



БУЙРУК
ПРИКАЗ

29 декабря 2025 года № 703

Бишкек ш.
г. Бишкек

Об утверждении строительных правил Кыргызской Республики
СП КР 31-107:2025 «Конструкции стальные тонкостенные из
холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов.
Правила проектирования»

В целях установления требований к расчету и проектированию конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов, а также формирования и разработки нормативно-технических документов Кыргызской Республики в области сейсмостойкого строительства, руководствуясь постановлением Кабинета Министров Кыргызской Республики от 3 марта 2023 года № 115 «О делегировании отдельных нормотворческих полномочий Кабинета Министров Кыргызской Республики государственным органам и исполнительным органам местного самоуправления» и Положением «О Министерстве строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Кыргызской Республики» (далее – Минстрой), утвержденным постановлением Кабинета Министров Кыргызской Республики от 22 апреля 2025 года № 221, приказываю:

1. Утвердить строительные правила Кыргызской Республики СП КР 31-107:2025 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» согласно приложению.

2. Признать утратившим силу приказ Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинета Министров Кыргызской Республики от 29 января 2024 года № 18 «Об утверждении строительных правил Кыргызской Республики СП КР 31-108:2023 «Быстровозводимые здания из легких конструкций. Расчет легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК)».

3. Пресс-секретарю обеспечить опубликование настоящего приказа на веб-сайте Минстроя.

4. Настоящий приказ вступает в силу по истечении 15 дней со дня официального опубликования.

5. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на заместителя министра Иманакун уулу Талантбека.

Министр

Н.К. Орунтаев



БУЙРУК
ПРИКАЗ

2025-ж. 29-декабрь № 703

Бишкек ш.
г. Бишкек

КР КЭ 31-107:2025 «Муздак ийилген цинктелген профилдерден жана толкундуу (гофреленген) листтерден жасалган жука дубалдуу болот конструкциялары. Долбоорлоо эрежелери» Кыргыз Республикасынын курулуш эрежелерин бекитүү жөнүндө

Болоттон жасалган жука дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдерден жана гофреленген листтерден жасалган конструкцияларды эсептөөгө жана долбоорлоого карата талаптарды белгилөө, ошондой эле Кыргыз Республикасынын жер титирөөгө туруктуу курулуш жаатындагы ченемдик-техникалык документтерин түзүү жана иштеп чыгуу максатында, Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетинин 2023-жылдын 3-мартындагы № 115 “Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетинин айрым ченем жаратуу ыйгарым укуктарын мамлекеттик органдарга жана жергиликтүү өз алдынча башкаруунун аткаруу органдарына өткөрүп берүү жөнүндө” токтомун жана Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетинин 2025-жылдын 22-апрелиндеги № 221 токтому менен бекитилген Кыргыз Республикасынын Курулуш, архитектура жана турак жай-коммуналдык чарба министрлиги жөнүндө жобону (мындан ары – Курулуш министрлиги) жетекчиликке алып, буйрук кылам:

1. КР КЭ 31-107:2025 «Муздак ийилген цинктелген профилдерден жана толкундуу (гофреленген) листтерден жасалган жука дубалдуу болот конструкциялары. Долбоорлоо эрежелери» Кыргыз Республикасынын курулуш эрежелери тиркемеге ылайык бекитилсин.

2. Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетине караштуу Архитектура, курулуш жана турак жай-коммуналдык чарба агенттигинин 2024-жылдын 29-январындагы № 18 “КР КЭ 31-108:2023 “Жеңил конструкциялардан турган тез тургузулчу имараттар. Жеңил болот жука дубалчалуу конструкцияларды (ЖБЖК) эсептөө” буйругу күчүн жоготту деп таанылсын.

3. Басма сөз катчы бул буйрукту Курулуш министрлигинин веб-сайтында жарыялоону камсыз кылсын.

4. Бул буйрук расмий жарыяланган күндөн тартып 15 күн өткөндөн кийин күчүнө кирет.

5. Бул буйруктун аткарылышын контролдоо министрдин орун басары Иманакун уулу Талантбекке жүктөлсүн.

Министр

Н.К. Орунтаев



Курулуштагы ченемдик документтер тутуму
КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЭРЕЖЕЛЕРИ

Система нормативных документов в строительстве
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

**МУЗДАК ИЙИЛГЕН ЦИНКТЕЛГЕН ПРОФИЛДЕРДЕН ЖАНА
ТОЛКУНДУУ (ГОФРЕЛЕНГЕН) ЛИСТТЕРДЕН ЖАСАЛГАН
ЖУКА ДУБАЛДУУ БОЛОТ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ.
ДОЛБООРЛОО ЭРЕЖЕЛЕРИ**

КР КЭ 31-107:2025

**КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ
ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И
ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СП КР 31-107:2025**

Расмий басылма
Издание официальное

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ, АРХИТЕКТУРА
ЖАНА ТУРАК ЖАЙ-КОММУНАЛДЫК ЧАРБА МИНИСТРЛИГИ

МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА, АРХИТЕКТУРЫ
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

БИШКЕК 2026

Сөз башы

1 Кыргыз Республикасынын Курулуш, архитектура жана турак жай-коммуналдык чарба министрлигине (Курулуш министрлиги) караштуу Жер титирөөгө туруктуу курулуш жана инженердик долбоорлоо мамлекеттик институту тарабынан АКТУАЛДАШТЫРЫЛДЫ

2 Курулуш министрлигинин Архитектура, контролдоо жана техникалык ченемдөө башкармалыгы тарабынан КИРГИЗИЛДИ

3 Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетинин 2025-жылдын 22-апрелиндеги № 221 токтому менен бекитилген Курулуш министрлиги жөнүндө жобонун негизинде Курулуш министрлиги 2025-жылдын 29-декабрында № 703 буйругу менен БЕКИТИЛИП, 2026-жылдын 14-январынан тартып ИШКЕ КИРГИЗИЛДИ

4 КР КЭ 31-108:2023 «Жеңил конструкциялардан турган тез тургузулчу имараттар. Жеңил болот жука дубалчалуу конструкцияларды (ЖБЖК) эсептөө» ОРДУНА

Курулуш министрлигинин уруксатысыз ушул курулуш эрежелерин расмий басылма катары толугу менен же жарым-жартылай көчүрмөсүн жасоого, аларды тираждоого жана таратууга болбойт

© Курулуш министрлиги, 2026

Ушул курулуш эрежелеринин жоболору кайра каралган (алмаштырылган) же жокко чыгарылган учурда, тиешелүү билдирме белгиленген тартипте жарыяланат. Тийиштүү маалымат, билдирмелер жана тексттер жалпы колдонгон маалыматтык тутумдарда – иштеп чыгуучунун расмий сайтында жайгаштырылат.

Мазмуну

1 Колдонуу чөйрөсү	1
2 Ченемдик шилтемелер	1
3 Терминдер, аныктамалар	3
4 Белгилер.....	4
5 Жалпы жоболор	11
5.1 Конструкцияларга негизги талаптар	11
5.2 Эсептөөгө негизги талаптар	12
5.3 Жүктөмдөр жана материалдын каршылыгы боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттерин эсепке алуу	13
5.4 Конструкциялардын багытталышын жана иштөө шарттарын эсепке алуу	13
5.5 Көтөрүүчү каркастын элементтеринин баштапкы кемчиликтерин эсепке алуу	15
5.6 Болот жука дубалдуу профилдерден конструкциялык элементтердин туурасынан кеткен кесилиштеринин формалары	16
6 Конструкциялар жана бириктирүү үчүн материалдар	17
7 Жергиликтүү туруктуулукту жоготууну эске алуу менен жука дубалдуу профилдерди эсептөө	21
7.1 Профилдердин кесилиштерине карата негизги талаптар	21
7.2 Жука дубалдуу профилдерден турган конструкцияларды эсептөө	24
7.3 Кысылган пластинкалардын курч абалдан кийинки иштөөсүн эсепке алуу менен жука дубалдуу профилдерди эсептөө	27
7.4 Трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) листтердин катуулук элементтери	40
7.5 Көзөнөктөлгөн жартактар жана жылуулук профили	49
8 Биринчи топтун чектик абалы	53
8.1 Эсептөөнүн жалпы жоболору	53
8.2 Борбордук чыңалуу жана кысылуу астында катуу кесилиш элементтеринин бекемдигин жана туруктуулугун эсептөө.....	53
8.3 Борбордон чоюлган жана кысылган өтмө кесилишкен элементтердин бекемдигин жана туруктуулугун эсептөө.....	60
8.4 Ийилүүдө бекемдикке жана туруктуулукка карата бүтүндөй кесилиши бар элементтерди эсептөө	64
8.5 Ийилүү жана узунунан кеткен күчтүн биргелешкен таасири астында туташ кесилиш элементтерин бекемдикке жана туруктуулукка эсептөө ...	69
8.6 Ийилүү жана узунунан кеткен күч биргелешип таасир эткенде, ачык кесилишинин элементтерин бекемдикке жана туруктуулукка эсептөө	71
8.7 Көлмө кубаттуулуктун таасиринде бекемдикке эсептөө	73

8.8 Узатасынан, туурасынан кеткен күчтөрдүн жана ийилүүчү учурлардын биргелешкен аракетин эсептөө	75
8.9 Жергиликтүү жүктөмдөн дубалдын туруктуулугун жоготуунун эсеби	76
8.10 Буралууда бекемдикке карата эсептөө	82
9 Гофрленген листтер менен бекитилген кассеталык профилдери	83
9.1 Жалпы жоболор	83
9.2 Ийилген учурдун таасириндеги көтөрүүчү жөндөмдүүлүк	85
10 Конструкциялардын деформация боюнча чектик абалы	88
11 Байланыштарды эсептөө	88
11.1 Метиздердеги бирикмелердин элементтеринин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн эсептөө	88
11.2 Кошулмалардагы аппараттык жабдыктарга талаптар	97
11.3 Тиймелик чекиттик ширетүүдө жасалган ширетүүчү кошулмаларды долбоорлоого талаптар	98
11.4 Бурч тигиштери менен ширетилген бирикмелерди долбоорлоого талаптар	99
11.5 Жаалык чекиттик ширетүү менен аткарылган ширетилген бирикмелерди долбоорлоого талаптар	101
12 Эсептөөлөр үчүн программалык камсыздоого карата талаптар муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган жука дубалдуу болот конструкциялары	104
13 Коррозияга туруктуулукту камсыз кылуу боюнча талаптар	104
14 Өрт коопсуздугу жана отко туруктуулук боюнча талаптар	106
А Тиркемеси Терс температурада калыңдыгы 4,0 ммге чейинки жука листүү элементтердин бышыктыгын аныктоо ыкмасы	108
Б Тиркемеси Конструкциялардын айрым түрлөрүн долбоорлоо жана эсептөө боюнча талаптар	111
В Тиркемеси Кысылган катуулук элементтеринин натыйжалуу жазылыгын аныктоо	137
Г Тиркемеси Борбордук кысылган элементтердин туруктуулугун эсептөө үчүн коэффициенттер	145
Д Тиркемеси Ийкемдүү этапта жалпак ийилүү формасынын туруктуулугун жоготуунун критикалык учурун аныктоо	146
Е Тиркемеси Буралма деформацияларга дуушар болгон жана дуушар болбогон кесилиштер үчүн өз ара аракеттенүү формулаларындагы аракеттердин биргелешкен аракетин эске алган k_{ij} катышуу коэффициенттери	150

Киришүү

КР КЭ 31-107:2025 «Муздак ийилген цинктелген профилдерден жана толкундуу (гофреленген) листтерден жасалган жука дубалдуу болот конструкциялары. Долбоорлоо эрежелери» Кыргыз Республикасынын курулуш эрежелери муздак ийилген цинктелген профилдерден жана гофреленген листтерден жасалган конструкцияларды долбоорлоого талаптарды белгилөө максатында актуалдаштырылды.

Эрежелерде долбоордук чечимдерди көз карандысыз контролдоону талап кылган критерийлер аныкталат, өрт коопсуздугун, геометриялык параметрлердин тактыгын, технологиялык жол берилгендиктерди, конструкциялардын чогултулушун, ошондой эле буралуу учурундагы элементтердин туруктуулугун камсыз кылуу боюнча талаптар белгиленет. Каркастардын байланыш системаларына, жер титирөөгө туруктуу курулуштун талаптарына жана муздак ийилген, ысык прокатталган жана курама ширетилген элементтерди биргелешип колдонууга өзгөчө көңүл бурулат.

Ушул курулуш эрежелери долбоорлонуп жаткан конструкциялардын ишенимдүүлүгүн жана коопсуздугун камсыз кылууга жана алардын учурдагы ченемдик-техникалык талаптарга шайкеш келишине багытталган.

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЭРЕЖЕЛЕРИ

Курулуштагы ченемик документтердин тутуму

**МУЗДАК ИЙИЛГЕН ЦИНКТЕЛГЕН ПРОФИЛДЕРДЕН ЖАНА
ТОЛКУНДУУ (ГОФРЕЛЕНГЕН) ЛИСТТЕРДЕН ЖАСАЛГАН ЖУКА
ДУБАЛДУУ БОЛОТ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ. ДОЛБООРЛОО ЭРЕЖЕЛЕРИ**

Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования

Steel structures, thin-walled, of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules

Актуалдаштырылган редакция
КР КЭ 31-108:2023

Киргизүү датасы – 2026.01.14

1 Колдонуу чөйрөсү

1.1 Бул курулуш эрежелери муздак ийилген цинктелген профилдерден жана толкундуу (гофреленген) листтерден жасалган конструкцияларды эсептөө жана долбоорлоо боюнча негизги талаптарды белгилейт. Бул конструкциялар долбоордук температурасы $+50\text{ }^{\circ}\text{C}$ ден жогору эмес жана $-45\text{ }^{\circ}\text{C}$ ден төмөн эмес шарттарда пайдаланылышы керек.

1.2 Бул курулуш эрежелери көпүрө жана асма крандардын жүктөрүн кабыл алган конструкцияларга жайылтылбайт; жабдуулардан динамикалык жүктөрдү кабыл алган же чарчоо таасирине дуушар болгон конструкциялар, ошондой эле заводдун шарттарында профилдин бүткүл узундугу боюнча (ширетилген же бүктөлгөн бириктирүүнүн жардамы менен) бири-бири менен үзгүлтүксүз бириктирилген эки же андан көп бөлүктөрдөн турган тегерек же тик бурчтуу жабык кесилиштин курама муздак калыптанган профилдеринен жасалган конструкциялар.

2 Ченемдик шилтемелер

Бул курулуш эрежелеринде төмөнкү ченемдик укуктук актылар жана ченемдик-техникалык документтерге ченемдик шилтемелер колдонулган:

«Өрт коопсуздугу жөнүндө» техникалык регламент» Кыргыз Республикасынын Мыйзамы;

«Имараттардын жана курулмалардын коопсуздугу» Техникалык регламенти Кыргыз Республикасынын Мыйзамы;

«Тез тургузулчу конструкциялардан жана материалдардан курулган ар кандай арналыштардагы имараттарды куруунун коопсуздугу жөнүндө» техникалык регламентти бекитүү тууралуу Кыргыз Республикасынын 2010-жылдын 2-августундагы № 143 токтому;

КР КЧ 21-01:2018 Имараттардын жана курулмалардын өрт коопсуздугу;

КР КЧЖЭ 31-07:2011 Жеңил конструкциялардан тез тургузулчу имараттар;

МАМСТ 9.039-74 Коррозияга жана эскирүүгө каршы бирдиктүү система. Атмосферанын коррозиялык агрессивдүүлүгү;

МАМСТ 9.401-2018 Коррозияга жана эскирүүгө каршы бирдиктүү система. Лак-сыр жабуулары. Климаттык факторлордун таасирине туруштук берүү үчүн жалпы талаптар жана тездетилген сыноо ыкмалары;

МАМСТ 166 (ИСО 3599-76) Штангенциркули. Техникалык шарттар;

МАМСТ 1759.0-87 Болттор, бурамалар, шпилькалар жана гайкалар. Техникалык шарттар;

МАМСТ 5915 В тактык классындагы алты бурчтуу гайкалар. Конструкциялар жана өлчөмдөр;

МАМСТ 5927-70 А тактык классындагы алты бурчтуу гайкалар. Конструкциялар жана өлчөмдөр;

МАМСТ 7796-70 В классынын тактыгы төмөндөтүлгөн алты бурчтуу баш болттор. Конструкциялар жана өлчөмдөр;

МАМСТ 7798-70 В классынын тактыгы төмөндөтүлгөн алты бурчтуу баш болттор. Конструкциялар жана өлчөмдөр;

МАМСТ 7805-70 А тактык классындагы алты бурчтуу гайкалар. Конструкциялар жана өлчөмдөр;

МАМСТ 9454-78 Металлдар. Төмөндө, бөлмөдө жана жогорку температурада ийилүүнү сыноо ыкмасы;

МАМСТ 14918-2020 Ысык цинктелген прокаты. Техникалык шарттар;

МАМСТ 21780-2006 Курулушта геометриялык параметрлердин тактыгын камсыз кылуу системасы. Тактыкты эсептөө;

МАМСТ 23118-2019 Курулуш болот конструкциялары. Жалпы техникалык шарттар;

МАМСТ 24045-2016 Курулуш үчүн трапеция түрүндөгү толкундуу ийилген болот лист профилдери. Техникалык шарттар;

МАМСТ 27751-2014 Курулуш конструкцияларынын жана негиздеринин ишенимдүүлүгү. Негизги жоболор;

МАМСТ 27772-2015 Курулуш болот конструкциялары үчүн прокат. Жалпы техникалык шарттар;

МАМСТ 34180-2017 Үзгүлтүксүз өндүрүш линияларынан полимер капталган муздак жана ысык цинктелген болоттон муздак прокат. Техникалык шарттар;

МАМСТ ISO 898-1-2011 Көмүртек жана легирленген болот бекиткичтеринин механикалык касиеттери. 1-бөлүк. Болттор, буралмалар жана сайгычтар ири жана майда оюунун кадамы менен белгиленген бекемдигинин класстарында;

МАМСТ ISO 4032-2014 Кадимки алты бурчтуу бурамалар (1-тип). А жана В тактык класстары;

МАМСТ Р 58942-2020 Курулушта геометриялык параметрлердин тактыгын камсыз кылуу системасы. Технологиялык мүмкүн чек;

МАМСТ 10621-80 Металл жана пластмасса үчүн өзүн-өзү таптоочу буралмалар. Конструкциялар жана өлчөмдөр;

МАМСТ 10618-80 Металл жана пластмасса үчүн өзүн-өзү таптоочу буралмалар. Жалпы техникалык шарттар;

МАМСТ 11650-80 Металл жана пластмасса үчүн жарым тегерек башы жана учтуу учу менен өзүн-өзү таптоочу буралмалар. Конструкциялар жана өлчөмдөр);

МАМСТ Р ИСО 14589-2005 «Сокур» кадоо. Механикалык сыноолор;

МАМСТ 12638-80 Башы тегеректелген көңдөй кадоолор;

МАМСТ Р ИСО/МЭК 12207-99 Маалымат технологиясы. Системалык жана программалык инженерия. Программалык каражаттын жашоо циклинин процесстери;

МАМСТ Р ИСО/МЭК 14764-2002 Маалымат технологиясы. Программалык каражаттарды коштоо;

КР КЧ 20-02:2024 Жер титирөөгө туруктуу курулуш. Долбоорлоо ченемдери (Курулуш министрлигинин 2025-жылдын 2-декабрындагы № 104-чуа буйругуна 3-өзгөртүү);

КР КЧ 53-01:2024 Болот конструкциялар. Долбоорлоо ченемдери;

КЧжЭ 2.01.07-85* Жүктөр жана таасирлер;

КР КЭ 22-104:2024 Курулуш конструкцияларын жана курулмаларын коррозиядан коргоо;

КР КЧжЭ 52-01:2009 Тирөөч жана тосмо конструкции;

КР КЧжЭ 23-02-00 Курулуш климатологиясы;

МАМСТ 16523-97 Жогорку сапаттагы жана жөнөкөй сапаттагы көмүртек болоттон жасалган жалпы багыттагы жука листтен прокат. Техникалык шарттар;

МАМСТ 27711-88 Сиңирүүчү лактар. Тездетилген ысыкка туруштук берүү сыноо ыкмасы.

