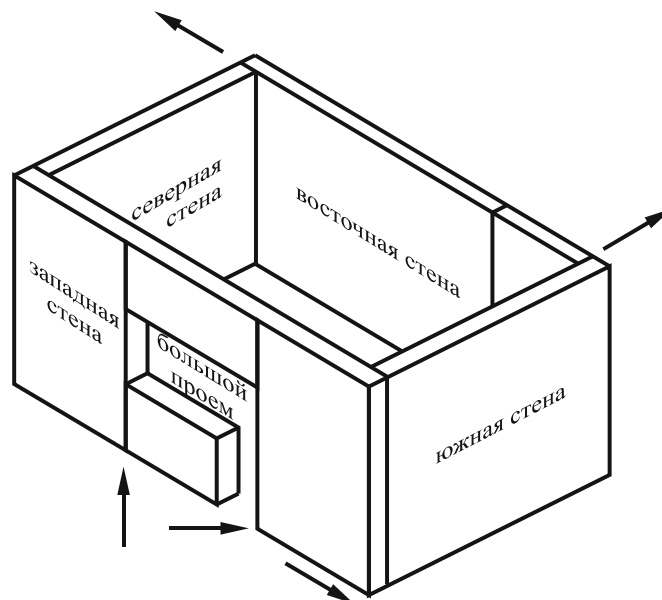
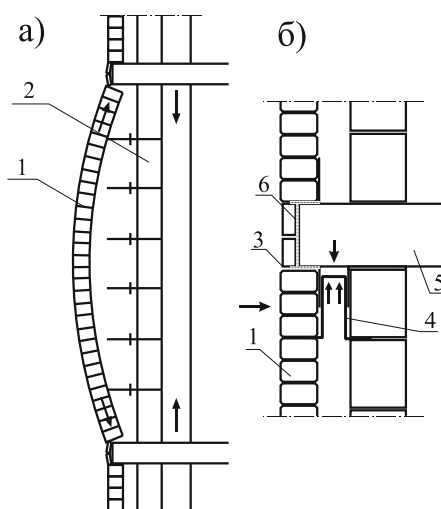


Рисунок 7.12 – Принцип расположения вертикальных деформационных швов в зависимости от ориентации стен относительно сторон света (стрелками указаны направления свободных деформаций от температурных воздействий) [23]

7.6.10 По кромкам вертикальных деформационных швов между каменными слоями должны быть установлены дополнительные связевые элементы (Рисунки А.6 и А.7 Приложения настоящего Пособия).

7.6.11 Горизонтальные деформационные швы в лицевом слое следует устраивать в уровне низа перекрытия. При их отсутствии в зданиях с железобетонным каркасом из-за деформаций ползучести его вертикальных элементов, а также стеснения температурных деформаций лицевого слоя в последнем могут возникнуть недопустимые сжимающие напряжения. Кроме того при внецентренном опирании лицевого слоя на плиты перекрытия из-за его выгиба может произойти разрушение анкерных связей, соединяющих лицевой слой с внутренним железобетонным (Рисунок 7.13а). Если внутренний слой многослойной стены в каркасном здании выполнен каменным, то между его верхом и низом железобетонной плиты также необходимо устройство горизонтального деформационного шва (Рисунок 7.13б).

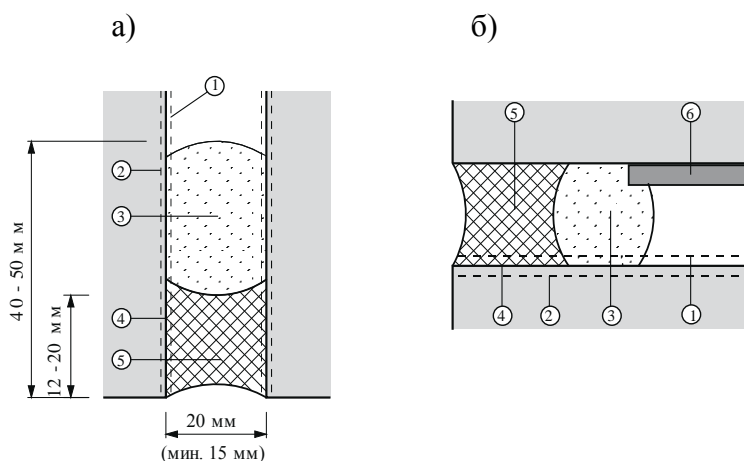


1 – лицевой каменный слой, 2 – железобетонная стена, объединенная с колонной,
3 – горизонтальный деформационный шов, 4 – вставка из нержавеющей стали, 5 – железобетонное перекрытие, 6 – металлическая консоль

Рисунок 7.13 – Деформации лицевого каменного слоя в каркасных зданиях при отсутствии горизонтального деформационного шва (а) и его устройство под перекрытием (б) [13]

7.6.12 Не допускается устройство горизонтальных деформационных швов реже, чем в каждом этаже, в случае поэтажного опирания лицевого каменного слоя на плиты перекрытий. Толщина горизонтального шва между верхним рядом кладки и нижней частью плиты должна быть на 5 мм больше расчетного прогиба плиты перекрытия, но не менее 30 мм. Не допускается попадание в шов кладочного раствора, боя кирпича и т.п.

7.6.13 Вертикальные и горизонтальные деформационные швы должны быть уплотнены атмосферостойкими герметиками (см. Рисунок 7.14 и А.67 настоящего Пособия).



1, 2 – деформации, 3 – профиль из пенопласта с закрытой ячеистой структурой, 4 – грунтовка, 5 – герметик, 6 – консольный анкер

Рисунок 7.14 –Заделка вертикальных (а) и горизонтальных (б) температурных деформационных швов в лицевом каменном слое [17, 18]

ПРИМЕР

Дано: Лицевой слой из силикатных камней высотой $h = 6$ м, который опирается на железобетонном фундаменте посредством гидроизоляции из рубероида. Относительная деформация лицевого слоя от температурных воздействий составляет 0,3 мм/м.

Требуется: Определить максимальное расстояние L_{\max} между вертикальными деформационными швами.

Решение

Из графика на Рисунке 7.11 для $\varepsilon = 0,3$ мм/м и $R = 0,6$ находим $L = 1,2$ м. При высоте лицевого слоя $h = 6$ м максимальное расстояние между деформационными швами составляет $L_{\max} = L \cdot h = 1,2 \times 6 = 7,2$ м.

8 РАСЧЕТ МНОГОСЛОЙНЫХ СТЕН С КАМЕННЫМ ОБЛИЦОВОЧНЫМ СЛОЕМ

8.1 Общие положения

8.1.1 Расчет несущей способности многослойных стен с гибкими связями следует производить для каждого слоя отдельно на ту нагрузку, которую он воспринимает. Внутренний слой несущей стены необходимо рассчитывать на собственный вес, нагрузку от покрытий и перекрытий, веса утеплителя и ветровую нагрузку. Внутренний самонесущий слой, являющийся заполнением каркаса, необходимо рассчитывать на нагрузку от собственного веса и веса утеплителя, а также ветровую нагрузку. Лицевой слой следует рассчитывать на нагрузку от собственного веса и ветра, а также на температурные воздействия.

8.1.2 [5.5.5(6)] В двухслойных стенах допускается учитывать совместную работу обоих слоев, даже если только один слой имеет постоянную опору. Условием для этого является применение в стене связей (анкерных устройств). Нагрузку, передаваемую стеной на опору, допускается принимать как действующую только на один слой стены, если

имеется соответствующее соединение обоих слоев по вертикальным краям стены. Во всех остальных случаях допускается принимать частичную совместную работу.

8.1.3 Если слои кладки выполнены из разных материалов, то упругую характеристику следует заменить приведенной упругой характеристикой [9].

8.2 Расчет на действие вертикальных нагрузок

8.2.1 [5.5.2.1 (2,3)] При расчете гибкости заполненной двухслойной стены толщину стены рассчитывают с промежуточным пространством не более 100 мм. Гибкость элемента конструкции не должна превышать 27.

8.2.2 [5.5.1.3(3)] Для двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены связями согласно п.6.5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, эффективную толщину стены t_{ef} рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3}, \quad (8.1)$$

где t_1, t_2 – фактическая толщина слоев или их эффективная толщина, рассчитанная по формуле (5.10) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, если она определяющая, при этом t_1 – толщина внешнего или ненагруженного слоя, t_2 – толщина внутреннего или несущего слоя;

k_{tef} – коэффициент, равный частному при делении различных модулей упругости слоев t_1 и t_2 .

ПРИМЕЧАНИЕ Значение k_{tef} установлено в национальном приложении. Рекомендуемое значение $k_{tef} = E_1/E_2$, но не более 2.

8.2.3 [5.5.1.3(4)] Если в двухслойной стене с воздушным зазором под нагрузкой находится только один из слоев, то для расчета эффективной толщины стены допускается применять формулу (8.1) при условии, что анкеры передают усилия от нагруженного слоя на ненагруженный. При расчете эффективной толщины стены принимают толщину ненагруженного слоя стены не более толщины нагруженного слоя.

8.2.4 [6.1.2.1(4)] В двухслойных стенах с воздушным зазором расчет производят отдельно по каждому слою стены. Для этого принимают площадь поперечного сечения нагружаемого слоя стены и соответствующую эффективную гибкость, определенную при эффективной толщине по формуле (8.1).

8.2.5 [6.1.2.1(6)] Двухслойную стену без воздушного зазора, в которой оба слоя стены соединены между собой согласно п. 6.5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и оба слоя нагружены практически одинаково, рассчитывают как однослойную стену или как двухслойную стену с воздушным зазором.

ПРИМЕР 1

Дано: Межоконный простенок на последнем этаже 5 - этажного каменного дома с лицевым слоем из керамических камней толщиной $t_1 = 0,12$ м и внутренним несущим слоем из силикатных блоков толщиной $t_2 = 0,24$ м. Ширина простенка составляет $b = 1,08$ м, а его высота между

перекрытиями $h = 2,7$ м (Рисунок 8.1). Железобетонные монолитные перекрытия толщиной 20 см опираются на внутренний несущий по всей его толщине. Внутренний несущий слой выполнен из камней силикатных группы 2, а его возведение соответствует категории А. Характеристическая прочность силикатных блоков составляет $f_b = 5$ МПа, а строительного раствора $f_m = 5$ МПа.

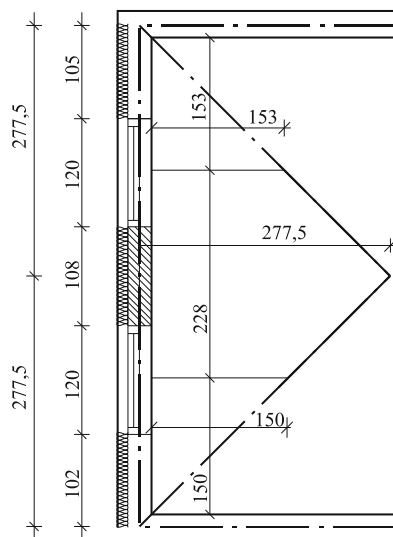


Рисунок 8.1 – К определению нагрузки от покрытия на простенок 1 (размеры в см)

Требуется: Проверить несущую способность простенка на действие вертикальной и горизонтальной ветровой нагрузки.

Решение

Определяем характеристическое сопротивление кладки несущего внутреннего слоя на сжатие

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} = 0,45 \times 15^{0,70} \times 5^{0,30} = 4,85 \text{ МПа},$$

где конструктивный коэффициент $K = 0,45$ в соответствии с Таблицей 3.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

Характеристическое сопротивление кладки при изгибе по перевязанному сечению $f_{xk2} = 0,4$ МПа, а по неперевязанному $f_{xk1} = 0,1$ МПа.

Временный модуль упругости кладки

$$E = 1000 \cdot f_k = 1000 \times 4,85 = 4850 \text{ МПа}$$

В соответствии с п.2.4.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 принимаем коэффициент безопасности каменной кладки $\gamma_M = 1,7$.

Площадь поперечного сечения простенка

$$A = b \cdot t = 0,24 \times 1,08 = 0,26 \text{ м}^2$$

В соответствии с СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 коэффициент безопасности, зависящий от размеров поперечного сечения $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Расчетное сопротивление каменной кладки:

- при сжатии

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\gamma_{Rd}} = \frac{4,85}{1,7} \times \frac{1}{1,1} = 2,60 \text{ МПа}$$

- при изгибе по неперевязанному сечению

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\gamma_{Rd}} = \frac{0,10}{1,7} \times \frac{1}{1,1} = 0,05 \text{ МПа}$$

- по перевязанному сечению

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\gamma_{Rd}} = \frac{0,40}{1,7} \times \frac{1}{1,1} = 0,21 \text{ МПа}$$

Площадь железобетонного покрытия, с которого собирается нагрузка на простенок при разложении в виде конверта (Рисунок 8.1)

$$(1,5 \times 2,28) + \frac{1}{2} (2,28 + 2,25) 0,03 + \frac{1}{2} 2,25(2,775 - 0,12 - 1,53) = 4,75 \text{ м}^2$$

Нагрузка на внутренний несущий слой от перекрытия

$$(7,6 + 2,88 + 1,5) 4,75 = 56,91 \text{ кН}$$

Нагрузка от собственного веса простенка с учетом веса парапета высотой 0,85 м и оконных проемов составляет

$$[5,47 (2,70 \times 1,08 - 1,5 \times 1,2) + 1,94 \times 1,08] + 5,47 (0,85 \times 1,08) = 13,22 \text{ кН}$$

Продольное сжимающее усилие в сечении под покрытием

$$N_{Edf} = N_{0d} = 56,91 \text{ кН}$$

Продольное сжимающее усилие в середине высоты простенка

$$N_{md} = N_{0d} + 0,5 \times 2,70 \times 5,47 \times 1,08 = 64,89 \text{ кН}$$

Продольное сжимающее усилие в нижней части простенка

$$N_{Edf} = N_{0d} + N_{s1d} + N_{s2d} + 2,70 \times 5,47 \times 1,08 = 71,86 \text{ кН}$$

Ветровая нагрузка на простенок с грузовой площади шириной 2,28 м

$$W_d = w_d \cdot 2,28 = 0,33 \times 2,28 = 0,75 \text{ кН/м}$$

Момент инерции сечения простенка

$$I_1 = I_2 = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{1,08 \times 0,24^3}{12} = 1,2442 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Изгибная жесткость простенка

$$E \cdot I_1 = E \cdot I_2 = 4850 \times 1,2442 \times 10^{-3} = 6,04 \text{ МНм}^2$$

Момент инерции железобетонного покрытия

$$I_4 = \frac{b \cdot h_s^3}{12} = \frac{1,08 \times 0,20^3}{12} = 7,2 \times 10^{-4} = 72 \text{ 000 см}^4$$

Модуль упругости бетона согласно Таблицы 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2005/2011

$$E_4 = 30 \text{ 000 МПа}$$

Изгибная жесткость покрытия

$$E_4 \cdot I_4 = 30 \text{ 000} \times 7,2 \times 10^{-4} = 21,6 \text{ МНм}^2$$

Согласно Приложения С к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 коэффициент жесткости стержней в соответствии с расчетной схемой Рисунка 8.2

$$n_1 = n_4 = 3$$

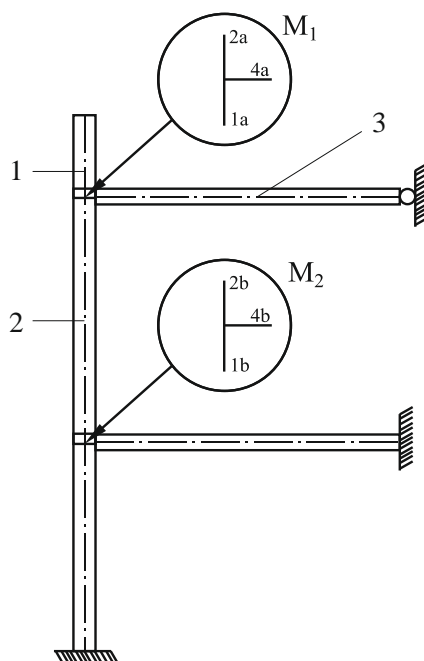
$$L_4 = 6,04 \text{ м}$$

Изгибающий момент от нагрузки на стержень 4

$$\frac{q_{4d} \cdot 2,28 \cdot L_4^2}{4(n_4 - 1)} = \frac{(7,6 + 2,88 + 1,5) \times 2,28 \times (6,04)}{4(3 - 1)} = 124,6 \text{ кНм}$$

Расчетный изгибающий момент согласно п.(2) Приложения С СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$M_{Edf} = \frac{\frac{n_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} \left[\frac{q_{4d} \cdot 2,28 \cdot L_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]}{\frac{n_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{n_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{L_4}} = \frac{\frac{3 \times 6,04}{2,70} [124,60]}{\frac{3 \times 6,04}{2,70} + \frac{3 \times 21,60}{6,04}} = 47,95 \text{ кНм}$$



1 – каменный парапет, 2 – простенок, 3 – железобетонное покрытие

Рисунок 8.2 – Расчетная схема каменного простенка многослойной стены, расположенного на верхнем этаже здания

Поскольку изгибающий момент вызывает эксцентриситет превышающий 0,45 толщины внутреннего слоя простенка, то изгибающий момент определяем согласно п.(5) Приложения С СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$M_{\text{Edf}} = N_{\text{Edf}} \frac{a}{2} + N_{\text{Edf}} \frac{(t+a)}{4}$$

Принимая расстояние от лица стены до торца плиты перекрытия $a = 0$ находим

$$M_{\text{Edf}} = 56,91 \times \frac{0}{2} + 56,91 \times \frac{(0,24+0)}{4} = 3,41 \text{ кНм}$$

Изгибающий момент от действия ветра

$$M_{\text{wd}} = \frac{W_d \cdot h_k^2}{12} = \frac{0,75 \times 2,92^2}{12} = 0,53 \text{ кНм}$$

Для определения эксцентриситета в сечении под плитой покрытия находим следующие параметры:

$\rho_2 = 1,00$ согласно п 5.5.1.2 (11) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011,

$h_{\text{ksw}} = 2,7$ м высота простенка между перекрытиями.

Эффективная высота простенка

$$h_{\text{ef}} = \rho_2 \cdot h_{\text{ksw}} = 1,0 \times 2,7 = 2,7 \text{ м}$$

Эффективная толщина простенка согласно п. 5.5.1.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t = 1,0 \times 0,24 = 0,24 \text{ м}$$

Согласно п.5.5.1.4 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 условие гибкости простенка соблюдается:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,70}{0,24} = 11,25 < 27$$

Начальный эксцентриситет согласно п.5.5.1.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{270,0}{450} = 0,6 \text{ см}$$

Эксцентриситет от действия ветровой нагрузки

$$e_{he} = \frac{M_{wd}}{N_{ld}} = \frac{0,53}{56,91} = 0,93 \text{ м}$$

Условие относительно суммарного эксцентриситета согласно п.5.5.1.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$e_1 = \frac{M_{Edf}}{N_{Edf}} + e_{init} + e_{he} \geq 0,05t$$

выполнено поскольку

$$e_1 = \frac{3,41}{56,91} + 0,0060 + 0,0093 = 0,08 \text{ м} > 0,05 t = 0,012 \text{ м}$$

Определяем коэффициент Φ_1 согласно п. 6.1.2.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 1 - 2 \frac{0,08}{0,24} = 0,33$$

Определяем несущую способность простенка под плитой покрытия в соответствии с п.6.1.2.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$A = t \cdot b = 0,24 \times 1,08 = 0,26 \text{ м}^2$$

$$N_{Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 0,33 \times 0,26 \times 2,60 = 223,08 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = N_{Edf} \cdot b = 56,91 \times 1 = 56,91 \text{ кН}$$

Условие прочности простенка при сжатии

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

выполняется поскольку

$$N_{Ed} = 56,91 \text{ кН} < N_{Rd} = 223,08 \text{ кН}.$$

Проверяем несущую способность простенка при изгибе от действия ветра
Сжимающие напряжения от расчетной нагрузки. Проверяем условие:

$$\sigma_d = N_{Ed} / A \leq 0,2 f_d,$$

$$\sigma_d = \frac{56,91}{0,26} = 0,22 < 0,2 \times 2,60 = 0,52 \text{ МПа}.$$

Приведенная прочность при изгибе согласно п.6.3.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$f_{xd1.app} = f_{xd1} + \sigma_d = 0,05 + 0,22 = 0,27 \text{ МПа}.$$

Момент сопротивления простенка на единицу высоты

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1,08 \times (0,24)^2}{6} = 0,010368 \text{ м}^3 = 10\,368 \text{ см}^3.$$

Коэффициент μ согласно п. 5.5.5(7) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} = \frac{0,05}{0,21} = 0,25.$$

Коэффициент распределения согласно Приложения Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

$$a_2 = 1,0.$$

Изгибающий момент от действия ветра

$$W_{Ed} = w_d \cdot h_k = 0,33 \times 2,92 = 0,97 \text{ кН/м},$$

$$M_{Ed} = \mu \cdot a_2 \cdot W_{Ed} \cdot b^2 = 0,25 \times 1,0 \times 0,97 \times (1,08) = 0,28 \text{ кН/м}.$$

Условие прочности простенка при изгибе

$$M_{Ed} \leq M_{Rd1}$$

соблюдено:

$$M_{Ed} = 0,28 \text{ кНм} < M_{Rd1} = 2,8 \text{ кНм}.$$

ПРИМЕР 2

Дано: Многослойная стена, состоящая из внутреннего несущего каменного слоя толщиной $t_2 = 0,24$ м и высотой в свету $h = 2,62$ м, на который опирается монолитное железобетонное перекрытие пролетом $l = 5,5$ м и толщиной $0,18$ м (Рисунок 8.3). Лицевой каменный слой толщиной $t_1 = 0,12$ м опирается на фундамент и соединен с внутренним слоем гибкими связями.

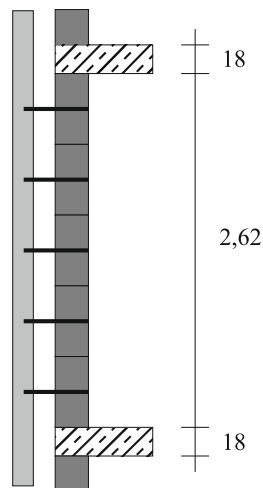


Рисунок 8.3 – Конструктивная схема многослойной каменной стены

Характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки внутреннего слоя составляет $f_k = 5,0$ МПа, а расчетное сопротивление $f_d = 2,83$ МПа.

Требуется: Проверить несущую способность внутреннего слоя стены при сжатии

Решение

Нагрузка на внутренний слой от собственного веса перекрытия $q_k = 2,25$ кН/м² составляет $N_{Gk} = 60$ кН.

Полезная нагрузка на стену $N_{Qk} = 140$ кН.

Общая нагрузка на стену

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,4 \times (60 + 140) = 280 \text{ кН.}$$

Эффективная высота стены

$$h_{ef} = \rho \cdot h = 0,9 \times 2,62 = 2,36 \text{ м.}$$

Коэффициент для $f_k > 1,8$ МПа

$$\Phi_1 = 1,6 - l/6 < 0,90 \cdot (a/t) = 1,6 - 5,5/6 = 0,68 < 0,90 ,$$

где $(a/t) = 1,0$.

Коэффициент

$$\begin{aligned} \Phi_2 &= 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 = 0,85 \cdot (a/t) - 0,0011 \cdot (h_{ef}/t)^2 = 0,85 \times (1,0) - 0,0011 \times \\ &\quad \times (2,36/0,24)^2 = 0,74 , \\ \Phi &= \min (\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_1 = 0,68. \end{aligned}$$

Несущая способность стены

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \Phi = 1,0 \times 0,24 \times 2,83 \times 0,68 = 462 \text{ кН.}$$

Проверяем условие прочности

$$N_{Ed} = 280 < 462 = N_{Rd}.$$

Условие выполняется

ПРИМЕР 3

Дано: Трехэтажный жилой каменный дом с наружными многослойными стенами, состоящими из лицевого и внутреннего слоев толщиной каждый $t = 0,12$ м и внутреннего слоя толщиной $c = 0,12$ м, заполненного заливочным пенобетоном с удельным весом 6 кН/м^3 (Рисунок 8.4). Лицевой и внутренний слои выполнены из керамических камней группы 1 на цементно-известковом растворе (характеристическое сопротивление кладки при сжатии $f_k = 5,94 \text{ МПа}$). На стены по всей их толщине посредством железобетонных поясов опираются монолитные железобетонные перекрытия пролетом $l_{eff} = 5,48$ м. Высота стен между перекрытиями составляет $h = 2,5$ м. Расчетная вертикальная нагрузка на простенок первого этажа шириной $b = 1,6$ м составляет $N_{Ed} = 526 \text{ кН}$. Расчетная ветровая нагрузка на стену $q_{Ewd} = 0,33 \text{ кПа}$.



1 – кладка из керамических камней, 2 – заливочный пенобетон

Рисунок 8.4 – Стена трехэтажного дома (а) и ее вертикальное сечение (б)

Требуется: Проверить несущую способность простенка первого этажа.

Решение

Расчет простенка осуществляем упрощенным методом в соответствии с СН РК EN 1996-3:2006/2011. Проверяем выполнение дополнительных условий, допускающих возможность применения указанного метода (п. 4.2.1.2 СН РК EN 1996-3:2006/2011).

Условие 1.1:

$$l_f = l_{eff} = 5,48 \text{ м} \leq 7,0 \text{ м}, \text{ когда } N_{Ed} \leq k_G t b_1 f_d,$$

где $k_G = 0,2$ – коэффициент для кладки из камней группы 1 (п. 4.2.1.2 (1) СН РК EN 1996-3:2006/2011),

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,94/1,7 = 3,49 \text{ МПа};$$

$$t = 2 \times 0,12 = 0,24 \text{ м};$$

$b_1 = 3,52 \text{ м}$ – расчетная ширина стены, на которую действует нагрузка (заштрихованный участок на Рисунке 8.4а).

$$N_{Ed} = 526 \text{ кН} < 0,2 \times 0,24 \times 3,52 \times 3,49 = 590 \text{ кН}.$$

Условие 1.2:

$$l_f \leq 4,5 + 10t \text{ когда } f_d > 2,5 \text{ МПа},$$

$$l_f = l_{eff} = 5,48 \text{ м} < 4,5 + 10 \times 0,24 = 6,9 \text{ м}.$$

Оба условия выполняются.

Проверяем условие п. 4.2.1.2 (2)Р СН РК EN 1996-3:2006/2011, допускающее применение упрощенного метода расчета

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h,$$

где $c_1 = 0,14$, $c_2 = 0,022$ из Таблицы 4.1 СН РК EN 1996-3:2006/2011 для $\alpha = N_{Ed} / (t \cdot b \cdot f_d) = 526 \times 10^{-3} / (0,24 \times 3,52 \times 3,49) = 0,18$

$$t = 0,24 \text{ м} > 0,14 \times 0,33 \times 3,52 \times 2,5^2 \times 10^3 / 526 + 0,022 \times 2,5 = 0,06 \text{ м}.$$

Условие выполняется.

Определяем эффективную высоту простенка (п. 4.2.2.4 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)

$$h_{ef} = \rho_4 \cdot h k_{sw} = 1,0 \times 2,50 = 2,5 \text{ м}.$$

Определяем эффективную толщину простенка (п. 5.5.1.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)

$$t_{ef} = \rho_{t2} \cdot t = 1,0 \times 0,36 = 0,36 \text{ м}.$$

Определяем гибкость простенка (п.5.5.2.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)

$$h_{ef} / t_{ef} = 2,5 / 0,36 = 6,94 < 27.$$

Определяем редуцированный коэффициент (п. 4.2.2.3 СН РК EN 1996-3:2006/2011)

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011(h_{ef} / t_{ef})^2 = 0,85 - 0,0011 \times 6,94^2 = 0,8,$$

$$\phi_s = 1,3 - l_f / 8 = 1,3 - 5,48 / 8 = 0,62 < 0,85.$$

Принимаем меньшее значение $\phi_s = 0,62$.

Поскольку сечение простенка является неоднородным, то его площадь определяем приведенных к кладке наружных несущих слоев. Модуль упругости бетона заполнения $E_c = 800$ МПа, а коэффициент ползучести $\Phi_c = 0,9$. Модуль упругости кладки из керамических камней согласно EN 1052-1 определяем из выражения:

$$E_b = K_E \cdot f_k = 1000 \times 5,94 = 5940 \text{ МПа.}$$

Коэффициент ползучести кладки из керамических камней $\Phi_b = 0,6$.

Длительные модули упругости бетона заполнения и кладки из керамических камней:

$$E_{\text{longterm,c}} = E_c / (1 + \Phi_c) = 800 / (1 + 0,9) = 421 \text{ МПа,}$$

$$E_{\text{longterm,b}} = E_b / (1 + \Phi_b) = 5940 / (1 + 0,6) = 3713 \text{ МПа.}$$

Приведенная площадь сечения простенка

$$A = 2b \cdot t + b \cdot c \cdot E_{\text{longterm,c}} / E_{\text{longterm,b}} = 2 \times 1,6 \times 0,12 + 1,6 \times 0,12 \times 421 / 3713 = 0,406 \text{ м}^2.$$

Определяем несущую способность простенка при сжатии в сечении 3-3 (Рисунок 8.4а)

$$N_{Rd} = \phi_s \cdot A \cdot f_{d,s} = 0,62 \times 0,406 \times 3,49 \times 10^3 = 879 \text{ кН.}$$

Условие обеспечения несущей способности простенка

$$N_{Ed} = 526 \text{ кН} < N_{Rd} = 879 \text{ кН}$$

является выполненным.

8.3 Расчет на действие горизонтальных нагрузок

8.3.1 [5.5.5 (3)] При расчете стен каменной кладки на изгиб от горизонтальной поперечной нагрузки вертикальный деформационный шов в стене рассматривают как край стены, на котором не происходит передача моментов и поперечных усилий.

8.3.2 [5.5.5(1)] При расчете стен каменной кладки на изгиб от горизонтальной поперечной нагрузки необходимо учитывать:

- влияние гидроизоляционных слоев;
- условия опирания, непрерывность (отсутствие ослаблений) стены в пределах между промежуточными опорами (вертикальными поперечными стенами, контрфорсами).

8.3.3 [5.5.5 (4)] Опорные реакции от расчетной горизонтальной нагрузки по линии опоры допускается принимать при расчете опор как равномерно распределенные по высоте стены. Напряжения на опоре могут воспринимать анкеры, настенные пилоны или плиты перекрытия и покрытия.

8.3.4 [5.5.5(5)] Если изгибаемые при горизонтальной нагрузке стены соединены со стенами, загруженными вертикальной нагрузкой, или если на них уложены железобетонные перекрытия, то опору допускается рассматривать как сплошную. При наличии в стене гидроизоляционного слоя ее рассматривают как однопролетную балку.

Если стены соединены с поперечной вертикальной стеной или с другими конструкциями каркаса с помощью анкеров по вертикальным краям, то на вертикальных сторонах допускается принимать частичную передачу моментов, если прочность анкеров может быть проверена расчетом.