Э с к е р т ү ү – Ушул КЭ пайдаланууда шилтеме берилген документтердин аракетин текшерүү максатка ылайыктуу:

- жалпы пайдалануудагы маалыматтык тутумда – Кыргызстандарттын расмий сайтында, тийиштүү жылга стандартташтыруу боюнча документтердин кварталдык, жылдык каталогунда;

- Кыргыз Республикасынын аймагында колдонуудагы курулуш боюнча ченемдик документтердин тиешелүү жылга карата «КК курулуш каталогу» көрсөткүчүндө.

Эгерде шилтеме документ алмаштырылса (өзгөртүлсө), анда бул ченемдерди пайдаланууда алмаштырылган (өзгөртүлгөн) документти жетекчиликке алуу сунушталат. Эгерде шилтеме документ алмаштырылбастан жокко чыгарылса, анда ага шилтеме берилген жобо ага тиешеси жок бөлүгүндө колдонулат.

3 Терминдер жана аныктамалар

Ушул курулуш эрежелеринде тиешелүү аныктамалары менен төмөнкүдөй терминдер колдонулат:

3.1 жеңил болот жука дубалдуу конструкциялар ЖБЖДК: Калыңдыгы 4 мм ашпаган элементтери менен цинктелген муздак ийилген профилдерден жана толкундуу листтерден долбоорлонгон жана жасалган конструкциялар.

3.2 бипара (жуптук) күчтөр: Жука дубалдуу профилдин кысылган буралуусу шарттарында пайда болгон жана профилдин кесилишинде кысылган буралуусунда нормалдуу чыңалуулардын пайда болушуна алып келген бирдей жана карама-каршы багытталган параллелдүү эки күч жуптарынын системасы.

3.3 илешкек бузулуу: Жайылган жараканын чокусундагы пластикалык деформация зонасынын көлөмү жараканын чоңдугуна, же катуу дененин туурасынан кеткен өлчөмүнө салыштырмалуу болгон бузулуунун түрү.

Э с к е р т ү ү: Сынган жердин көрүнүшү чоң жана кичине дөңчөлөрү менен жайылып кеткен рельефке ээ.

3.4 бышыктык: Белгиленген техникалык тейлөө жана оңдоо система-сында объекттин чектик абалына келгенге чейин жарактуу абалын сактоо касиети.

3.5 бекемдөө: Элементти, же анын бөлүгүн катуу тирөөч сыяктуу туруктуулукту жогорулатуучу сызыктуу, же бурчтук жылышууларынан, же кесилиштин буралышынан, же депланациясынан деформациялануудан бекитүү.

3.6 кризистик абалдан кийин иштөө: Жука дубалдуу профилдин кысылган, же жарым-жартылай кысылган кесилишинин туурасынан кеткен кесилиш профилинин кысылган элементтеринин жергиликтүү туруктуулугун жоготкондон кийин да көтөрүү жөндөмдүүлүгүн сактап калышы.

3.7 бүктөлмө-айлануучу бимоменти: Бипара күчтөрүнүн бир жуп күчү моментинин бипара күчтөрүнүн ортосундагы аралыктын көбөйтүндүсү.

3.8 итерация: Профилдин туурасынан кеткен кесилишинин параметрлерин ырааттуу эсептөө, ал мурунку эсептөө этабынын натыйжаларын колдонууга негизделген жана акыркы эки эсептөө этабынын натыйжалары толук, же жакындашуусуна чейин жүргүзүлөт.

3.9 кассеталык профиль: Бири-бири менен бириктирүүгө арналган, чоң четки бүктөмдөрү бар профилделген лист, алар узундугу боюнча таяныч кыркаларын түзөт жана узундукка перпендикуляр багытта жайгашкан ортолук кырларды көтөрүп турат.

Э с к е р т ү ү – Элементи менен куралуучу сэндвич-панелдер үчүн каркас катары кызмат кылат.

3.10 механикалык коопсуздук: Курулуш конструкцияларынын жана имараттын, же курулманын негизинин абалы, мында имараттын, курулманын же алардын бөлүгүнүн кыйрашынан, же туруктуулугун жоготушунан улам жарандардын өмүрүнө, же ден соолугуна, жеке же юридикалык жактардын мүлкүнө, мамлекеттик, же муниципалдык мүлккө, айлана-чөйрөгө, жаныбарлардын жана өсүмдүктөрдүн өмүрүнө жана ден соолугуна зыян келтирүү менен байланышкан жол берилгис тобокелдик жок болот.

3.11 курулуш объектисинин ишенимдүүлүгү: Курулуш объектисинин эсептелген пайдалануу мөөнөтүнүн ичинде талап кылынган функцияларды аткаруу жөндөмү.

3.12 номиналдык калыңдык: Прокаттоодон кийинки цинк жана башка металл катмарларынын (органикалык катмарлардын калыңдыгын кошпогондо)

калыңдыгын камтыган жана болотту берүүчү тарабынан аныкталуучу листтик прокаттын белгиленген орточо калыңдыгы.

3.13 таяныч: Элемент күчтөрдү пайдубалга, же конструкциянын башка элементине бере алган конструкциянын түйүнү.

3.14 пакеттик үлгү: Пакетке чогултулган жалпак даяр тетиктер.

3.15 пластикалык жылышуу (кесүү): Илешкек бузулуунун бир түрү, мында бузулуу тар (бир нече) жылышуу тилкелеринде локализацияланат жана жылышкан чыңалуулардын аракетин астында пайда болот.

Э с к е р т ү ү – Жылмакай күңүрт беттүү бычак сымал сынуунун түрү.

3.16 өрт коопсуздугу: Өрттү алдын алуу жана анын кооптуу факторлорунун адамдарга, мүлккө жана айлана-чөйрөгө зыяндуу таасирин жоюу мүмкүнчүлүгү менен мүнөздөлгөн имараттардын жана курулмалардын, ошондой эле инженердик-техникалык камсыздоо тутумдарынын абалы.

3.17 эсептелген калыңдык: Эсептөөдө колдонулган болот листтин калыңдыгы.

3.18 жылышуунун кечигүүсү: Нормалдуу күчтөр бириктирилген жерлерде жылышуу деформацияларынын эсебинен капталдардан текчелерге берилгенде текчелердин капталдардан эң алыс жайгашкан булаларынын ишке кечирээк кошулушунун натыйжасында пайда болгон ийилген элементтердин текчелериндеги нормалдуу чыңалууларды бөлүштүрүүнүн бирдей эместик көрүнүшү.

3.19 автоматташтырылган долбоорлоо системасы: Инженердик долбоорлоо жана конструкциялоо маселелеринин өзгөчөлүктөрүн максималдуу эске алуу менен тандалган параметрлери жана мүнөздөмөлөрүн, техникалык каражаттарды, математикалык жана программалык камсыздоону бириктирген система.

3.20 түзөтүлгөн калыңдык: Цинк жана башка металл жана лак-боёк каптамдарынын калыңдыгы эске алынбаган листтик прокаттын калыңдыгы.

3.21 адистештирилген долбоорлоо уюму: Жука дубалчалуу жеңил болот конструкциялардан имараттардын жана курулмалардын долбоорлорун ишке ашырууда оң тажрыйбасы бар уюм.

3.22 жука листтүү прокат: Калыңдыгы 4 мм аз болгон прокат.

3.23 муздак ийилген профиль: Муздак абалда профиль ийүүчү агрегаттарда болоттон жасалган жука лист прокатты профилдөө ыкмасы менен алынган профиль.

3.24 термопрофиль: Профилдин дубалчасы аркылуу жылуулукту жоготууларды азайтууну камсыз кылган, шахматтык тартипте жайгашкан бетинде узунунан кеткен тешикчелери бар муздак ийилген профиль.

3.25 пластинканын шарттуу ийилчээктиги: Нормалдуу кысуучу чыңалуулардын белгилүү бир деңгээлинде, алардын пластинканын кеңдиги боюнча бөлүштүрүлүшүндө жана узунунан кеткен капталдары боюнча бекитүү түрүндө пластинканын жергиликтүү туруктуулугун жоготуу жөндөмдүүлүгүн мүнөздөөчү параметр.

3.26 катуулук элементинин шарттуу ийилчээктиги: Нормалдуу кысуучу чыңалуулардын белгилүү бир деңгээлинде жана бекитүү түрүндө катуулук элементинин жергиликтүү туруктуулугун жоготуу жөндөмдүүлүгүн мүнөздөөчү параметр.

3.27 морт бузулуу: Катуу нерсенин (элементтин, же бүтүндөй конструкциянын) жараканын жайылуусу аркылуу талкалануу түрү, мында пластикалык деформация зонасынын көлөмү жараканын көлөмүнө, же катуу нерсенин туурасына салыштырмалуу өтө аз болот.

Э с к е р т ү ү – Сынган жердин көрүнүшү кристаллдык түзүлүшкө ээ.

3.28 жарым-жартылай бекитүү: Элементти, же анын бир бөлүгүн сызыктуу жана бурчтук жылышуулардан, же буралуудагы деформациялардан, же кесилиштин депланациясынан бекитүү. Бул ийилчээк-серпилгич таянычка окшош келип, туруктуулукту жогорулатат, бирок катуу бекитүүгө караганда азыраак деңгээлде.

3.29 диафрагма таасири: Каркастын катуулугуна, мейкиндиктеги өзгөрбөстүгүнө жана бекемдигине таасир этүүчү профилденген листтин жана кассеталык профилдердин өз тегиздигинде жылышууга карата иштеши.

3.30 натыйжалуу кеңдик: Кадимки же жанаша чыңалуулардын аракетинен, же алардын биргелешкен аракетинен улам жергиликтүү туруктуулукту жоготуунун натыйжасында кичирейтилген кесилиш элементинин кеңдиги.

3.31 натыйжалуу аянт: Элементтин кесилишинин туурасы же калыңдыгы менен аныкталуучу, нормалдуу же жанаша чыңалуулардын, же алардын биргелешкен аракетинен улам жергиликтүү туруктуулукту жоготуунун натыйжасында кичирейтилген кесилиштин аянты.

3.32 чуңкурчалуу бузулуу: Илешкек бузулуунун бир түрү, мында матрица-бөлүкчө чек арасында нерсенин пластикалык деформациясынын натыйжасында бөлүкчөнүн жанында тешикче пайда болот (I стадия), анын экинчи фазанын бөлүкчө айланасында көндөй түзүү менен туруктуу өсүшү (II стадия), тешикченин коңшу тешикчелер, же нерсенин бети менен кошулганга чейинки тездетилген өсүшү жана чуңкурча деп аталган көндөйдүн пайда болушу (III стадия).

4 Белгилер

Ушул курулуш эрежелеринде төмөнкү белгилер колдонулат:

A_0 – өзөктүн жергиликтүү туруктуулугун жоготкон туурасынан кесилишинин зонасынын аянты $A_{ef} = A - A_0$;

A_b – брутто болтунун өзөгүнүн кесилиш аянты;

A_{bn} – нетто болтунун өзөгүнүн кесилиш аянты;

A_c – туурасынан кесилиштин кысылган аянты;

A_{ef} – туурасынан кесилиштин натыйжалуу аянты;

A_f – текченин кесилиш аянты;

A_g – туурасынан кесилиштин толук аянты;

A_{gn}	–	бошондотууларды эске алуу менен нетто кесилишинин аянты;
A_{red}	–	туурасынан кесилиштин айрым кысылган бөлүктөрүнүн натыйжалуу (редукцияланган) аянты;
A_s	–	катуулук элементинин баштапкы эсептелген кесилишинин аянты;
A_{sa}	–	кысылган текчеге эң жакын жайгашкан гофрленген профилдин дубалынын катуулук элементинин баштапкы эсептелген кесилишинин аянты;
A_{sb}	–	катуулук элементинин кысылган текчесинен экинчи турган толкундуу профилдин дубалынын баштапкы эсептелген кесилишинин аянты;
$A_{s,red}$	–	катуулук элементинин кесилишинин натыйжалуу аянты;
A_w	–	дубалдын кесилишинин аянты;
C_θ	–	пластинканы бурулуудан бекитүүчү ийри сызыктуу шарттуу пружинанын катуулугу;
C_D	–	бурчтук байланыштын катуулугу;
D	–	пластинанын цилиндрдик катуулугу;
E	–	ийилчээктик модулу;
F	–	жүктөмдөрдүн жана таасирлердин пайдасыз айкалыштарынан улам элементтеги максималдуу эсептелген күч фактору;
F_θ	–	бириктирүүнүн иштөө шарттарынын бири боюнча бекитүүчү металл буюмдун (мындан ары – металл буюм) эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
$F_{\theta n}$	–	сыноолордун натыйжалары боюнча алынган, же стандартта көрсөтүлгөн бириктирүүнүн иштөө шарттарынын бири боюнча металл буюмдун ченемдик көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_0	–	өзү кесүүчү винттин базалык элементтен суурулуп чыгуу шарты боюнча эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_b	–	бириктирилүүчү элементтердин жанчылуу шарты боюнча металл буюмдун эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_n	–	металл буюмдардын астында тешиктер менен бошондотууну эске алуу менен бириктирилүүчү элементтердин үзүлүүсүнө карата эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_p	–	металл буюмдун башы аркылуу бириктирилүүчү элементтердин ажырап кетүүсүнө карата металл буюмдун эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_t	–	металл буюмдун чоюлууга карата эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_v	–	металл буюмдун кесүү шарты боюнча эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
F_{vn}	–	сыноолордун натыйжалары боюнча алынган, же стандартта

	көрсөтүлгөн металл буюмдун кесүүгө карата ченемдик көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
G	– жылышуу модулу;
I_{ω}	– толук туурасынан кесилиштин секториалдык инерция моменти.
I_{ef}	– натыйжалуу инерция моменти;
I_g	– толук туурасынан кесилиштин инерция моменти;
I_w	– капталдын инерция моменти;
K	– серпилгич байланыштын сызыктуу катуулугу;
M	– ийилүүчү момент;
ΔM	– кесилиштин кысылган бөлүгү жергиликтүү туруктуулугун жоготкондо оордук борборунун жылышуусунан келип чыккан кесилиштеги кошумча ийилүүчү момент;
M_p	– аралык таянычтагы ийилүүчү момент;
M_R	– чектүү ийилүүчү момент;
M_{cr}	– серпилгич баскычында ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун жоготуунун курч моменти;
N	– узунунан кеткен күч;
N_{cr}	– серпилгич баскычында туруктуулукту жоготуунун курч күчү;
P	– эсептелген жүктөм;
P_n	– КЧжЭ 2.01.07 жана КР КЧ 53-01 эрежелери боюнча аныкталуучу ченемдик жүктөм;
Q	– туурасынан кеткен шарттуу күч, жылышуу күчү;
Q_{fic}	– бириктирүүчү элементтер үчүн туурасынан кеткен шарттуу күч;
Q_r	– таяныч реакциясы, же профилдин бир капталына түшкөн жергиликтүү жүктөм;
Q_s	– бир тегиздикте жайгашкан планкалар тутумундагы туурасынан кеткен шарттуу күч;
Q_w	– туурасынан кеткен күчтүн таасиринен профилдин кесилиш дубалынын көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
$Q_{w,p}$	– жергиликтүү туурасынан кеткен таасирде профилдин капталынын көтөрүү жөндөмдүүлүгү;
R_n	– болоттун ченемдик каршылыгы;
R_{bp}	– бир болттуу бириктирүүнүн жанчылуудагы эсептелген каршылыгы;
R_{bs}	– бир болттуу бириктирүүнүн кесүүдөгү эсептелген каршылыгы;
R_{bt}	– бир болттуу бириктирүүнүн чоюлуудагы эсептелген каршылыгы;
R_{lp}	– жакын тийишүүдө цилиндрдик шарнирлерде (цапфаларда) жергиликтүү жанчылуудагы эсептелген биригүү;

R_s	–	болоттун жылышууга болгон эсептелген каршылыгы;
R_u	–	болоттун убактылуу каршылык боюнча чоюлууга, кысылууга жана ийилүүгө болгон эсептелген каршылыгы;
R_{un}	–	болоттун стандарттар жана техникалык шарттар боюнча бекемдик чегинин минималдуу маанисине барабар σ_b деп кабыл алынган убактылуу каршылыгы;
$R_{un,sup}$	–	болот металл буюмунун убактылуу каршылыгы;
R_y	–	агуу чеги боюнча болоттун чоюлууга, кысылууга жана ийилүүгө болгон эсептелген каршылыгы;
R_{yn}	–	болот стандарты жана техникалык шарттары боюнча агуу чегинин маанисине барабар σ_T болоттун агуу чеги;
W_{ef}	–	натыйжалуу серпилгич кесилиштин каршылык моменти;
b_{ef}	–	кысылган текченин, капталдын жана алкактын эсептелген натыйжалуу кеңдиги;
b_p	–	пластинканын теориялык кеңдиги;
b_r	–	катуулук элементинин жалпы кеңдиги;
b_s	–	катуулук элементинин периметри боюнча өлчөнгөн кеңдиги;
c_{ef}	–	натыйжалуу кеңдик;
d	–	металл буюмдун номиналдуу диаметри;
d_b	–	болт өзөгүнүн тышкы диаметри;
d_w	–	пресс-шайбанын, же винттин башынын диаметри;
ε	–	болоттун бекемдик классынын таасирин эсепке алуучу коэффициент;
f	–	конструкция элементинин ийилүүсү, же жылышуусу;
f_u	–	конструкция элементинин чектүү ийилүүсү, же жылышуусу;
h_{ef}	–	кысылган капталдын эсептелген (натыйжалуу) бийиктиги;
h_w	–	текчелердин борбордук сызыктарынын ортосундагы профилдин капталынын бийиктиги;
$\bar{\lambda}_T$	–	буралуу, же ийилүү-буралуу формасындагы туруктуулукту жоготуудагы шарттуу ийилчээктик;
$\bar{\lambda}_d$	–	катуулук элементинин шарттуу ийилчээктиги;
$\bar{\lambda}_p$	–	пластинканын шарттуу ийилчээктиги;
$\bar{\lambda}_w$	–	профилдин капталынын шарттуу ийилчээктиги;
r	–	профилдин туура кесилишиндеги ийилүүнүн ички радиусу;
t	–	болот листтин металл жана органикалык каптамдары эске алынбаган эсептелген калыңдыгы;
t_{cor}	–	листтин цинк жана башка металл каптамдары эске алынбаган такталган калыңдыгы;

t_{eq}	—	кассеталык профилдин жазы текчесинин эквиваленттүү калыңдыгы;
t_f	—	алкактын калыңдыгы;
t_g	—	прокаттын калыңдыгы менен жол берилген четтөө, %;
$t_{m.p}$	—	металл каптамдын калыңдыгы;
t_{nom}	—	цинктелген жана башка металл каптамдарды кошкондо листтин муздак калыптоодон кийинки номиналдык калыңдыгы, мында органикалык каптамдар эске алынбайт;
t_{red}	—	катуулук элементинин кичирейтилген (редукцияланган) калыңдыгы;
t_{sup}	—	винт бекитилүүчү базалык элементтин (негизги металлдын) калыңдыгы;
t_w	—	капталдын эсептелген калыңдыгы;
γ_b	—	болттуу бириктирүүнүн иштөө шарттарынын коэффициентин;
γ_c	—	иштөө шарттарынын коэффициентин;
γ_f	—	жүктөм боюнча ишенимдүүлүк коэффициентин;
γ_m	—	материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициентин;
γ_{m2}	—	туюк бекиткичтердеги, өзү кесүүчү винттердеги, же дюбелдердеги бириктирүүнүн ишенимдүүлүк коэффициентин;
γ_n	—	имараттардын жана курулмалардын жоопкерчилиги боюнча ишенимдүүлүк коэффициентин;
δ	—	профилдин кесилишиндеги локалдык жылышуу;
ρ	—	пластинанын серпилгич $\bar{\lambda}_p$ баскычындагы туруктуулугун жоготуу чыңалуусуна негизделген, анын шарттуу ийилчээктигине шайкеш келген төмөндөтүүчү коэффициент (редукция коэффициенти);
χ_d	—	кесилиш формасынын туруктуулугун жоготуудан улам көтөрүү жөндөмдүүлүгүн төмөндөтүү коэффициенти (катуулук элементинин туруктуулугун жоготуунун жалпак формасы);
χ_{LT}	—	ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун жоготуусундагы төмөндөтүү коэффициенти;
σ_{com}	—	кесилиштеги иш жүзүндөгү чыңалуу;
$\sigma_{com,s}$	—	катуулук элементинин борбордук огу боюнча иш жүзүндөгү чыңалуу;
σ_{cr}	—	пластинанын туруктуулугун жоготуудагы курч чыңалуусу;
$\sigma_{cr,s}$	—	кысылган өзөк түрүндөгү катуулук элементинин туруктуулугун жоготуудагы серпилгич курч чыңалуу;
σ_{max}	—	эсептик жүктөмдөрдүн жагымсыз айкалышынан улам конструкциялык элементтерде пайда болгон максималдуу нормалдуу чыңалуу;
τ_{max}	—	эсептик жүктөмдөрдүн жагымсыз айкалышынан улам конструкциялык элементтердеги максималдуу жакын чыңалуу.

5 Жалпы жоболор

5.1 Конструкцияларга негизги талаптар

5.1.1 Жеңил болот жука дубалдуу, муздак ийилген цинктелген профилдерден конструкцияларды (ЖБЖДК) долбоорлоодо ушул курулуш эрежелеринин, МамСТ 27751, КР КЧ 53-01, Кыргыз Республикасынын 2010-жылдын 2-августундагы № 143 токтому жана КР КЧЖЭ 31-07 талаптары сакталышы керек.

5.1.2 Имараттардын (бөлүмдүн) габариттик өлчөмдөрү төмөнкүдөн ашпоого тийиш өлчөмүн:

- 8 балл үчүн – 36;
- 9 балл үчүн – 30;
- 9 баллдан жогору – 24 м.

Имараттын бийиктиги 3 кабаттан ашпоого тийиш.

5.1.3 Болот жука дубалдуу, муздак ийилген цинктелген профилдерден конструкцияларды долбоорлоодо КР КЧ 21-01 талаптарына ылайык өрт коопсуздугун жана курулуш конструкцияларынын отко туруктуулугун камсыз кылуу үчүн конструкцияларды оттун таасиринен коргоону каралышы зарыл.

5.1.4 ЖБЖДКларды долбоорлоодо МамСТ 23118де келтирилген конструкцияларды жасоо жана КР КЧЖЭ 52-01де келтирилген конструкцияларды монтаждоо боюнча талаптар эске алынышы керек.

5.1.5 Имараттардын, курулмалардын жана алардын элементтеринин геометриялык параметрлеринин тактыгын эсептөө жумушчу документтерди жана курулуш иштерин жүргүзүү эрежелерин иштеп чыгууда МамСТ 21780 талаптарына ылайык аткарылат.

5.1.6 Конструкциялардын толук жыйналуусун камсыз кылуу боюнча долбоордук чечимдер геометриялык параметрлердин тактыгын эсептөө маалыматтарына таянышы керек. Технологиялык жол берилген четтөөлөр МамСТ Р 58942де келтирилген жана долбоорлоо учурунда тактык эсебинин негизинде тандалып алынат.

5.1.7 Конструкциялардын, конструкциялык элементтердин, буюмдардын жана жыйынды бирдиктердин геометриялык параметрлеринин чектүү четтөөлөрү талап кылынган эксплуатациялык касиеттерге ылайык жумушчу документтерде, стандарттарда, же конструкциянын конкреттүү түрүнө карата техникалык шарттарда көрсөтүлүүгө тийиш.

5.1.8 ЖБЖДКны долбоорлоодо жука дубалдуу профилдердин кысылган буралууга карата туруктуулугу төмөн экендигин эске алуу зарыл.

Буралууга дуушар болгон элементтерди бекемдөө керек жана туурасынан кесилиштердин деформациясынын эркиндигин олуттуу чектеген түйүндөрдү колдонбоо зарыл.

5.1.9 ЖБЖДКдан жасалган каркастарды долбоорлоодо алардын байланыш тутумдарына өзгөчө көңүл буруу жана КР КЧ 53-01 ченемдеринде келтирилген талаптарды сактоо зарыл.

5.1.10 Сейсмикалуулугу 7 балл жана андан жогору болгон аянтчаларда конструкцияларды долбоорлоодо КР КЧ 20-02 талаптарын сактоо керек.

5.1.11 Каркастарда жука дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдер менен катар ысык чоюлган жана курама ширетме элементтерди колдонууга уруксат берилет.

5.2 Эсептөөгө негизги талаптар

5.2.1 Болот жука дубалдуу муздак ийилип цинктелген профилдерден конструкцияларды эсептөөдө КР КЧ 53-01 жана ушул курулуш эрежелеринде баяндалган талаптар сакталышы керек. Болот конструкцияларын эсептөө чектүү абалдар ыкмасы боюнча же эксперименталдык изилдөөлөрдүн маалыматтарынын негизинде аткарылууга тийиш.

5.2.2 Конструкциялардын көтөрүү жөндөмдүүлүгүн эсептөөдө профилдердин туурасынан кеткен кесилиштеринин тышкы күчтөргө каршылык көрсөтүүсүн мүнөздөөчү жана алардын чыңалуу-деформациялык абалынан (ЧДА) көз каранды болгон параметрлерди эске алуу зарыл. ЖБЖДКнын элементтерин чыңалуу-деформациялык абалы боюнча өзгөчө класска (ЧДАнын 4-классына) бөлүп көрсөтүү керек, бул учурда ийилчээк абалында кесилиштин кысылган бөлүктөрүндө жергиликтүү туруктуулуктун жоголушу жүрөт. Мында кесилиштин бардык бөлүктөрүндөгү чыңалуулар $|\sigma| < R_y$, чегинде калышы керек, тактап айтканда, бүтүндөй кесилиш ийилчээк абалында иштеши зарыл.

Кесилиштин кысылган зонасынын бөлүктөрүндө жергиликтүү туруктуулуктун мүмкүн болгон жоголушунда профилдин көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөндөй тургандыгын эске алуу зарыл. Бирок, ЖБЖДКнын элементтери туруктуулугун жоготкон тилкелерден профилдин кесилишинин туруктуу тилкелерине чыңалуунун кайра бөлүштүрүлүшү жана жалпысынан анын ишинин ийилчээк мүнөзү аркылуу ишке жөндөмдүүлүгүн сактап калат. Профилдердин көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн төмөндөшү кесилиштерди редуциялоо (кыскартуу) жолу менен эске алынат.

5.2.3 Болот жука дубалдуу муздак ийилген профилдерден конструкцияларды эсептөөдө бул профилдердин мүнөздөмөлөрүнүн өзгөчөлүктөрүн жана жүктөм астындагы абалын эске алуу керек:

- жергиликтүү туруктуулуктун эрте жоголушу;
- туурасынан кесилиштин формасынын бузулушу;
- ийилген бурчтардын туурасынан кеткен кесилиштердин геометриялык мүнөздөмөлөрүнө тийгизген таасири;
- туруктуулуктун жоголушунун буралуу же ийилүү-буралуу формасы;
- текчелердин жанчылышы жана борпоң болушу.

5.2.4 Жука дубалдуу профилдердин кысылган буралууга карата каршылыгы төмөн болгондуктан 5.1.8-пункттун талаптары сакталууга тийиш.

ЖБЖДК профилдеринде буралуу болгон учурда анын таасири 8.10-пунктка ылайык эсепке алынат.

5.2.5 ЖБЖДК конструкцияларынын түйүндөрүндөгү бириктирүүчү элементтерди (кыстырмаларды, планкаларды ж.б.) конструкциялоого жана эсептөөгө өзгөчө көңүл буруу зарыл. Алардын түйүндөрдө болгон күчтөргө карата көтөрүү жөндөмдүүлүгүн камсыз кылуу, ошондой эле эсептөө схемаларын түзүүдө алардын анык иштөө мүнөзүн эске алуу керек.

5.2.6 Өзү бургулоочу винттердин жана туюк бекиткичтин жардамы менен фасонкасыз түйүндөрдү конструкциялоодо түйүндөрдөгү жана бириктирүүлөрдөгү мүмкүн болгон эксцентриситеттердин таасирин эске алуу зарыл, анткени жука дубалдуу профилдер жергиликтүү ийүүчү учурлардан пайда болгон кошумча чыңалууларга сезгич келет.

5.2.7 ЖБЖДКнын ийилүүчү элементтеринин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн аныктоодо жылышуунун кечигүүсүнүн таасири эске алынбайт.

5.3 Жүктөмдөр жана материалдын каршылыгы боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттерин эсепке алуу

5.3.1 Болот жука дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилден конструкцияларды жана бириктирүүлөрдү эсептөөдө жүктөмдөр γ_f жана материал γ_m боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттерин, ошондой эле иш шарттарынын коэффициенттерин γ_c жана курулманын (курулма элементинин) жоопкерчилиги боюнча ишенимдүүлүк коэффициентин γ_n эске алуу зарыл.

5.3.2 Көтөрүүчү конструкциялардын ишенимдүүлүгүн камсыз кылуу үчүн жүктөмдөрдүн жана каршылыктардын ченемдик жана эсептик маанилерин колдонуу керек. Эсептик жүктөм P жана болоттун эсептик каршылыгы R жүктөм γ_f менен материал γ_m боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттерин эске алуу менен төмөнкү формулалар боюнча аныкталат:

$$P = P_n \cdot \gamma_f \quad (5.1)$$

$$R = R_n \cdot \gamma_m \quad (5.2)$$

мында P_n жана R_n – МамСТ 27711, МаМСТ 14918, МаМСТ 16523, КЧЖЭ 2.01.07, КР КЧ 53-01 боюнча аныкталуучу ченемдик жүктөм жана ченемдик каршылык.

5.4 Конструкциялардын багытталышын жана иштөө шарттарын эсепке алуу

5.4.1 Конструкциялык элементтин иштөө өзгөчөлүктөрүн эсепке алуу үчүн иштөө шарттарынын коэффициенти γ_c колдонулат, ага болоттун эсептик каршылыгы көбөйтүлөт. Бул коэффициенттин мааниси МамСТ 27751 жана КР КЧ 53-01 талаптарына ылайык аныкталат. ЖБЖДК элементтери үчүн γ_c маанилери 5.1-таблицада келтирилген.

5.4.2 Курулуп жаткан курулуш объектисинин, анын ичинде болоттон жука дубалдуу профилдерден турган конструкцияларды колдонуу менен курулган

объектинин жоопкерчилигин эсепке алуу үчүн жоопкерчилик боюнча ишенимдүүлүк коэффициентин γ_n , колдонуу зарыл. Жоопкерчиликтин жогорку, нормалдуу жана төмөндөтүлгөн деңгээлдериндеги имараттарга жана курулмаларга карата анын минималдуу маанилери МамСТ 27751де көрсөтүлгөн.

5.4.3 Имараттардын жана курулмалардын жоопкерчилик деңгээлин, жоопкерчилик боюнча ишенимдүүлүк коэффициентинин сандык маанилерин долбоорлоого берилген тапшырмада тапшырыкчы менен макулдашуу боюнча башкы долбоорлоочу белгилейт, бирок алар МамСТ 27751де келтирилген маанилерден төмөн болбоого тийиш.

5.4.4 Ысык чоюлган прокаттан жасалган конструкциялар үчүн γ_c маанилерин КР КЧ 53-01 боюнча кабыл алуу зарыл.

5.1 – т а б л и ц а

Конструкциянын элементи	Иштөө шарттарынын коэффициентин γ_c
1 С-, Z- жана Σ - сымал кесилиштеги жалкы жана эки эселенген ийилген профилдерден жасалган устундар жана аралык устундар	0,95
2 Дубалчасынын калыңдыгы төмөнкүдөй болгон С- жана Σ - сымал кош профилден мамылар жана тирөөчтөр: $t \leq 2,0\text{мм}$ $2,0 \leq t \leq 3,0\text{мм}$ $3,0 \leq t \leq 4,0\text{мм}$	0,8 0,9 0,95
Жалгыз профиль дубалчасынын калыңдыгы төмөндөгүдөй болгон С- жана Σ - сымал кош профилден мамылар жана тирөөчтөр: $t \leq 1,5\text{мм}$ $1,5 \leq t \leq 3,0\text{мм}$ $3,0 \leq t \leq 4,0\text{мм}$	0,75 0,8 0,9
3 Кысылган жана борборлоштурулбаган кысылган мамылар жана жупталбаган швеллер менен жупташкан түркүктөр	0,75
4 Бошондотулбаган кесилиш боюнча бекемдикке эсептөөдө чоюлган элементтер (тартуулар, тирөөчтөр, асмалар)	0,9
5 С- жана Σ - сымал кош профилден фермалардын кысылган элементтери	0,9

5.1 - таблицанын уландысы

Конструкциянын элементи	Иштөө шарттарынын коэффициенттери γ_c
6 Симметриялуу эмес кесилиштеги аралык устундар	0,9
7 Туруктуулукка эсептөөдө жээксиз текчелери бар кош бурчтардан жасалган торчолуу конструкциялардын кысылган тавр элементтери	0,75
8 Жээксиз текчелери менен жалкы бурчтуктардан кысылган элементтер	0,7
9 Өзөктөрдүн кысылган алкактарын жана борбордон четтөө менен аракеттер учурундагы тегиздиктен кысылган өзөктөрдү бекемдөөчү байланыштарды, айкаш жыгачтарды, катуу төшөлмөлөрдү, планкаларды бекитүү	0,85
10 Тирөөч реакциясынын, же алкакка берилген жергиликтүү жүктөмдүн таасиринен устундардын жана аралык устундардын бекемделбеген дубалчасынын туруктуулугу	0,85
Эскертүү – Эсептөөлөрдө $\gamma_c < 1$ коэффициенттерин бирге колдонууга жол берилбейт.	

5.5 Көтөрүүчү каркастын элементтеринин баштапкы кемчиликтерин эсепке алуу

5.5.1 Долбоордо конструкцияларды даярдоо жана монтаждоо технологияларын иштеп чыгууда баштапкы маалыматтардын бири болуп саналган конструкцияларды даярдоонун тактык классын көрсөтүү зарыл. МамСТ 23118 (Б тиркемеси) ылайык тактык классына жана конструкциянын номиналдык өлчөмүнө жараша конструкциянын баштапкы ийилүүсүнүн жол берилген максималдуу маанисин тандоо керек.

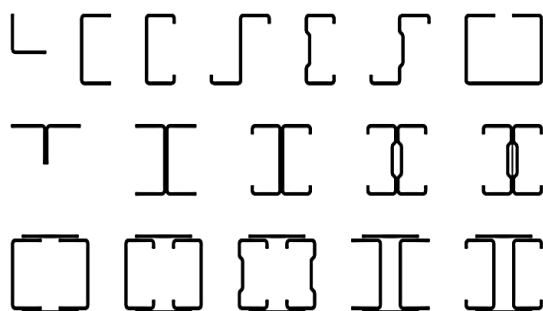
5.5.2 Элементтердин кесилиш формасынын жергиликтүү кемчиликтери, элементтердин туруктуулук боюнча көтөрүү жөндөмдүүлүгүн аныктоочу формулаларда аныкталганын эске алуу зарыл. Туруктуулукту жоготуунун жалпак формасындагы элементтердин кесилиш формасынын салыштырмалуу баштапкы жергиликтүү четтөөлөрү (кесилиш формасынын кемчиликтери) $\frac{e_0}{L}$ 5.2-таблицада берилген.

5.2 - т а б л и ц а – Баштапкы жергиликтүү ийилүү кемчилигинин эсептик маанилери e_0/L

Ийилчээк эсептөөдөгү катыш	8.3-таблица боюнча кесилиштердин түрлөрү үчүн кабыл алынган жергиликтүү ийилүүлөрдүн чектүү маанилери		
	a	b	c
e_0/L	1/300	1/250	1/200

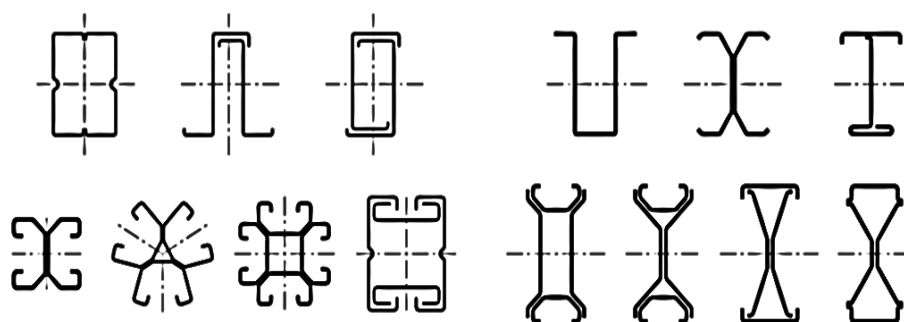
5.6 Болот жука дубалдуу профилдерден конструкциялык элементтердин туурасынан кеткен кесилиштеринин формалары

5.6.1 Ушул курулуш эрежелеринин талаптарына жооп берген болот жука дубалдуу муздак ийилип цинктелген профилдердин эң көп колдонулган туурасынан кеткен кесилиштеринин мисалдары 5.1-сүрөттө берилген.