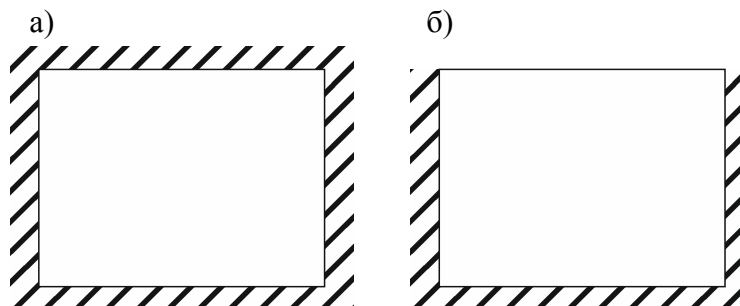


Рисунок 8.5 – Опираие внутреннего каменного слоя заполнения каркаса по всему контуру(а) и при устройстве горизонтального деформационного шва между перекрытием и верхом каменной кладки (б) [Приложение Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

8.3.5 [5.5.5(7)] Если стена опирается на три или четыре стороны (Рисунок 8.5), момент M_{Ed1} рассчитывают следующим образом:

– если плоскость излома стены параллельна горизонтальным швам (по непревязанному сечению), т. е. в направлении f_{xk1} ,

$$M_{Ed1} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ на единицу длины стены} \quad (8.2)$$

или

– если плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам (по перевязанному сечению), т. е. в направлении f_{xk2} ,

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ на единицу длины стены,} \quad (8.3)$$

где α_1, α_2 – коэффициенты изгибающего момента, определенные с учетом степени закрепления стены по краям и отношения сторон стены,

l – длина стены между опорами;

W_{Ed} – расчетное значение поперечной нагрузки на единицу площади.

Значения коэффициентов момента α_1 и α_2 для однослойных стен толщиной не более 250 мм указаны в Приложении Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, при этом $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, где μ – коэффициент отношения прочностей на растяжение при изгибе каменной кладки при расчете прочности на изгиб, при действии моментов в двух ортогональных направлениях. В соответствии с п. 3.6.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 $\mu = f_{xd1}/f_{xd2}$ или $\mu = f_{xd1,app}/f_{xd2}$ - п.6.3.1 (4) или $\mu = f_{xd1}/f_{xd2,app}$ - п. 6.6.2 (9).

8.3.6 [5.5.5(8)] При наличии гидроизоляционного слоя для определения коэффициента изгибающего момента допускается принимать полную жесткость при изгибе, если вертикальное напряжение на гидроизоляционном слое равно или более напряжения растяжения вследствие расчетного момента.

8.3.7 [5.5.5(9)] Если стена закреплена только по верхней и нижней сторонам, то момент допускается рассчитывать по общепринятым правилам расчета с учетом совместной работы.

8.3.8 Если многослойная стена заполнения каркасного здания сопрягается со смежными конструкциями в соответствии со схемой Рисунка 8.5б, то следует проверить необходимость ее анкеровки к вертикальным поперечным стенам.

ПРИМЕР 1

Дано: Многослойная стена, лицевой слой которой толщиной $t_1 = 120$ мм и объемным весом $g_1 = 18 \text{ кН/м}^3$ выполнен из полнотелых керамических камней, а внутренний самонесущий слой толщиной $t_2 = 250$ мм и объемным весом $g_2 = 11 \text{ кН/м}^3$ - из пустотных камней. Внутри стены имеется воздушный зазор с закрепленным к внутреннему слою пенополистирольным утеплителем толщиной $t_p = 90$ мм и объемной массой $g_p = 0,45 \text{ кН/м}^3$ (Рисунок 8.6). Лицевой слой опирается по толщине $b = 80$ мм на выносных металлических кронштейнах, закрепленных к торцам железобетонных перекрытий многоэтажного каркасного здания. Внутренний слой опирается на перекрытия и сопрягается с поперечными железобетонными перегородками, расстояние между которыми составляет $L = 5$ м. Между верхом внутреннего слоя и перекрытием имеется деформационный зазор. Высота этажа составляет $H = 3,2$ м, а высота внутреннего слоя $H_2 = 2,9$ м. Лицевой и внутренний каменные слои соединены между собой гибкими горизонтальными связями. Рассматриваемая стена находится на 20 этаже и испытывает действие расчетной ветровой нагрузки (отсоса) $q = 0,75 \text{ кН/м}^2$.

Требуется: установить необходимость крепления внутреннего каменного слоя к поперечным перегородкам с целью предотвращения его опрокидывания.

Решение

Определяем собственный вес:

- лицевого слоя

$$F_v = g_1 \cdot t_1 \cdot H \cdot L = 18 \times 0,12 \times 3,2 \times 5 = 37,5 \text{ кН};$$

- утеплителя

$$P = g_p \cdot t_p \cdot H \cdot L = 0,45 \times 0,09 \times 3,2 \times 5 = 0,65 \text{ кН};$$

- внутреннего слоя

$$G = g_2 \cdot t_2 \cdot H_2 \cdot L = 11 \times 0,25 \times 2,9 \times 5 = 39,9 \text{ кН}.$$

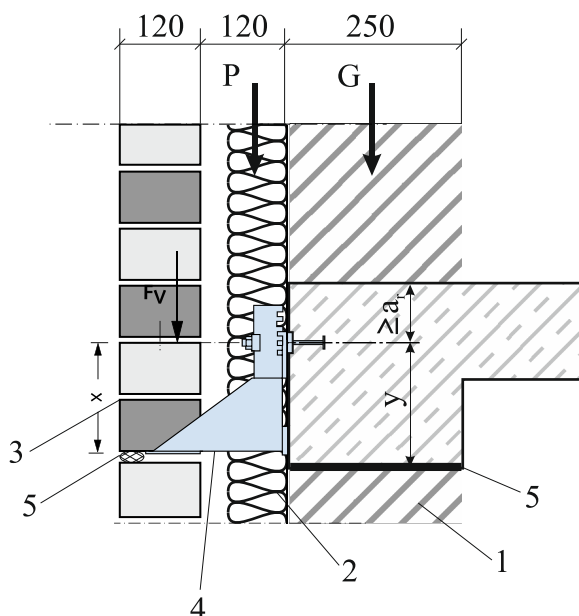
Определяем опрокидывающий момент, вызванный действием ветрового отсоса и внецентренного опирания утеплителя

$$M_o = q \cdot L \cdot H/2 + P \cdot t_p/2 = 0,75 \times 5 \times 3,2/2 + 0,65 \times 0,09/2 = 0,632 \text{ кНм}.$$

Определяем удерживающий момент от действия собственного веса каменных слоев

$$M_y = F_1 (t_1 - b)/2 + G \cdot t_2/2 = 37,5 (0,12 - 0,08)/2 + 39,9 \times 0,25/2 = 0,57 \text{ кНм}.$$

Поскольку $M_0 = 0,632 \text{ кНм} > M_y = 0,57 \text{ кНм}$, то внутренний слой должен быть закреплен анкерами к поперечным монолитным стенам.



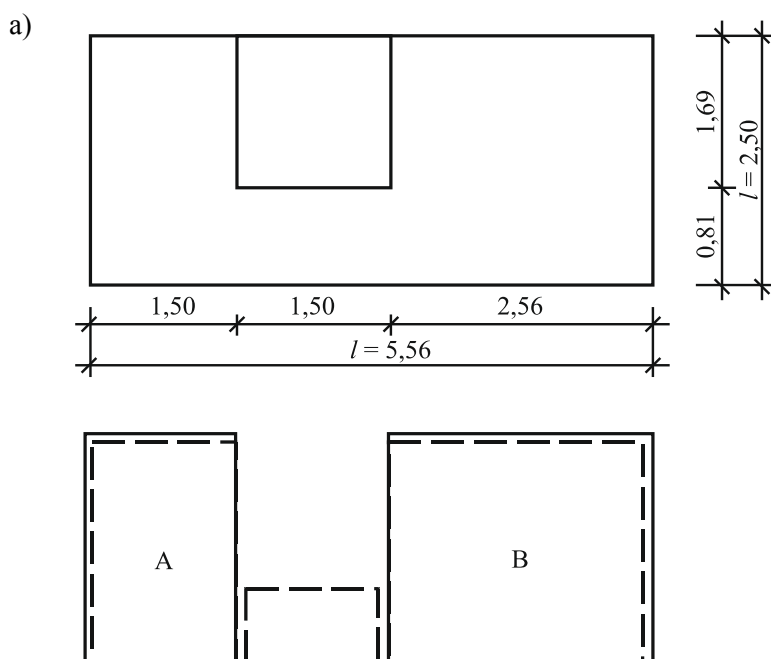
1 – самонесущий внутренний каменный слой, 2 – утеплитель, 3 – лицевой каменный слой,
4 – металлический кронштейн, 5 – горизонтальный деформационный шов

Рисунок 8.6 – Сопряжение многослойной стены с перекрытием монолитного каркасного здания

ПРИМЕР 2

Дано: Многослойная стена с оконным проемом, которая является заполнением железобетонного каркаса пятиэтажного дома (Рисунок 8.7). Внутренний самонесущий слой толщиной $t_2 = 0,36$ м выполнен из ячеистобетонных блоков прочностью $f_b = 2,4$ МПа на тонких растворных швах. Стена опирается на железобетонное перекрытие и закреплена по всему контуру к несущим элементам каркаса гибкими анкерами. Лицевой слой из пустотелых керамических камней толщиной $t_1 = 0,09$ м опирается на металлические кронштейны в перекрытиях и соединен с внутренним слоем гибкими связями. Характеристическая прочность кладки при изгибе перпендикулярно направлению горизонтальных растворных швов составляет $f_{xk1} = 0,18$ МПа, а параллельно швам $f_{xk2} = 0,2$ МПа. Коэффициент безопасности для каменной кладки $\gamma_m = 1,7$.

Требуется: Проверить несущую способность стены на действие горизонтальной ветровой нагрузки, расчетное значение которой составляет $q_d = 0,53 \text{ кН/м}^2$.



б)

Рисунок 8.7 – Размеры стены с оконным проемом (а) и ее деление на расчетные участки (б)

Решение

Поскольку в соответствии с Приложением В СН РК EN 1996-3:2006/2011 ширина оконного проема менее 1/3 длины стены, то для расчета принимаем ее два участка А и Б (Рисунок 8.7б).

По формуле (8.1) определяем эффективную толщину стены

$$t_{\text{ef}} = \sqrt[3]{k_{\text{теf}} t_1^3 + t_2^3} = (2 \times 0,09^3 + 0,36^3)^{0,33} = 0,365 \text{ м.}$$

Определяем расчетные сопротивления кладки внутреннего слоя на растяжение при изгибе

$$f_{\text{xd1}} = f_{\text{xk1}} / \gamma_m = 0,18 / 1,7 = 0,106 \text{ МПа,}$$

$$f_{\text{xd2}} = f_{\text{xk2}} / \gamma_m = 0,2 / 1,7 = 0,118 \text{ МПа.}$$

Определяем момент сопротивления стены шириной $b = 1,0$ м при изгибе из ее плоскости

$$W = b (t_{\text{ef}})^2 / 6 = 1,0 \times 0,365^2 / 6 = 0,022 \text{ м}^3.$$

Определяем несущую способность стены при изгибе из ее плоскости:

в направлении горизонтальных растворных швов

$$M_{\text{Rd2}} = W f_{\text{xd2}} = 0,022 \times 0,118 \times 10^3 = 2,6 \text{ кНм,}$$

в направлении перпендикулярном горизонтальным швам

$$M_{\text{Rd1}} = W f_{\text{xd1}} = 0,022 \times 0,106 \times 10^3 = 2,33 \text{ кНм.}$$

Определяем расчетные изгибающие моменты во внутреннем слое от ветровой нагрузки по формулам (8.2) и (8.3). В качестве расчетной схемы участков А и Б принимаем схему А из Приложения Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

Определяем значение коэффициента

$$\mu = f_{\text{xd1}} / f_{\text{xd2}} = 0,18 / 0,20 = 0,9.$$

Изгибающие моменты для участка А:

- в плоскости перпендикулярной к горизонтальным растворным швам

$$W_{\text{Ed}} = q_d a_w / b = 0,53(1,5 + 1,5/2) / 1,5 = 0,79 \text{ кН/м}^2,$$

$$M_{Ed1} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,137 \times 0,79 \times 1,5^2 = 0,245 \text{ кНм};$$

- в плоскости параллельной горизонтальным растворным швам

$$M_{Ed2} = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,9 \times 0,137 \times 0,79 \times 1,5^2 = 0,22 \text{ кНм}.$$

Изгибающие моменты для участка Б:

- в плоскости перпендикулярной к горизонтальным растворным швам

$$W_{Ed} = q_d a_w/b = 0,53(2,56 + 1,5/2)/2,56 = 0,7 \text{ кН/м}^2,$$

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 = 0,07 \times 0,7 \times 2,56^2 = 0,33 \text{ кНм};$$

- в плоскости параллельной горизонтальным растворным швам

$$M_{Ed2} = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,9 \times 0,07 \times 0,7 \times 2,56^2 = 0,29 \text{ кНм}.$$

Условие прочности

$$M_{Rd} > M_{Ed},$$

для участка А:

$$2,33 > 0,245,$$

$$2,66 > 0,22.$$

для участка Б:

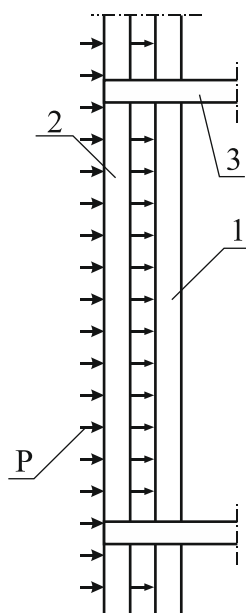
$$2,33 > 0,33,$$

$$2,66 > 0,29.$$

Условие прочности при изгибе выполнено.

ПРИМЕР 3

Дано: Многослойная сплошная стена с воздушным зазором высотой $h = 2,6$ м и длиной $l = 5,4$ м, которая является заполнением железобетонного каркаса. Внутренний самонесущий каменный слой толщиной $t_2 = 0,24$ м выполнен из пустотных керамических камней со следующими характеристическими сопротивлениями кладки при изгибе из плоскости: $f_{xk1} = 0,1$ МПа и $f_{xk2} = 0,4$ МПа. Лицевой каменный слой из полнотелых керамических камней толщиной $t_1 = 0,12$ м опирается на перекрытие посредством гидроизоляционной прокладки и соединен с внутренним слоем гибкими связями (Рисунок 8.8). Между верхом стены и перекрытием имеется горизонтальный деформационный зазор, предотвращающий передачу нагрузки от прогиба перекрытия на стену. Внутренний слой закреплен к поперечным железобетонным перегородкам каркаса здания с помощью гибких анкеров.



1 – внутренний слой, 2 – лицевой слой, 3 – железобетонное перекрытие

Рисунок 8.8 – Конструктивная схема многослойной каменной стены заполнения монолитного железобетонного каркаса

Требуется: Проверить несущую способность стены на действие горизонтальной ветровой нагрузки, расчетное значение которой (напор) составляет $p = p_{Ed} = 0,45 \text{ кН/м}^2$

Решение

В соответствии с заданными граничными условиями принимаем расчетную схему стены в соответствии с Рисунком 8.5б. Считаем, что несущая способность стены при изгибе из плоскости лимитируется несущей способностью ее внутреннего слоя. Расчетное сопротивление кладки внутреннего слоя при изгибе при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,7$

$$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,1 / 1,7 = 0,06 \text{ МПа},$$

$$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_m = 0,4 / 1,7 = 0,24 \text{ МПа}.$$

Проверку несущей способности стены осуществляем двумя методами.

А. Упрощенный метод в соответствии с СН РК EN 1996-3:2006/2011

Определяем эффективную толщину стены по формуле (8.1)

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} = (1 \times 12^3 + 12^3)^{0,33} = 15,1 \text{ см}.$$

Определяем относительные геометрические параметры стены

$$l/t_{ef} = 540 / 15,1 = 35,8,$$

$$h/t_{ef} = 260 / 15,1 = 17,2.$$

В соответствии с Рисунком С.6 Приложения С СН РК EN 1996-3:2006/2011 для полученных значений относительных геометрических параметров стены и при соотношении

$f_{xd1}/p_{Ed} = 0,06 \times 10^3 / 0,45 = 133$ стена удовлетворяет требованиям несущей способности от действия горизонтальной нагрузки.

Б. Проверка несущей способности в соответствии с п.5.5.5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

Момент сопротивления стены шириной $b = 1,0$ м при изгибе из плоскости

$$W = b (t_{ef})^2 / 6 = 1,0 \times 0,151^2 / 6 = 0,0038 \text{ м}^3.$$

Несущая способность при изгибе относительно неперевязанного сечения кладки

$$M_{Rd1} = 0,0038 \times 0,24 \times 10^3 = 0,912 \text{ кНм}.$$

Несущая способность при изгибе относительно перевязанного сечения кладки

$$M_{Rd2} = 0,0038 \times 0,06 \times 10^3 = 0,228 \text{ кНм}.$$

Определяем изгибающие моменты от действия ветровой нагрузки $W_{Ed} = p_{Ed} = 0,45 \text{ кН/м}^2$.

В соответствии со схемой А Приложения Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 для $h/l = 2,6/5,4 = 0,48$ значение коэффициента $\alpha_2 = 0,068$.

Изгибающий момент относительно перевязанного сечения каменной кладки по формуле (8.2)

$$M_{Ed1} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,068 \times 0,45 \times 5,4^2 = 0,89 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент относительно неперевязанного сечения каменной кладки по формуле (8.3)

$$M_{Ed2} = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,25 \times 0,068 \times 0,45 \times 5,4^2 = 0,22 \text{ кНм}.$$

Условие прочности при изгибе в обоих сечениях кладки внутреннего слоя

$$M_{Rd1} = 0,912 \text{ кНм} > M_{Ed1} = 0,89 \text{ кНм},$$

$$M_{Rd2} = 0,228 \text{ кНм} > M_{Ed2} = 0,22 \text{ кНм}.$$

Условие прочности при изгибе выполнено.

8.4 Расчет лицевого слоя на деформации от температурных воздействий

8.4.1 В многослойных каменных стенах влиянию температуры главным образом подвержен лицевой слой. Его трещиностойкость при деформировании от температурных воздействий обеспечивается устройством вертикальных и горизонтальных деформационных швов (см. п.7.6 настоящего Пособия). Расстояния между швами устанавливаются расчетным путем из условий неперевышения прочности кладки и анкерных связей в зависимости от:

- величины сезонных перепадов температуры;
- толщины и вида кладки облицовочного слоя;
- физико-механических свойств камней и раствора;
- жесткости перекрытий;
- геометрии стены с учетом оконных и дверных проемов;

- наличия армирования, борозд и углублений в стенах, а также других факторов.

8.4.2 Нормы СН РК EN 1996 не дают методики расчета многослойных каменных стен на температурные воздействия. В этом случае можно воспользоваться численными методами строительной механики, применяя специализированные программные комплексы, основанные на методе конечных элементов, например [45]. В результате представляется возможность учесть многообразие факторов, влияющих на напряженно – деформированное состояние лицевого каменного слоя для конкретной расчетной ситуации. Избранные результаты таких расчетов, заимствованные из работы [3], приведены на Рисунке 8.9.

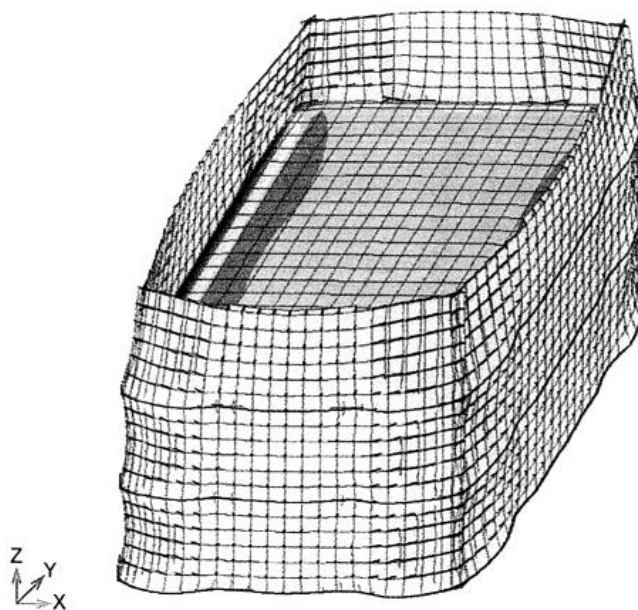


Рисунок 8.9 – Деформированная схема и изополя горизонтальных напряжений в лицевом каменном слое без горизонтальных деформационных швов трехэтажного здания размером 10х12 м (в летнее время) [3]

8.4.3 Учитывая громоздкость численных расчетов облицовочного слоя для здания в целом можно ограничиться расчетами отдельных фрагментов стены, например в пределах этажа (Рисунок 8.10) или ее участка (Рисунок 8.11).

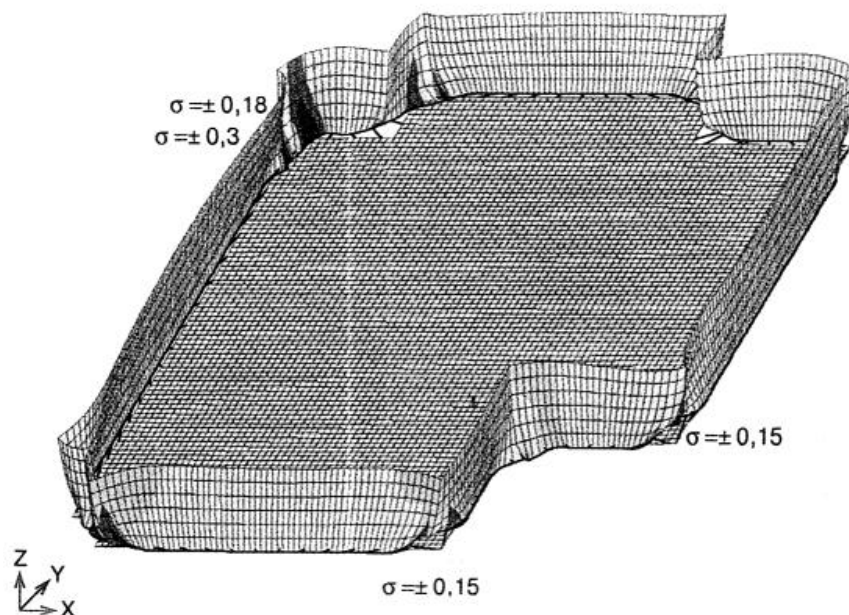
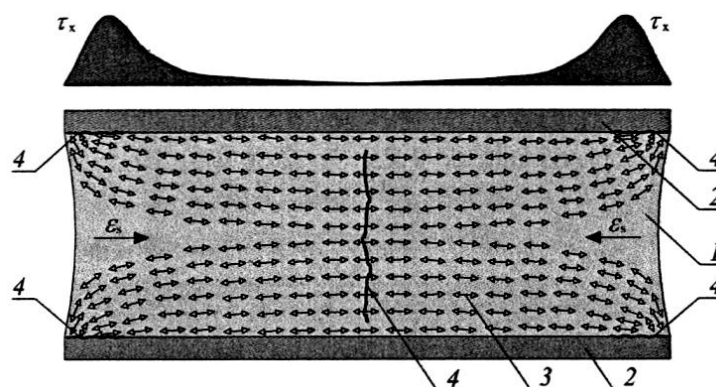


Рисунок 8.10 – Деформированная схема и изополя горизонтальных напряжений (от изгиба из плоскости в зимнее время) лицевого каменного слоя с горизонтальным деформационным швом в пределах этажа здания размером 25х25 м (внутренний каменный слой из ячеисто-бетонных блоков условно не показан)[3]



1 – каменный лицевой слой, 2 – железобетонные перекрытия, 3 – траектория главных растягивающих напряжений, 4 - трещина

Рисунок 8.11 – Изополя главных растягивающих напряжений (в зимнее время) в лицевом каменном слое при отсутствии горизонтального деформационного шва между верхним перекрытием и каменной кладкой [20]

ПРИМЕР 1

Дано: Участок лицевого каменного слоя длиной $L = 10$ м между вертикальными деформационными швами. Лицевой слой толщиной 0,12 м и высотой $h = 3,0$ м поэтажно опирается посредством кладочного раствора на железобетонной плите перекрытия, а сверху имеет горизонтальный деформационный шов. В лицевом слое имеются дверной балконный проем высотой 2,5 м и оконный проем. Кладка лицевого слоя выполнена из керамических камней категории 1 на растворе общего назначения $f_m = 0,4$ МПа и соответствует 3 классу проектного срока эксплуатации. Внутренний самонесущий каменный слой толщиной 0,24 м выполнен из пустотных керамических блоков и соединен с лицевым слоем анкерными связями.

Требуется: Проверить несущую способность лицевого каменного слоя при действии перепада температуры величиной 30°C между летним и зимним периодами

Решение

В соответствии с п.3.6.3(3) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 находим характеристические значения прочности кладки на растяжение при изгибе: $f_{xk1} = 0,1$ МПа, $f_{xk2} = 0,2$ МПа. Коэффициент безопасности для каменной кладки в соответствии с п. 2.3(3) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 $\gamma_m = 2,0$.

Расчетные значения прочности кладки

$$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,1/2 = 0,05 \text{ МПа},$$

$$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_m = 0,2/2 = 0,1 \text{ МПа}.$$

Напряженное состояние лицевого слоя на температурные воздействия в зимнее время выполняем посредством конечноэлементного анализа программой SCAD. На Рисунке 8.12 приведены полученные расчетом изополя и траектория главных растягивающих напряжений σ_1 на всем участке лицевого слоя. Из их анализа следует, что наибольшая концентрация главных растягивающих напряжений в лицевом слое наблюдается на следующих участках:

- в нижней зоне, где деформации от температурных воздействий наиболее стеснены сцеплением кладки с плитой перекрытия ($\sigma_1 = 0,8 - 1,14$ МПа);
- над перемычкой совмещенного дверного и оконного проемов ($\sigma_1 = 0,942$ МПа);
- в зоне подоконника правого оконного проема ($\sigma_1 = 1,16$ МПа).

Указанные главные растягивающие напряжения σ_1 ориентированы в направлении вдоль горизонтальных растворных швов или под близким к ним углом и существенно превосходят прочность кладки на растяжение в этом направлении $f_{xd2} = 0,1$ МПа.

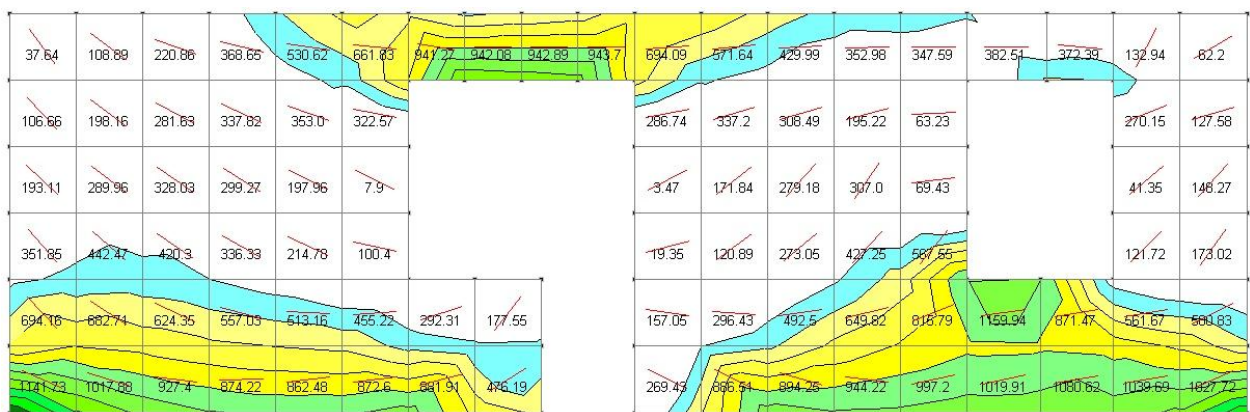


Рисунок. 8.12 - Результаты расчета напряженного состояния фрагмента облицовочного слоя с дверными и оконными проемами на температурные воздействия (изополя и траектория главных растягивающих напряжений, кПа)

Из приведенного численного анализа следует, что несущая способность лицевого каменного слоя при заданном расчетном перепаде температуры не обеспечена. В связи с этим армируем наиболее напряженные участки лицевого слоя. Горизонтальную арматуру размещаем над дверным и оконным проемами, и также в нижней зоне лицевого слоя высотой 1,0 м. Определяем растягивающее усилие, воспринимаемое кладкой в сечении между оконным проемом (справа на Рисунке 8.12) и плитой перекрытия:

$$N_{Ed} = A \sigma_1 = 1,0 \times 0,12 \times 1,08 \times 10^3 = 129,6 \text{ кН.}$$

Находим требуемую площадь сечения арматуры с расчетным сопротивлением стали $f_y = 420 \text{ МПа}$

$$A_s = N_{Ed} / f_y = 129,9 \times 10 / 420 = 3,09 \text{ см}^2.$$

Принимаем 12 стержней из круглой стали диаметром 6 мм (по 3 стержня в четырех горизонтальных растворных швах) площадью сечения $A = 12 \times 0,283 = 3,39 \text{ см}^2 > A_s = 3,09 \text{ см}^2$. С целью унификации аналогично армируем остальные перенапряженные участки кладки лицевого слоя.

Возможен другой более экономичный способ обеспечения несущей способности лицевого слоя: путем редукции растягивающих напряжений, устраняя трение на контакте лицевого слоя с железобетонным перекрытием. С этой целью между плитой и опирающимся на нее лицевым слоем размещаем антифрикционную прокладку из пленочных гидроизоляционных материалов, которая одновременно будет служить для отвода скапливающегося между внутренним и лицевым слоями конденсата (см. Рисунки А.18 и А.24 Приложения настоящего Пособия).

8.5 Расчет анкерных связей

8.5.1 [6.5(1)Р] В расчете прочности анкеров (связей) необходимо учитывать следующие условия:

- разницу деформации между соединенными элементами конструкции, как, например, в облицовочном слое и в каменной кладке внутренней версты вследствие перепада температур, изменения влажности и воздействий;
- горизонтальную ветровую нагрузку;
- усилия от взаимодействия обоих слоев двухслойной стены с воздушным зазором.

8.5.2 [6.5(2)Р] При определении прочности анкеров (связей) следует учитывать отклонения формы и любые воздействия на материал, включая опасность хрупкого разрушения из-за многократных деформаций во время строительных работ и в процессе эксплуатации.

8.5.3 [6.5(3)Р] Если стены, особенно двухслойные с воздушным зазором, подвергаются ветровым нагрузкам, то анкеры (связи), соединяющие оба слоя, должны быть в состоянии передавать ветровые нагрузки от нагруженного слоя на другой слой, на каменную кладку без облицовки или на пилястры.

8.5.4 [6.5(4)Р] Минимальное количество анкеров (связей) на единицу площади стены n_t определяют по формуле (8.4), при этом количество анкеров (связей) должно быть не менее установленного в п.8.5.2.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d}, \quad (8.4)$$

где W_{Ed} – расчетное значение передаваемой горизонтальной (поперечной) нагрузки на единицу площади стены;

F_d – расчетное значение прочности анкера (связевого элемента) при сжимающем и растягивающем усилиях в применяемом расчетном случае.

8.5.5 [6.5(5)P] В случае двухслойной стены с декоративным слоем значение W_{Ed} рассчитывают таким образом, чтобы анкеры (связи) передавали всю горизонтальную ветровую нагрузку, воздействующую на декоративный слой, на находящуюся за ним опорную конструкцию.

ПРИМЕР

Дано: Многослойная стена с воздушным зазором $s = 100$ мм, состоящая из лицевого каменного слоя толщиной 12 см и внутреннего слоя из ячеистобетонных блоков толщиной 300 мм. Оба слоя соединены между собой Z – образными горизонтальными анкерами из круглой стали S 235 диаметром $d = 6$ мм с расчетным сопротивлением стали $f_y = 235$ МПа. Расчетная ветровая нагрузка на стену составляет: напор $q_n = 0,25$ кН/м², отсос $q_o = 0,18$ кН/м².

Требуется: Определить количество анкерных связей между каменными слоями на 1 м² поверхности стены.

Решение

В соответствии с требованиями п.8.5.2.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 минимальное количество анкерных стержней на 1 м² поверхности стены составляет $n_{min} = 2$. Определяем минимальное количество анкеров по формуле (8.4). Поскольку $q_n = 0,25$ кН/м² $>$ $q_o = 0,18$ кН/м² за расчетное значение горизонтальной нагрузки принимаем напор ветра, т.е. $W_{Ed} = q_n = 0,25$ кН/м². В качестве расчетной модели анкера принимаем центрально сжатый стержень с заземленными в каменных слоях концами.

Расчетная длина стержня $L_{cr} = \mu s = 0,5 \times 100 = 50$ мм. Геометрические характеристики сечения стержня: $A = 0,283$ см², $J = 0,0491 \cdot d^4 = 0,0491 \times 0,6^4 = 0,0064$ см⁴, $i = (J/A)^{0,5} = (0,0064/0,283)^{0,5} = 0,15$ см. Несущую способность стержня при осевом сжатии определяем из выражения

$$F_d = \chi A f_y,$$

где в соответствии с Таблицей 6.2 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 понижающий коэффициент χ определяем по кривой потери устойчивости «с».

В соответствии с п.6.3.1.3 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011

$$\lambda_1 = 93,9(235/f_y)^{0,5} = (235/235)^{0,5} = 93,9.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = L_{cr}/i = 50/0,15 = 33,3.$$

Условная гибкость стержня

$$\lambda^* = \lambda / \lambda_1 = 33,3/93,9 = 0,364.$$

По кривой «с» Рисунка 6.4 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 находим $\chi = 0,91$.

Несущая способность стержня при сжатии

$$F_d = 0,91 \times 0,283 \times 235 \times 10^{-1} = 6,1 \text{ кН}.$$

В соответствии с формулой (8.4) требуемое количество анкеров на 1 м^2 поверхности стены составляет

$$n_t = W_{Ed}/F_d = 0,25/6,1 = 0,04.$$

Окончательно принимаем количество анкеров $n_{\min} = 2$ шт. на 1 м^2 стены. Размещение анкеров в горизонтальных растворных швах каменной кладки принимаем в соответствии с Рисунком 7.1 настоящего Пособия.

8.6 Расчет опорных кронштейнов

8.6.1 Металлические кронштейны, на которые опирается лицевой каменный слой, необходимо рассчитывать на действие вертикальной нагрузки от веса лицевого слоя.

8.6.2 При использовании системных кронштейнов, несущая способность которых декларируется заводом-изготовителем (см. А.2), следует выполнить расчет их крепления к несущим конструкциям. Несущая способность креплений кронштейнов устанавливается на основании испытаний, выполненных в соответствии с EN 846-10 для разных видов каменной кладки.

ПРИМЕР 1

Дано: Лицевой слой многослойной стены с поэтажным опиранием высотой $H = 3,0$ м и толщиной $d = 12$ см из полнотелых керамических камней. Кладка опирается на металлические кронштейны, закрепленные на уровне перекрытий к железобетонной стене с шагом $c = 0,5$ м (Рисунок 8.13а). Кронштейны фирмы Halfen [18] с рабочей высотой $x = 18$ см крепятся к стене с помощью цилиндрического стального анкера ($f_d = 235$ МПа), а их конструкция позволяет осуществлять регулировку высоты опирания каменной кладки в пределах 35 мм. Лицевой слой соединен с внутренним слоем горизонтальными гибкими связями, воспринимающими ветровую нагрузку. Толщина воздушного зазора между лицевым и внутренним слоями составляет $a = 120$ мм.

Требуется: Определить диаметр и глубину заделки в железобетонной стене анкера, прикрепляемого кронштейн.

Решение

Определяем вертикальную нагрузку F_v на кронштейн от веса кладки объемной массой 18 кН/м^3 с коэффициентом безопасности $\gamma_f = 1,35$

$$F_v = \gamma_f 18 H d c = 1,35 \times 18 \times 3,0 \times 0,12 \times 0,5 = 4,37\text{ кН}.$$

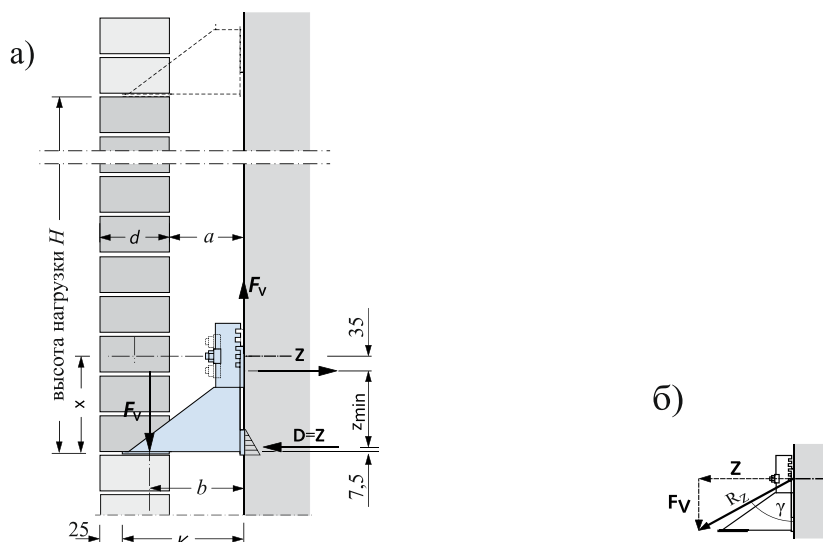


Рисунок 8.13 – К определению усилий в кронштейне от веса опираемого лицевого каменного слоя (размеры в мм)

Определяем расстояние между железобетонной стеной и осью действия усилия F_v (на основании данных Рисунок 8.13а)

$$b^* = a + (d - 25)/2 = 120 + (120 - 25)/2 = 167,5 \text{ мм} = 0,17 \text{ м.}$$

Определяем минимальное плечо пары сил Z и D

$$z_{\min} = x - 7,5 - 35 = 180 - 7,5 - 35 = 137,5 \text{ мм} = 0,138 \text{ м.}$$

Определяем величину выдергивающего усилия Z в анкере

$$Z = F_v b^* / z_{\min} = 4,37 \times 0,17 / 0,138 = 5,38 \text{ кН.}$$

Определяем требуемую площадь сечения анкера из условия его несущей способности при растяжении

$$A = Z / f_d = 5,38 \times 10^5 / 235 = 23 \text{ мм}^2.$$

Принимаем анкер диаметром 8 мм ($A = 50,2 \text{ мм}^2$)

Определяем величину действующего на анкер равнодействующего усилия R_z (Рисунок 8.13б)

$$R_z = [Z^2 + (F_v)^2]^{0,5} = [4,37^2 + 5,38^2]^{0,5} = 6,93 \text{ кН.}$$

Из каталога [18] для $R_z = 6,93 \text{ кН}$ принимаем глубину анкеровки 80 мм.

9 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ НАВЕСНЫХ ВЕНТИЛИРУЕМЫХ ФАСАДОВ

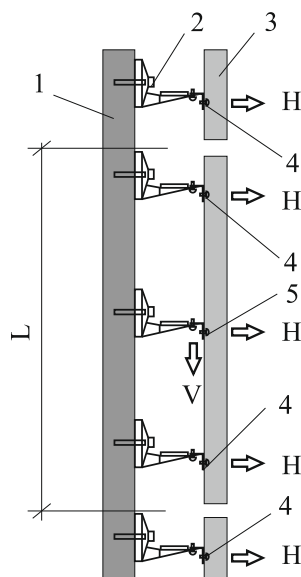
9.1 Подошлицовочный каркас

9.1.1 Для навесных фасадов следует применять определенные типы подсистем: горизонтальную, вертикальную и комбинированную. Наихудшей с точки зрения работы является конструкция из горизонтальных направляющих, которые работают на изгиб с кручением. Подсистема с вертикальным расположением направляющих профилей наиболее просто обеспечивает расчетный вентилируемый зазор. Комбинированная система является наиболее жесткой и одновременно позволяет надежно закреплять утеплитель и мембрану.

9.1.2 Подошлицовочный каркас должен поглощать подвижки от сезонных и суточных колебаний температуры, удерживать облицовку при неравномерных осадках здания, пожарах и землетрясениях. В этих целях необходимо устраивать деформационные швы, а также применять эластичные элементы в виде лент, уплотнителей и прокладок (Рисунок 9.1).

9.1.3 Несущие элементы каркаса следует выполнять из Т -, П-, Г – образных и коробчатых профилей из алюминия, нержавеющей или оцинкованной стали либо легированных сплавов. Предпочтение следует отдавать профилям замкнутого коробчатого сечения, обладающим повышенной пространственной жесткостью при транспортировке, монтаже и эксплуатации. При соответствующем обосновании могут применяться антисептированные деревянные погонажные изделия [5,6].

9.1.4 В подошлицовочном каркасе для предотвращения возникновения контактной коррозии все элементы должны быть выполнены из совместимых материалов.



1 – внутренняя несущая стена, 2 – консоли, 3 – вертикальные профили длиной L для крепления облицовочных плит, 4 – подвижное в вертикальном направлении соединение профиля 3 с консолями, 5 – неподвижное соединение профиля с консолями (Н – горизонтальная ветровая нагрузка, V – вертикальная нагрузка)

Рисунок 9.1 – Крепление направляющих профилей к консолям [5]

9.1.5 Конструктивные решения подблицовочных каркасов приведены в Б.1 настоящего Пособия, а также в литературных источниках [5, 6, 39, 40, 41, 42, 43].

9.2 Консоли

9.2.1 Конструкция консолей должна обеспечивать возможность рихтовки каркаса в вертикальной и горизонтальной плоскостях и позволять образовывать необходимое расстояние от несущей стены до облицовки в зависимости от требуемой толщины утеплителя. В связи с этим следует использовать выпускаемый промышленностью типоразмерный ряд либо применять консоли с широкими пределами изменения длины (см. Приложение Б настоящего пособия, а также литературные источники [5, 6, 39, 40, 41, 42, 43]).

9.2.2 Для предотвращения появления мостиков холода необходимо избегать непосредственного контакта консолей с несущей стеной путем размещения между ними теплоизолирующих прокладок (Рисунок 5.6).

9.2.3 Анкера и дюбеля, крепящие консоли к стене, должны быть сертифицированы и соответствовать всем заявленным характеристикам.

9.2.4 Следует избегать применения алюминиевых консолей из-за их более низкой по сравнению со сталью несущей способностью и огнестойкостью.

9.3 Облицовка

9.3.1 Облицовка должна выполнять защитно-декоративные функции: защищать утеплитель, подблицовочную конструкцию и стену здания от повреждений и атмосферных воздействий, а также формировать его эстетический облик.

9.3.2 Следует применять наиболее проверенные опытом эксплуатации материалы заводского изготовления: натуральный камень, керамический гранит, цементно-волокнуистые плиты, бетонные плиты с мраморным заполнением, полимербетонные панели, ламинированные панели, виниловый сайдинг, полиуретановые и полиэфировые панели, стеклянные облицовочные изделия, металлические облицовочные изделия, облицовочные изделия их композиционных материалов, облицовочные сэндвич-панели [39, 40, 41, 42, 43, 44].

9.3.3 Крепления облицовки к каркасу (шурупы, заклепки, кляммеры, клипсы и т.д.) следует подбирать в зависимости от вида облицовочного материала.

10 РАСЧЕТ НАВЕСНЫХ ВЕНТИЛИРУЕМЫХ ФАСАДОВ

10.1 Расчет подблицовочного каркаса

Подблицовочный каркас должен выдерживать вес облицовки, собственный вес и ветровую нагрузку.

ПРИМЕР

Дано: Подблицовочный каркас навесного фасада, состоящий из вертикальных направляющих, закрепленных к консолям как на Рисунке 9.1 и размещенных с шагом $a = 0,6$ м

вдоль стены. Направляющие изготовлены из коробчатых профилей со следующими геометрическими характеристиками (Рисунок Б.4 настоящего Пособия): $A = 11 \text{ см}^2$, $J = 130 \text{ см}^4$, $W = 26 \text{ см}^3$. Материал профилей - алюминиевый сплав со следующими характеристиками: $E = 72000 \text{ МПа}$, $f_d = 235 \text{ МПа}$.

Требуется: Проверить несущую способность профилей при изгибе и эксплуатационную пригодность от действия ветровой нагрузки интенсивностью $q_k = 0,3 \text{ МПа}$.

Решение

Нормативное значение ветровой нагрузки на 1 пог. м профиля определяем согласно СН РК EN 1991-1-4:2005/2011

$$p_k = a q_k C_e C \beta = 0,6 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,2 \times 1,2 = 0,42 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение погонной ветровой нагрузки

$$p = p_k \gamma_f = 0,42 \times 1,5 = 0,63 \text{ кН/м.}$$

Изгибающие моменты от расчетной нагрузки $p = 0,63 \text{ кН/м}$ и прогибы от нормативной нагрузки $p_k = 0,42 \text{ кН/м}$ определяем с помощью программы SKAD в соответствии с расчетной схемой на Рисунке 10.1.

Несущая способность профиля при изгибе

$$M_{Ed} = W f_d = 26 \times 235 \times 10^{-3} = 61 \text{ кНм.}$$

Проверяем условие прочности от действия максимального изгибающего момента над средней опорой $M_{max} = 0,104 \text{ кНм}$

$$M_{Ed} = 6,1 \text{ кНм} > M_{max} = 0,104 \text{ кНм.}$$

Условие прочности выполнено.

Проверяем условие эксплуатационной пригодности. Предельное значение прогиба профиля $w_p/L = 1/200$ ($w_p = L/600 = 1500/200 = 7,5 \text{ мм}$). Максимальное значение прогиба, полученное путем статического расчета (Рисунок 10.1) $w_{max} = 0,00693 \text{ м} = 6,93 \text{ мм}$.

$$w_{max} = 6,93 \text{ мм} < w_p = 7,5 \text{ мм.}$$

Условие по эксплуатационной пригодности выполнено.

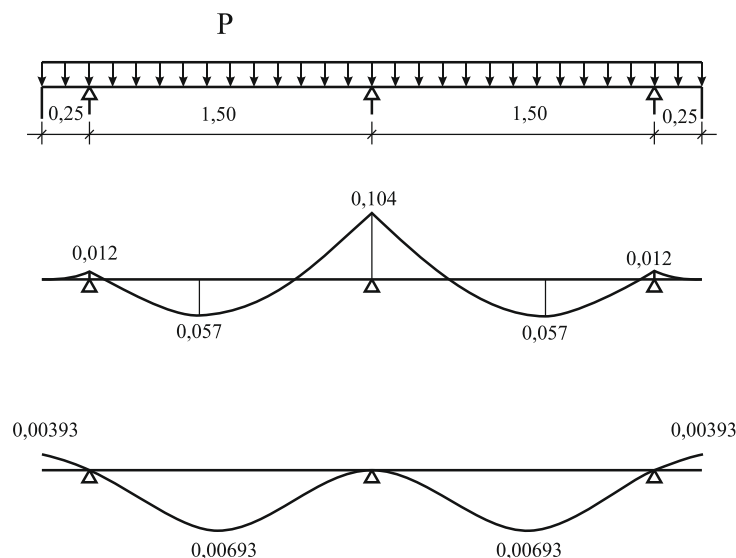


Рисунок 10.1 – Расчетная схема профиля, эпюра изгибающих моментов (кНм) и кривая изгиба (м)

10.2 Расчет консолей

Несущая способность консолей в основном определяется толщиной и свойствами металла, из которого они изготовлены, а также формой, например, наличием ребер жесткости. Несущая способность консолей и анкеров, крепящих консоли к стене, должна устанавливаться путем испытаний в соответствии с требованиями EN 846-10.

ПРИМЕР

Дано: Навесной вентилируемый фасад, состоящий из облицовки из стекла толщиной 10 мм и алюминиевого подблицовочного каркаса, который закреплен к несущей кирпичной стене с помощью консолей 2Т-образного сечения из алюминиевого сплава ($f_d = 210$ МПа) с толщиной полки и стенок $t = 8$ мм. (см. Рисунок Б.10 Приложения настоящего Пособия). Вертикальная нагрузка на консоли от веса облицовки и подблицовочной конструкции составляет $V = 3,5$ кН, а горизонтальная ветровая нагрузка (отсос) $H = 1,8$ кН. Консоль закреплена к несущей стене с помощью двух стальных цилиндрических анкеров диаметром $d = 8$ мм ($f_d = 235$ МПа). Геометрические параметры соединения показаны на Рисунке 10.2.

Требуется: Проверить несущую способность консолей и их анкеровки к внутренней несущей стене.

Решение

Проверяем несущую способность стенок консоли при изгибе с растяжением из условия

$$M/M_R + H/N_R < 1,$$

в котором

$$M = V(c - 0,008) = 3,5(0,085 - 0,008) = 0,27 \text{ кНм},$$

$$M_R = W \cdot f_d = 2 \cdot t \cdot h^2 f_d / 6 = 2 \times 8 \times 80^2 \times 210 \times 10^{-6} / 6 = 3,584 \text{ кНм},$$

$$N_R = A \cdot f_d = 2 \cdot t \cdot h \cdot f_d = 2 \times 8 \times 80 \times 210 \times 10^{-2} = 268,8 \text{ кН}.$$

Несущая способность консолей обеспечена:

$$0,27/3,584 + 1,8/268,8 = 0,08 < 1.$$

Определяем величину выдергивающего усилия D в двух анкерах из условия

$$D = V \cdot c / z + H = 3,5 \times 75 / 65 + 1,8 = 5,84 \text{ кН}.$$

Несущая способность одного анкера при растяжении

$$N_R = A \cdot f_d = \pi d^2 f_d / 4 = 3,14 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-3} / 4 = 11,8 \text{ кН}.$$

Условие прочности анкера при растяжении

$$D/2 = 5,84/2 = 2,92 \text{ кН} < 11,8 \text{ кН}$$

выполнено.

Несущая способность одного анкера при срезе

$$N_v = 0,58 A \cdot f_d = 0,58 \pi d^2 f_d / 4 = 0,58 \times 3,14 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-3} / 4 = 6,61 \text{ кН}.$$

Условие прочности анкера при срезе

$$V/2 = 3,5/2 = 1,75 \text{ кН} < 6,61 \text{ кН}$$

выполнено.

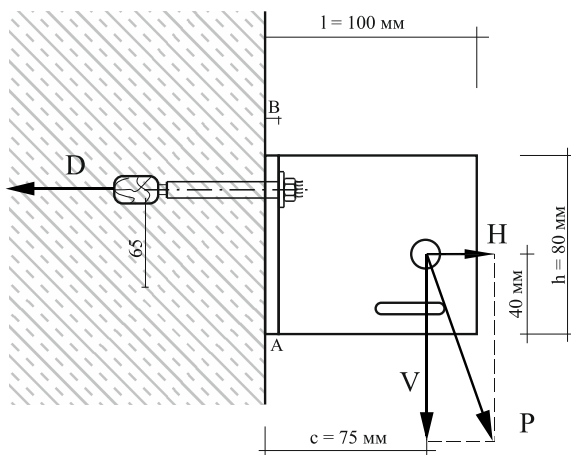


Рисунок 10.2 – Расчетная схема опорной консоли навесного каркаса вентилируемого фасада

11 ПРАВИЛА ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

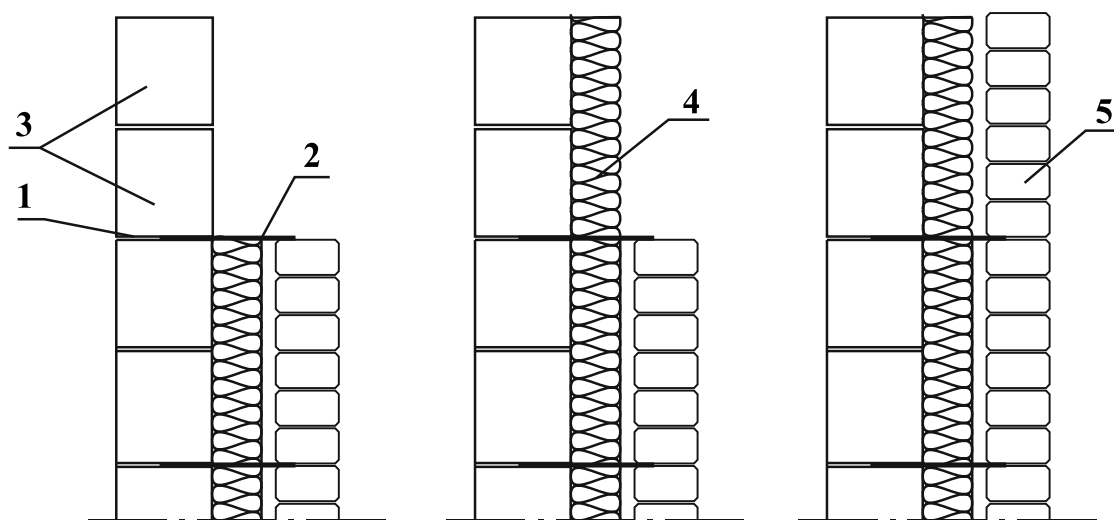
11.1 Стены с лицевым каменным слоем

11.1.1 Кладку лицевого и внутреннего каменных слоев следует выполнять одновременно участками высотой до 50 см в последовательности как на Рисунке 11.1.

11.1.2 Утеплитель из плитных материалов должен крепиться к внутреннему несущему слою и плотно прилегать к его внутренней поверхности. Крепление утеплителя можно осуществлять на клею (плиты из пенополистирола), с помощью дюбелей с тарельчатыми шляпками либо посредством анкерных связей с прижимными кольцами (Рисунок 5.2).

11.1.3 Во избежание мостиков холода монтажный зазор между кромками плит утеплителя не должен превышать 2 мм. Рациональным является использование двух слоев плитного утеплителя с перекрытием монтажных зазоров. При отсутствии вентилируемого зазора в качестве утеплителя можно использовать заливочные легкие бетоны либо засыпные безусадочные материалы (керамзит, гранулированный пенополистирол и др.).

11.1.4 Во время кладки лицевого слоя следует избегать выпадения строительного раствора внутрь вентилируемого зазора, толщина которого по всей площади стены должна быть одинаковой. Внутренняя поверхность лицевого слоя должна быть гладкой. С этой целью при возведении кладки следует использовать защитные элементы (Рисунок 11.2).



1 – укладка строительного раствора, 2 – укладка связевых элементов, 3 – кладка внутреннего несущего слоя высотой до 50 см, 4 – укладка утеплителя, 5 – кладка лицевого слоя в уровень с кладкой внутреннего слоя

Рисунок 11.1 – Последовательность возведения кладки многослойных стен [9]

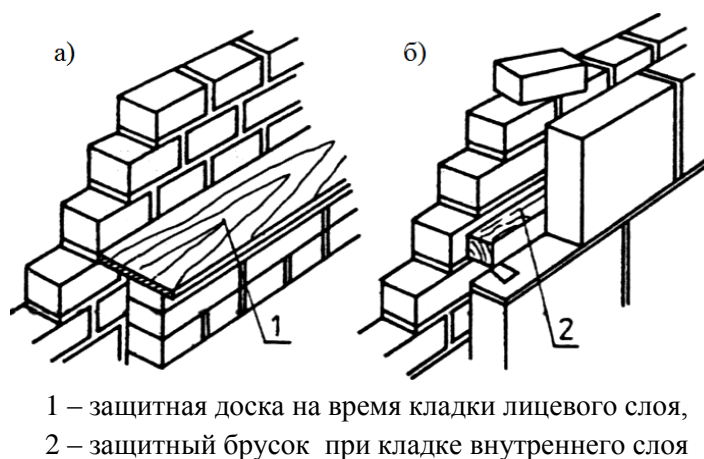
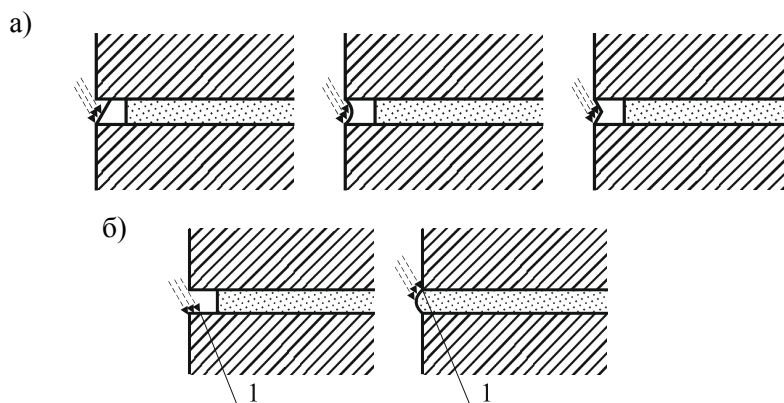


Рисунок 11.2 – Мероприятия, предотвращающие попадание строительного раствора в воздушный зазор многослойной стены [13]

11.1.5 Поскольку увлажнение атмосферной влагой не оштукатуренного лицевого слоя главным образом происходит через вертикальные растворные швы последние должны быть полностью заполнены раствором. Для лицевого слоя следует применять кладочные растворы с гидрофобизирующими добавками, а расшивка растворных швов с внешней стороны лицевого слоя должны быть выполнены одним из способов, показанных на Рисунке 11.3.

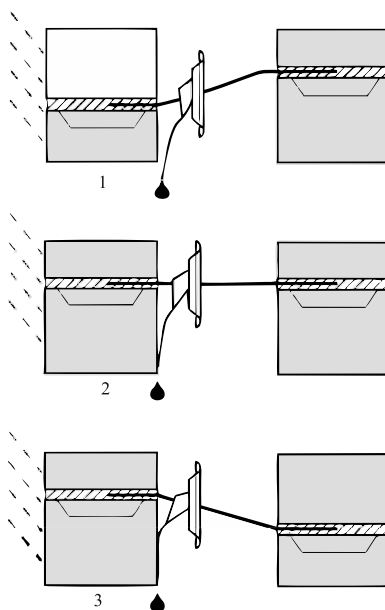


1 – участки скопления дождевой воды

Рисунок 11.3 – Правильный (а) и неправильный (б) способы расшивки горизонтальных растворных швов с внешней стороны лицевого каменного слоя [9]

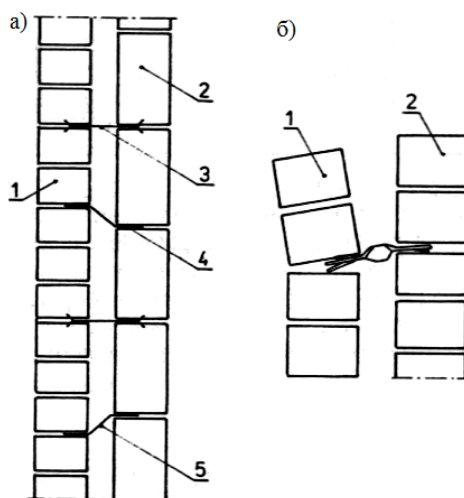
11.1.6 Во время кладочных работ не допускается выгибать анкерные связи поскольку это снижает их несущую способность на сжатие от действия ветровой нагрузки, может привести к повреждению защитного антикоррозионного покрытия, а также к уменьшению длины анкеровки в растворных, не набравших прочности, швах внутреннего слоя. Небольшой наклон анкерных связей относительно горизонтальной плоскости допускается только в сторону лицевого слоя (Рисунок 11.4).

11.1.7 При несовпадении по высоте горизонтальных растворных швов (из-за применения камней различной высоты) не допускается применять анкерные связи с повышенной изгибной жесткостью, так как это может привести к повреждению лицевого каменного слоя (Рисунок 11.5).



1 – допускаемое расположение анкеров, 2 – правильное расположение анкеров, 3 – недопустимое расположение анкеров

Рисунок 11.4 – Расположение анкеров с капельником, предотвращающим увлажнение конденсатом лицевого каменного слоя и утеплителя в соответствии с СТ РК EN 845-1



1 – лицевой каменный слой, 2 – внутренний каменный слой, 3 – правильное расположение горизонтальных связей, 4 – недопустимый выгиб связей в сторону внутреннего слоя, 5 – допускаемый выгиб связей в сторону лицевого слоя

Рисунок 11.5 – Расположение горизонтальных связей при несовпадении по высоте горизонтальных растворных швов лицевого и внутреннего каменных слоев (а) с повреждением лицевого слоя при применении чрезмерно жестких горизонтальных связей (б) [8]

11.1.8 В многослойных стенах борозды и каналы должны устраиваться только во внутреннем несущем каменном слое (Рисунок 11.6).

а)

б)

в)

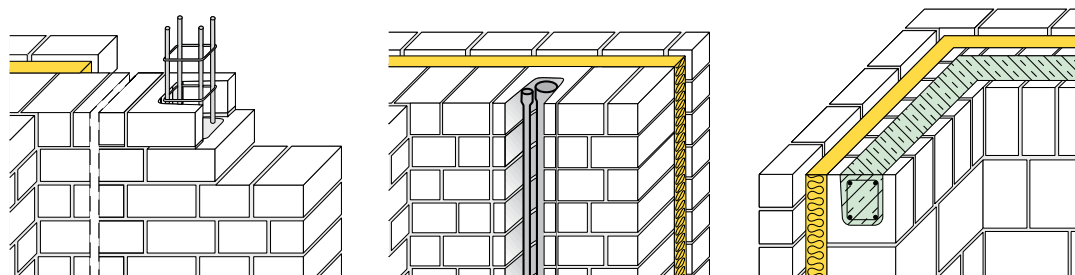


Рисунок 11.6 – Расположение вертикальных каналов для арматуры (а), борозд для инсталляции (б) и армокаменных поясов (в) во внутреннем несущем каменном слое многослойных стен [30]

11.1.9 Стыки между оконной и дверной столяркой по всей поверхности контакта с каменными слоями должны быть надежно уплотнены эластичными герметиками.

11.1.10 Во время технологических перерывов при возведении стен каменная кладка и утеплитель должны быть защищены от атмосферных осадков пленочными покрытиями (Рисунок 11.7).