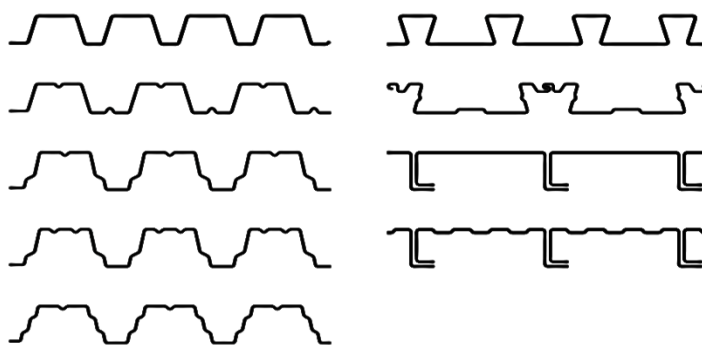
5.1-сүрөт – Болот жука дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдерден конструкциялык элементтердин көтөрүүчү профилдеринин жана курама кесилиштеринин типтүү формалары

Ачык кесилиштеги айрым профилдерден жасалган, өз ара белгилүү бир кадам менен металл буюмдар, же ширетүү аркылуу бириктирилген ачык жана туюк кесилиштеги курама профилдер сейрек колдонулат (5.2-сүрөттү кара).



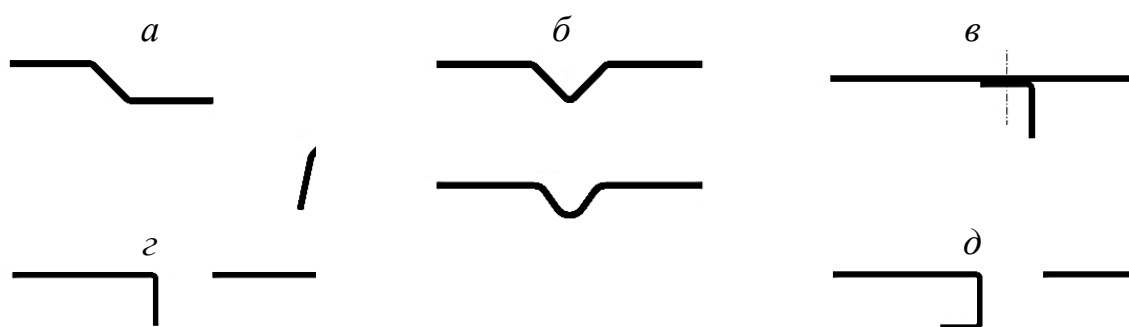
5.2-сүрөт – Болот жука дубалдуу муздак ийилген профилдерден конструкциялык элементтердин ачык жана туюк кесилиштери

Тосмо конструкциялар жана төшөлмөлөр үчүн 5.3-сүрөттө көрсөтүлгөн профилдерди колдонуу керек.



5.3-сүрөт – Профилденген листтердин жана кассеталык профилдердин кесилиш формалары

5.6.2 Профилдердин пластинка сымал элементтери узунунан кеткен катуулук элементтери менен бекемделет. Муздак ийилген профилдердин жана профилденген листтердин четки жана ортоңку узунунан кеткен катуулук элементтеринин типтүү формалары 5.4-сүрөттө көрсөтүлгөн.



а – четки бүктөмдөр жана ийилген жерлер; б – ийилген же тегеректелген ортоңку катуулук элементи; в – болт менен бириктирилген катуулук бурчтугу; г – жалкы четки бүктөмдөр; д – кош четки бүктөмдөр

5.4-сүрөт – Муздак ийилген профилдердин катуулук элементтеринин типтүү формалары

6 Конструкциялар жана бириктирүү үчүн материалдар

6.1 Ысык чоюлган прокаттын элементтерин колдонуу менен ЖБЖДКдан каркастарды долбоорлоодо КР КЧ 53-01 талаптары сакталууга тийиш.

6.2 Болот муздак ийилген цинктелген профилдерди МамСТ 14918 боюнча калыңдыгы 0,9дан 4 мм ге чейинки, калыңдыгы боюнча жогорку тактыктагы (ЖТ) жана кеңдиги боюнча жогорулатылган тактыктагы (АШ), кесилген кырдуу, нормалдуу тегиздиктеги жана цинк катмарынын классы 275тен төмөн эмес, болоттун 220, 250, 280, 320, 350, 390, 420, 450 маркаларындагы муздак ийилген листтик прокаттан даярдоо керек.

Кассеталык профилдерди даярдоо үчүн калыңдыгы 0,75 мм баштап, толкундуу профилдер үчүн – 0,6 мм баштап болотту колдонуу зарыл.

Каркастык-каптоочу дубалдардын конструкцияларында колдонулуучу профилдерди жасоо үчүн калыңдыгы 0,7 мм башталган болотту колдонуу керек.

Көтөрүүчү эмес конструкциялык элементтердин профилдерин даярдоо үчүн 13-бөлүмдүн талаптарын сактоо менен калыңдыгы 0,6 мм баштап, цинк каптамасы менен 275тен төмөн класстагы болотту колдонуу керек.

Калыңдыгы боюнча кадимки жана жогорку тактыктагы (АТ жана БТ) лист прокатын колдонууга 7.1.5-пунктуна ылайык лист камдыгынын калыңдыгына максималдуу жол берилген четтөөнү эске алган учурда гана уруксат берилет. Калыңдыгы боюнча жогорку тактыктагы (ВТ) прокатты колдонууда лист камдыгынын калыңдыгына максималдуу жол берилген четтөөнү эске албоого жол берилет.

6.3 Алюмоцинк каптамы менен, ошондой эле цинкалюминий жана цинкалюмомагний каптамы менен болот жука лист прокатты колдонууда каптамдардын класстары зарыл болгон коррозияга туруктуулукту камсыз кылууга тийиш.

6.4 Коррозияга каршы коргоону кошумча күчөтүү үчүн МамСТ 34180 боюнча полимердик каптамы менен муздак чоюлган ысык цинктелген прокаттан даярдалган муздак чоюлган профилдерди жана толкундуу листтерди колдонуу керек.

6.5 Чыңалуу абалынын ар кандай түрлөрү үчүн муздак ийилген профилдердин жана толкундуу листтердин эсептик каршылыктары 6.1-таблицада берилген формулалар боюнча аныкталууга тийиш, мында R_{yn} жана R_{un} - ченемдик каршылыктарын МамСТ 14918 жана 6.2-таблицага ылайык кабыл алынууга тийиш.

Материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициентинин маанилери төмөнкүдөй кабыл алынат: $\gamma_m = 1,025$ – агуу чеги $350 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$ чейинки прокат үчүн; $\gamma_m = 1,05$ – агуу чеги $350 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$ жана андан жогору болгон прокат үчүн.

6.1 - т а б л и ц а

Чыңалуу абалы	Прокаттын эсептик каршылыгы
Чоюу, кысуу, ийилүү	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
Жылышуу ¹⁾	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Тыгыз тийишүүдөгү жанчылуу	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
¹⁾ Профиль дубалчасынын туруктуулугун жоготуусун эске алуу менен жылышуудагы эсептик каршылык 8.6-таблицанын формулалары менен аныкталат.	

Муздак ийилген лист прокатынын чоюлуудагы, кысылуудагы жана ийилүүдөгү ченемдик жана эсептик каршылыктары 6.2-таблицада берилген.

6.2- т а б л и ц а

Ченемдик документ	Камдык болоттун маркасы/ тобу	Ченемдик каршылык, Н/мм ²		Эсептик каршылык, Н/мм ²			Салыштырма узаруу, %
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_{lp}	δ_4
МамСТ 14918	220	220	300	215	125	145	20
	250	250	330	245	140	160	19
	280	280	360	270	155	175	18
	320	320	390	310	180	190	17
	350	350	420	330	190	200	16
	390	390	450	370	215	210	15
	420	420	480	400	230	225	14
	450	450	510	425	245	240	13
Э с к е р т ү ү – R_y , R_s , R_{lp} эсептик каршылыктарынын маанилери 6.1-таблицада берилген формулалар боюнча $5 \frac{H}{\text{мм}^2}$ чейин тегеректелип, алынган.							

6.6 Көмөкчү тетиктер (фасонкалар, бекитүүчү элементтер, тирөөч плиталар ж.б.) үчүн МамСТ 27772 боюнча бекемдик классы С255тен төмөн эмес болотторду колдонуу зарыл.

6.7 Болот жука дубалдуу профилдерден конструкциялык элементтердин бирикмелери болттордун, өзү кесүүчү жана өзү бургулоочу буроолордун, туюк бекиткичтердин жана дюбелдердин жардамы менен, ошондой эле ширетүүчү бирикмелер аркылуу аткарылат.

6.8 Өзү кесүүчү жана өзү бургулоочу буроолордун жалпы техникалык шарттары МамСТ 10621, МамСТ 10618 жана МамСТ 11650 аныкталган.

Туюк бекиткичтин техникалык шарттары МамСТ Р ИСО 14589, МамСТ 12638 аныкталган.

Болттордун жана шпилькалардын техникалык шарттары МамСТ 7796, МамСТ 7798, МамСТ 1759.0, МамСТ 7805, МамСТ ISO 898-1 аныкталган.

Гайкалардын техникалык шарттары МамСТ 5915, МамСТ 5927, МамСТ ISO 4032 аныкталган.

6.9 Өзү кесүүчү жана өзү бургулоочу буроолордун, туюк бекиткичтердин жана дюбелдердин металл буюмдун кесүүгө жана үзүлүүгө (чоюлууга) карата көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн ченемдик маанилерин колдонуудагы ченемдик документтерге ылайык кабыл алуу зарыл. Металл буюмдун бирикмелеринин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн эсептөө 11.1-пунктуна ылайык аткарылат.

6.10 Жылытылбаган имараттар жана курулмалар үчүн, ошондой эле эсептик температурасы минус 45 °С төмөн болгон райондордо тышкы чөйрө менен байланышта болгон жылытылуучу имараттардын жана курулмалардын МамСТ 14918 боюнча 220-450 маркасындагы болот жука дубалдуу профилдерден жасалган конструкцияларын колдонуу жайгаштыруу районуна жана 6.3-таблицанын

маалыматтарына ылайык сыноолордун эсептик температурасына карата чектелүүгө тийиш.

Э с к е р т ү ү – Курулуш жүрүп жаткан райондогу эсептик температура катары КР КЧЖЭ 23-02 боюнча аныкталуучу жана 0,98 камсыздоо менен аныкталган эң суук сутканын сырткы абасынын температурасы кабыл алынат.

6.3 - т а б л и ц а – Прокаттын кескин ийилчээктигинин ченемделген көрсөткүчтөрү жана прокаты колдонууда жергиликтүү аймактын эсептик температурасы боюнча чектөөлөр

Жайгашкан районунун эсептик температурасы менен, °C	Ченемделүүчү көрсөткүчтөр	Болоттун ийилүүсүнүн ченемдик чеги, Н/мм ²								
		220 ≤ R _{yn} ≤ 390			390 ≤ R _{yn} ≤ 420			420 ≤ R _{yn} ≤ 450		
		Прокаттын калыңдыгы мм								
		≤ 1,	> 1,5	> 2,0	≤ 1,5	> 1,5	> 2,0	≤ 1,5	> 1,5	> 2,0
		≤ 2,0	≤ 4,0		≤ 2,0	≤ 4,0		≤ 2,0	≤ 4,0	
−45 > t	КСV кескин ийилчээктигинин ченемдик мааниси, Дж/см ²	24 ¹⁾	34	34	24 ¹⁾	34	34	24 ¹⁾	34	34
	Сыноолорду өткөрүү температурасы, °C	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40

¹⁾Сыныктагы ийилчээк курамдын үлүшү 85 % кем эмес болгон шартта.

¹⁾Сыныктагы ийилчээк курамдын үлүшү 85 % кем эмес болгон шартта.

6.11 Эсептик температурасы минус 45 °C төмөн болгон шарттарда, жылуулук берилбеген монтаждаланган абалда турган жылытылуучу имараттардын жана курулмалардын конструкциясынын болоттору 6.10-пункттун жана 6.3-таблицанын талаптарына жооп бериши керек.

6.12 Ийилчээк курамдын үлүшүн аныктоодо бузулуунун аралаш механизми (морт, ийилчээк) шартында үлгүлөрдүн сынык беттерин визуалдык байкоодо аз айырмалана тургандыгын эске алуу менен жарыктандыруусу бар 10 эсе жана андан ашык чоңойтуучу аспаптарды колдонуу керек.

6.13 Ийилүү зоналарындагы түптөлүүнүн чоңдугун кайталоочу үлгүлөрдү тандоо методикасы жана үлгүлөрдү сыноодон өткөрүү методикасы А тиркемесинде берилген.

6.14 Ширетилген бирикмелерге жана ширетүүчү материалдарга карата талаптар КР КЧ 53-01 ченемдерине жана 11.3–11.5-пункттарына шайкеш келиши керек. Электроддорду тандоодо ширетүү жигиндеги металлдын механикалык

мүнөздөмөлөрүнүн маанилери негизги металлдын мүнөздөмөлөрүнө эквиваленттүү, же андан жогору болушу керектигин эске алуу зарыл.

Э с к е р т ү ү – Ширетүүчү бирикмелерди заводдун шарттарында аткаруу жана андан кийин жиктин зонасын коррозиянын таасиринен коргоо керек.

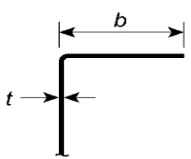
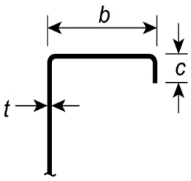
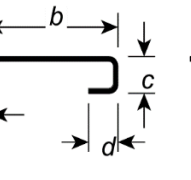
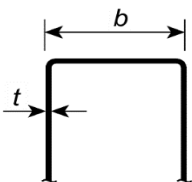
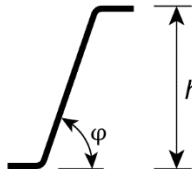
6.15 Эсептик температурасы минус 45 °С төмөн болгон шарттарда, жылытылбаган имараттарда жана курулмаларда электр-жаа жана контакттык ширетүү бирикмелери бар болот жука дубалдуу профилдерден турган конструкцияларды колдонууга, ошондой эле эсептик температурасы минус 45 °С төмөн болгондо жылууулук берилбеген монтаждалган абалда турган жылытылуучу имараттарда жана курулмаларда аларды колдонууга жол берилбейт.

7 Жергиликтүү туруктуулукту жоготууну эске алуу менен жука дубалдуу профилдерди эсептөө

7.1 Профилдердин кесилиштерине карата негизги талаптар

7.11 Бул бөлүмдө узунунан кеткен четки жана ортоңку катуулук элементтери бар, же алар жок пластиналардан жасалган жука дубалдуу профилдердин кесилиштерине карата жалпы талаптар берилген. Конструкциялардын айрым түрлөрүн долбоорлоо жана эсептөө боюнча талаптар Б тиркемесинде берилди. Бул курулуш эрежелеринин талаптары туурасынын жана бийиктигинин алардын калыңдыгына болгон катыштары 7.1-таблицада көрсөтүлгөн чектерден чыгып кеткен туура кесилиштерге жайылтылбайт.

7.1- т а б л и ц а – Кесилиш элементтеринин туурасынын жана бийиктигинин калыңдыгына болгон катыштарынын максималдуу маанилери

Туурасынан кесилиштин элементтери	Максималдуу маани
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
	$b/t \leq 300$
	$h/t \leq 300$ $h/t \leq 300 \sin \varphi$ $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$

7.1.2 Зарыл болгон катуулукту камсыз кылуу жана катуулук элементинин туруктуулугун мөөнөтүнөн мурда жоготуусун болтурбоо үчүн анын өлчөмдөрү төмөнкү чектерде болушу керек:

$$0,2 \leq c/b \leq 0,5, \quad (7.1)$$

$$0,1 \leq d/b \leq 0,25, \quad (7.2)$$

мында b, c, d өлчөмдөрү – 7.1-таблицага ылайык кабыл алынат. Эгерде $c/b < 0,2$ же $d/b < 0,1$ болсо, анда ийилген чети эске алынбайт ($c = 0$ же $d = 0$)

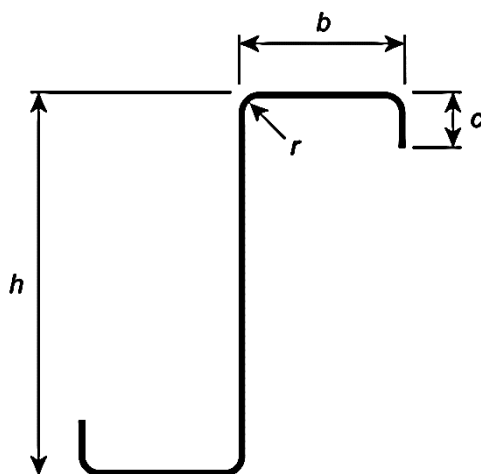
Э с к е р т ү ү л ө р

1 Эгерде натыйжалуу туурасынан кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрү сыноолор, же эсептөөлөр менен аныкталса, анда бул чектөөлөр эске алынбайт.

2 Ийилген четтин s өлчөмү ал текчеге карата башка бурчта жайгашса да, текчеге перпендикулярдуу өлчөнөт.

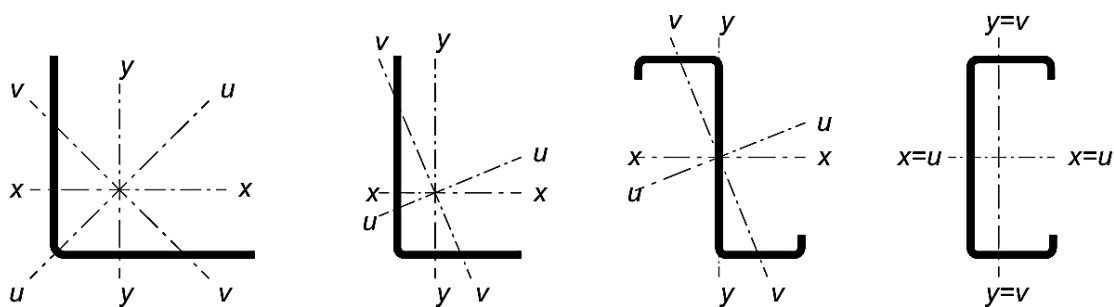
7.1.3 Муздак формага келтирилген элементтердин жалпы өлчөмдөрүн (туурасы b , бийиктиги h , ийилүүнүн ички радиусу r жана башка өлчөмдөр) профилдин бети боюнча өлчөө зарыл (7.1-таблицаны жана 7.1-сүрөттү кара).

7.1.4 Болот жука дубалдуу профилдерден турган конструкцияларды колдонуу менен имараттардын жана курулмалардын көтөрүүчү конструкцияларын долбоорлоо 5-бөлүмдүн талаптарына ылайык жүргүзүлөт.



7.1-сүрөт – S-түрүндөгү кесилиштин өлчөмдөрүн белгилөөгө мисал

Эсептөөлөрдө 7.2-сүрөттө көрсөтүлгөндөй профилдин элементтеринин кесилишиндеги октордун төмөнкү белгилөөлөрүн кабыл алуу керек. Профилдик листтер жана кассеталык профилдер үчүн октордун төмөнкү белгилөөлөрү колдонулат: $x-x$ – листтердин тегиздигине параллелдүү ок; $y-y$ – листтердин тегиздигине перпендикулярдуу ок.