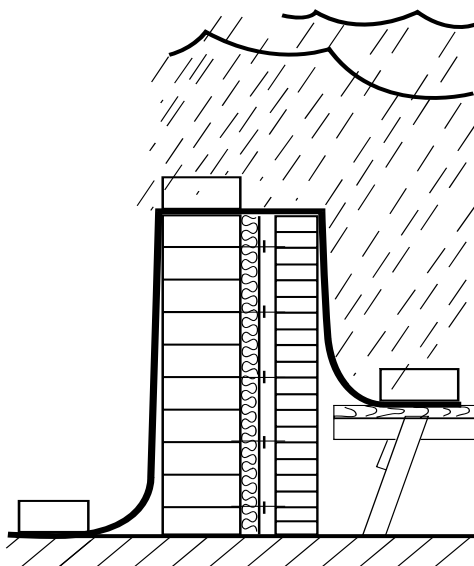


Рисунок 11.7 – Предохранение возводимой каменной кладки многослойных стен от атмосферных осадков [8]

11.2 Стены с навесным вентилируемым фасадом

11.2.1 Монтаж вентилируемых фасадов следует осуществлять снизу вверх в следующей последовательности: установка консолей, монтаж утеплителя и фасадной ветрогидрозащитной мембраны, монтаж направляющих профилей, монтаж облицовки.

11.2.2 В процессе монтажа консолей следует проверять:

- точность и шаг установки консолей;
- глубину, диаметр и чистоту отверстий в стенах для анкерки консолей;
- наличие теплоизоляционных прокладок между стеной и консолями;
- прочность крепления консолей путем их выборочных испытаний на отрыв;
- отсутствие дефектов консолей в виде трещин, вмятин и прогибей.

11.2.3 При монтаже утеплителя каждый горизонтальный ряд должен быть смещен относительно предыдущего для шахматной перевязки стыков плит. Для исключения мостиков холода рекомендуется применять двухслойную систему утепления с перекрывающимися стыками, в которой нижний слой состоит из полужестких плит, а наружный из более плотных, который предохраняет утеплитель от выветривания.

11.2.4 Плиты утеплителя необходимо крепить тарельчатыми дюбелями, которые должны быть заанкерены в стену на глубину не менее 50 мм. Количество дюбелей на 1 м² утеплителя должно быть не менее 4.

11.2.5 Для крепления ветрогидрозащитной мембраны можно использовать тарельчатые дюбели, которыми одновременно крепятся плиты утеплителя. При этом мембрана не должна провисать во избежание уменьшения толщины вентилируемого зазора. Необходимо, чтобы полотна мембраны имели внахлест не менее 15 см и были проклеены между собой.

11.2.6 Крепление несущих профилей к консолям необходимо осуществлять посредством заклепок, самонарезных винтов либо болтов. Контроль качества монтажа профилей следует осуществлять по следующим критериям:

- наличию проектного вентилируемого зазора от 30 до 50 мм;
- наличию деформационного зазора на стыке профилей;
- точности выдержки расчетного расстояния между осями профилей;
- точности выставления плоскости системы;
- надежности фиксации элементов каркаса;
- соответствия проекту типа и количества крепежей.

11.2.7 При монтаже облицовки должны контролироваться следующие параметры:

- плоскостность установки панелей;
- надежность крепления облицовки;
- количество и тип кляммеров, заклепок, уплотнителей;
- размер зазора между элементами облицовки, правильность устройства обрамлений.

Приложение А (информационное)

Конструктивные решения стен с лицевым каменным слоем

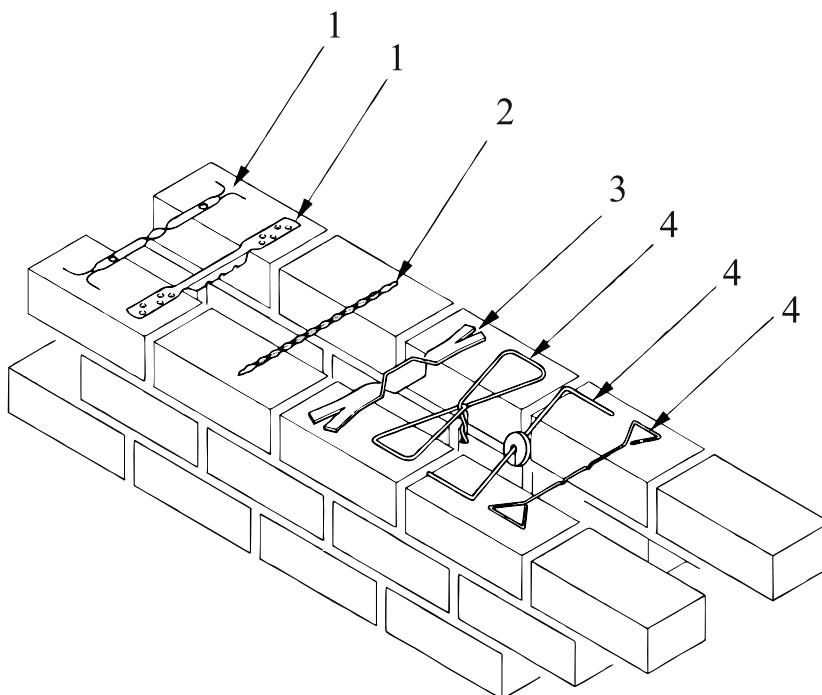
А.1 Анкерные связи

А.1.1 Несущая способность анкерных связей, соединяющих лицевой и каменный слои стен, должна быть не менее 600 Н при растяжении и 350 Н при сжатии и гарантироваться производителем.

А.1.2 Перемещение гибких анкерных связей при нагрузке до 30 % от их несущей способности не должно превышать 1 мм.

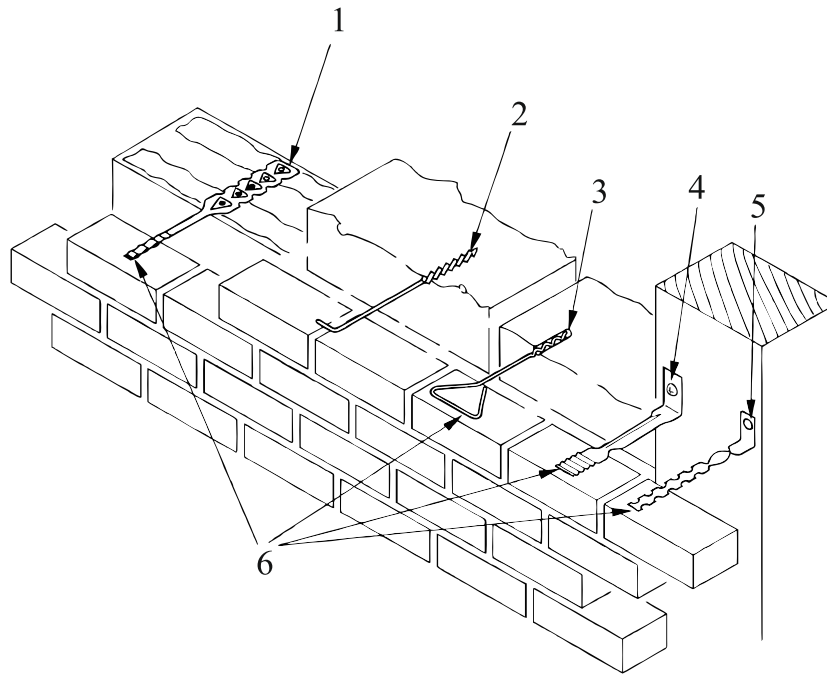
А.1.3 Наиболее применяемые в европейской практике анкерные связи в соответствии с СТ РК EN 845-1 приведены на Рисунках А.1 – А.7. Иные виды анкеров используемые в зарубежной практике представлены на Рисунках А.8 – А.16.

А.1.4 Соединение внутреннего слоя из пустотных каменных блоков с лицевым слоем надежнее осуществлять с помощью стальных сеток с прямоугольными ячейками, которые одновременно могут выполнять функцию горизонтального армирования обоих каменных слоев (Рисунок А.17).



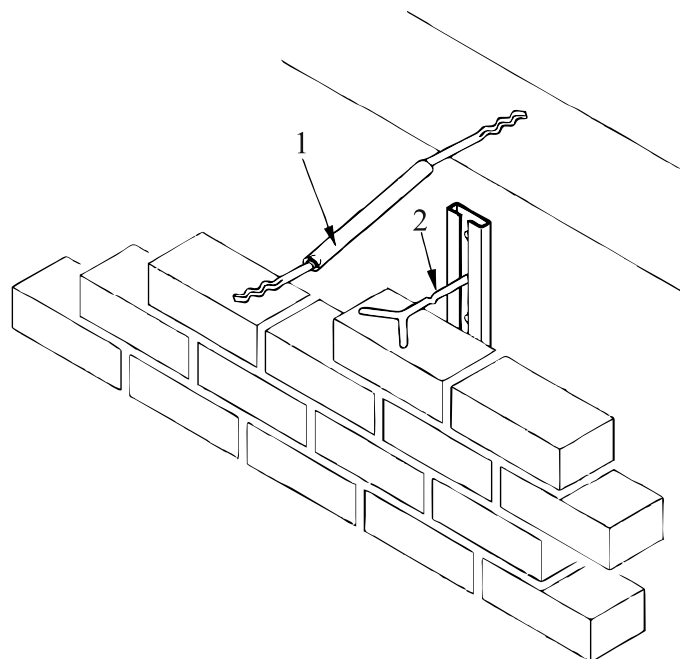
1 – анкерные пластины из тонколистового металла, 2 – спиральный или резьбовой анкер, 3 – анкер из гнутых пластин, 4 – проволочные анкера

**Рисунок А.1 – Виды анкерных связей между каменными слоями стен
[СТ РК EN 845-1]**



1 – пластинчатый, 2, 3 – проволочные, 4, 5 – пластинчатые Г – образные, 6 – анкеровка в лицевом слое

Рисунок А.2 – Виды анкеров, соединяющие лицевой каменный слой с внутренними несущими конструкциями [СТ РК EN 845-1]



1 – шарнирный анкер, 2 – анкер с вертикальным перемещением в направляющих
Рисунок А.3 – Соединение лицевого каменного слоя с внутренним, позволяющее на свободу вертикальных деформаций лицевого слоя от температурных воздействий [СТ РК EN 845-1]

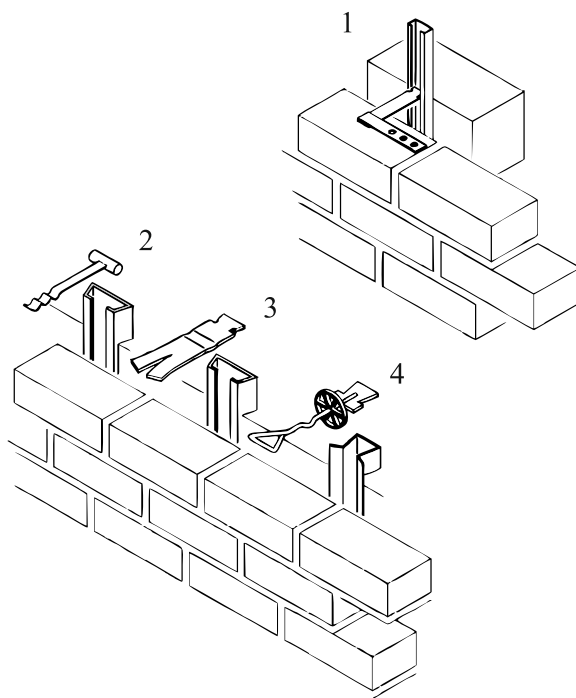


Рисунок А.4 – Соединение лицевого каменного слоя с внутренним посредством вертикальных направляющих металлических шин, обеспечивающих свободу вертикальных деформаций лицевого слоя от температурных воздействий [СТ РК EN 845-1]

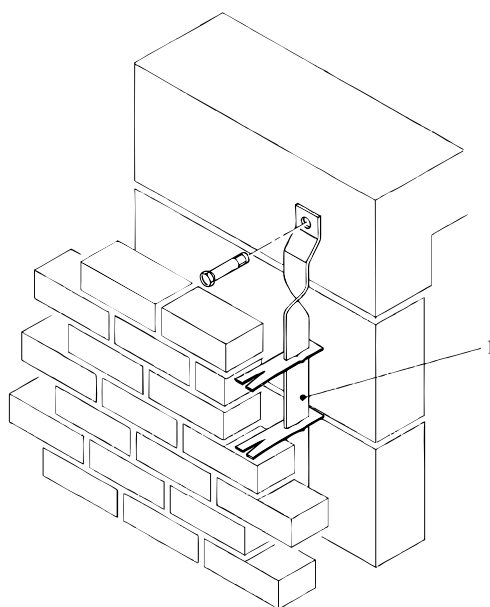


Рисунок А.5 – Соединение лицевого каменного слоя с внутренним с помощью промежуточных направляющих металлических шин 1, обеспечивающих свободу вертикальных деформаций лицевого слоя от температурных воздействий [СТ РК EN 845-1]

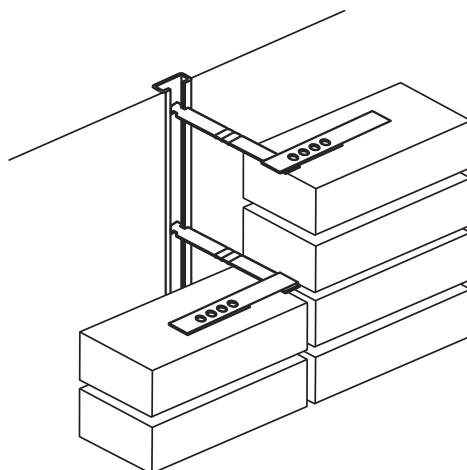
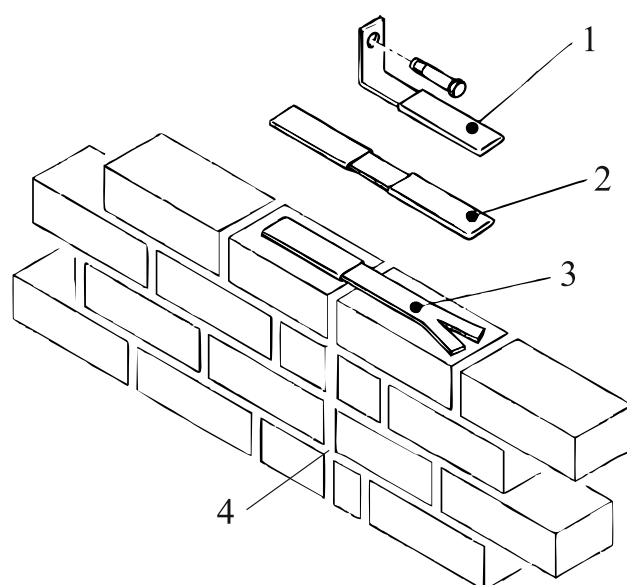


Рисунок А.6 – Соединение лицевого каменного слоя с внутренним в местах устройства вертикальных деформационных швов [СТ РК EN 845-1]



1 – уголкоый анкер, 2,3 – пластинчатые анкера, 4 – вертикальный деформационный шов

Рисунок А.7 – Объединение лицевого слоя в месте вертикального деформационного шва 4 с помощью скользящих анкеров [СТ РК EN 845-1]

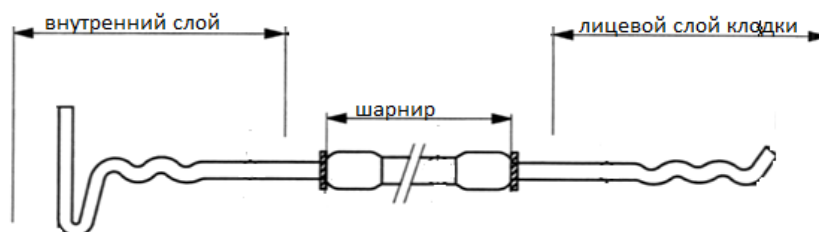


Рисунок А.8 – Шарнирный анкер с крюкообразной анкерровкой во внутреннем каменном слое [19]

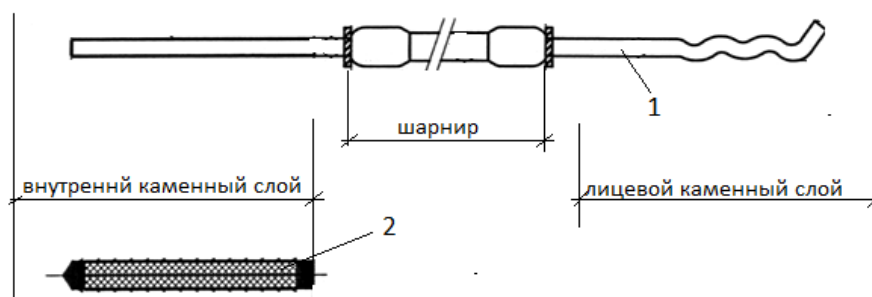


Рисунок А.9 – Шарнирный анкер 1 закрепляемый к внутреннему каменному слою с помощью клеевого соединения 2 [19]

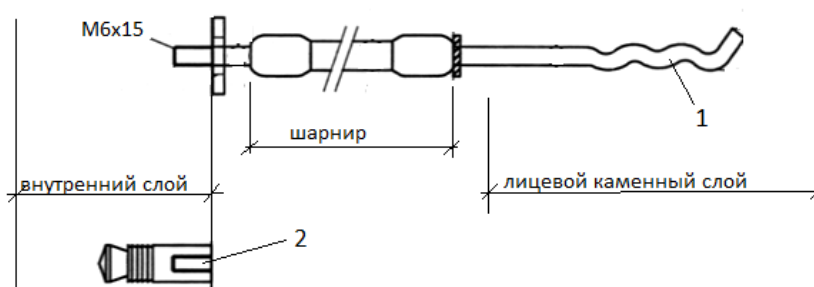


Рисунок А.10 – Шарнирный анкер 1 закрепляемый к внутреннему каменному слою с помощью винтового соединения 2 [19]

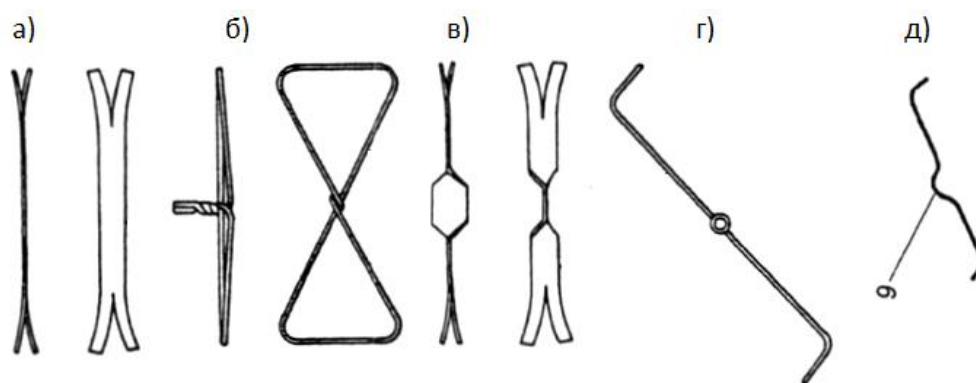


Рисунок А.11– Виды анкеров из проволоочной (б,г,д) и полосовой (а,в) стали

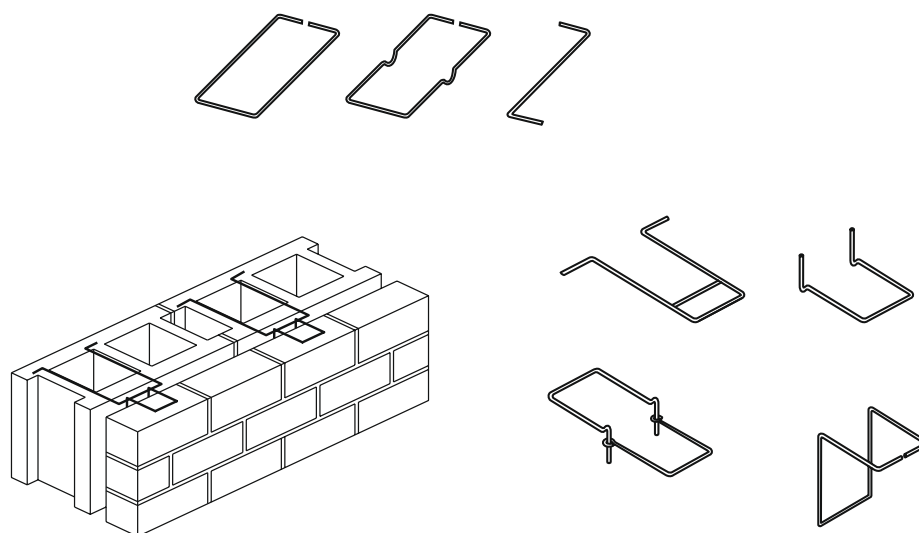
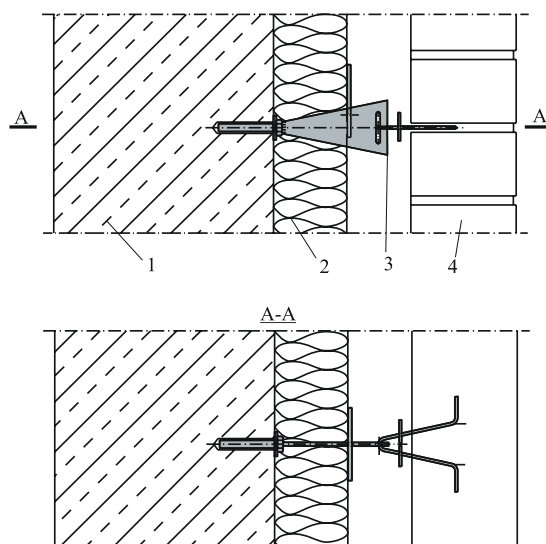
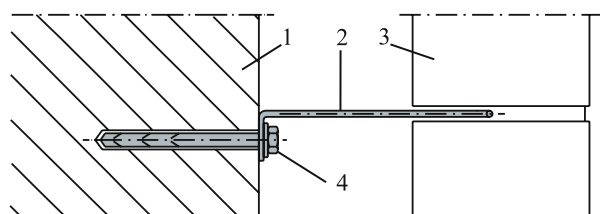


Рисунок А.12 - Виды проволоочных анкеров, соединяющих лицевой каменный слой с внутренним несущим слоем из пустотных бетонных блоков [15]



1 – внутренний несущий слой, 2 – утеплитель, 3 – анкер, 4 – лицевой каменный слой

Рисунок А.13 – Соединение каменных слоев с помощью шарнирного анкера позволяющее свободу горизонтальных и вертикальных деформаций лицевого каменного слоя от температурных воздействий [36]



1 - внутренний слой, 2 – анкер из полосовой перфорированной стали, 3 – лицевой каменный слой, 4 – химический анкер

Рисунок А.14 – Соединение слоев с помощью пластинчатого анкера [36]

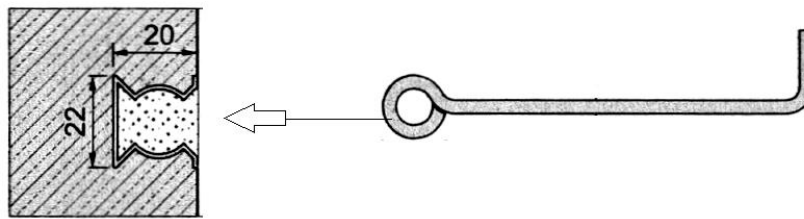
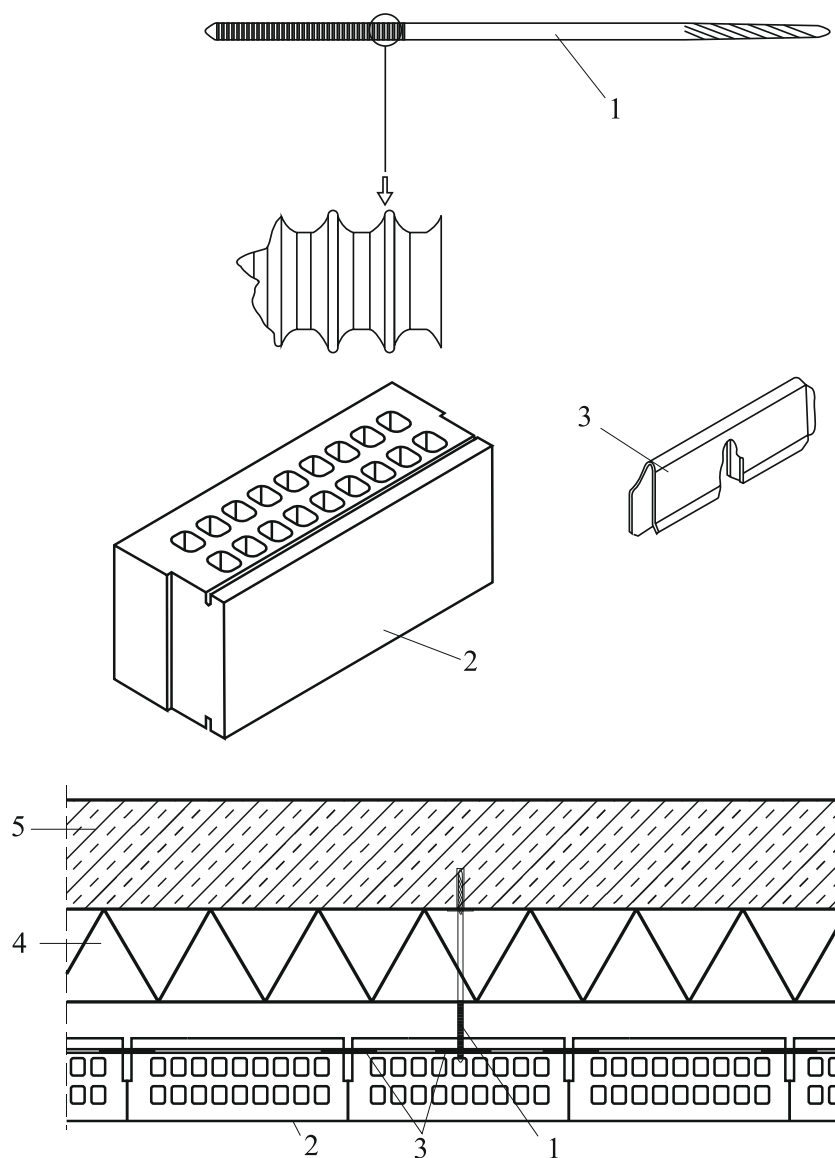


Рисунок А.15 – Проволочный анкер, соединяемый с внутренним несущим слоем из бетона с помощью замоноличенных направляющих [34]



1 – анкер, 2 – перфорированный камень лицевого слоя, 3 – фиксирующий кляммер, 4 - утеплитель, 5 – внутренний каменный слой

Рисунок А.16 – Соединение лицевого каменного слоя из перфорированных камней с помощью проволочных анкеров диаметром 4 мм [21]

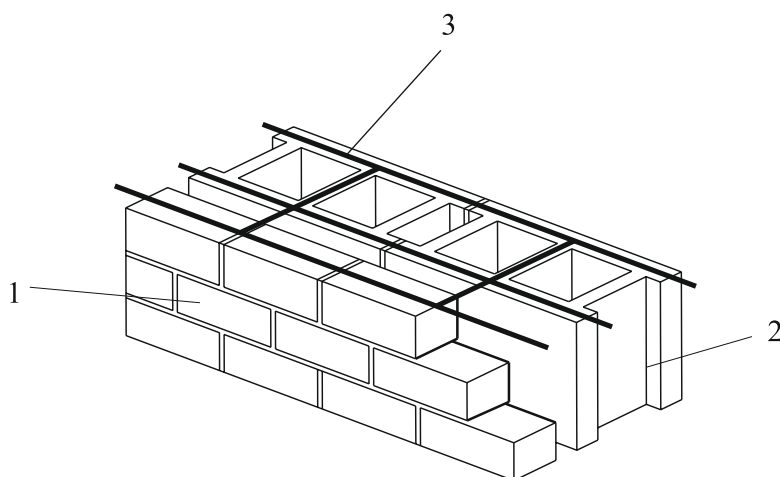
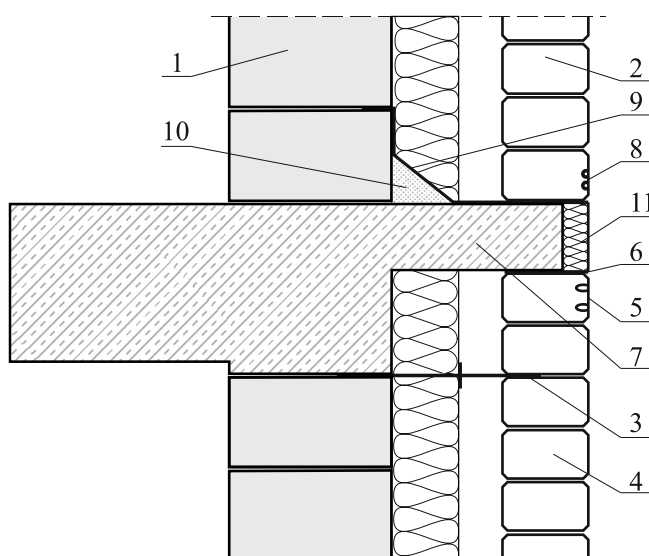


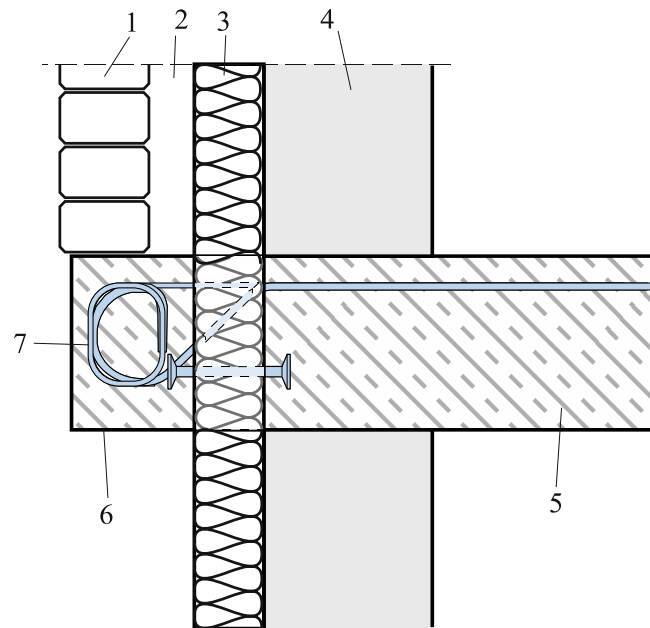
Рисунок А.17 – Соединение каменных слоев с одновременным армированием лицевого 1 и внутреннего 2 каменных слоев арматурными лестницеобразными сетками 3 [15]

А.2 Опираение лицевого каменного слоя



1 - внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой высотой до 9 м, 3 – анкера, 4 – лицевой каменный слой высотой до 9 м, опираемый на фундаменте, 5 – продухи для вентилируемого зазора, 6 – горизонтальный деформационный шов, 7- опорная консоль перекрытия, 8 – отверстия для удаления конденсата, 9 – гидроизоляция, 10 – откос из строительного раствора, 11 – термоизоляция торца перекрытия

Рисунок А.18 – Опираение лицевого слоя на торцы железобетонных перекрытий [9]



1 – лицевой слой, 2 – вентилируемый зазор, 3 – утеплитель. 4 – внутренний каменный слой,
5 – железобетонное перекрытие, 6 – железобетонная консоль, 7 – рабочая арматура
железобетонной консоли

Рисунок А.19 – Опираие лицевого слоя на выносную бетонную консоль [24]