7.2-сүрөт – Октордун белгилениши

7.1.5 Эсептик калыңдыкты t түзөтүлгөн калыңдыгын t_{cor} эске алуу менен кабыл алуу керек, мында:

$$t = t_{cot} \quad - \text{ эгерде листтин калыңдыгынын жол берилген чеги } t_g \leq 5\% \text{ болсо;} \quad (7.3)$$

$$t = t_{cot} \frac{100 - t_g}{95} \quad - \text{листтин калыңдыгынын жол берилген чеги } t_g > 5 \% \quad (7.4)$$

$$\text{мында } t_{cor} = t \cdot t_{m.p}; \quad (7.5)$$

t_g – прокаттын калыңдыгы боюнча максималдуу жол берилген чек, %;

t_{nom} – номиналдык калыңдык;

$t_{m.p}$ – металл каптамдын калыңдыгы.

Э с к е р т ү ү – $275t_{m.p}$ класстагы цинк каптамы үчүн – 0,04 мм.

7.1.6 Листтердин калыңдыктарынын маанилери төмөнкү чектерде болушу керек:

- $0,6 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 4 \text{ мм}$ – профилдерди, катмарларды жана жиктерди даярдоо үчүн.

Эгерде элементтин көтөрүү жөндөмдүүлүгү сыноолорго негизделген эсептөө менен аныкталса, андан чоң, же кичине калыңдыктагы материал колдонулушу мүмкүн.

7.2 Жука дубалдуу профилдерден турган конструкцияларды эсептөө

7.2.1 Эгерде конструкциялык элементтин жалпы көтөрүү жөндөмдүүлүгү камсыз кылынган шартта жука дубалдуу металл конструкцияларда, конструкциялык элементтин (мисалы, С-түрүндөгү же кош таврдуу профилдин дубалынын жана текчесинин) туурасынан кесилишин түзгөн кысылган элементтердин жергиликтүү туруктуулугун жоготуусуна жол берилет.

7.2.2 Элементтин жергиликтүү туруктуулугун жоготуусу эсептөөдө туурасынан кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн редукциялоону (кыскартууну) киргизүү жолу менен эске алынат: туура кесилиштин аянты A_{ef} , b_{ef} , t_{ef} , каршылык моменти W_{ef} жана инерция моменти I_{ef} . Редукцияланган мүнөздөмөлөрдү аныктоо методикасы 7.3-пунктта берилген.

7.2.3 Конструкциялык элементтердин ар бир түрү үчүн редукцияланган мүнөздөмөлөрдү эске алуу менен, чектүү абалдардын биринчи жана экинчи топтору боюнча көтөрүү жөндөмдүүлүгүн текшерүү зарыл. Кесилиштин кысылган элементинин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн текшерүү жалпы түрдө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлөт:

$$\frac{\gamma_m F}{\gamma_c R_n G_{ef}} \leq 1, \quad (7.6)$$

мында F – жүктөмдөрдүн жана таасирлердин эң жагымсыз айкалыштарынан келип чыккан элементтеги максималдуу эсептик күч фактору;

G_{ef} – жүктөмдөрдүн жана таасирлердин ушул айкалышы үчүн өзөктүн туура кесилишинин редукцияланган геометриялык параметр.

Э с к е р т ү ү – F күч факторун эсептөөдө имараттардын жана курулмалардын жоопкерчилиги боюнча γ_n ишенимдүүлүк коэффициенти эсепке алынышы керек.

Чектүү абалдардын экинчи тобу боюнча текшерүүнү, кесилиштин редуциясын эске алуу менен конструкцияга таасир эткен ченемдик жүктөмдөрдөн төмөнкү формула боюнча аткаруу керек:

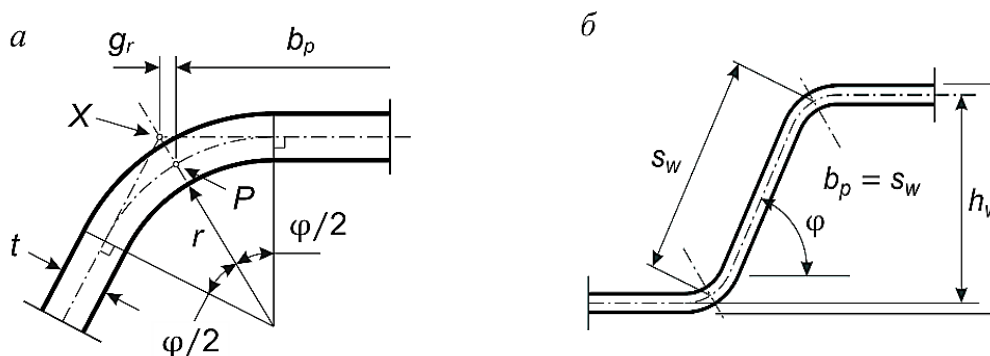
$$f \leq f_u, \quad (7.7)$$

мында f – конструкция элементинин ийилүүсү, же жылышуусу;

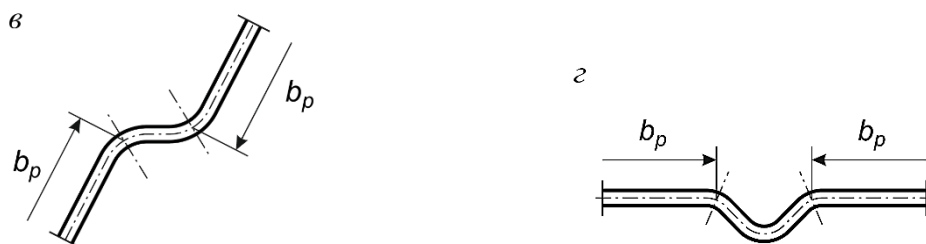
f_u – КЧЖЭ 2.01.07 боюнча конструкция элементинин чектүү ийилүүсү, же жылышуусу.

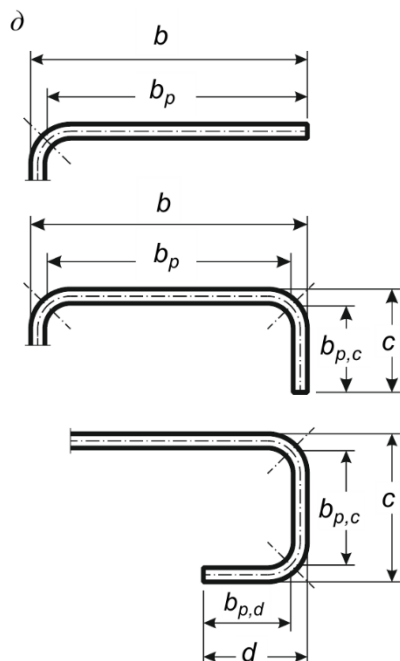
7.2.4 Профилдердин кесилишинин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо, профилдин бурчтарындагы ийилүү радиустарын эсепке албастан, жакындаштырылган ыкмага артыкчылык берүү керек. Эгерде ички радиус $r \leq 5t$ жана $r \leq 0,10b_p$ болсо, ийилүү бурчтарынын радиустарынын кесилиштин көтөрүү жөндөмдүүлүгүнө тийгизген таасирин эске албоого жол берилет. Бул учурда туурасынан кесилишти бурч астында бириктирилген жалпак элементтерден турат деп эсептесе болот (7.3-сүрөткө ылайык бардык жалпак элементтер үчүн, анын ичинде жалпак чоюлган элементтер үчүн да b_p маанисин кабыл алуу менен). Туурасынан кесилиштин катуулук мүнөздөмөлөрүн аныктоодо ийилүү бурчтарынын таасирин эсепке алуу зарыл.

7.2.5 Профилдердин туурасынан кесилиштеринин жалпак участокторунун теориялык кеңдигинин b_p жана бийиктигинин h_w өлчөмдөрүн, ийилүү бурчтарын эсепке алуу менен, 7.3-сүрөттө көрсөтүлгөндөй жанаша бурчтук элементтердин ортоңку чекиттеринен баштап өлчөө керек.



7.3-сүрөт, 1-барак – Бурчка чектеш туурасынан кесилиштин жалпак аянттарынын теориялык кеңдиги b_p





a – бурчтун, же ийилген жердин ортоңку чекити; b – дубалдын жалпак бөлүгүнүн теориялык туурасы b_p (b_p – жантайыңкы бийиктик); c – дубалдагы катуулук элементи менен чектеш жалпак бөлүктөрдүн теориялык кеңдиги b_p ; d – текчедеги катуулук элементине чектеш жалпак аянттардын теориялык кеңдиги b_p ; e – текчелердин жалпак бөлүктөрү үчүн теориялык кеңдик b_p ; X – жалпак участоктордун ортоңку сызыктарынын кесили чекити; $P - \varphi$ бурчунун биссектрисасынын туурасынан кесилиштин ортоңку сызыгы менен кесилиш чекити; g_r – пластинканын төмөнкү формула боюнча эсептелген кичирейтилген ийилүү радиусу:

$$g_r = r_m \left(\operatorname{tg} \left(\frac{\varphi}{2} \right) - \sin \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right),$$

мында $r_m = r + \frac{t}{2}$ – 7.3, а сүрөтү боюнча аныкталуучу пластинканын ийилүү радиусу.

7.3-сүрөт, 2-барак

7.2.6 Ийилүү зоналарынын кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүнө тийгизген таасири төмөнкү жакындаштырылган формулаларды колдонуу менен бурч астында бириктирилген ушундай эле кесилиш үчүн эсептелген маанилерди (7.4- сүрөттү кара) азайтуу аркылуу эске алынышы мүмкүн:

$$A_g \approx A_{g,sh} (1 - \delta) \quad (7.8)$$

$$I_g \approx I_{g,sh} (1 - 2\delta) \quad (7.9)$$

$$I_\omega \approx I_{\omega,sh} (1 - 4\delta) \quad (7.10)$$

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\varphi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^m b_{p,i}} \quad (7.11)$$

мында A_g – туурасынан кесилиштин толук аянты;

$A_{g,sh}$ – тик бурчтуу кесилиш A_g үчүн мааниси;

$b_{p,i}$ – учтуу бурчтуу кесилиштеги i - жалпак элементтин теориялык туурасы;

I_g – толук туурасынан кесилиштин инерция моменти;

$I_{g,sh}$ – I_g тик бурчтуу кесилиш үчүн мааниси;

I_ω – туурасынан кесилиштин инерциясынын секториалдык моменти;

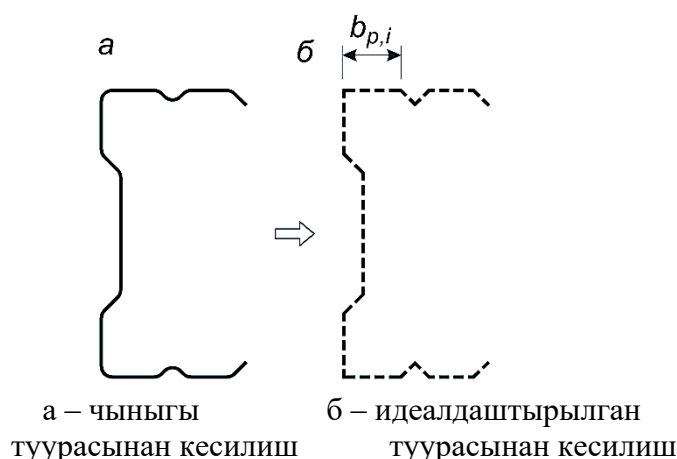
$I_{\omega,sh}$ – I_ω тик бурчтуу кесилиш үчүн мааниси $I_{\omega,sh}$

φ_j – эки жалпак элементтин ортосундагы бурч;

m – жалпак элементтердин саны (жартак);

n – ийри сызыктуу элементтердин саны (ийилген жердин бурчу);

r_j – ийри сызыктуу j - элементтин ички радиусу.



7.4-сүрөт. – Ийилүү бурчтары үчүн жакындаштырылган жол берилген шарттар

7.2.7 Эгерде жалпак элементтердин теориялык туурасы алардын ортоңку сызыктарынын кесилиш чекиттеринен баштап өлчөнсө, (7.8) – (7.11) формулалары боюнча аныкталуучу азайтылган маанилерди туурасынан кесилиштин натыйжалуу мүнөздөмөлөрүн A_{ef} , $I_{ef,x}$ жана $I_{ef,y}$, эсептөө үчүн да колдонууга жол берилет.

7.2.8 Эгерде ички радиус $r > 0,04tE/R_{yn}$ болсо, анда профилдин туурасынан кесилишинин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн сыноолор аркылуу аныктоо сунушталат.

7.3 Кысылган пластинкалардын курч абалдан кийинки иштөөсүн эсепке алуу менен жука дубалдуу профилдерди эсептөө

7.3.1 Элементтердин туурасынан кесилиштеринин редукцияланган геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо ыкмасы

7.3.1.1 Муздак ийилген элементтердин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн жана катуулугун аныктоодо, туурасынан кесилиштин кысылган бөлүгүнүн жергиликтүү туруктуулугун жана формасынын туруктуулугун жоготуусунун таасирин эсепке алуу зарыл. Жергиликтүү туруктуулугун жоготкондон кийинки жука дубалдуу конструкциялык A_{red} элементтин (пластинканын) редукцияланган туурасынан кесилиш аянты төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$A_{red} = \rho \cdot A \quad (7.12)$$

7.3.1.2 Эгерде максималдуу ийрилик профилдин туура кесилиш бийиктигинин 5 % аз болсо, анда жазы кысылган текченин ийрейүүсүнүн көтөрүү жөндөмдүүлүгүнө тийгизген таасири эсепке алынбайт. Эгерде ийрилик андан чоң болсо, анда жазы текчелердин чыгып турган бөлүктөрүн кичирейтүү, же дубалдардын мүмкүн болгон ийилүүсүн эсепке алуу жолу менен көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн төмөндөшүн эсептөө зарыл.

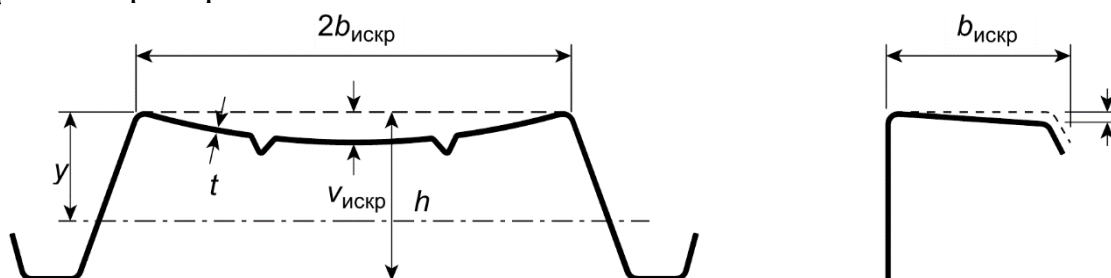
Профилдердин туурасынан кесилиштери жана толкундуу листтер үчүн жазы текченин ийрейүүсүнүн таасири төмөнкү шарт аткарылган учурда эске алынбайт: $b/t \leq 250h/b$ (7.5-сүрөттү кара).

Э с к е р т ү ү л ө р

1 Жазы текченин ийрейүүсү нейтралдык окту көздөй багытталган ички ийрилик менен мүнөздөлөт жана ал, мисалы, ийилүүгө дуушар болгон элементтин жазы текчелеринде, же текчеси туурасынан кесилиштин кысылган зонасында жайгашкан ийри сызыктуу устундарда болушу мүмкүн.

2 Кассеталык профилдер үчүн жазы текченин ийрилигинин таасирин эсепке алуу 9.2.2-пунктта берилген.

7.3.1.3 Жүктөм түшкөнгө чейин түз сызыктуу катуулук элементтери бар жана аларсыз профилдин кысылган жана чоюлган текчелеринин ийрейүү мисалы 7.5- сүрөттө көрсөтүлгөн.



7.5-сүрөт – Жүктөм түшкөнгө чейин түз сызыктуу профилдин текчесинин ийрейүү мисалы

7.3.1.4 Кысылган текченин ийрейүүсү (текченин нейтралдык окту көздөй ичке карай ийилүү деформациясы) $v_{искр}$ төмөнкү (7.13), (7.14) формулалар боюнча эсептелет. Бул эсептөө узунунан кеткен катуулук элементтери бар жана аларсыз кысылган жана чоюлган текчелер үчүн колдонулат, бирок туурасынан кеткен катуулук элементтери бири-бирине жакын жайгашкан текчелер үчүн колдонулбайт

$$v_{искр} = 2 \frac{\sigma_a^2 b_{искр}^4}{E^2 t^2 y} \quad (7.13)$$

- ийри сызыктуу устун үчүн:

$$v_{искр} = \frac{\sigma_a^2 b_{искр}^4}{E^2 t^2 r} \quad (7.14)$$

мында $b_{искр}$ – кутуча сымал жана шляпа сымал кесилиштердин дубалдарынын ортосундагы аралыктын жарымы, же текченин чыгып турган бөлүгү;

r – ийри сызыктуу устундун ийрейүү радиусу;

t – эсептелген калыңдык;

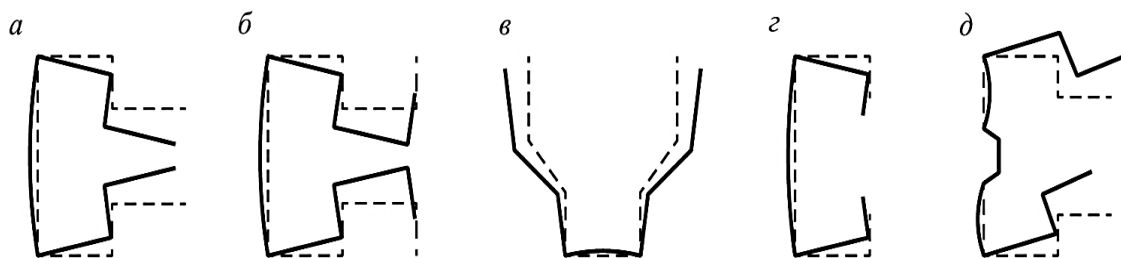
y – каралып жаткан текчеден нейтралдык окко чейинки аралык;

σ_a – толук туурасынан кесилиш боюнча эсептелген текчедеги чыңалуу.

Э с к е р т ү ү – Эгерде σ_a чыңалуусу натыйжалуу туурасынан кесилиш үчүн эсептелген болсо, анда ал натыйжалуу туурасынан кесилиштеги чыңалууну текченин натыйжалуу аянтынын анын толук аянтына болгон катышына көбөйтүү менен аныкталат.

7.3.1.5 Муздак ийилген профилдердин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн жана катуулугун аныктоодо 7.6-сүрөттө берилген учурлардагыдай эле, кесилиштин

жергиликтүү туруктуулугун жана формасынын туруктуулугун жоготуусунун таасирин эсепке алуу зарыл.



7.6-сүрөт – Кесилиштин формасынын туруктуулугун жоготуу мисалдары

7.3.1.6 Кесилиштин формасынын туруктуулугун жоготуу таасири 7.6, а– д сүрөттөрүндө көрсөтүлгөн учурлар үчүн эске алынышы керек. Бул учурларда форманын туруктуулугун жоготуу таасири сандык методдор менен туруктуулукка болгон сызыктуу, же сызыктуу эмес эсептөөлөр, же кыска тирөөчтөрдү сыноо аркылуу бааланат. Сызыктуу эсептөөнүн жөнөкөйлөтүлгөн ыкмасы 7.3.2 жана 7.3.3-пункттарда берилген.