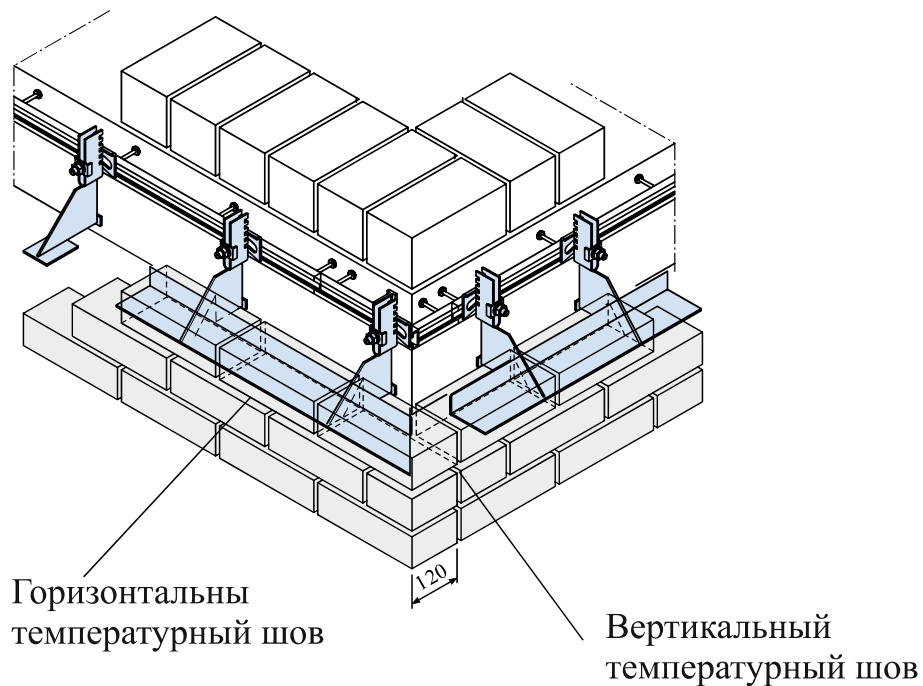


Рисунок А.20 - Опираие лицевого каменного слоя на металлические консоли [17,18]

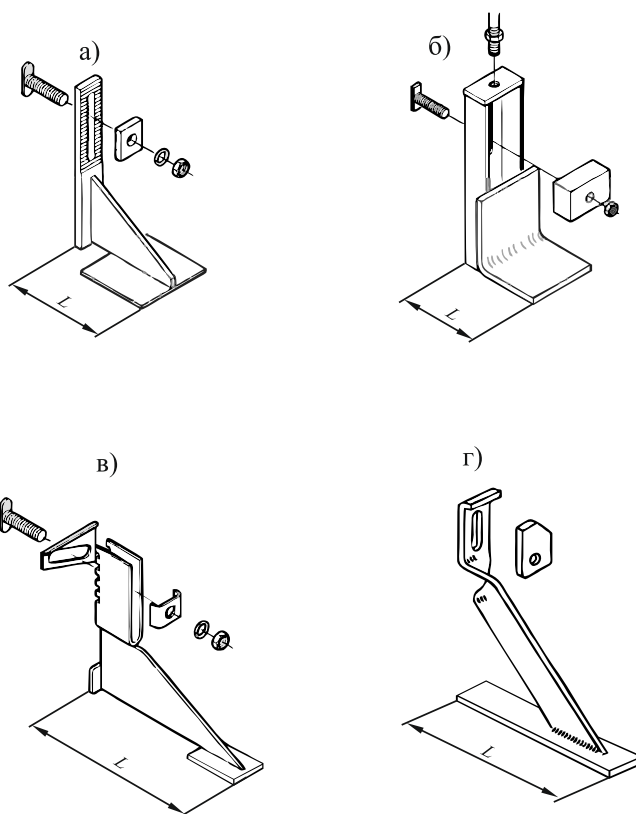


Рисунок А.21 – Металлические консоли для опирания кладки каменного лицевого слоя [СТ РК EN 845-1]

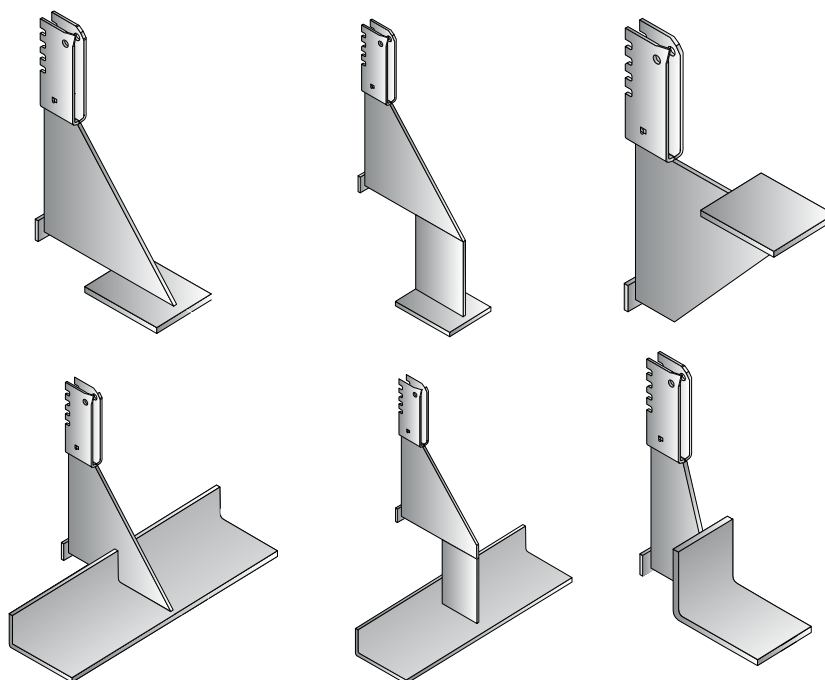
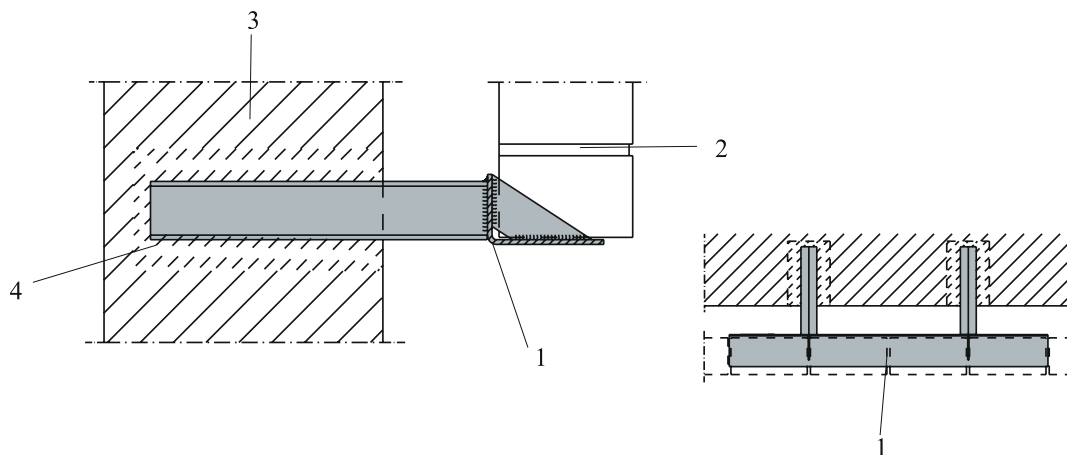


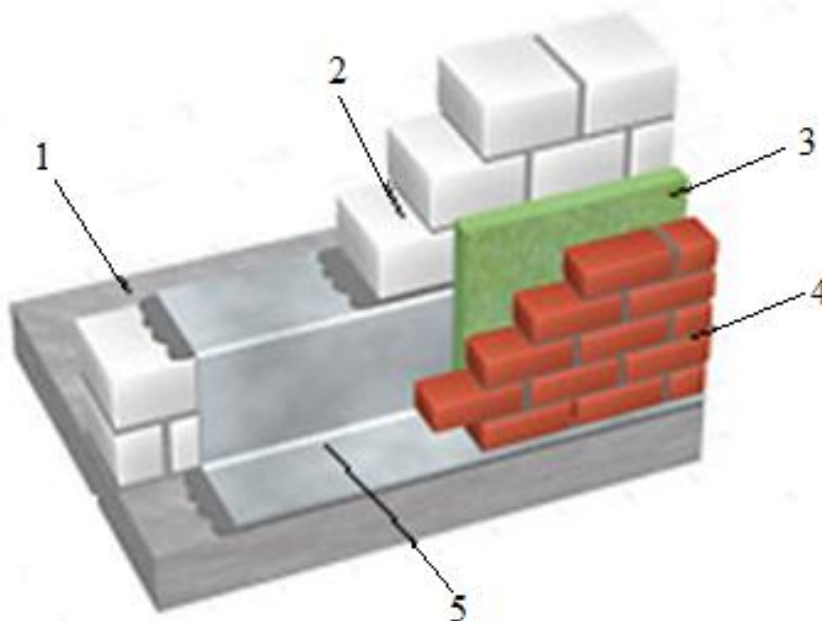
Рисунок А.22 – Металлические консоли для опирания кладки каменного лицевого слоя фирмы JORDAL [33]



1 – металлическая консоль, 2 – лицевой каменный слой, 3 – внутренний несущий каменный слой, 4 – строительный раствор

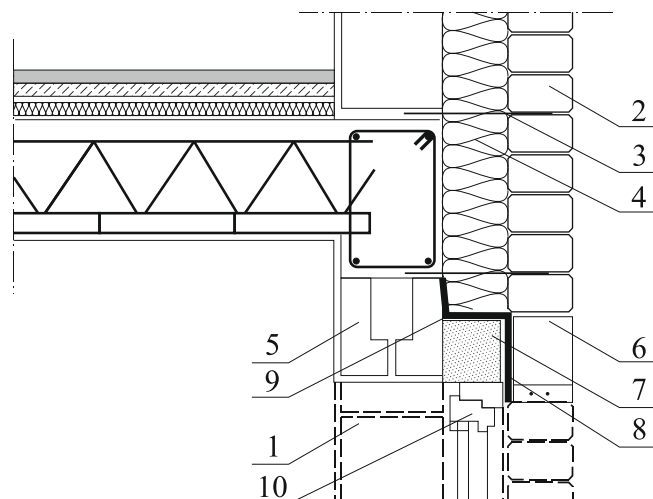
Рисунок А.23 - Опираие каменного лицевого слоя на металлические консоли, заанкеренные в кладку внутреннего каменного слоя [33]

А.3 Сопряжения стен с перекрытиями и покрытиями



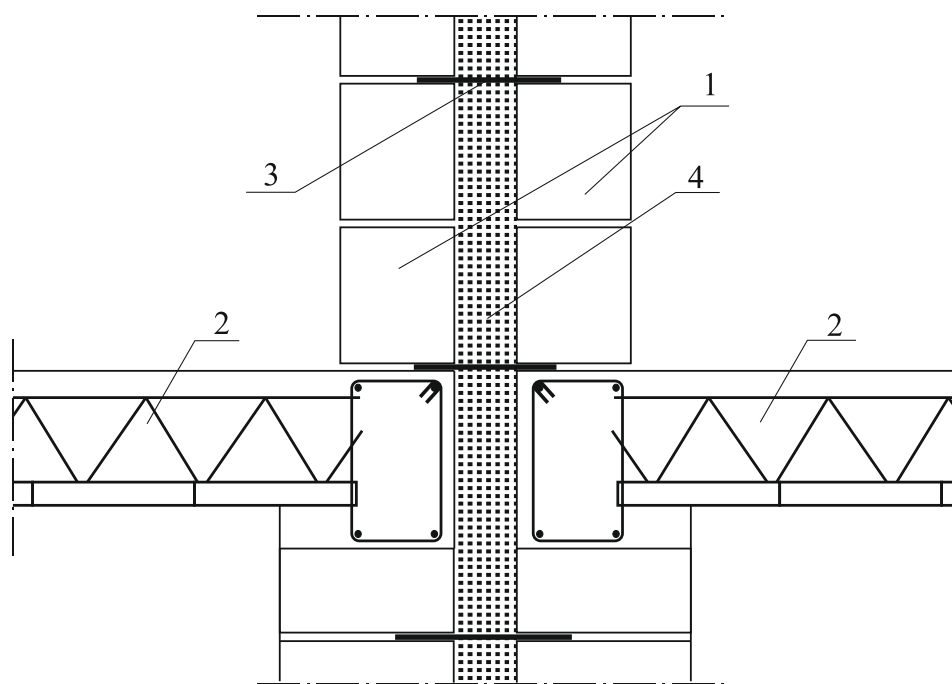
1 – перекрытие, 2 – внутренний каменный слой, 3 – утеплитель, 4 – лицевой каменный слой, 5 - гидроизоляция

Рисунок А.24 – Сопряжение многослойных стен с перекрытием



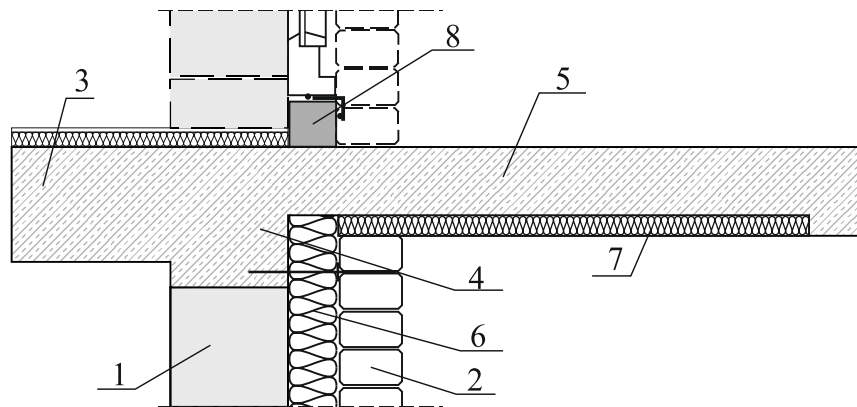
1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкер, 4 – утеплитель,
5 – сборная перемычка внутреннего слоя, 6 – сборная перемычка лицевого слоя, 8 – герметик,
9 – гидроизоляция, 10 – оконная столярка

Рисунок А.25 – Сопряжение сборно-монолитного железобетонного перекрытия с многослойной стеной в зоне оконного проема [9]



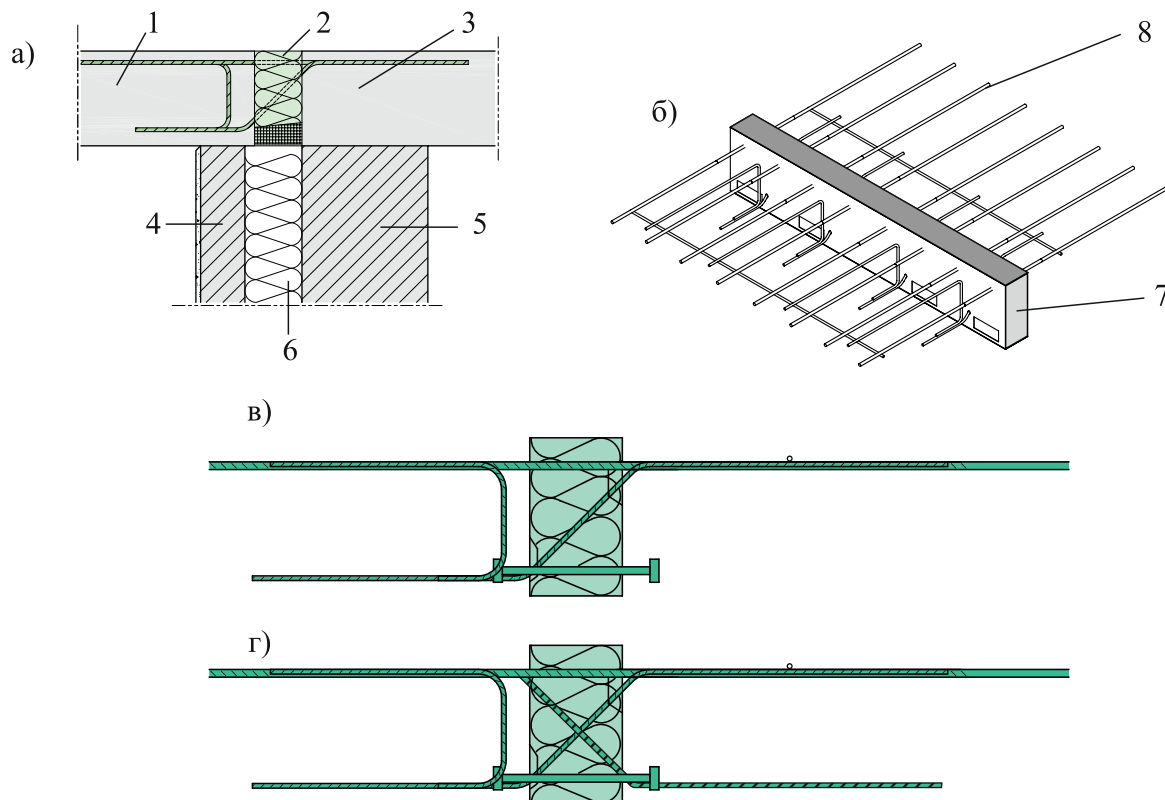
1 – каменные слои внутренней стены, 2 – сборно-монолитное перекрытие, 3 – анкерные связи,
4 – звукоизоляционный слой

Рисунок А.26 – Сопряжение внутренних многослойных стен с перекрытиями [9]



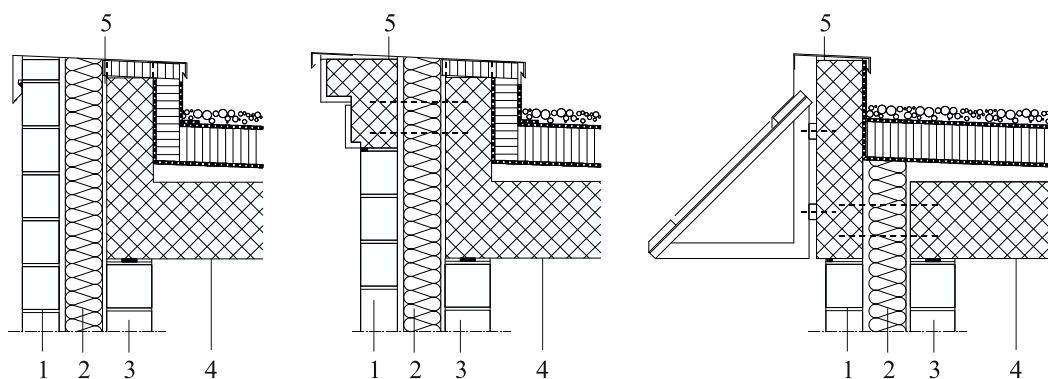
1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – железобетонная плита перекрытия, 4 – железобетонный пояс жесткости, 5 – балконная плита, 6 – теплоизоляция стены, 7 – теплоизоляция балконной плиты

Рисунок А.27 – Сопряжение слоистых каменных стен с балконной плитой [9]



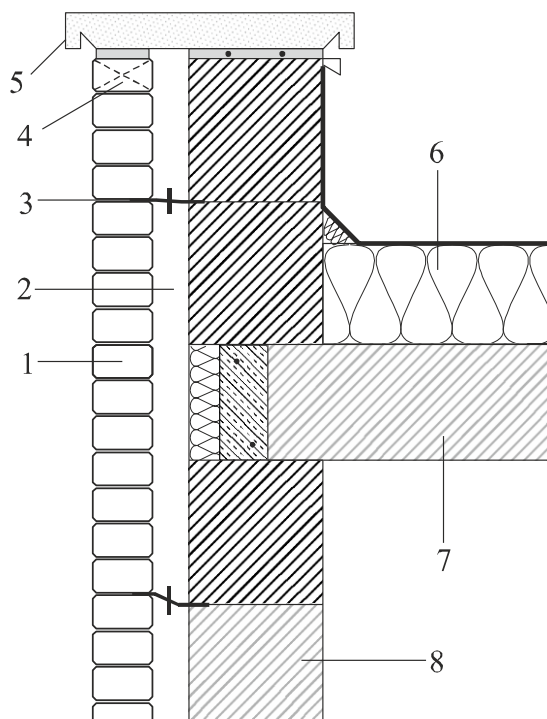
1 – монолитная балконная плита, 2 – теплоизоляционный вкладыш, 3 – монолитное перекрытие, 4 – лицевой каменный слой, 5 – внутренний каменный слой, 6 – теплоизоляция, 7 – вкладыш из жесткого пенополиуретана, 8 – арматура

Рисунок А.28 - Сопряжение слоистых каменных стен с балконной плитой с помощью теплоизоляционных вкладышей: а) – вертикальное сечение стены, б,в,г) - термовкладыши заводского изготовления [35]



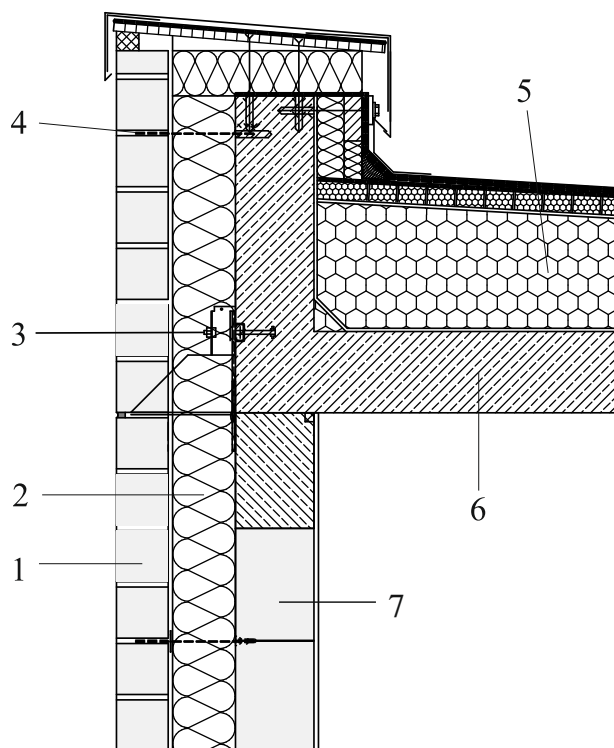
1 – лицевой каменный слой, 2 – утеплитель, 3 – внутренний несущий каменный слой,
4 – железобетонная плита покрытия, 5 – жель

Рисунок А.29 – Карнизные сопряжения многослойных каменных стен с железобетонным утепленным покрытием [30,38]



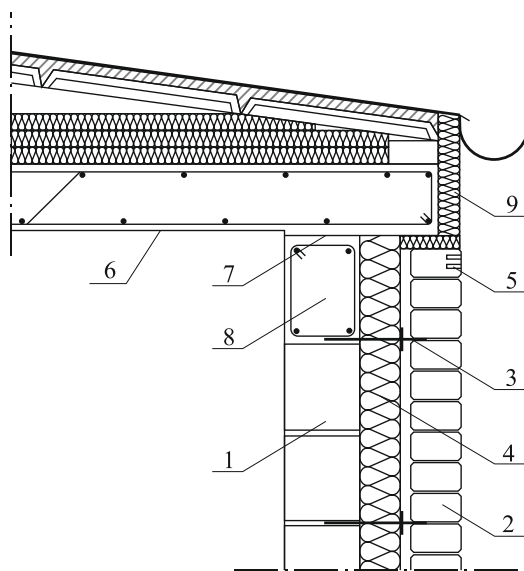
1 – лицевой каменный слой, 2 – вентилируемый воздушный зазор, 3 – анкер, 4 – продухи,
5 – железобетонный парапет, 6 – утеплитель покрытия, 7 – железобетонное покрытие,
8 – внутренний каменный слой

Рисунок А.30– Карнизный участок многослойной стены с утепленным железобетонным покрытием [20,37]



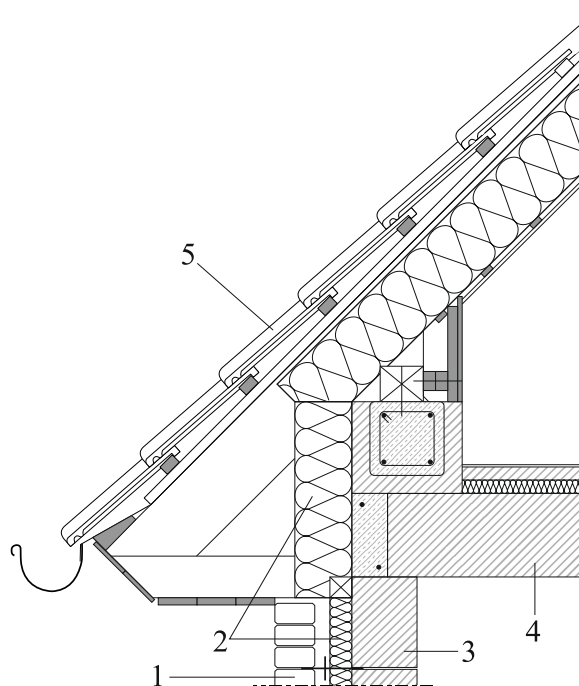
1 – лицевой каменный слой, 2 – утеплитель стены, 3 – консоль опирания карнизного участка лицевого слоя, 4 – анкер 5 – утеплитель покрытия, 6 – железобетонное покрытие, 7 – внутренний каменный слой

Рисунок А.31 – Карнизный участок многослойной стены с утепленным железобетонным покрытием [20]



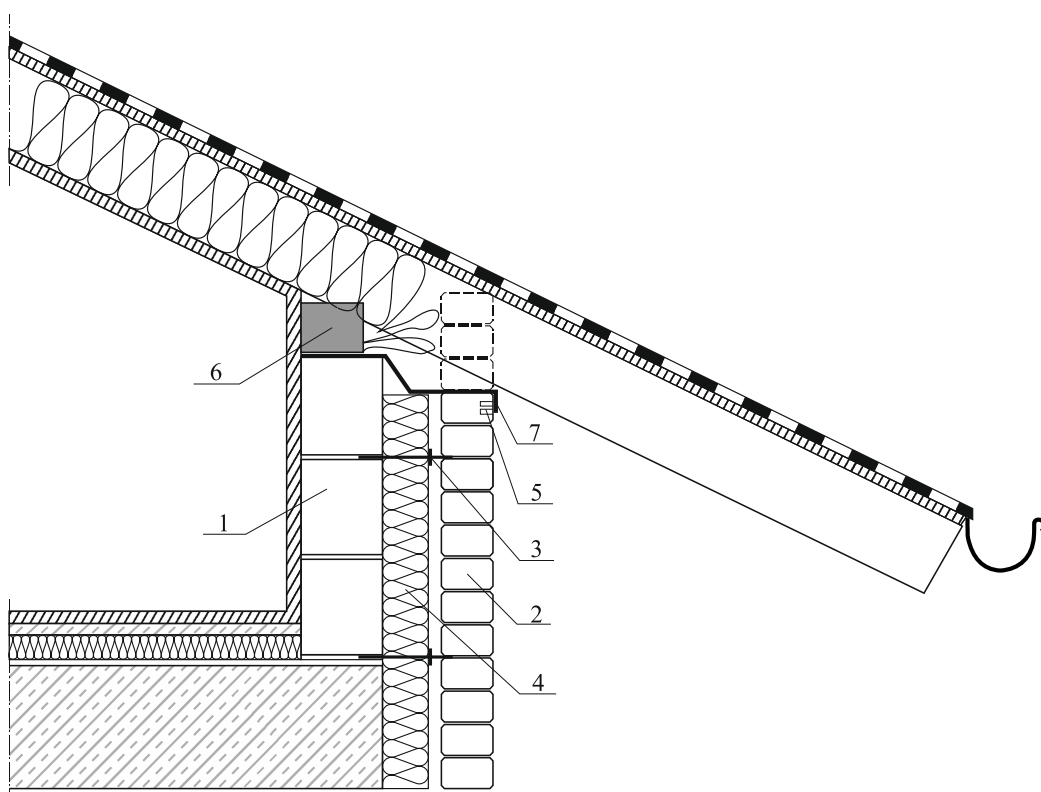
1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкера, 4 – теплоизоляция, 5 – продухи вентилируемого зазора, 6 – железобетонное покрытие, 7 – антифрикционная прокладка, 8 – железобетонный пояс жесткости, 9 – облицовка из жести, штукатурки и других материалов

Рисунок А.32 – Карнизный участок дома с бесчердачным покрытием и слоистой каменной стеной [9]



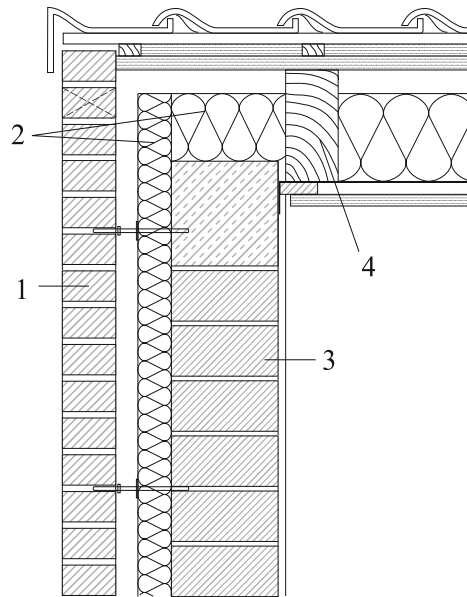
1 – лицевой каменный слой, 2 – утеплитель, 3 – внутренний каменный слой,
4 – железобетонное перекрытие

Рисунок А.33 - Карнизный участок стены с жилым чердачным помещением [20]



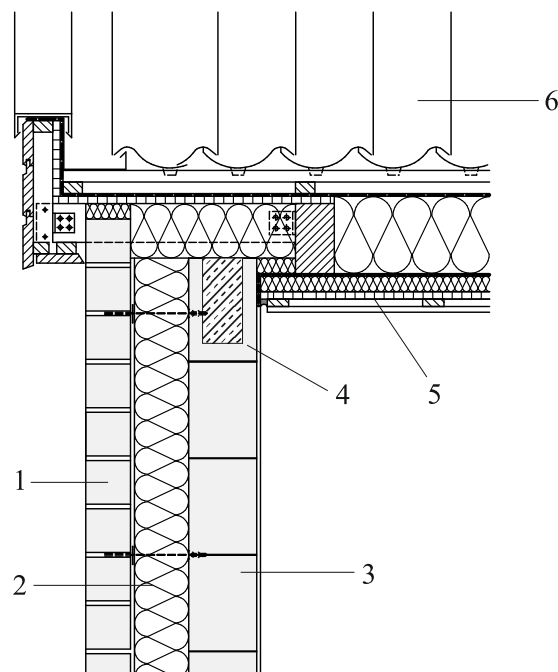
1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкера,
4 – теплоизоляция, 5 – продухи вентилируемого зазора, 6 – мауэрлат, 7 – гидроизоляция

Рисунок А.34 - Карнизный участок дома с чердачным покрытием и слоистой каменной стеной [9]



1 – лицевой каменный слой, 2 – утеплитель, 3 – внутренний каменный слой, 4 – деревянная стропильная балка покрытия