7.3.1.7 Редукциялануучу элементтин калыңдыгы туруктуу болгон учурда, редукция пластинканын туурасын $b_{ef} = \rho b$ же анын калыңдыгын $t_{ef} = \rho t$ өзгөртүүнүн эсебинен жүргүзүлөт.

Узунунан кеткен кырлары бекитилген жылмакай кысылган пластинкалар үчүн (мисалы, кош таврдын дубалы, же С-түрүндөгү кесилиштин текчеси жана дубалы) редукция коэффициенти (7.15), (7.16) формулалары боюнча аныкталат:

$$\rho = 1,0 \text{ болсо } \lambda_p \leq 0,673; \quad (7.15)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{болсо } \lambda_p \geq 0,673, \quad (7.16)$$

анда $(3 + \Psi) \geq 0$.

Узунунан кеткен бир кыры боюнча бекитилген жылмакай пластинкалар үчүн редукция коэффициенти ρ (7.17)–(7.19) формулалары менен аныкталат:

$$\rho = 1,0 \text{ болсо, } \lambda_p \leq 0,748; \quad (7.17)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{болсо } \lambda_p \geq 0,748, \quad (7.18)$$

мында

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}}. \quad (7.19)$$

Эки узунунан кеткен кырлары боюнча (мисалы, С-түрүндөгү кесилиштин дубалдары жана текчелери), же бир жагынан бекитилген (мисалы, швеллерлердин, же бурчтардын текчелери) кысылган жылмакай пластиналар үчүн редуция коэффициентин пластинанын туруктуулугун жоготуусунун курч чыңалуусуна σ_{cr} жараша аныкталат.

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{n^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2}, \quad (7.20)$$

мында k_{σ} - пластинкадагы чыңалуулардын мүнөзүнө жана четки шарттарга көз каранды болгон коэффициент (7.2 жана 7.3-таблицада берилген);

b - тиешелүү теориялык кеңдигине барабар деп кабыл алынган пластинканын кеңдиги (b_p , $b_{p,c}$, $b_{p,d}$ же s_w – 7.3-сүрөттү кара);

t – 7.1.5-пунктуна ылайык кабыл алынган пластинканын эсептелген калыңдыгы;

ν – Пуассон коэффициенти (болот үчүн $\nu = 0,3$).

Болот пластинкасы үчүн $\bar{\lambda}_p$ формуласы төмөнкү түргө келтирилет:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}, \quad (7.21)$$

мында
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y(\text{Н/мм}^2)}}; \quad (7.22)$$

Ийилүүчү элементтер үчүн, эгерде чоюлуу $\sigma_{\text{чоюлуу}} = \sigma_{\text{max}} = R_y$ жана $\sigma_{\text{кысылуу}} < R_y$ кысылуу шарты аткарылса (четки чоюлган тарамдагы максималдуу чыңалуу эсептик каршылыкка барабар деп кабыл алынган, ал эми четки кысылган тарамдагы чыңалуу эсептик каршылыктан аз болсо), редуция коэффициенти ρ (7.15)–(7.18) формулалары боюнча параметрин (7.25) формуласы менен аныкталуучу $\bar{\lambda}_p$ ны $\bar{\lambda}_{p,c}$ параметрине алмаштыруу аркылуу аныктоого жол берилет.

Мында каралып жаткан профилдин натыйжалуу туурасынан кесилиши итерациялык ыкма менен аныкталышы керек, анда кесилиштеги чыңалуулардын катышы мурунку итерацияда алынган натыйжалуу кесилиш үчүн этап менен аныкталат. Итерациялар профилдин толук кесилишинен башталат, мурунку жана кийинки итерациялардагы натыйжалуу кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрү бири-биринен бир аз гана (1 % – 2 % чегинде) айырмаланган учурда аяктайт.

7.3.1.8 7.3.1.7-пунктундагы ыкмага альтернатива катары, кысуучу чыңалуулардын деңгээли эсептик каршылыктан төмөн болгон учурда натыйжалуу аянттарды аныктоо үчүн төмөнкү формулалар колдонулат:

- эки тараптуу бекитилген жылмакай аралык кысылган пластинка үчүн:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0,6} \leq 1; \quad (7.23)$$

- бир жагынан бекитилген (листин илиниши) жылмакай чыгып турган кысылган пластина үчүн

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{\bar{\lambda}_p - 0,6} \leq 1; \quad (7.24)$$

мында

$$\bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}. \quad (7.25)$$

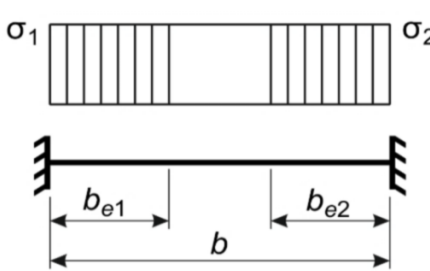
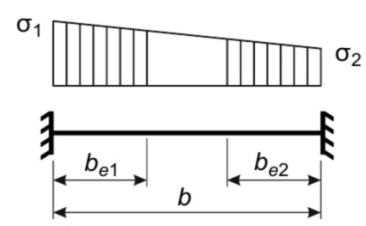
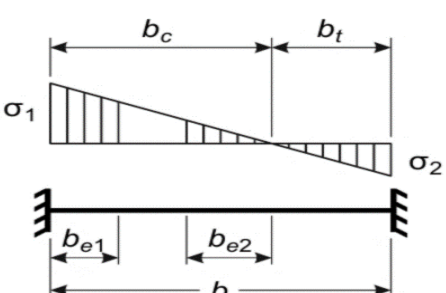
σ_{com} – пластинканын редуцияланган кесилишиндеги жүктөмдөн пайда болгон чыныгы кысуучу чыңалуулар (пластинкадагы кысуучу чыңалуунун максималдуу мааниси кабыл алынат);

Ψ – аз чыңалуунун көп чыңалууга болгон катышы, мында кысылуу оң маани катары эсептелет (7.2 жана 7.3-таблицаарды кара).

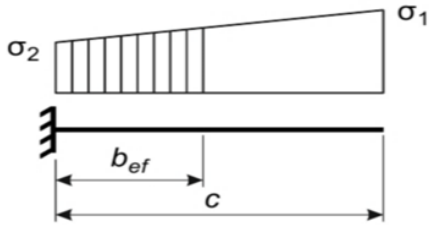
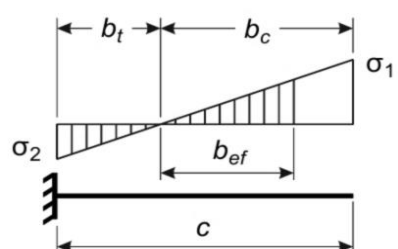
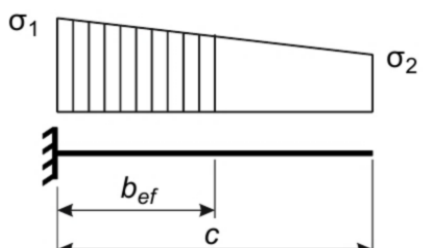
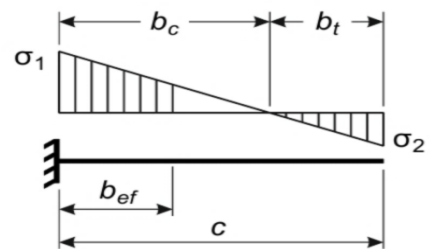
Бул ыкманы колдонууда каралып жаткан профилдин натыйжалуу туура кесилиши итерациялык ыкма менен аныкталышы керек, мында кесилиштин чекиттериндеги чыңалуулардын маанилери мурунку итерацияда алынган натыйжалуу кесилиш үчүн этап менен аныкталат. Итерациялар профилдин толук кесилишинен башталат, мурунку жана кийинки итерациялардагы натыйжалуу кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрү бири-биринен бир аз гана (1 % – 2 % чегинде) айырмаланган учурда аяктайт.

7.3.1.9 Натыйжалуу кесилиштин A_{ef} , I_{ef} , W_{ef} геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо үчүн 7.2 жана 7.3-таблицаарда келтирилген формулалар боюнча аныкталуучу b_{ef} натыйжалуу туурасын жана k_σ коэффициентин билүү зарыл.

7.2- т а б л и ц а – Эки кадалган жээк менен пластин үчүн k_σ коэффициенттеринин мааниси

Чыңалууну бөлүштүрүү (оң кысуу)				Эффективдүү туурасы b_{ef}		
				$\psi = 1;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = 0,5 b_{ef};$ $b_{e2} = 0,5 b_{ef}$		
				$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef};$ $b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$		
				$\psi < 0;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho b}{(1 - \psi)};$ $b_{e1} = 0,4 b_{ef};$ $b_{e2} = 0,6 b_{ef}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – ушул таблицада жана 7.3-таблицада көрсөтүлгөн чыңалуу эпюрасына ылайык (кысуу оң деп эсептелет), азыраак чыңалуунун чоңго болгон катышы (белгини эске алуу менен).						

7.3 - т а б л и ц а – Бир кадалган жээк менен пластин үчүн k_σ коэффициенттеринин мааниси

Чыңалууну бөлүштүрүү (оң кысуу)			Эффективдүү туурасы b_{ef}		
			$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho c}{(1 - \psi)}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1^*$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коэффициенттер k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
			$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho c}{(1 - \psi)}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1^*$	1	$1 > \psi > 0$	0	$1 > \psi > -1$	-1
Коэффициенттер k_σ	0,43	$0,578/(\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
* $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – ушул таблицада жана 7.2-таблицада көрсөтүлгөн чыңалуу эпюрларына ылайык (кысуу оң деп эсептелет), азыраак чыңалуунун чоңго болгон катышы (белгини эске алуу менен).					

7.3.2 Узунунан катуулук элементтери менен бекемделген жартак

7.3.2.1 Профилдердин кесилишин түзгөн жартактын катуулугун жана көтөрүмдүүлүгүн жогорулатуу үчүн, алар ортоңку жана четки катуулук элементтери менен бекемделет (7.7-сүрөт).

7.3.2.2 Катуулоочу элементтер тарабынан жартакка коюлган серпилгич-ылайыктуу байланыштардын катуулугу 7.7-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, u сызыктуу бирдик жүктү колдонуу менен эске алынууга тийиш. Узундук бирдигине K байланыштардын катуулугу төмөнкү формула аркылуу эсептелет

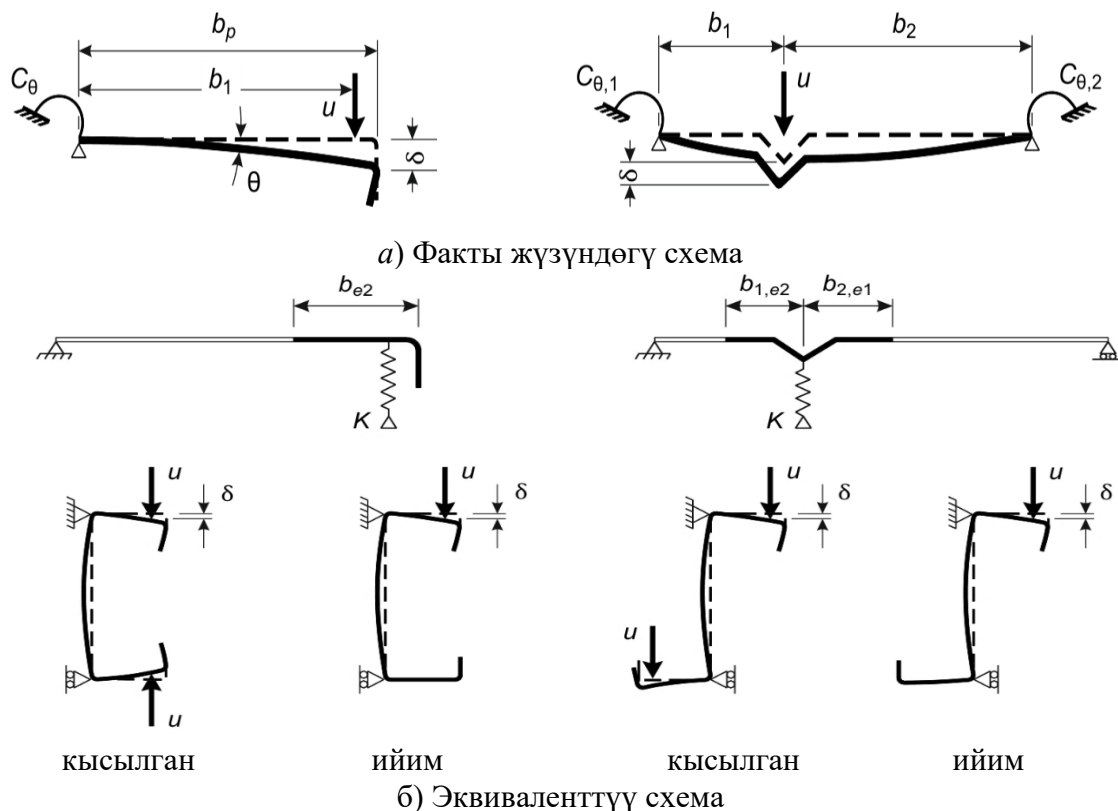
$$K = u/\delta, \quad (7.26)$$

мында δ – катуулук элементинин профилдин узундугунун бирдигине катуулук элементинин кесилишинин натыйжалуу бөлүгүнүн b_1 оордук борборунда иштеген u бирдик жүктөмүнөн жылышы.

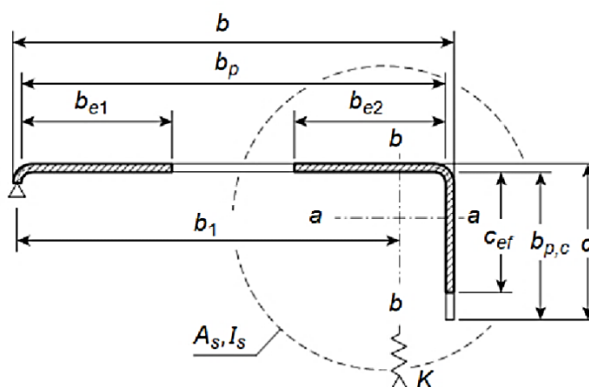
δ четки катуулаткыч үчүн кыймыл төмөнкү формула боюнча аныкталат δ

$$\delta = \theta b_p + \frac{ub_p^3}{3} \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3}. \quad (7.27)$$

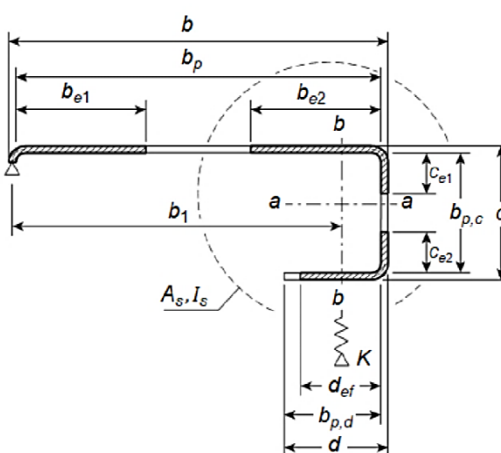
7.3.2.3 Четки бүгүүнүн кесилиши вертикалдуу жана горизонталдуу c жана d катуулук элементтеринен жана 7.8-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, b_p плюс бекитилген жартактын жалпак бөлүгүнүн чектеш b_{e2} эффективдүү бөлүгүнөн турат.



7.7-сүрөт – Байланыш катуулугун аныктоо үчүн схемалар



а) Жалгыз жээктин бүгүлүшү ($b/t \leq 60$)



б) Кош жээктин бүгүлүшү ($b/t \leq 90$)

7.8-сүрөт– Жээктин бүгүлүүсү

7.3.2.4 Дубалдан жана үстүнкү жана астыңкы текчелерден турган С жана Z түрүндөгү жана ушул сыяктуу профилдердин кесилиштеринин четтеринин ийилиштерин эсептөө ийилген түрүндөгү катуулоочу элементтери бар кысылган текчелердин эффективдүү туурасын аныктоодон башталууга тийиш, параметрлер 7.3.1. ылайык аныкталат.

Кысылган текченин баштапкы эффективдүү кесилиши текчеге четки бүгүүнүн катуулугу жана $K = \infty$ жана чыңалуу R_y барабар деген божомол менен аныкталат .

7.3.2.5 7.7, 7.8-сүрөттөрдө көрсөтүлгөн b_{e1} жана b_{e2} эффективдүү туурасынын баштапкы маанилери жана 7.3.1.7 же 7.3.1.8ге ылайык, b_p жалпак элемент эки тараптан колдоого алынат деген божомол менен аныкталат.

7.3.2.6 7.8-сүрөттө берилген c_{ef} эффективдүү тууранын баштапкы мааниси төмөнкүдөй аныкталышы керек:

1) жалгыз жээктин бүгүлүшү үчүн

$$c_{ef} = \rho b_{p,c} \quad (7.28)$$

мында ρ туруктуулукту жоготуу k_σ коэффициентин эске алуу менен аныкталат:

$$k_\sigma = 0,5, \text{ эгерде } \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35; \quad (7.29)$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2}, \quad \text{эгерде } 0,35 \leq \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,60; \quad (7.30)$$

2) кош жээктин бүгүлүшү үчүн

$$c_{ef} = \rho b_{p,c},$$

мында ρ эки тарапка бекитүү менен пластина үчүн k_σ туруктуулукту жоготуу коэффициентин эске алуу менен 7.3.1.7 же 7.3.1.8 боюнча аныкталат;

$$d_{ef} = \rho b_{p,d}, \quad (7.31)$$

мында ρ бир четине бекитүү менен пластина үчүн 7.3.1.7 же 7.3.1.8 боюнча k_σ туруктуулукту жоготуу коэффициентин эске алуу менен аныкталат.

Четки бүгүүнүн баштапкы эсептелген A_s кесилишинин аянты төмөнкү формулалар боюнча аныкталат

$$A_s = t(b_{e2} + c_{ef}), \quad (7.32)$$

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{ef}). \quad (7.33)$$

Зарыл учурда (7.2.4–7.2.6 караңыз) тегеректөө эске алынат.

7.3.2.7 Кесилиш формасынын туруктуулугун жоготунун кесепетинен χ_d тирөөч жөндөмдүүлүгүн төмөндөтүү коэффициенти (четки катуулук элементинин туруктуулугун жоготуунун жалпак формасы) $\sigma_{cr,s}$ маанисине жараша аныкталат.

$\sigma_{cr,s}$ серпилгич стадияда четтин ийилишинин туруктуулугун жоготуу үчүн критикалык чыңалуу төмөнкү формула менен аныкталат

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 EI_s}}{A_s}, \quad (7.34)$$

мында K_1 – ийкемдүү серпилгич байланыш катуулугу;

I_s – а–а окуна салыштырмалуу четки катуулагычтын баштапкы эсептелген кесилишинин инерция моменти (жартактын чектеш туруктуу кесилиштерин кошкондо) – 7.8-сүрөт;

A_s – аянты четки катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилиши (анын ичинде жартактын чектеш туруктуу бөлүмдөрү) – 7.8-сүрөт.

7.3.2.8 Четки катуулук элементтери үчүн кысылган текче үчүн K_1 байланыш катуулугунун туюнтмасы формула боюнча эсептелет

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 h_w k_f b_1 b_2}, \quad (7.35)$$

мында b_1 – дубалдын борбордук огунан баштап, баштапкы эсептелген кесилишинин оордук борборуна чейинки аралык (текченин b_{e2} туруктуу бөлүгүн кошо алганда) 1-текчеде (7.8-сүрөттү караңыз);

b_2 – дубалдын борбордук огунан 2-текчедеги четки бүгүлүүсүнүн (текченин туруктуу бөлүгүн кошкондо) баштапкы эсептелген кесилишинин оордук борборуна чейинки аралык;

h_w – текчелердин ортоңку сызыктарынын ортосундагы дубалдын бийиктиги;

$k_f = 0$ – текче 2 керилген болсо (б.а. x – x огуна карата ийилген элемент үчүн);

$k_f = 1$ – кысылган симметриялуу кесилиш үчүн;

$k_f = A_{s2}/A_{s1}$ – эгерде текче 2 кысылган болсо (кысылган симметриялуу эмес кысылыш үчүн);

A_{s1} жана A_{s2} – тиешелүүлүгүнө жараша 1 жана 2 текчелер үчүн четки ийилиштеринин баштапкы эсептелген кесилиштеринин аянттары (7.8-сүрөт).

Э с к е р т ү ү – 1-текче үчүн K_1 ийкемдүү серпилгич байланыштын катуулугу аныкталуучу текче кабыл алынат.

Аралык катуулоочу элемент үчүн δ жылышуу төмөнкү формула менен аныкталат

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3}. \quad (7.36)$$

7.3.2.9 Катуулоочу элементтин туруктуулугун жоготуунун жалпак формасына байланыштуу χ_d тирөөч жөндөмдүүлүгүнүн төмөндөшүнүн коэффициенти (7.37) – (7.39) формулалары боюнча $\bar{\lambda}_d$ шарттуу ийкемдүүлүктү эске алуу менен аныкталышы керек:

$$\chi_d = 1,0, \text{ эгерде } \bar{\lambda}_d \leq 0,65; \quad (7.37)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d, \text{ эгерде } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38; \quad (7.38)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \text{ эгерде } \bar{\lambda}_d \geq 1,38, \quad (7.39)$$

мында
$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}; \quad (7.40)$$

$\sigma_{cr,s}$ – тиешелүүлүгүнө жараша 7.3.2.7 же 7.3.3.5 боюнча аныкталуучу четине жана ортоңку катуулагычтар үчүн ийкемдүү стадиядагы критикалык ийилүүчү чыңалуу.

Катуулук элементинин критикалык чыңалуусун сандык эсептөөлөрдү колдонуу менен ийкемдүү баскычтагы биринчи тартиптеги туруктуулукту эсептөөнүн негизинде аныктоого жол берилет.

7.3.2.10 Туруктуулукту жоготуунун жалпак формасын эске алуу менен $A_{s,red}$ катуулук элементинин натыйжалуу кесилиш аянты формула боюнча аныкталат

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s, \quad (7.41)$$

мында $\sigma_{com,s}$ – натыйжалуу кесилиш үчүн эсептелген катуулук элементинин борбордук огу боюнча кысуу чыңалуусу.

7.3.2.11 Натыйжалуу кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо, $A_{s,red}$ натыйжалуу аянтты A_s кирген бардык элементтер үчүн t_{red} кыскарган калыңдыкты эске алуу менен аныктоо керек.

Бул учурда, калыңдыгы жукарган t_{red} төмөнкү формула боюнча аныкталат (7.42)–(7.44):

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s}; \quad (7.42)$$

$$t_{red} = \chi_d t \quad \text{мында } \sigma_{com,s} = R_y; \quad (7.43)$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s \quad \text{мында } \sigma_{com,s} = R_y. \quad (7.44)$$

7.3.2.12 Четки бүгүлүү түрүндөгү катуулук элементтери бар жука дубалдуу профилдердин текчелерин эсептөөнүн ырааттуулугу В тиркемесинде келтирилген.

7.3.3 Орто аралык катуулук элементтери менен кысылган жартактар

7.3.3.1 Орто аралык катуулук элементтери узунунан эки жагына бекитилген жартакка орнотулат. Орто аралык катуулуктун кесилишине катуулуктун өзү жана ага чектеш жартактын эффективдүү бөлүктөрү ($b_{1,e2}$ жана $b_{2,e1}$) $b_{p,1}$ жана $b_{p,2}$ кирет жана 7.9-сүрөттө көрсөтүлгөн.

7.3.3.2 Катуулуктун орто аралык элементин эсептөөдө, катуулуктун $K = \infty$ толук кысылышын жана андагы R_y чыңалууну камсыз кылаарын эске алуу менен аныкталган, ага чектеш жартактын эффективдүү туурасын колдонуу менен катуулуктун баштапкы эсептик кесилиши аныкталат.

7.3.3.3 7.9-сүрөттө көрсөтүлгөн $b_{1,e2}$ жана $b_{2,e1}$ натыйжалуу тууранын баштапкы маанилери элементи $b_{p,1}$ жана $b_{p,2}$ жалпак элементтер эки тараптан колдоого алынат деген божомол менен аныкталууга тийиш (7.2-таблицаны караңыз).

7.3.3.4 Орто аралык катуулук элементинин баштапкы A_s эсептик кесилишинин аянты формула боюнча аныкталат

$$A_s = t(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s), \quad (7.45)$$

мында b_s – катуулаткычтын туурасы анын периметри боюнча өлчөнөт (7.9-сүрөт).

Э с к е р т ү ү – Зарыл учурда (7.2.4–7.2.6 караңыз) тегеректетүү эске алынат.

7.3.3.5 Критикалык чыңалуу орто аралык $\sigma_{cr,s}$ катуулук элементинин туруктуулугун жоготуу формуласы боюнча аныкталат

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (7.46)$$

мында K – ийкемдүү серпилгич байланыш катуулугу;

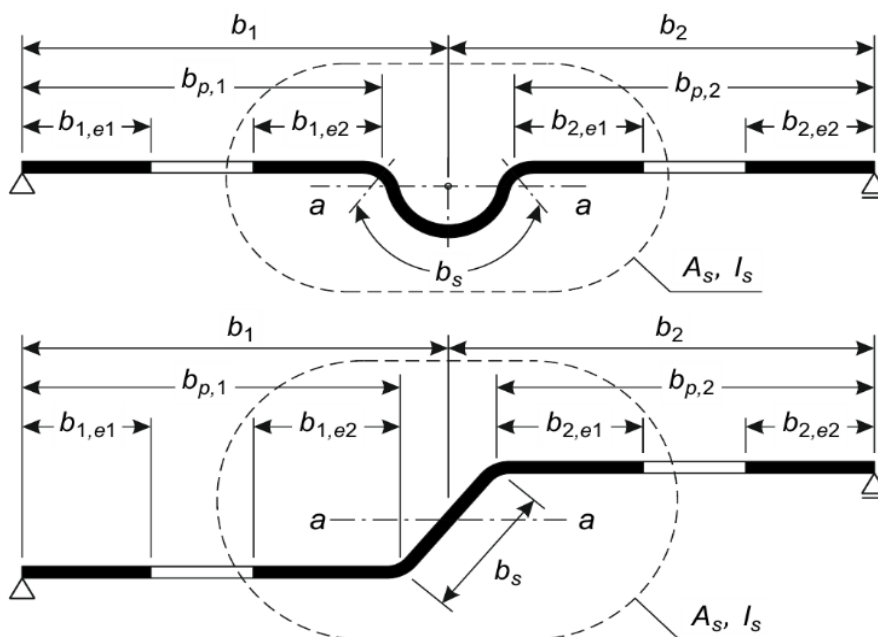
I_s – орто аралык катуулаткычтын баштапкы эсептик кесилишинин a – a огуна карата инерция учуру (ага чектеш туруктуу жартактын аймактарын кошкондо) – 7.9-сүрөт;

A_s – орто аралык катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилишинин аянты (ага чектеш жартактын туруктуу жерлерин кошкондо) – 7.9-сүрөт.

Катуулуктун ортоңку элементи үчүн K коэффициенттин мааниси төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$K = \frac{(b_1 + b_2)Et^3}{4b_1^2b_2^2(1 - \nu^2)}. \quad (7.47)$$

$\sigma_{cr,s}$ катуулук элементинин туруктуулугун жоготуунун критикалык чыңалуусун сандык эсептөөлөрдү колдонуу менен ийкемдүү баскычтагы биринчи тартиптеги туруктуулукту эсептөөнүн негизинде аныктоого жол берилет.



7.3.3.6 Кесилиш формасынын туруктуулугун жоготуудан улам χ_d тирөөч жөндөмдүүлүгүнүн төмөндөө коэффициенти (ортоңку катуулук элементинин

туруктуулугун жоготуунун жалпак формасы) $\sigma_{cr,s}$ маанисине жараша аныкталат (7.3.2.9 караңыз).

7.3.3.7 Кесилиш формасынын $A_{s,red}$ туруктуулугун жоготуудан келип чыккан катуулуктун натыйжалуу аянты (катуулуктун туруктуулугун жоготуунун жалпак формасы) 7.3.2.10 жана формула (7.41) боюнча аныкталат.

7.3.3.8 Орто аралык $A_{s,red}$ катуулук элементинин эффективдүү кесилишинин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо натыйжалуу аянт 7.3.2.11 боюнча A_s жана (7.42)–(7.44) формулаларына киргизилген бардык элементтер үчүн t_{red} кыскартылган калыңдыгын эске алуу менен аныкталышы керек.

7.3.3.9 Жука дубалдуу профилдердин катуулуктун орто аралык элементтерин эсептөөнүн ырааттуулугу В тиркемесинде келтирилген.

7.4 Трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) листтердин катуулук элементтери

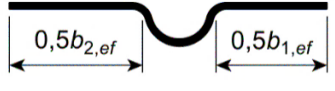
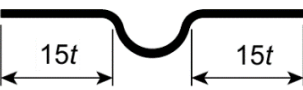
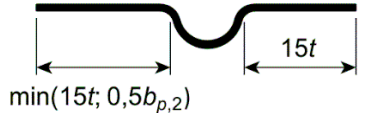
7.4.1 Жалпы жобо

Бул бөлүмчө талаптары катуулуктун орто аралык элементтери бар текчелери жана дубалдары бар трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) листтерге жайылтылат.

7.4.2 Катуулуктун орто аралык элементтери менен текчелер

7.4.2.1 Жарым тегерек же үч бурчтуу оюктар түрүндөгү катуулук элементтерине 7.4-таблицада жана 7.10-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, катуулук элементтеринин өзү жана текченин b_p ($b_{p,1}$, $b_{p,2}$) жалпак бөлүктөрүнүн жанаша жайгашкан туруктуу бөлүктөрү b_{ef} ($b_{1,ef}$, $b_{2,ef}$) кирет.

7.4 - т а б л и ц а – Катуулук элементтерине кирген текчелердин жалпак туруктуу бөлүктөрүнүн өлчөмдөрү

Туурасынан кеткен кесилиш	Катуулуктун бир элементи менен	Катуулуктун кош элементи менен
A_s катуулук элементинин аянтын аныктоо үчүн		
I_s катуулук элементинин инерция учурун аныктоо үчүн		

7.4.2.2 Толкундуу (гофрленген) профилдин бир борбордук текчесинин катуулугунда, серпилгич баскычта туруктуулуктун $\sigma_{cr,s}$ критикалык чыңалуу жоготуусу төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}}, \quad (7.48)$$

мында b_p – 7.10-сүрөттө көрсөтүлгөн жалпак элементтин теориялык туурасы;
 b_s – катуулук элементинин туурасы анын периметри боюнча өлчөнөт (7.10-сүрөт);

A_s жана I_s – 7.4-таблицага ылайык, катуулук элементинин кесилишинин аянты жана инерция учуру.

7.4.2.3 Эки симметриялуу жайгаштырылган текче катуулук элементтеринде ийкемдүүлүктүн чегинде туруктуулукту жоготуунун $\sigma_{cr,s}$ критикалык чыңалуусу төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}}, \quad (7.49)$$

$$\text{мында } b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s; \quad (7.50)$$

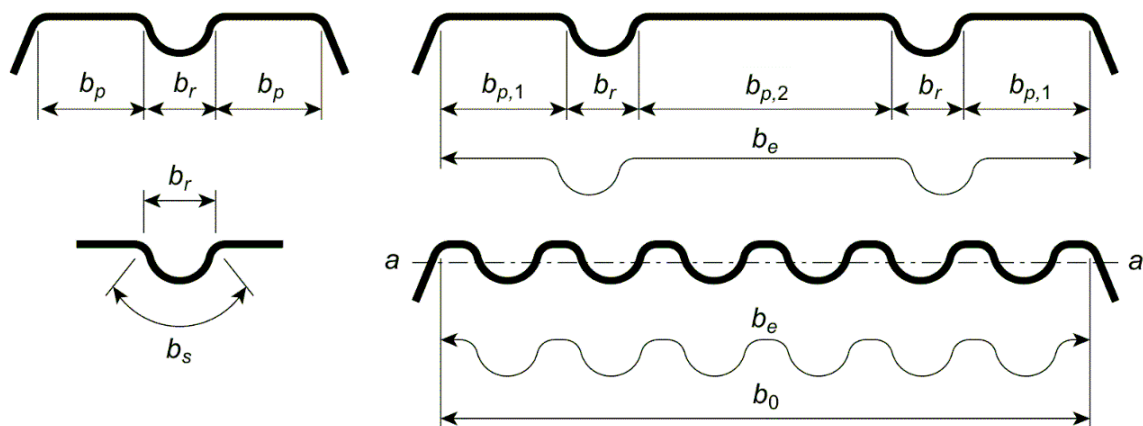
$$b_1 = b_{p,1} + 0,5b_r; \quad (7.51)$$

мында $b_{p,1}$ – сырткы жалпак элементтин теориялык туурасы (7.10-сүрөт);

$b_{p,2}$ – орто жалпак элементтин теориялык туурасы (7.10-сүрөт);

b_r – катуулук элементтин жалпы туурасы (7.10-сүрөт);

A_s жана I_s – 7.4-таблицага ылайык, катуулук элементинин кесилишинин аянты жана инерция учуру.



7.10-сүрөт – Бир, эки же бир нече катуулук элементтери менен кысылган текче

7.4.2.4 Текчедеги бир нече катуулук элементтери үчүн (үч же андан көп бирдей) бүт текченин эффективдүү аянты төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$A_{ef} = \rho b_e t \quad (7.52)$$

мында ρ – шарттуу ийкемдүүлүккө дал келген төмөндөө коэффициенти

$\bar{\lambda}_p$ төмөнкү формула менен аныкталган $\sigma_{cr,s}$ серпилгичтик стадиядагы туруктуулукту жоготуунун критикалык чыңалуусуна негизделген

$$\sigma_{cr,s} = 1,8E \sqrt{\frac{I_s t^3}{b_0^2 b_e^3}} + 3,6 \frac{Et^2}{b_0^2} \quad (7.53)$$

мында $I_s - bt^3/12$ кошулуучуну эске албаганда, катуулантуу элементтердин борбордук $a-a$ окко карата жалпы инерция учуру;

b_0 – проекциядагы текченин туурасы (7.10-сүрөт);

b_e – текченин кеңейтилген туурасы (7.10-сүрөт).

Эскертүүлөр

1 ρ коэффициенттин мааниси 7.3.1.7 жана (7.15)–(7.18) формулаларына ылайык же $\psi = 1$ болгондо 7.3.1.8 жана (7.23), (7.24) формулаларына ылайык аныкталат.

2 $\bar{\lambda}_d$ шарттуу ийкемдүүлүктүн мааниси (7.19) же (7.25) формуласы менен аныкталат. Бул учурда σ_{cr} ордуна $\sigma_{cr,s}$ алынат, ал (7.48), (7.49) же (7.53) формулалары менен аныкталат.

7.4.2.5 χ_d катуу элементтин туруктуулугунун жоголушунун жалпак түрүнөн улам $\bar{\lambda}_d$ шарттуу ийкемдүүлүк жана көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн төмөндөө коэффициенти (7.37)–(7.40) формулаларын колдонуу менен аныкталышы керек.

7.4.2.6 Эгерде кесилиш дубалдардын кысылган бөлүктөрү катуулаткычтар менен бекемделбесе, анда кысылган текчелердин катуулаткычтары үчүн χ_d азайтуу коэффициентинин маанилери 7.4.2.2–7.4.2.4 жана 7.3.2.9-пункттарында берилген $\sigma_{cr,s}$ ыкма боюнча аныкталат.

Дубалдардын кысылган бөлүктөрүн катуулук элементтери менен бекемдөөдө текчелер үчүн χ_d төмөндөтүүчү коэффициенттин маанисин 7.3.2.9 келтирилген методика боюнча, 7.4.4.1 боюнча аныкталган модификацияланган $\sigma_{cr,mod}$ критикалык чыңалууну эске алуу менен аныктоо керек.

7.4.2.7 Текченин катуулук элементтеринин натыйжалуу аянты (7.41) формуласы менен аныкталат.

Натыйжалуу кесилишинин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо, текченин $A_{s,red}$ катуулук элементтеринин натыйжалуу аянты A_s камтылган бардык элементтер үчүн t_{red} кыскарган калыңдыгын эске алуу менен аныкталышы керек. Катуулук элементтеринин азайтылган калыңдыгы формулалар боюнча аныкталат (7.42)-(7.44).

7.4.3 Экиден ашпаган сандагы катуулук элементтери бар толкундуу (гофрлердин) дубалдары

7.4.3.1 7.11-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, дубалдын эффективдүү кесилиши төмөнкүлөрдү камтышы керек:

- а) кысылган текчеге жанаша жайгашкан $s_{ef,n}$ туурасы бар тилке;
- б) эгерде алардын саны экиден ашпаса дубалдагы ар бир $A_{s,red}$ катуулаткыч элементтин натыйжалуу аянты;
- в) натыйжалуу кесилиштин борбордук огуна жанаша жайгашкан $s_{ef,n}$ туурасы бар тилке;
- г) дубалдын созулган бөлүгү.