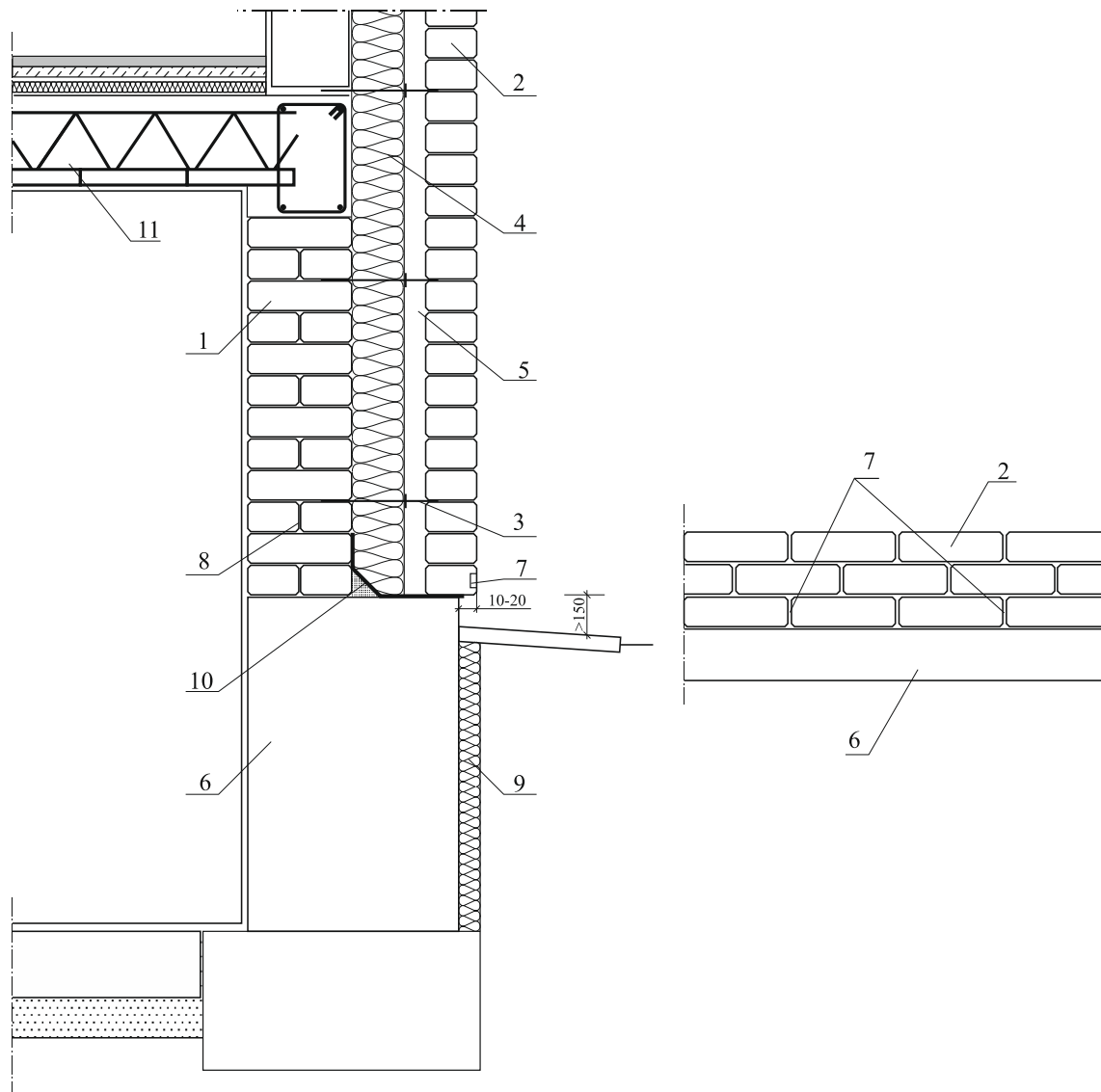
Рисунок А.35 – Сопряжение карнизного участка торцевой многослойной стены с плоским деревянным покрытием [20]



1 – лицевой каменный слой, 2 – утеплитель, 3 – утеплитель, 4 – железобетонный пояс, 5 - сборное утепленное перекрытие чердака, 6 – черепичная кровля

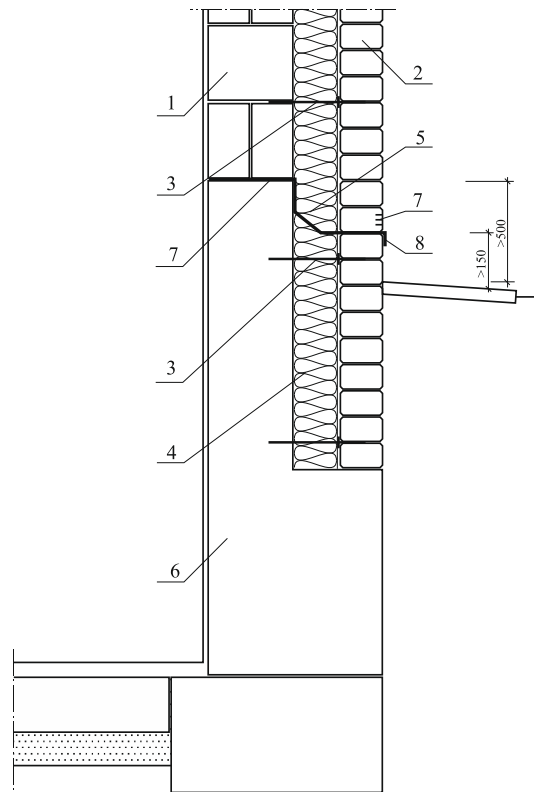
Рисунок А.36 – Сопряжение карнизного торцевого участка многослойной стены со скатным чердачным покрытием [25]

А.4 Сопряжение стен с фундаментами



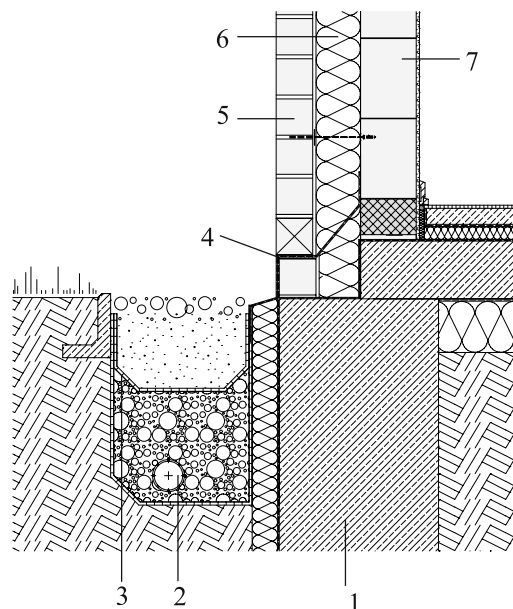
1 - внутренний несущий каменный слой, 2 - лицевой каменный слой, 3 - анкерные связи, 4 - утеплитель, 5 - вентилируемый воздушный зазор, 6 - подвальная стена, 7 - водоотводящие щели вместо вертикальных растворных швов, 8 - гидроизоляция, 9 - теплоизоляция подвальной стены, 10 - уклон из строительного раствора, 11 - сборно-монолитное перекрытие

Рисунок А.37 – Сопряжение многослойных стен с фундаментами [9]



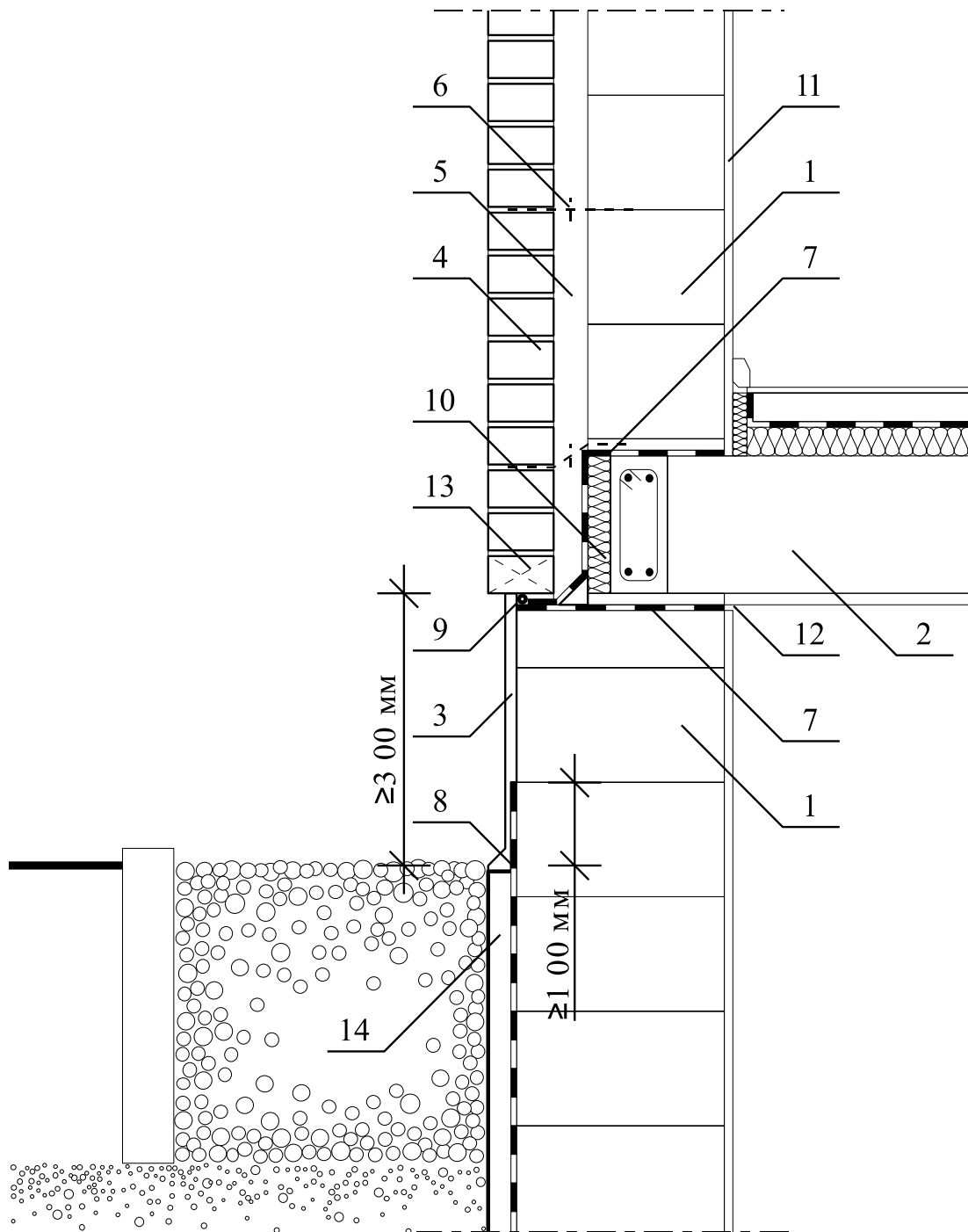
1 – внутренний каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкерные связи, 4 – утеплитель в виде пенополистирольных жестких плит либо заливочный легкий бетон, 5 – утеплитель в виде пенополистирольных плит, 6 – фундаментная стена, 7 – отверстия в вертикальных растворных швах для отвода конденсационной влаги, 8 – гидроизоляция

Рисунок А.38 – Размещение лицевого каменного слоя ниже уровня грунта [9]



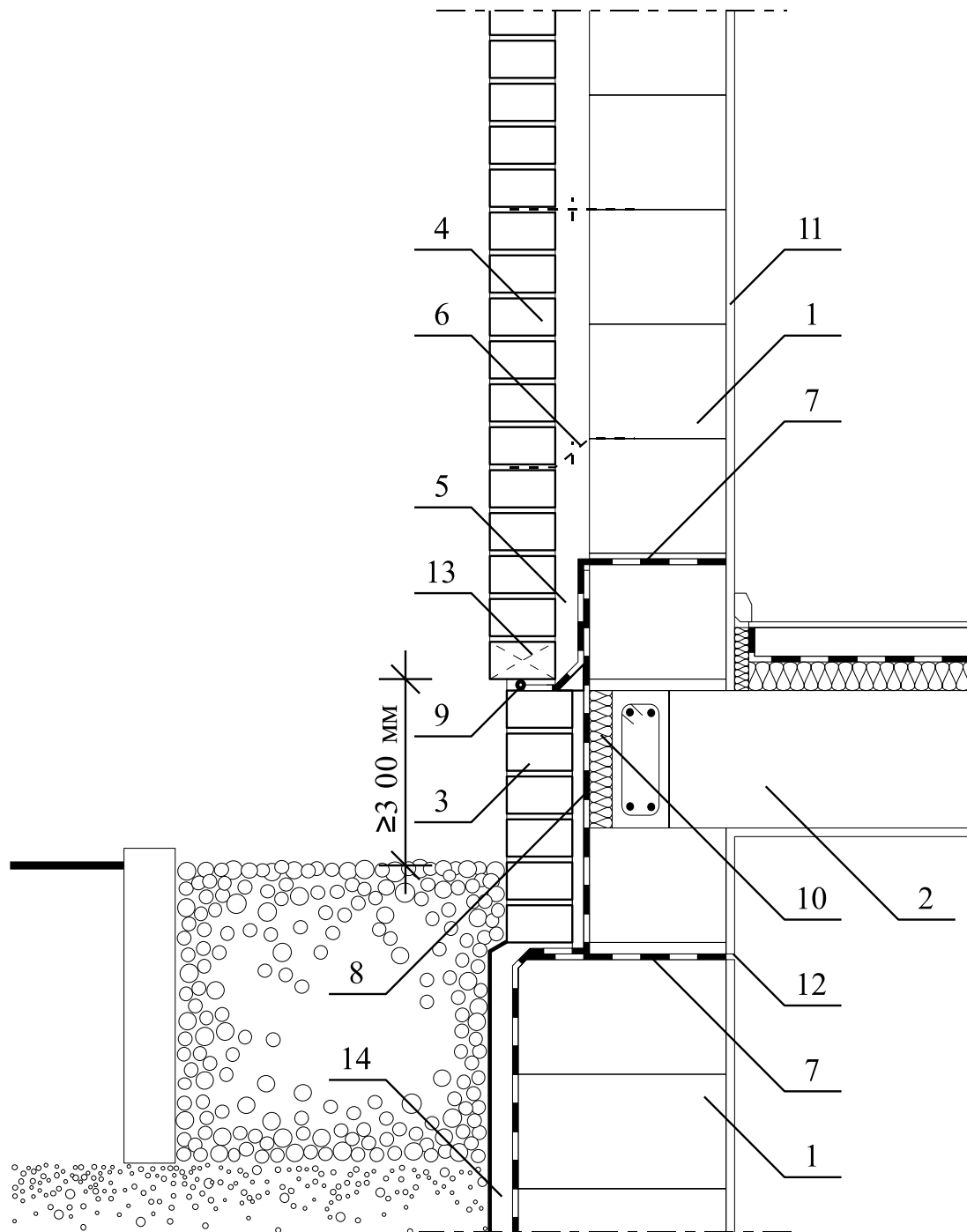
1 – фундамент, 2 – дренажная труба, 3 – геотекстиль, 4 – гидроизоляция, 5 – лицевой каменный слой, 6 - утеплитель, 7 – внутренний несущий каменный слой

Рисунок А.39 – Опираение многослойной каменной стены на фундамент [20]



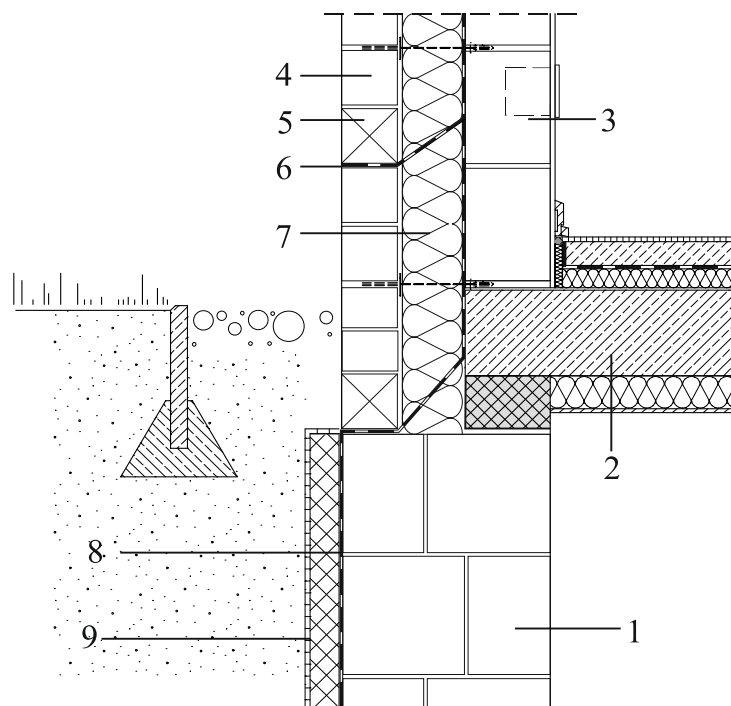
1 – подвальная стена, 2 – железобетонное перекрытие над подвалом, 3 – цокольная штукатурка, 4 – лицевой каменный слой, 5 – вентилируемый воздушный зазор, 6 – анкерные связи, 7 – горизонтальная гидроизоляция, 8 – вертикальная гидроизоляция, 9 – уплотнение, 10 – утепление железобетонного пояса, 11 – внутренняя штукатурка, 12 – фуга, 13 – щели в вертикальных растворных швах для вентилирования воздушного зазора, 14 – защита вертикальной гидроизоляции

Рисунок А.40 – Сопряжение многослойной каменной стены с стеной подвала [12]



1 – подвальная стена, 2 – железобетонное перекрытие над подвалом, 3 – цоколь из клинкерного кирпича, 4 – лицевой каменный слой, 5 – вентилируемый воздушный зазор, 6 – анкерные связи, 7 – гидроизоляция, 8 – вертикальная гидроизоляция, 9 – уплотнение, 10 – утепление железобетонного пояса, 11 – внутренняя штукатурка, 12 – фуга, 13 – щели в вертикальных растворных швах для вентилирования воздушного зазора, 14 – штукатурная защита вертикальной гидроизоляции

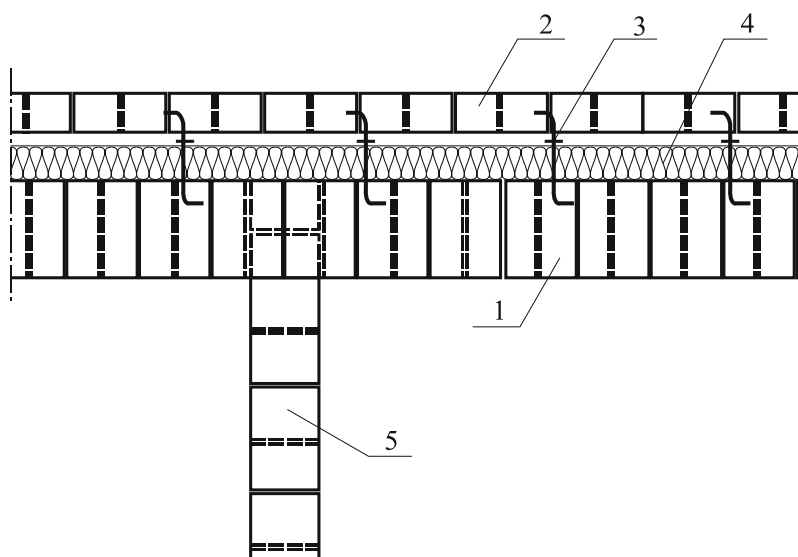
Рисунок А.41 – Сопряжение многослойной каменной стены с стеной подвала [12]



1 – внутренний каменный слой, 2 – утепленная железобетонная плита перекрытия над подвалом, 3 – внутренний каменный слой, 4 – лицевой каменный слой, 5 – отверстия в вертикальных растворных швах для отвода конденсационной влаги, 6 – гидроизоляция, 7 – утеплитель, 8 – вертикальная гидроизоляция подвальной стены. 9 – утепление подвальной стены

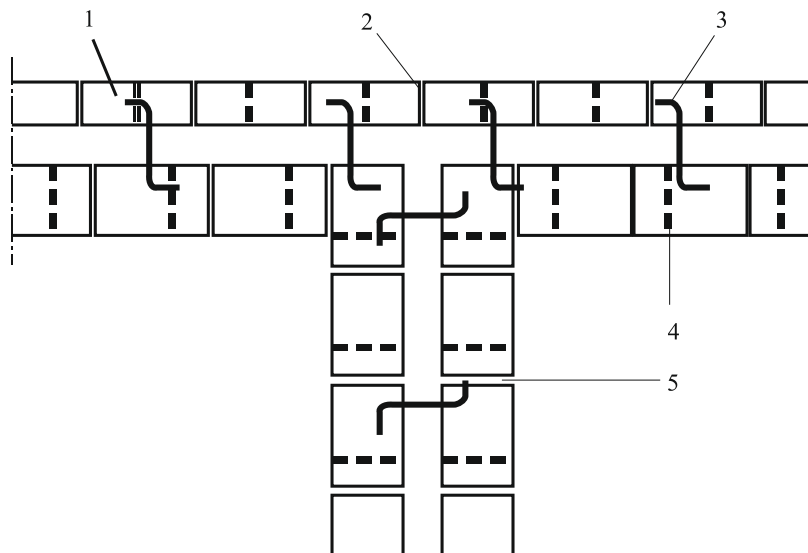
Рисунок А.42 - Опираение лицевого слоя на подвальную утепленную стену [25]

А.5 Пересечение стен



1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкер, 4 – утеплитель, 5 – внутренняя поперечная стена

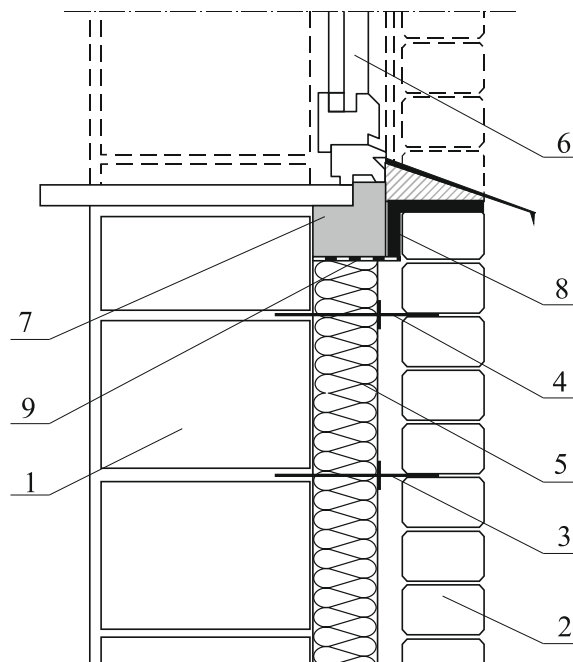
Рисунок А.43 – Сопряжение наружной многослойной стены с внутренней перегородкой [9]



1 – лицевой каменный слой, 2 – вертикальный деформационный шов, 3 – анкер, 4 – внутренний несущий каменный слой, 5 – внутренняя поперечная многослойная стена

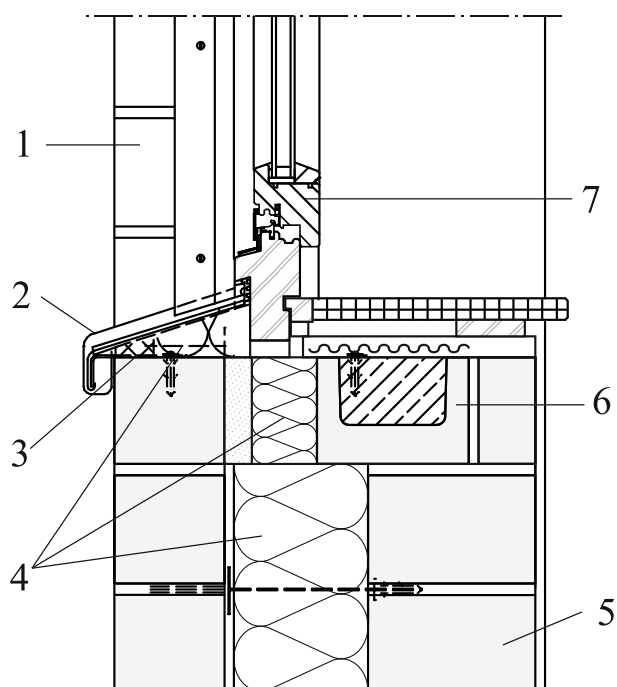
Рисунок А.44 – Сопряжение наружной многослойной стены с внутренней [9]

А.6 Устройство оконных проемов



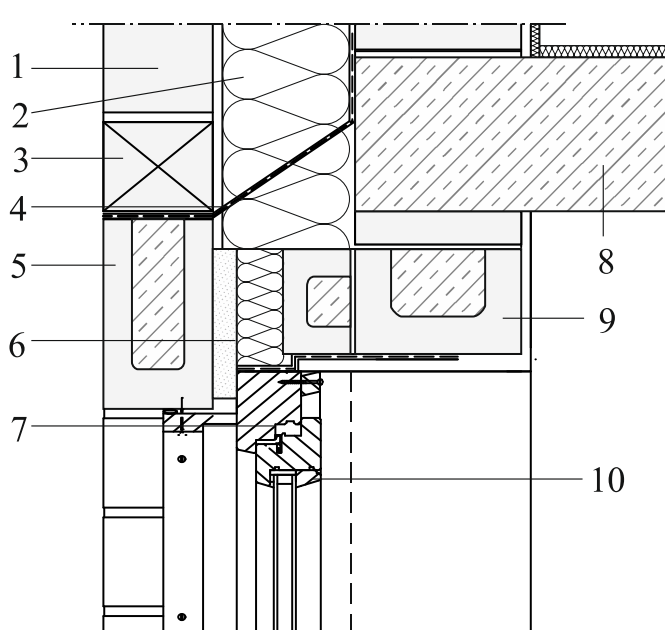
1 – внутренний несущий каменный слой, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкер, 4 – дополнительный анкер, 5 – утеплитель, 6 – окно, 7 – горизонтальный ригель окна, замыкающий щель между слоями 1 и 2, 8 – герметик, гидроизоляция

Рисунок А.45 - Вертикальный разрез многослойной стены на уровне подоконника [9]



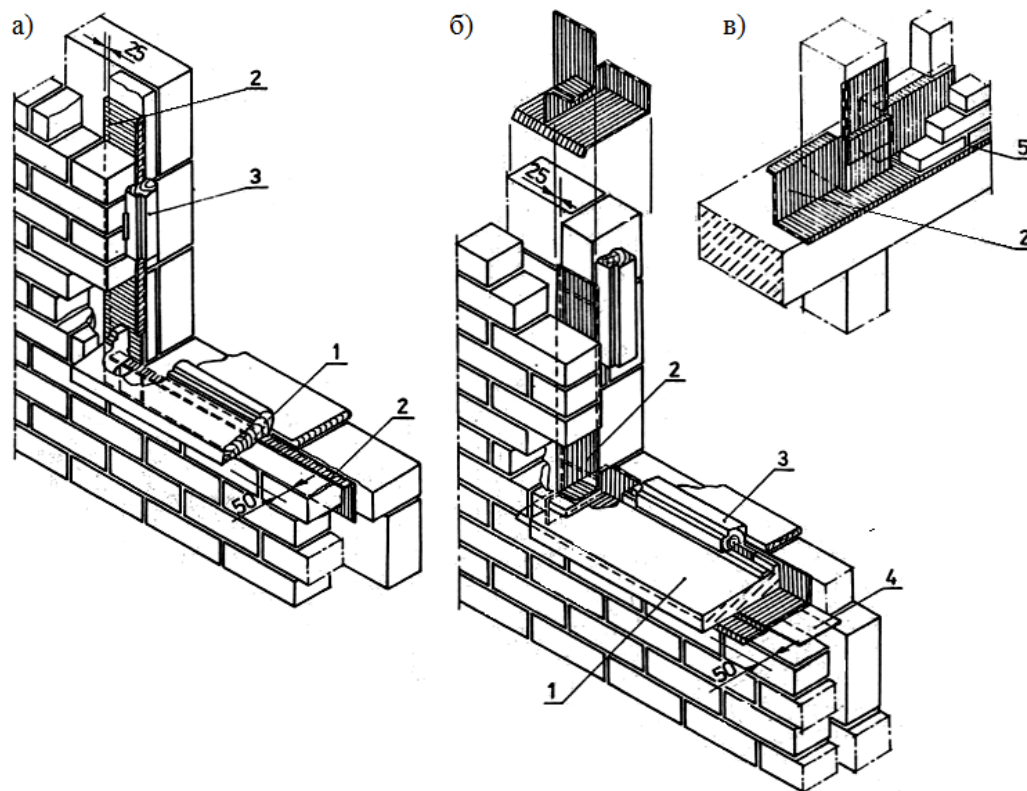
1 - лицевой каменный слой, 2 – водослив, 3 – герметик, 4 – утеплитель, 5 – внутренний несущий каменный слой, 6 – сборная перемычка, 7 – оконная рама

Рисунок А.46 - Вертикальный разрез сопряжения многослойных каменных стен в зоне подоконника [25]



1 - лицевой каменный слой, 2 – утеплитель, 3 – отверстие в вертикальном растворе шве для отвода конденсационной влаги, 4 – гидроизоляция, 5 – сборная перемычка, 6 – термоизоляционная прокладка, 7 – герметик, 8 – железобетонное перекрытие, 9 – надоконная перемычка во внутреннем каменном слое, 10 - оконная столярка

Рисунок А.47 – Сопряжение оконной рамы с многослойной стеной [25]



1 – подоконник, 2 – гидроизоляция, 3 – оконная рама, 4 – жесткая подкладка под гидроизоляцию,
5 – щель для вывода конденсата

Рисунок А.48 – Расположение гидроизоляции в оконных проемах с кирпичным подоконником (а), с железобетонным подоконником (б) и при заполнении многослойными стенами каркаса здания [13]

А.7 Перемычки

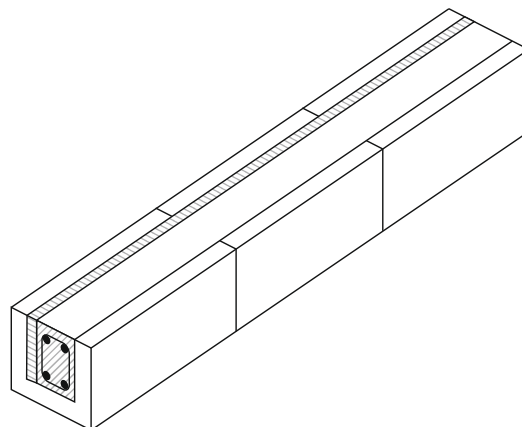
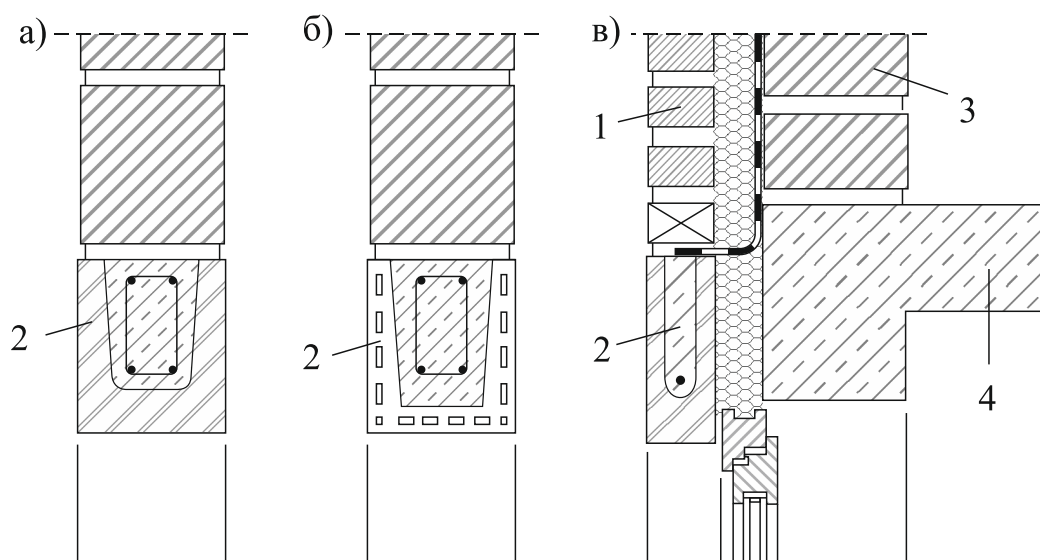
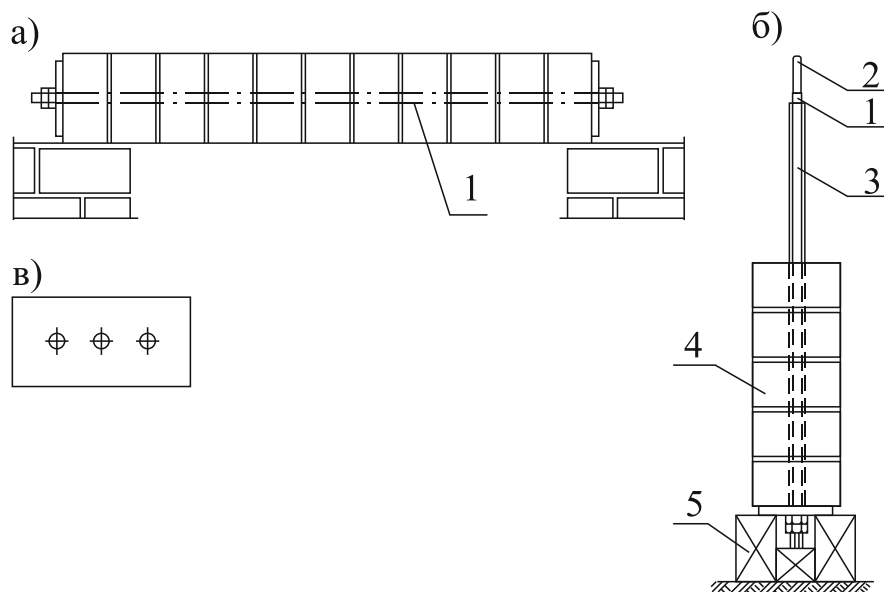


Рисунок А.49 – Сборная перемычка из корытообразных керамических элементов, заполненных утеплителем и монолитным железобетоном [26,27]



1 – лицевой каменный слой, 2 – перемычка, 3 – внутренний каменный слой, 4 – железобетонное перекрытие

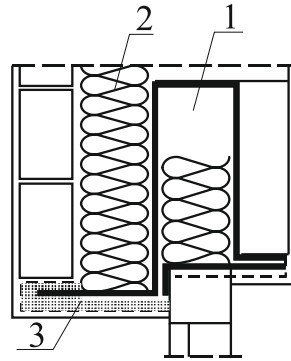
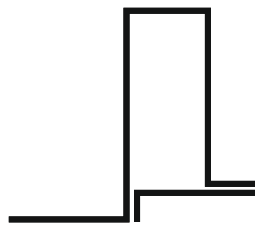
Рисунок А.50– Сборные перемычки из армированных корытообразных керамических элементов в лицевом каменном слое [29]



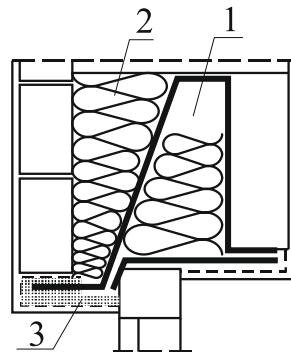
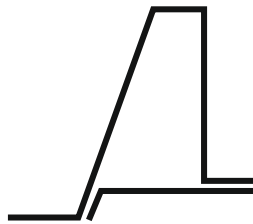
1 – преднапрягаемая арматура, 2 – резьба, 3 – защитное покрытие, 4 – перфорированные камни, 5 – подкладки

Рисунок А.51 – Предварительно напряженная каменная перемычка (а) из перфорированных камней (в) и способ ее изготовления (б) [13]

а)



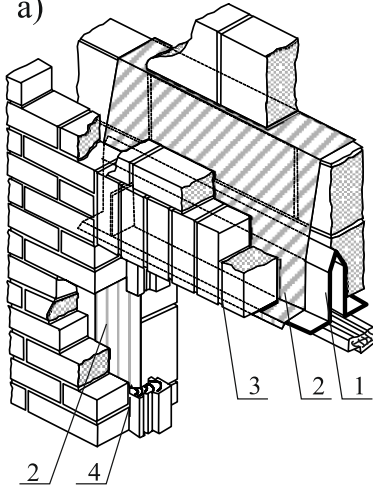
б)



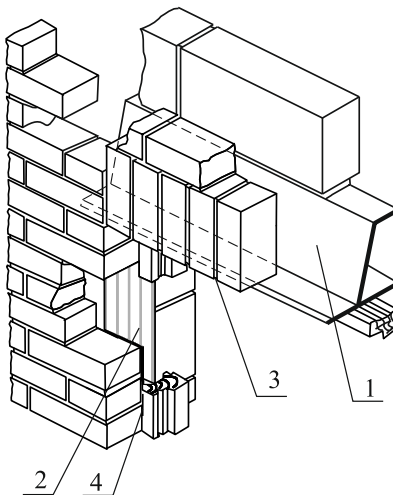
1 – перемычка, 2 – утеплитель, 3 – металлическая сетка под штукатурку

Рисунок А.52 – Составные стальные перемычки из холодногнутых профилей коробчатого сечения для одновременного опирания лицевого и внутреннего каменных слоев [13]

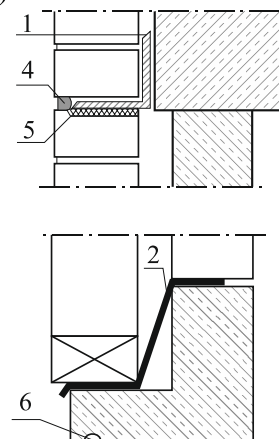
а)



б)



в)



1 – металлические перемычки, 2 – гидроизоляция, 3 – щель для отвода конденсата, 4 – уплотнитель, 5 – эластичная прокладка, 6 – слезник

Рисунок А.53 - Устройство перемычек в лицевом каменном слое из специальных стальных профилей (а,б), из уголков (в) и железобетонных балок [13]

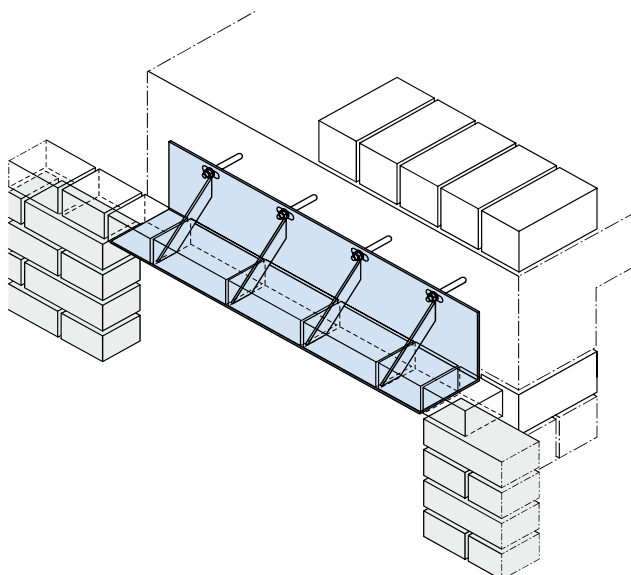
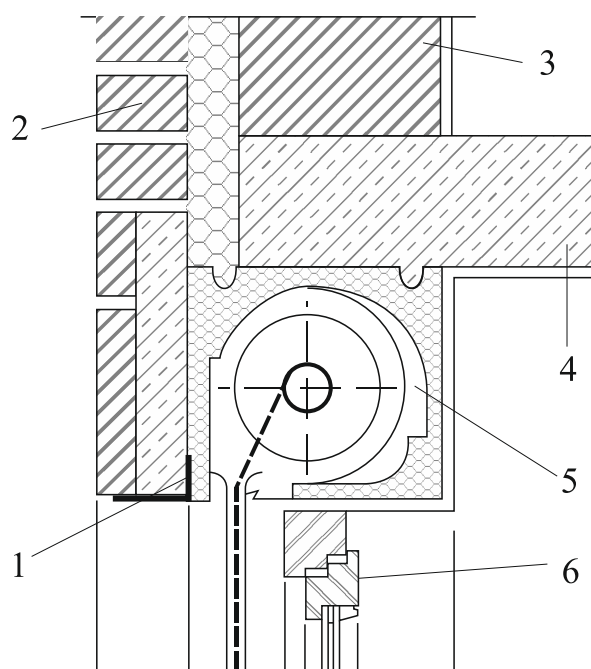


Рисунок А.54 – Устройство перемычки в лицевом слое в виде уголкового металлических консолей, закрепленных к железобетонным перекрытиям [34]



1 – металлический уголок – перемычка, 2 – лицевой каменный слой, 3 – внутренний каменный слой, 4 – железобетонное перекрытие, 5 – роллета, 6 – окно

Рисунок А.55 – Устройство уголкового перемычек в лицевом каменном слое при наличии роллет [35]

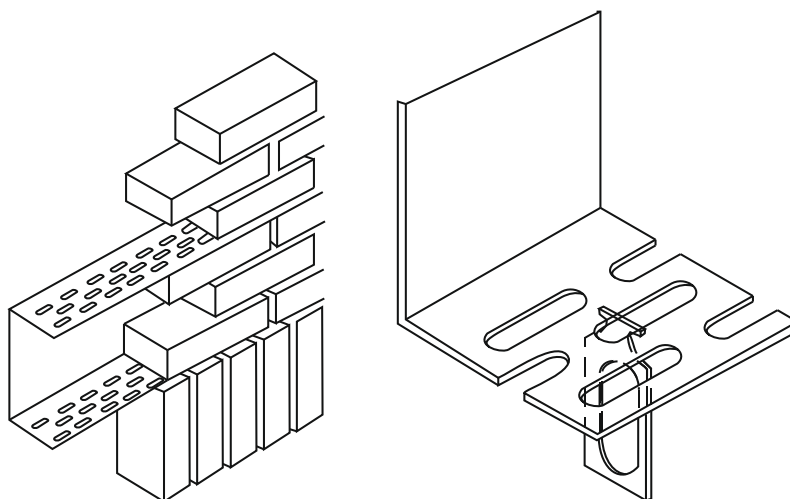


Рисунок А.56 – Перемычка в лицевом каменном слое из стального холодногнутого перфорированного швеллера [13]

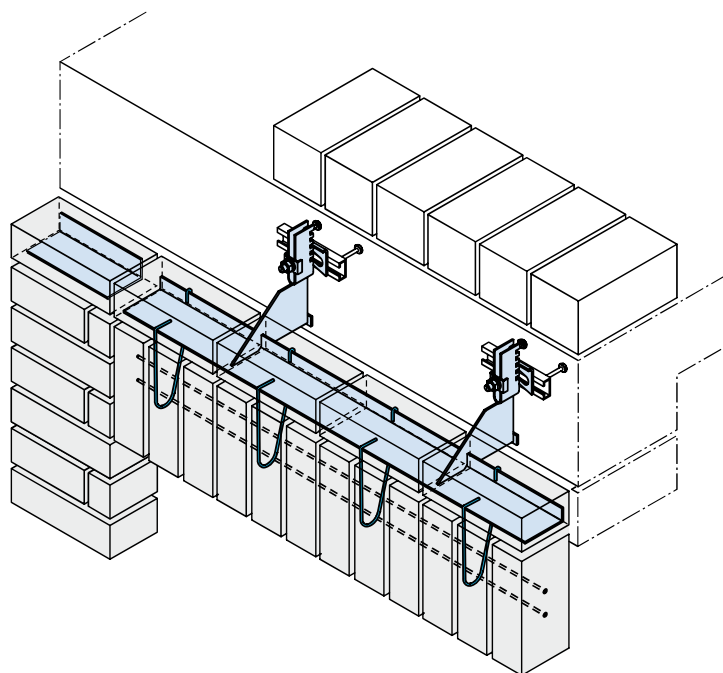
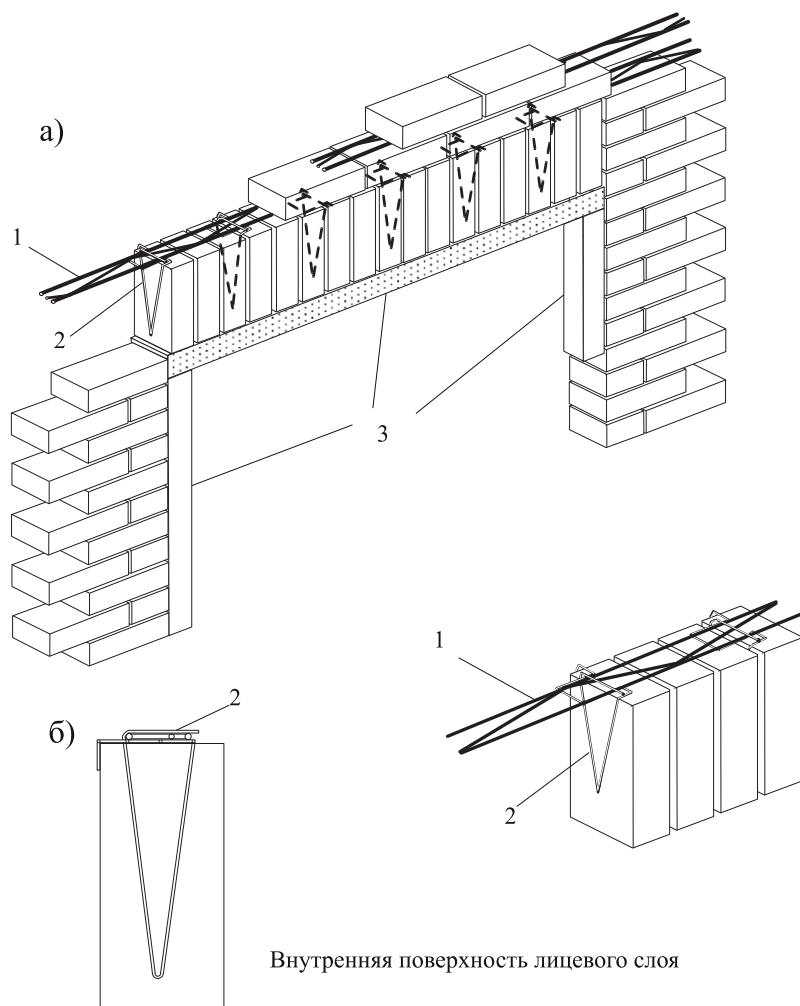


Рисунок А.57 – Устройство каменной перемычки в лицевом слое, подвешенной к уголку металлических консолей [17,18,34]



1 – арматура, 2 – проволочные подвески, 3 – опалубка

Рисунок А.58 – Армокаменная перемычка [21]

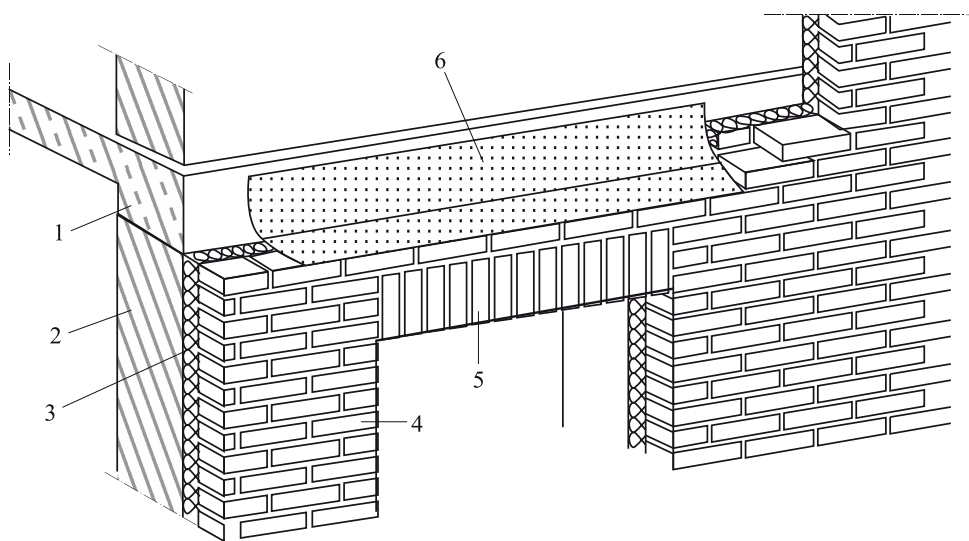
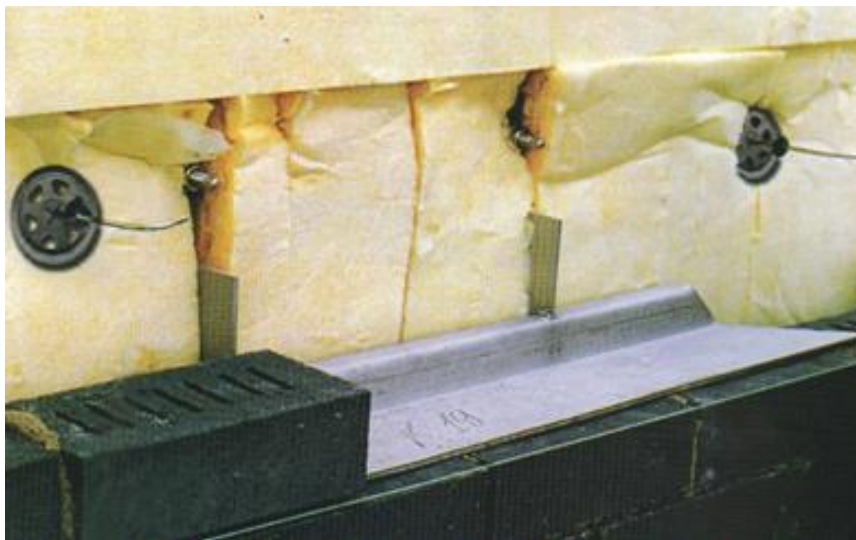


Рисунок А.59 - Гидроизоляция перемычек [30]



1 – железобетонное перекрытие, 2 – внутренний несущий каменный слой, 3 – утеплитель,
4 – лицевой каменный слой, 5 – каменная перемычка, 6 – гидроизоляция

Рисунок А.59 - Гидроизоляция перемычек [30] (продолжение)

А.8 Деформационные вертикальные швы

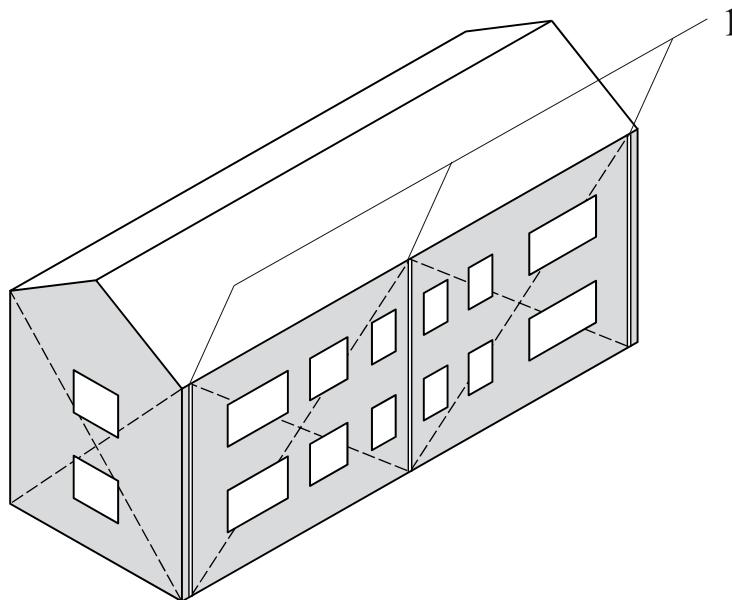


Рисунок А.60– Расположение вертикальных деформационных швов 1 в лицевом слое здания без балконов [17,18]

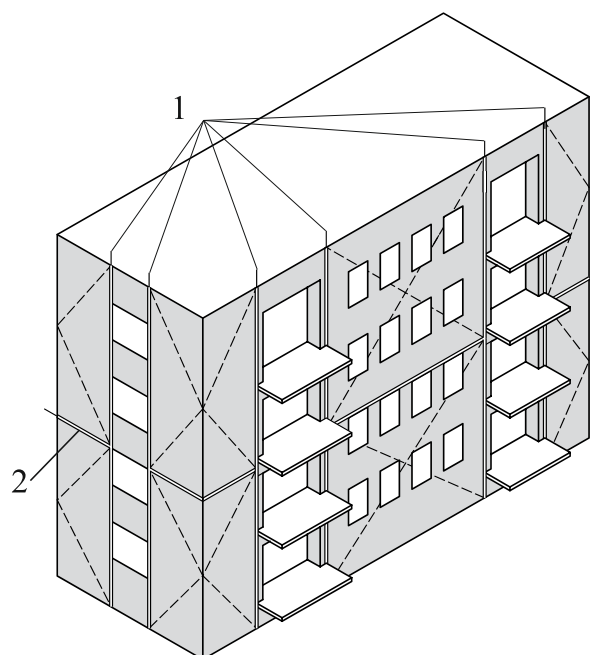


Рисунок А.61 – Расположение вертикальных 1 и горизонтальных 2 температурных деформационных швов в лицевом слое здания с балконами [17,18]

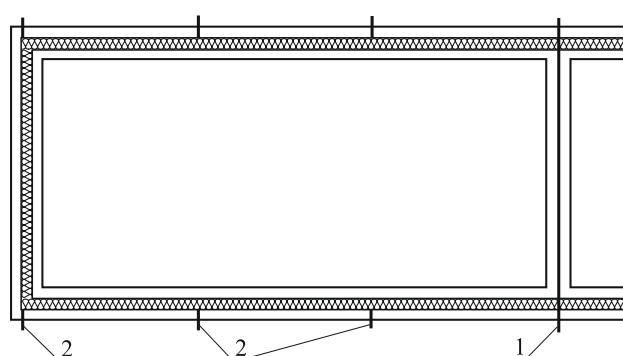


Рисунок А.62 – Расположение вертикальных деформационных швов: 1 – по всему зданию, 2 – в лицевом каменном слое [9]

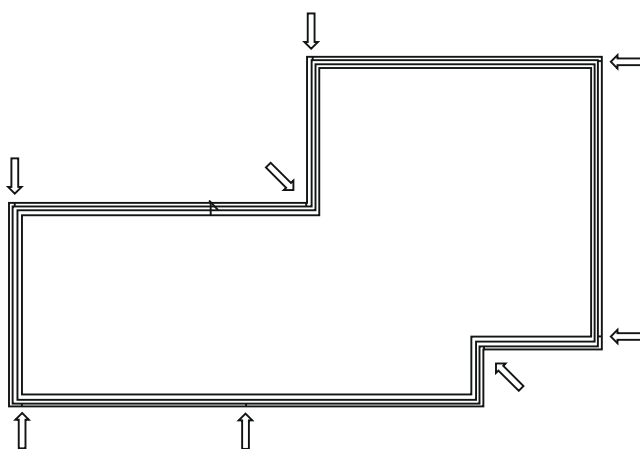


Рисунок А.63 – Расположение вертикальных деформационных швов в лицевом каменном слое (указано стрелками) в зданиях со сложным планом [30]

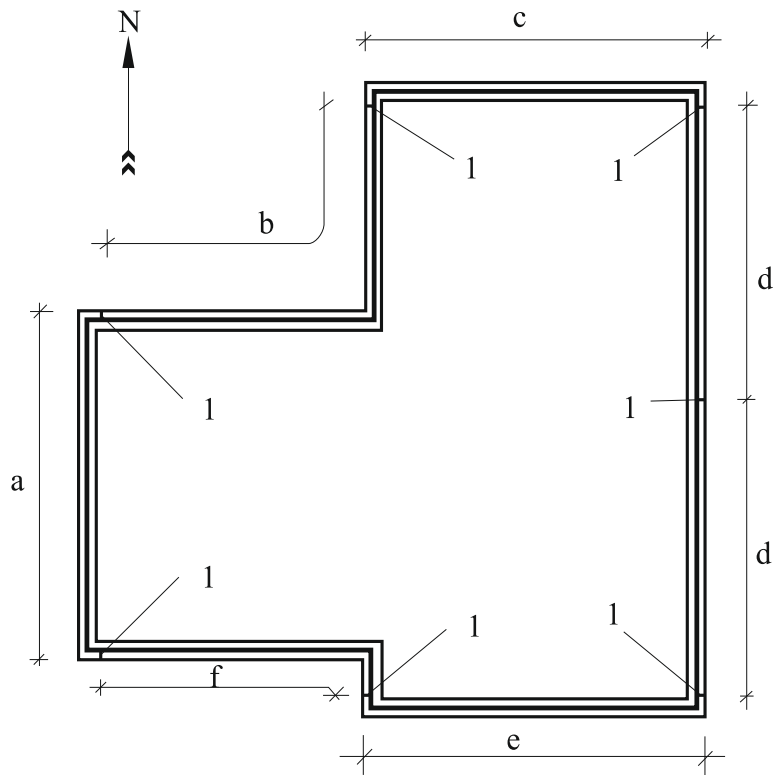


Рисунок А.64 – Размещение вертикальных деформационных швов в лицевом слое каменных стен здания со сложным планом (расстояния между швами а,б,с,д,е определяются расчетом)

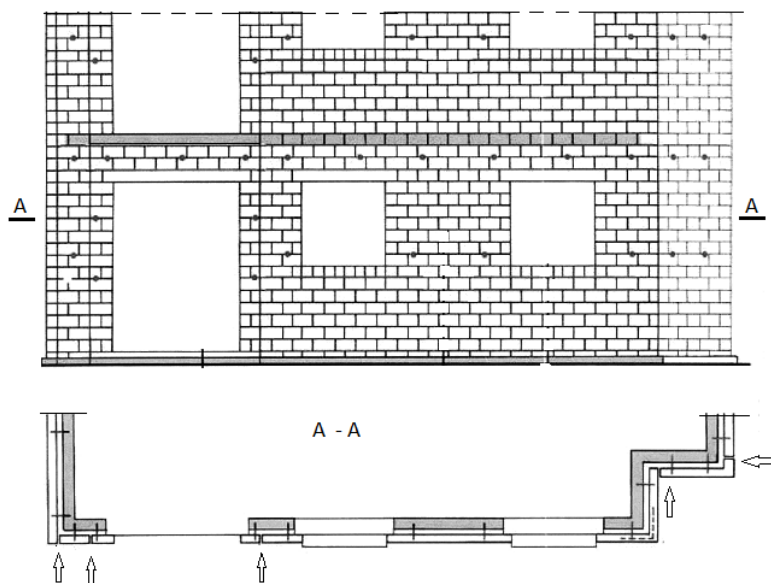
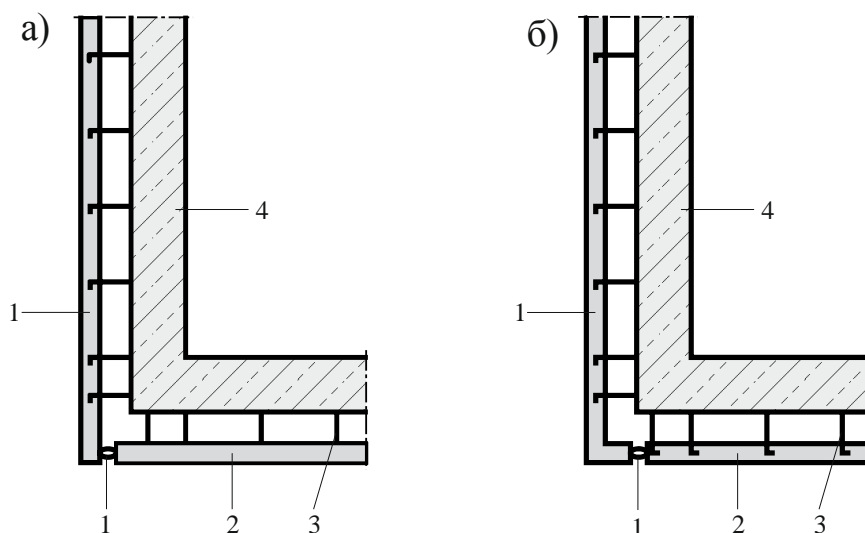


Рисунок А.65 – Расположение вертикальных деформационных швов в лицевом слое (швы указаны стрелками) [30]



1 – вертикальный деформационный шов, 2 – лицевой каменный слой, 3 – анкер,
4 – внутренний каменный слой

Рисунок А.66 – Расположение вертикальных деформационных швов, совпадающих с внутренней поверхностью лицевого слоя (а) и со смещением (б) [17,18]