7.4.3.2 катуулаткыч элементтердин баштапкы долбоордук кесилишинин аянты төмөнкүдөй аныкталышы керек:

- бир катуулаткыч үчүн же кысылган текчеге эң жакын катуулаткыч үчүн:

$$A_{sa} = t(s_{ef,2} + s_{ef,3} + s_{sa}); \quad (7.54)$$

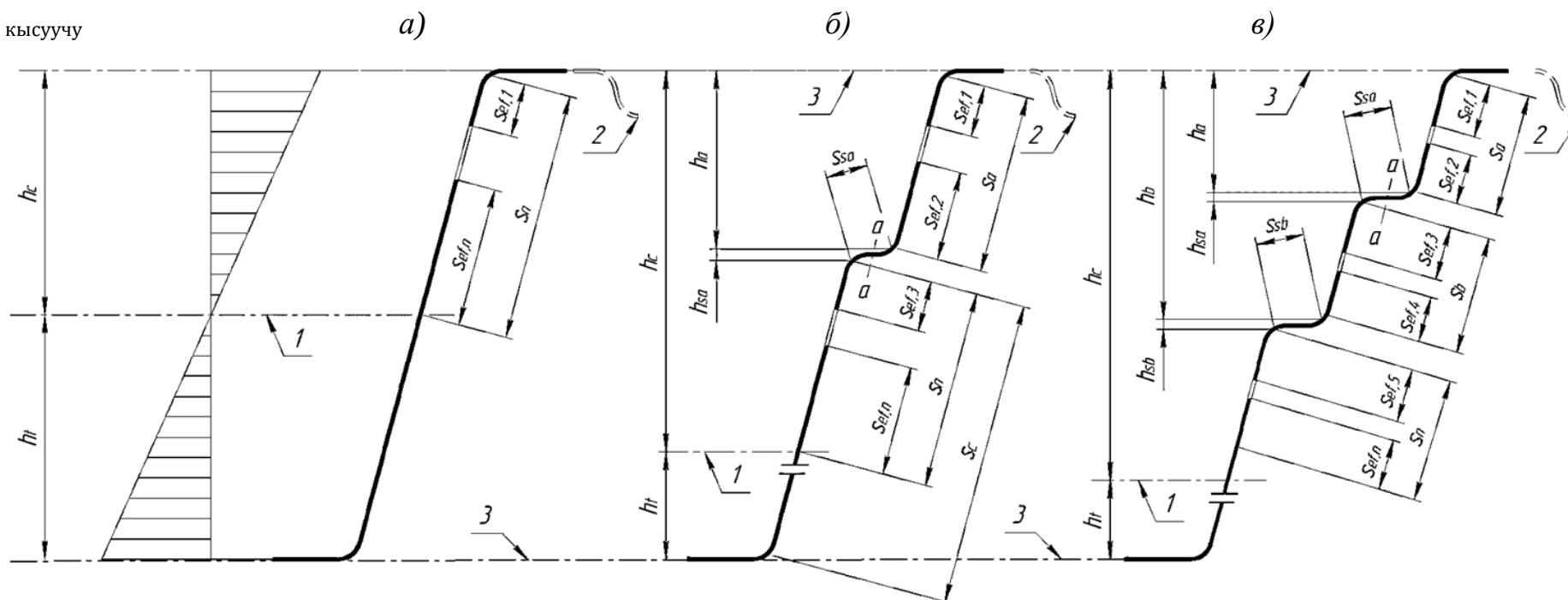
- экинчи катуулаткыч элемент үчүн:

$$A_{sb} = t(s_{ef,4} + s_{ef,5} + s_{sb}), \quad (7.55)$$

мында $s_{ef,1}, \dots, s_{ef,n}, s_{sa}$ жана s_{sb} өлчөмдөрү 7.11-сүрөттө көрсөтүлгөн.

7.4.3.3 Натыйжалуу нейтралдуу октун баштапкы абалы горизонталдуу кысылган текчелердин эффективдүү бөлүктөрүн жана дубалдардын толук кесилишин колдонуу менен аныкталышы керек.

σ кысуучу



σ чоюучу

a – ийкемсиздик элементтери жок дубал менен гофрленген барактын кесилиши; b – кысылган аймакта бир ийкемсиздик элементтери менен дубал менен толкундуу листтин кесилиши; v – кысылган аймакта эки ийкемсиздик элементтери менен дубал менен толкундуу барактын кесилиши; 1 – натыйжалуу текче кесилиши жана толук дубал аянты менен толкундуу листтин бөлүмүндөгү нейтралдуу октун баштапкы абалы;

2 – орто аралык ийкемсиздик менен кысылган текчелердин эффективдүү кесилишинин бөлүмдөрү;

3 – текчинин борбордук огу

7.11-сүрөт – Толкундуу листтердин дубалдарынын натыйжалуу кесилиштери

7.4.3.4 Жалпак жана гофрленген дубал кесилиштеринин негизги туурасын аныктоо 7.3 жана 7.11-сүрөттөргө ылайык жалпак дубал элементтеринин s_w (b_p), s_a , s_b , s_n теориялык туурасын аныктоодон башталышы керек.

Дубалдын негизги $s_{ef,0}$ эффективдүү туурасы формула менен аныкталат

$$s_{ef,0} = 0,76t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{com}}}, \quad (7.56)$$

мында σ_{com} – Кысылган текчедеги чыңалуу, натыйжалуу кесилиш үчүн эсептелген (R_y барабар деп алынышы мүмкүн)

7.4.3.5 $s_{ef,1}$ чейин $s_{ef,n}$ өлчөмдөр төмөнкү формула менен аныкталат

$$s_{ef,1} = s_{ef,0}; \quad (7.57)$$

$$s_{ef,2} = \left(1 + \frac{0,5h_a}{h_c}\right) s_{ef,0}; \quad (7.58)$$

$$s_{ef,3} = \left[1 + \frac{0,5(h_a + h_{sa})}{h_c}\right] s_{ef,0}; \quad (7.59)$$

$$s_{ef,4} = \left(1 + \frac{0,5h_b}{h_c}\right) s_{ef,0}; \quad (7.60)$$

$$s_{ef,5} = \left[1 + \frac{0,5(h_b + h_{sb})}{h_c}\right] s_{ef,0}; \quad (7.61)$$

$$s_{ef,n} = 1,5s_{ef,0}, \quad (7.62)$$

мында h_c – натыйжалуу нейтралдуу огунан кысылган текчинин борбордук сызыгына чейинки аралык (7.11-сүрөттү караңыз);

h_a, h_b, h_{sa} жана h_{sb} – 7.11-сүрөттө көрсөтүлгөн өлчөмдөр.

7.4.3.6 $s_{ef,1}, \dots, s_{ef,n}$ өлчөмдөр башында (7.57)–(7.62) формулаларын колдонуу менен аныкталышы керек, андан кийин, эгерде каралып жаткан ($\sigma_{com} < \sigma_{cr}$) жалпак элемент туруктуу болсо, төмөнкү жоболорду эске алуу менен туураланат:

– ийкемсиздик элементтери жок дубал үчүн, эгерде $s_{ef,1} + s_{ef,n} \geq s_n$ бүт дубал туруктуу болсо, дубалдын натыйжалуу аянты төмөнкүлөрдү камтыйт:

$$s_{ef,1} = 0,4s_n; \quad (7.63)$$

$$s_{ef,n} = 0,6s_n; \quad (7.64)$$

- Ийкемсиздик элемент менен бекемделген дубал үчүн, эгерде $s_{ef,1} + s_{ef,2} \geq s_a$ дубалдын s_a бир бөлүгү туруктуу болсо, дубалдын натыйжалуу аянты төмөнкүлөрдү камтыйт

$$s_{ef,1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/h_c}; \quad (7.65)$$

$$s_{ef,2} = s_a \frac{(1 + 0,5h_a/h_c)}{(2 + 0,5h_a/h_c)}; \quad (7.66)$$

- бир ийкемсиздик элементи бар дубал үчүн, мында $s_{ef,3} + s_{ef,n} \geq s_n$ жана дубалдын бөлүгү s_b туруктуу, натыйжалуу дубал аянты төмөнкүлөрдү камтыйт:

$$s_{ef,3} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c]}{2,0 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c}; \quad (7.67)$$

$$s_{ef,n} = s_n \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c}; \quad (7.68)$$

мында $s_{ef,3} + s_{ef,4} \geq s_b$ жана дубалдын бөлүгү s_b туруктуу, натыйжалуу дубал аянты төмөнкүлөрдү камтыйт:

$$s_{ef,5} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c]}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.69)$$

$$s_{ef,n} = s_b \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.70)$$

мында $s_{ef,5} + s_{ef,4} \geq s_n$ жана дубалдын бөлүгү s_n туруктуу, натыйжалуу дубал аянты төмөнкүлөрдү камтыйт:

$$s_{ef,5} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c]}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.71)$$

$$s_{ef,n} = s_b \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.72)$$

7.4.3.7 Бир ийкемсиздик элементи үчүн же эки ийкемсиздик элементи бар дубалда кысылган текчеге жакын ийкемсиздик элементи үчүн ийкемдүү этапта $\sigma_{cr,sa}$ туруктуулукту жоготуунун критикалык чыңалуусу төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05E\sqrt{I_{sa}t^3s_1}}{A_{sa}s_2(s_1 - s_2)}; \quad (7.73)$$

мында s_1 жана s_2 төмөнкү формула боюнча эсептелет:

– бир ийкемсиздик элементи үчүн

$$s_1 = 0,9(s_a + s_{sa} + s_c); \quad (7.74)$$

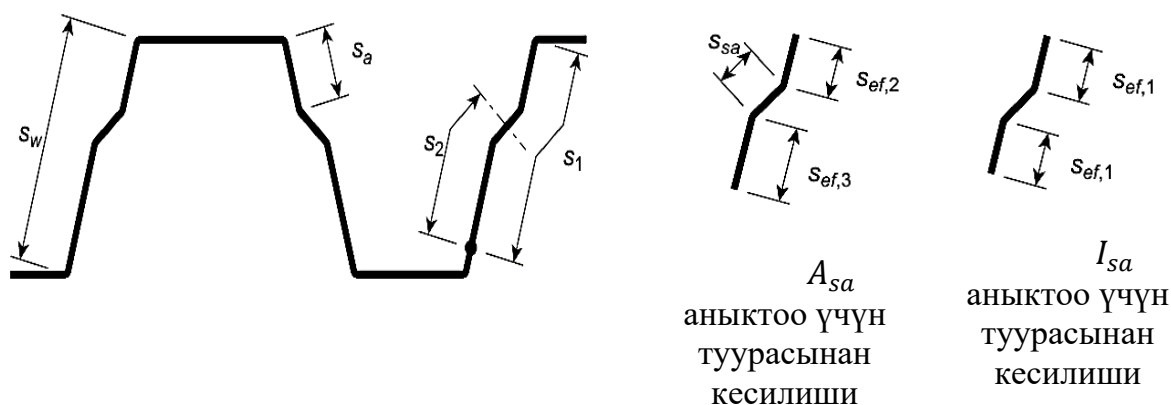
– кысылган текчеге жакын, дубалда, эки ийкемсиздик менен ийкемсиздик элемент үчүн

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_{sb} + 0,5(s_{sb} + s_c); \quad (7.75)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa}, \quad (7.76)$$

мында 7.11-сүрөттө көрсөтүлгөн s_c өлчөмү;

7.4.3.8 Дубалдын ийкемсиздик элементтеринин A_{sa} туурасынан кесилишинин аянты жана I_{sa} инерция учуру 7.12 сүрөтүнө ылайык аныкталат.



7.12-сүрөт – Трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) листтер үчүн дубалдын ийкемсиздик элементтери

7.4.3.9 $\bar{\lambda}_d$ шарттуу ийкемдүүлүк жана χ_d ийкемсиздик элементинин туруктуулугун жоготуунун жалпак формасынан улам көтөрүмдүүлүктүн төмөндөшүнүн коэффициенти формулалар боюнча аныкталат (7.37) - (7.40).

7.4.3.10 Эгерде кесилиштин кысылган текчелери ийкемсиздик элементи менен бекемделбесе, анда ийкемсиздик элементи үчүн χ_d азайтуу коэффициенти маанилери 7.3.2.9-пунктта келтирилген $\sigma_{cr,sa}$ жана ыкманы колдонуу менен аныкталышы керек.

Кысылган текчелерди ийкемсиздик элементтер менен бекемдөөдө, χ_d төмөндөтүү коэффициенти маанилери 7.3.2.9-пунктунда келтирилген ыкманы колдонуу менен, 7.4.4.1-пунктуна ылайык аныкталган $\sigma_{cr,mod}$ өзгөртүлгөн критикалык чыңалууну эске алуу менен аныкталышы керек.

7.4.3.11 Натыйжалуу кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо, бир дубалдын ийкемсиздик элементинин же кысылган текчеге жакын турган ийкемсиздик элементтин $A_{sa,red}$ натыйжалуу аянты төмөнкү формула менен аныкталат.

$$A_{sa,red} = \chi_d A_{sa} \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com} \left(1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right)}} \quad \text{бирок } A_{sa,red} \leq A_{sa}. \quad (7.77)$$

7.4.3.12 Натыйжалуу кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо $A_{sa,red}$ натыйжалуу аянтты A_{sa} камтылган бардык элементтер үчүн t_{red} кыскарган калыңдыкты эске алуу менен аныктоо керек.

Кыскарган калыңдык t_{red} төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}}} \leq t \quad \text{болсо } (\sigma_{com} \leq R_y); \quad (7.78)$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{1}{\sigma_{com} \left(1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right)}} \leq t \quad \text{болсо } (\sigma_{com} \leq R_y); \quad (7.79)$$

мында σ_{com} – натыйжалуу туурасынан кесилиш үчүн эсептелген кысылган текчедеги чыңалуу (R_y бирдей кабыл алууга жол берилет).

7.4.3.13 Эки ийкемсиздик элементи бар дубалдар үчүн экинчи ийкемсиздик элементтин $A_{sb,red}$ эффективдүү аянты A_{sb} барабар деп алынышы керек.

7.4.4 Текчелерде жана дубалдарда ийкемсиздик элементтери бар толкундуу листтер

7.4.4.1 Текчелерде жана дубалдарда орто аралык ийкемсиздик элементтери бар гофрленген листтер үчүн (7.13-сүрөт) кесилиш формасынын туруктуулугун жоготуунун ортосундагы өз ара байланышты (текченин жана дубалдын ийкемсиздик элементтеринин туруктуулугун жоготуунун жалпак формасы) формула менен аныкталган ийкемдүү иштөө стадиясында ийкемсиздик элементтеринин эки түрү үчүн такталган $\sigma_{cr,mod}$ критикалык чыңалуу маанисин колдонуу менен эске алуу керек.

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left(\beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}}\right)^4}} \quad (7.80)$$

мында $\sigma_{cr,s}$ – 7.4.2.2 боюнча кабыл алынган текченин орто аралык ийкемсиздик элементи үчүн ийкемдүү баскычтагы критикалык чыңалуу - бир элементтүү текче үчүн, 7.4.2.3 боюнча-эки катуулук элементи бар текче үчүн;

$\sigma_{cr,sa}$ – эки ийкемсиздик элементи бар дубалда кысылган текчеге жакын бир дубал ийкемсиздик же ийкемсиздик элемент үчүн серпилгич баскычтагы критикалык чыңалуу (7.4.3.7 караңыз);

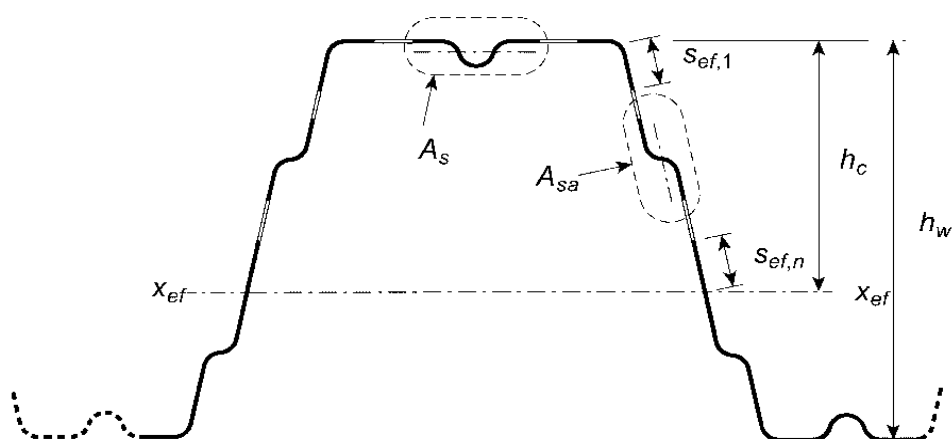
$\beta_s = 1$ – борбордук кысылган профиль үчүн.

β_s ийилген профиль үчүн формула боюнча

$$\beta_s = 1 - \left(\frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c} \right). \quad (7.81)$$

7.4.4.2 МамСТ 24045 келтирилген толкундуу профилдерди эсептөөдө $\sigma_{cr,mod}$ ордуна $\sigma_{cr,s}$ пайдалануу менен текчелердин жана дубалдардын ийкемсиздик элементтеринин χ_d коэффициенттерин эсептөөгө жол берилет.

Текчелерде жана дубалдарда ийкемсиздик элементтери бар ийилүүгө иштеген башка толкундуу профилдер үчүн, эгерде $\sigma_{cr,s} < \sigma_{cr,sa}$ шарты аткарылса, $\sigma_{cr,mod}$ ордуна $\sigma_{cr,s}$ колдонуу менен коэффициенттерди эсептөөгө жол берилет



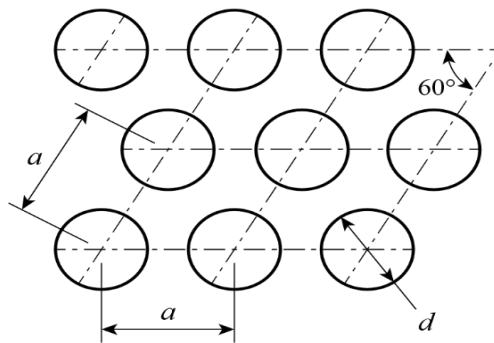
7.13-сүрөт – Текчелерде жана дубалдарда орто аралык ийкемсиздик элементтери бар трапеция түрүндөгү толкундуу лист

7.5 Көзөнөктөлгөн жартактар жана жылуулук профили

7.5.1 Көзөнөктөлгөн жартактын эсеби

7.5.1.1 7.14-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, тең капталдуу үч бурчтук формасында жайгашкан тегерек тешиктери бар көзөнөктүү листтерди төмөндө берилген эффективдүү калыңдыкты киргизүү менен көзөнөктөлбөгөндөй кылып долбоорлоого болот.

Э с к е р т ү ү – Көзөнөктөлгөн жартактын геометриялык мүнөздөмөлөрүн эсептөөнүн бул ыкмасы жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн эсептөө үчүн колдонулат. Же болбосо, көзөнөктөлбөгөн жартактын жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн сыноонун жыйынтыктарынын негизинде аныктоого болот.



7.14-сүрөт –Көзөнөктөлгөн жартактагы тешиктердин жайгашуу схемасы

7.5.1.2 $0,2 \leq a/d \leq 0,9$ шартында, толук кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрү t ны $t_{a,ef}$ формуласы менен алмаштыруу менен эсептелет.

$$t_{a,ef} = 1,18t \left(1 - \frac{d}{0,9a}\right), \quad (7.82)$$

мында a – көзөнөктөрдүн борборлорунун ортосундагы аралык (7.14-сүрөттү караңыз);

d – көзөнөк тешинин диаметри (7.14-сүрөттү караңыз).

7.5.1.3 $0,2 \leq a/d \leq 0,9$, шартында эффективдүү туурасынан кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрү 7.3 пункту боюнча t ны $t_{b,ef}$ формуласы менен алмаштыруу менен эсептелет.

$$t_{b,ef} = t \sqrt[3]{1,18 \left(1 - \frac{d}{a}\right)}. \quad (7.83)$$

7.5.1.4 Жергиликтүү туурасынан кеткен күчтүн таасири астында бир дубалдын тирөөч жөндөмдүүлүгү 8.9 боюнча t ны $t_{a,ef}$ формуласы менен алмаштыруу менен эсептелет