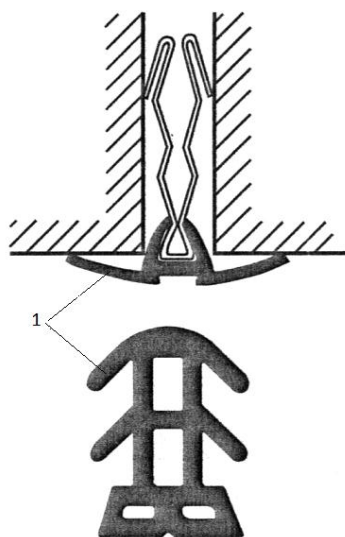
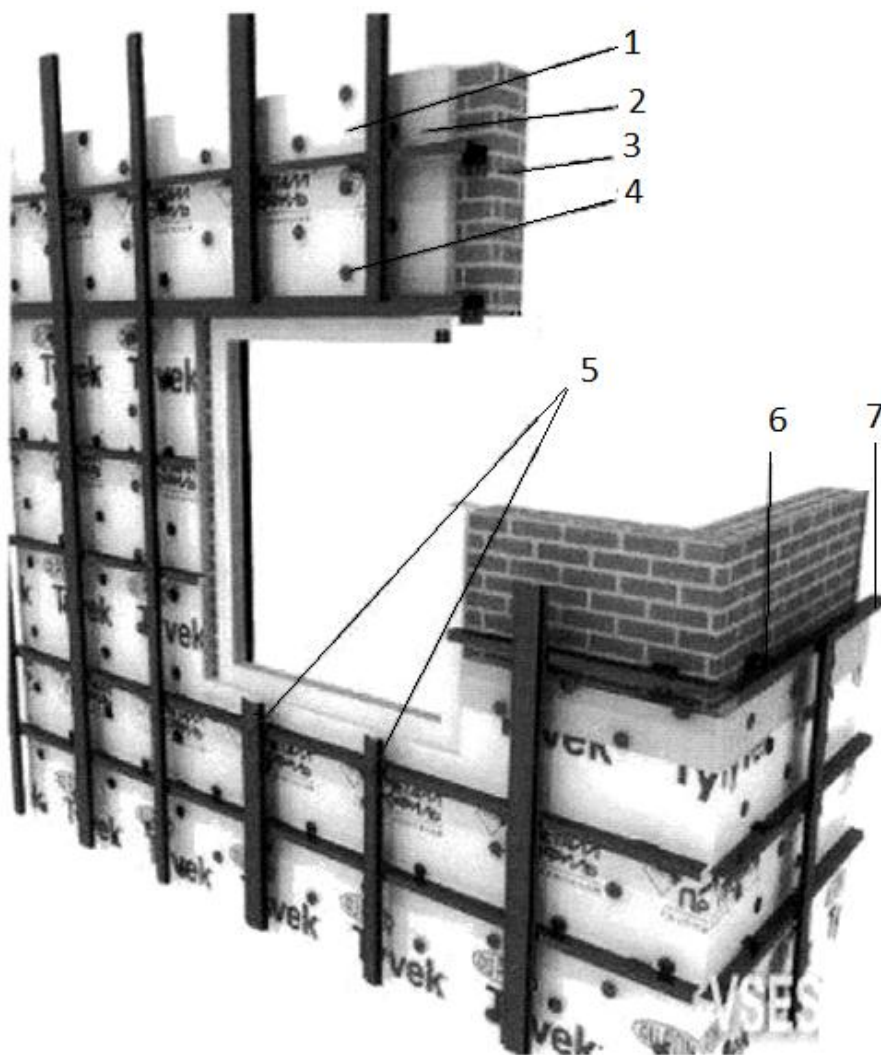


Рисунок А.67 - Уплотнение вертикальных температурных деформационных швов с помощью профилей 1 из синтетических материалов [14]

Приложение Б
(информационное)

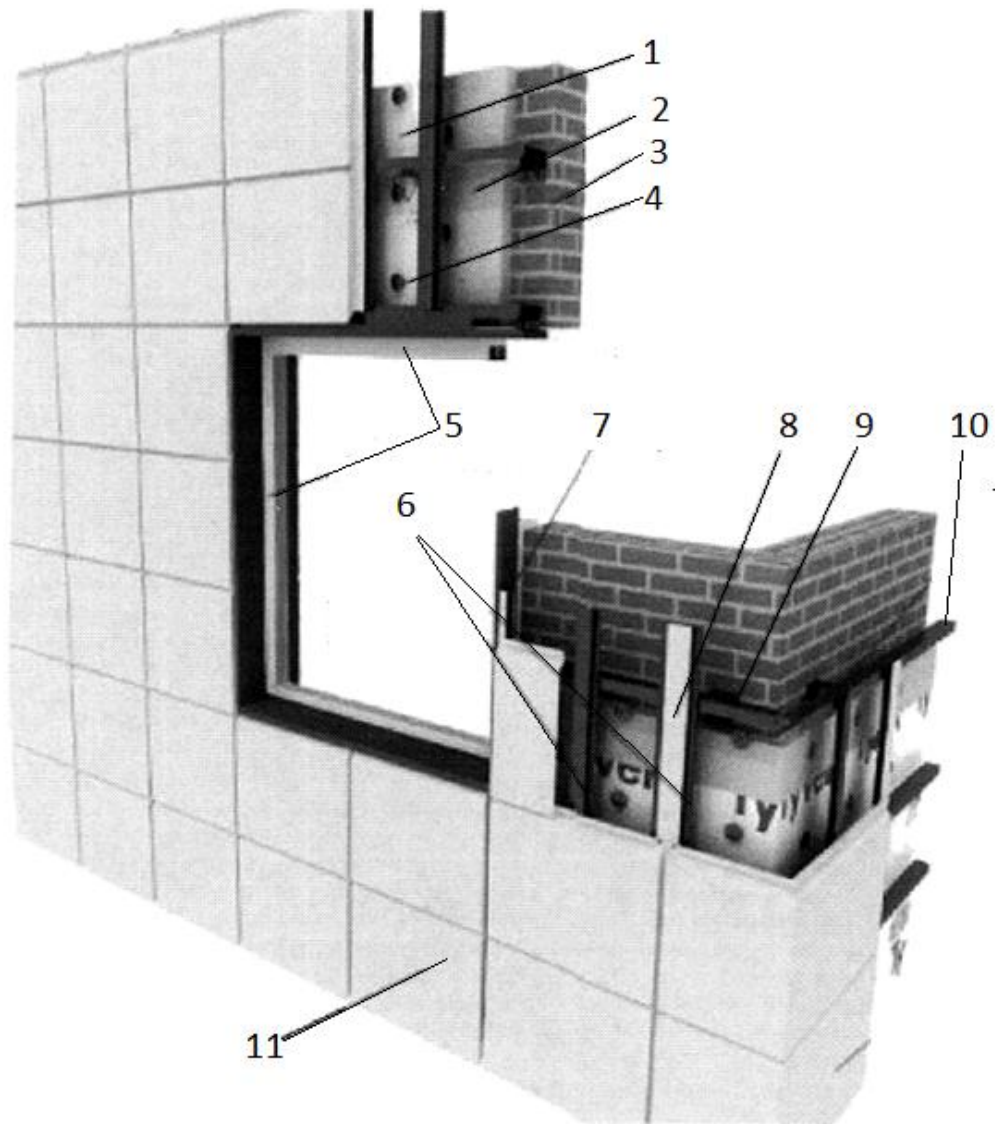
Конструктивные решения навесных вентилируемых фасадов

Б.1 Под облицовочный каркас



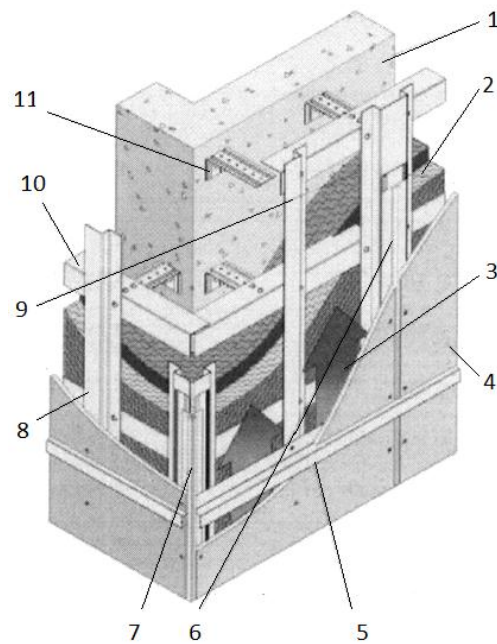
1 - гидроветрозащитная мембрана, 2 – теплоизоляция, 3 – внутренний каменный слой,
4 – тарельчатый дюбель, 5 – вертикальный металлический профиль для крепления облицовки,
6 – кронштейны, Г – образный горизонтальный крепежный профиль

Рисунок Б.1 – Конструкция под облицовочный каркас [40,41,42,43]



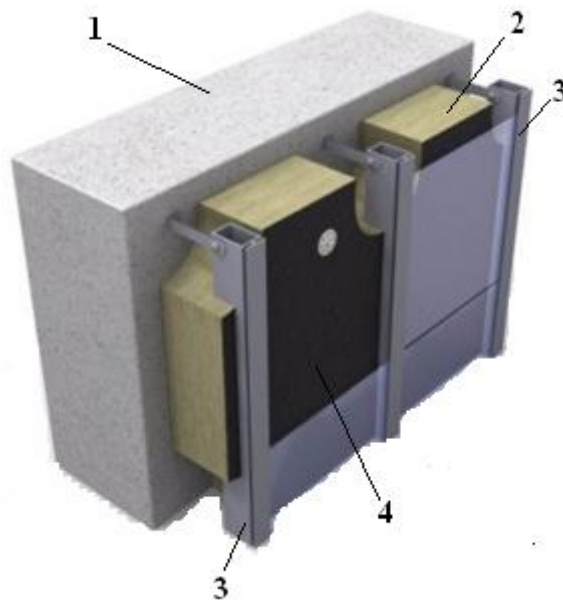
1 - гидроветрозащитная мембрана, 2 – теплоизоляция, 3 – внутренний каменный слой,
 4 – тарельчатый дюбель, 5 – фасонные элементы столярки, 6 - крепежный профиль,
 7 - Z – образный вертикальный профиль для крепления облицовки, 8 – декоративная полоса,
 9 - кронштейны, 10 - Г – образный горизонтальный крепежный профиль, 11 – облицовочные
 плиты

Рисунок Б.2 – Конструкция навесного вентилируемого фасада [40,41,42,43]



1 – несущая стена, 2 – утеплитель, 3 – воздушный поток, 4 – облицовочная плита,
5 – горизонтальный декоративный профиль, 6 – вертикальный декоративный профиль, 7 – угловой
декоративный профиль, 8 – промежуточный вертикальный профиль, 9 – основной вертикальный
профиль, 10 – горизонтальный профиль, 11 – кронштейн

Рисунок Б.3 - Конструктивное решение навесного вентилируемого фасада [5]

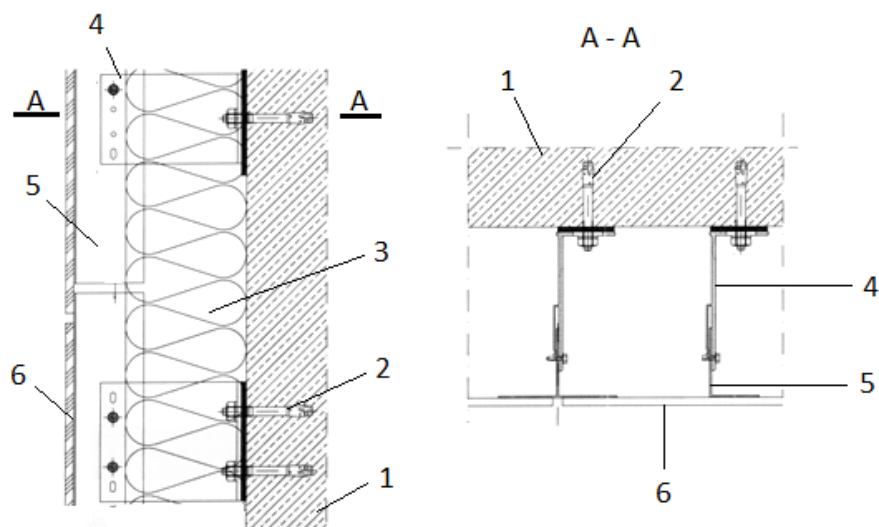


1 – несущая стена, 2 – утеплитель, 3 – вертикальный несущий профиль коробчатого сечения,
4 – гидроветрозащитная мембрана

Рисунок Б.4 - Конструктивное решение навесного вентилируемого фасада [5]

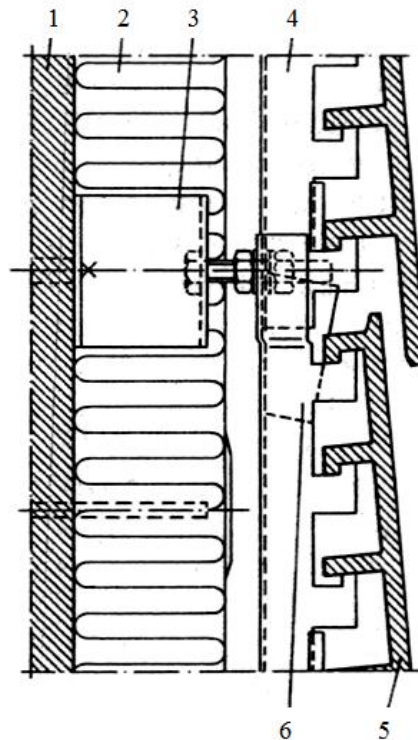


Рисунок Б.5 – Под облицовочная несущая конструкция из алюминиевых профилей для крепления облицовки из стекла



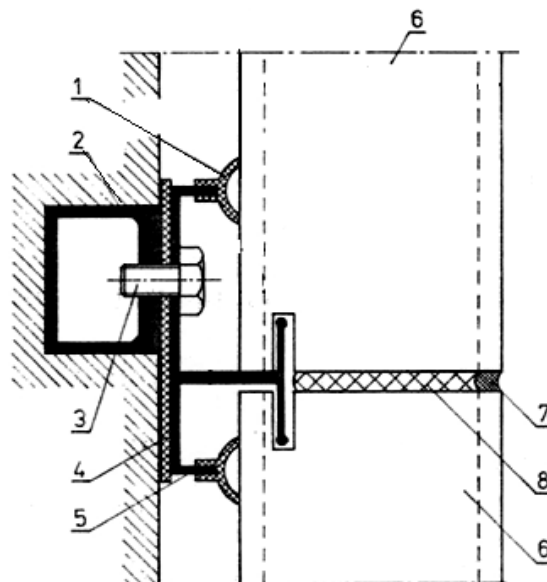
1 – несущая стена, 2 – анкер, 3 – утеплитель, 4 – угловой кронштейн, 5 - вертикальный уголок для крепления облицовочных плит, 6 – облицовочные плиты

Рисунок Б.6 – Под облицовочная несущая конструкция [39]



1 – несущая стена, 2 – утеплитель, 3 – угловой кронштейн, 4 – вертикальный профиль для крепления облицовочных плит, 5 – облицовочные керамические плиты Hurdis, 6 – стабилизирующий клин

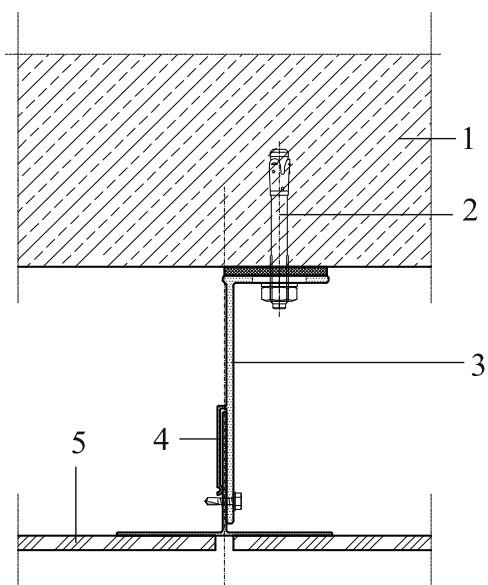
Рисунок Б.7 – Подоблицовочная несущая конструкция [13]



1 – прокладка из эластомера, 2 – металлический швеллер, 3 – крепежный болт, 4 – теплоизоляционная прокладка, 5 – вертикальный алюминиевый профиль, 6 – керамическая пустотная плита с утеплителем, 7 – уплотнение, 8 – пенополиуретан

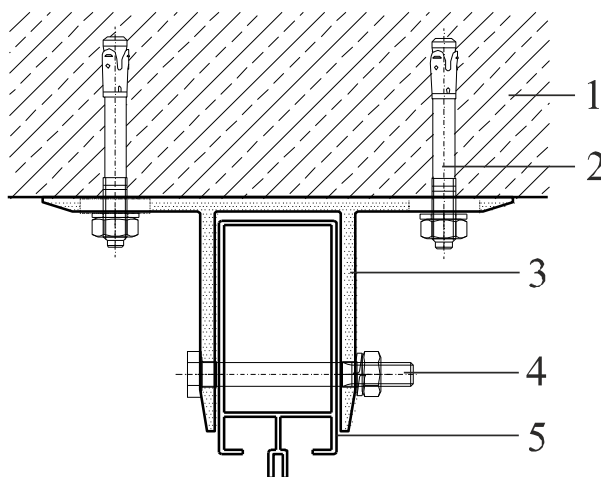
Рисунок Б.8 – Подоблицовочная несущая конструкция итальянской фирмы FEAL VAR [13]

Б.2 Консоли под облицовочного каркаса



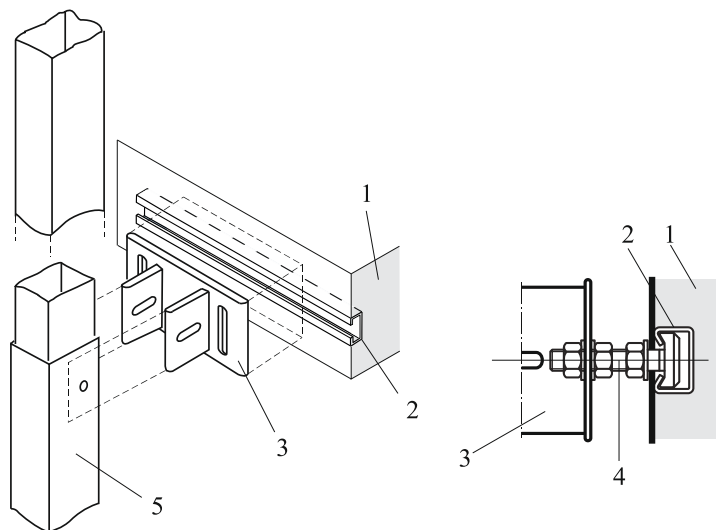
1 – несущая стена, 2 – анкер, 3 – угловая консоль, 4 – вертикальный Т – образный профиль,
5 – облицовочная плита

Рисунок Б.9 - Угловая консоль [39]



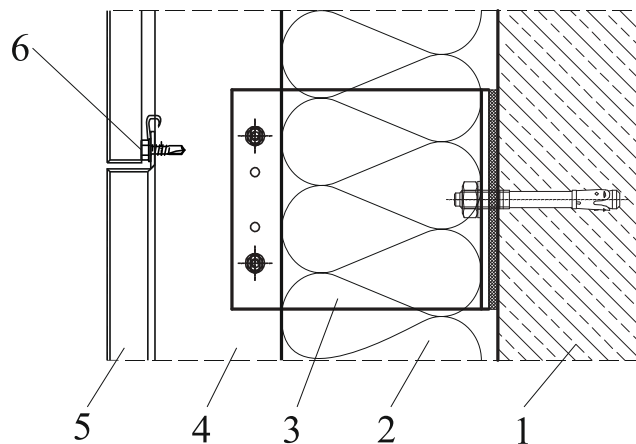
1 – несущая стена, 2 – анкер, 3 – консоль, 4 – монтажный болт, 5 – вертикальный алюминиевый
профиль для крепления облицовочных плит

Рисунок Б.10 – Консоль 2Т-образного сечения, закрепленная к стене анкерами [39]



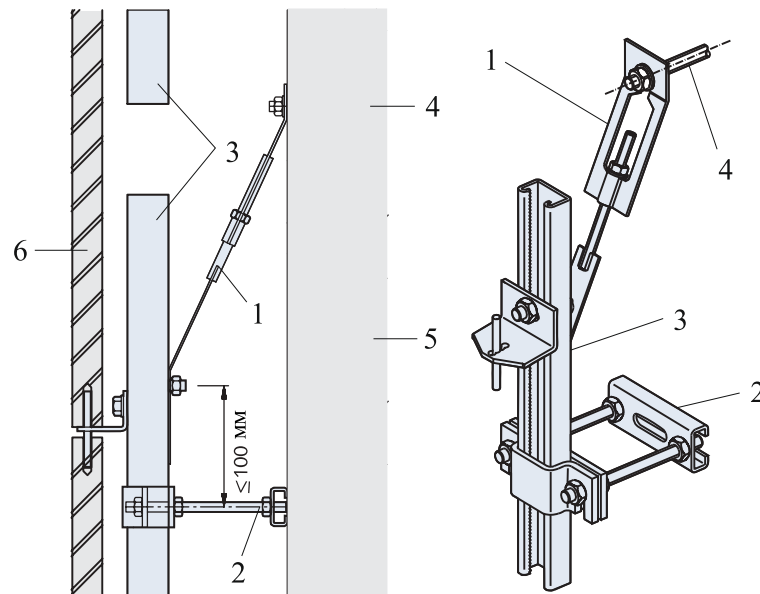
1 – железобетонная плита перекрытия, 2 – анкерующий швеллер. 3 – кронштейн, 4 – болт крепления кронштейна к анкерному швеллеру, 5 – вертикальный несущий профиль для крепления облицовочных плит

Рисунок Б.11 – 2Т-образная консоль с возможностью рихтовки в горизонтальном направлении путем перемещения в замоноличенной в железобетонной плите горизонтальной направляющей [20]



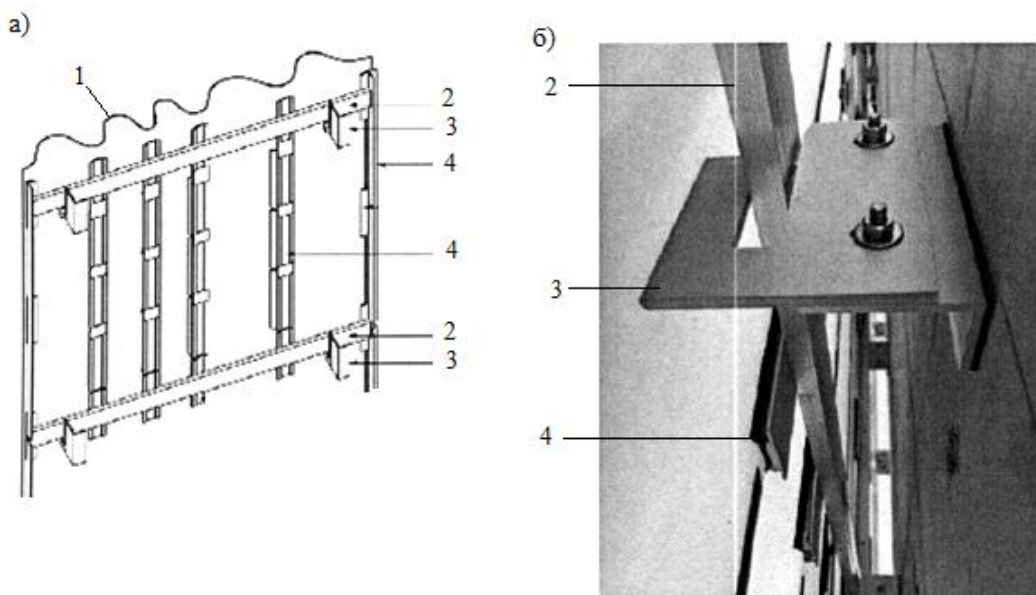
1 – несущая стена, 2 – утеплитель, 3 – угловой кронштейн, 4 – вертикальный угловой профиль, 5 – корытообразные облицовочные алюминиевые плиты, 6 – крепежный шуруп

Рисунок Б.12 - Крепление облицовочных алюминиевых плит к под облицовочному каркасу [39]



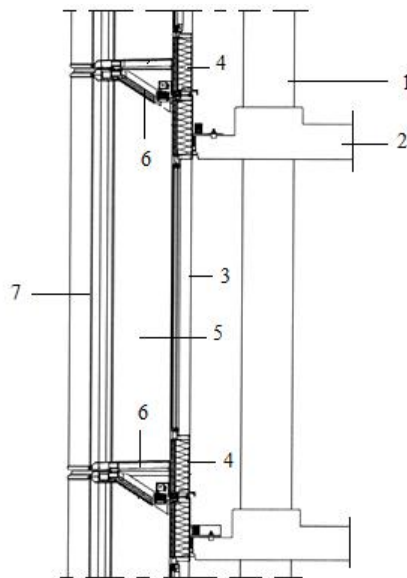
1 – подвеска консоли, 2 – упор консоли, 3 – вертикальный несущий профиль, 4 – анкер крепления консоли к стене, 5 – несущая стена, 6 – облицовочные плиты

Рисунок Б.13 - Регулируемая консоль облицовки навесного вентилируемого фасада [34]



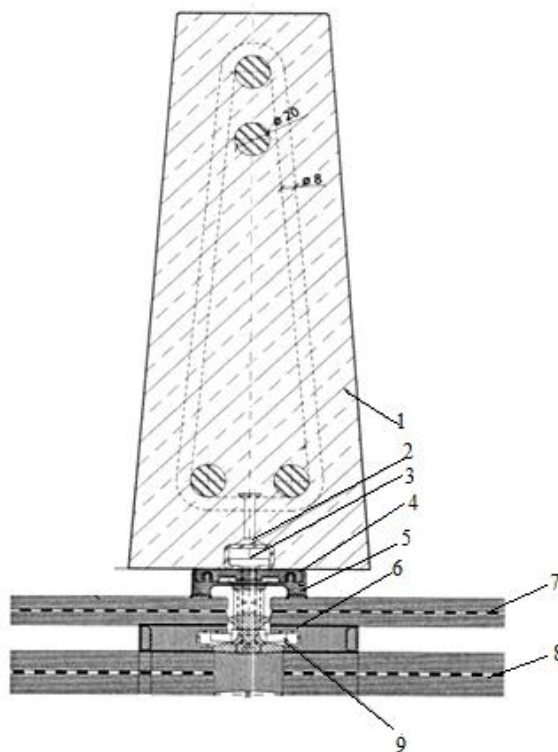
1 – волнистые листы из акрилового стекла, 2 – металлические горизонтальные несущие элементы, 3 – консоли, 4 – вертикальные несущие элементы

Рисунок Б.14 – Подоблицовочная конструкция с волнистообразной облицовкой из акрилового стекла: а – конструктивная схема, б – деталь крепления подоблицовочной конструкции к несущей стене здания [25]



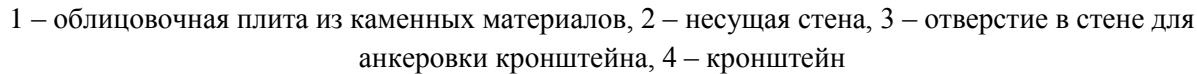
1 – колонна каркаса здания, 2 – железобетонное перекрытие, 3 – внутренний стеклянный слой,
4 – звукоизоляция, 5 – крепежные консоли, 6 – лицевой стеклянный слой

Рисунок Б15 – Вертикальный разрез сопряжения железобетонного каркаса здания с навесным двухслойным стеклянным фасадом [25]



1 – вертикальный несущий железобетонный элемент, 2 – забетонированный металлический
профиль корытообразного сечения, 3 – крепежный болт, 4 – алюминиевый профиль,
5 – уплотнитель из силикона, 6 – прокладка, 7 – внутренний стеклянный слой, 8 – лицевой
стеклянный слой, 10 - прижимная шайба

Рисунок Б.16 – Горизонтальный разрез сопряжения несущей железобетонной конструкции с облицовкой в виде двухслойного стеклопакета [25]



**Рисунок Б.18 - Т-образная консоль из полосовой стали для крепления облицовки из
каменных плит [18,34]**

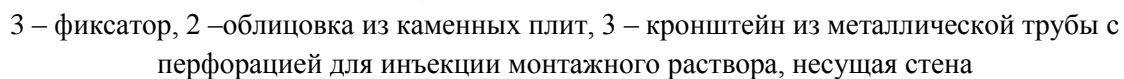


Рисунок Б.19 - Консоль трубчатого сечения для крепления облицовки из каменных плит [18,34]

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. Издательство АСВ, Москва, 2008.
2. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции. Высшая школа, Москва, 2006.
3. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. РИ РИФ «Стройматериалы, Москва, 2009.
4. Соколов Б.С. Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий. Издательство АСВ, Москва, 2010.
5. Фасады. Материалы и технологии. ООО «Стройинформ», Москва, 2006.
6. Фасадные теплоизоляционные системы с воздушным зазором. Рекомендации по составу и содержанию документов, предоставляемых для технической оценки пригодности продукции. Госстрой России, Москва, 2004.
7. DIN 1053 – 1 Rezeptmauerwerk. Berechnung und Ausfuehrung (Каменные конструкции. Расчет и проектирование). Berlin, 1990.
8. Drobiec L, Jasinski R, Piekarczyk B. Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 (Каменные конструкции в соответствии с Еврокодом 6) . Т.1. Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa, 2013.
9. Instrukcja 341/96. Projektowanie i wykonywanie murowanych ścian szczelinowych. (Проектирование и производство каменных пустотных стен).Warszawa 1997.
10. Jordahl-Konsolkopf. Deutsches Institut fur Bautechnik (Кронштейны системы Jordahl. Немецкий институт строительной техники), Berlin, 2013.
11. Gunkler E.,Budelmann H. Mauerwerkkompakt fur Studium und Praxis (Каменные конструкции в сокращении для изучения практики). Werner Verlag, Berlin, 2008.
12. Markiewicz P., Matysek P. Projektowanie architektoniczne i konstrukcyjne w systemie YTONG (Архитектурное и рабочее проектирование зданий в системе YTONG). Krakow, 2007.
13. Pierzchlewicz J., Jarmontowicz R. Budynki murowe. Materiały i konstrukcje (Каменные здания. Материалы и конструкции) Arkady, Warszawa, 2004.
14. Schneider K., Sahner G., Rast R. Mauerwerksbauaktuell 2012. Praxishandbuch fur Architekten und Ingenieure (Состояние каменного домостроения на 2012 г. Практическое справочное пособие для архитекторов и инженеров). Berlin, 2012.
15. Taly N. Desing reinforced masonry structures (Расчет армированных каменных конструкций). New York, 2010.
16. Zbrojenie murów (Армирование каменных конструкций) Murfor.N.V.Bekaert S.A, Warszawa 1999.
17. Бюллетень «Крепления для двухслойных каменных фасадов. Издательство Института строительной техники в Берлине» (Befestigung fur Zweischalige Mauerwerksfassaden) 2008 -2009 г – Германия.
18. Бюллетень «Крепления для каменных фасадов» фирмы HALFEN (Befestigung fur Mauerwerksfassaden) 2010 -2012 г – Германия.
19. Ежегодник «Каменные конструкции» Издательство Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2011 г. – Германия.

20. Ежегодник «Каменные конструкции» Издательство Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2006 г. – Германия.
21. Ежегодник «Каменные конструкции» Издательство Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2009 г. – Германия.
22. Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №6 2009г – Германия.
23. Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №8 2011г – Германия.
24. Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №6 2006 г – Германия.
25. Ежемесячный журнал «Стальные конструкции» (Stahlbau) №4(Приложение) 2013 г – Германия.
26. www.solbetperfekt.pl.
27. www.xella.pl.
28. www.thermopor.de.
29. www.ziegel-eder.de.
30. www.kalksandstein.de.
31. www.mauerwerksbewehrung.de.
32. www.specmix.com.
33. www.jordahl.de.
34. www.halfen-deha.ru.
35. www.h-bau.de.
36. www.mfixings.de.
37. www.ziegeleien.de.
38. www.kalksandstein-info.ch.
39. www.bspsystem.com.
40. www.newfasady.nm.ru.
41. www.ddgroup.ru.
42. www.metallprofil.ru.
43. www.alucobond-sistem.ru.
44. www.equitone.pl.
45. www.abaqus.com.

УДК 624.012.04(083.74)

МКС 91.010.30; 91.080.30

Ключевые слова: каменные конструкции, ограждающие конструкции, многослойные стены, статический расчет

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-06-01-1.1-2013

**КӨП ҚАБАТТЫҚ, ТАС ҚОРШАУ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН
ЖОБАЛАУ ЖӘНЕ ЕСЕПТЕУ**

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-06-01-1.1-2013

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КАМЕННЫХ
МНОГОСЛОЙНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная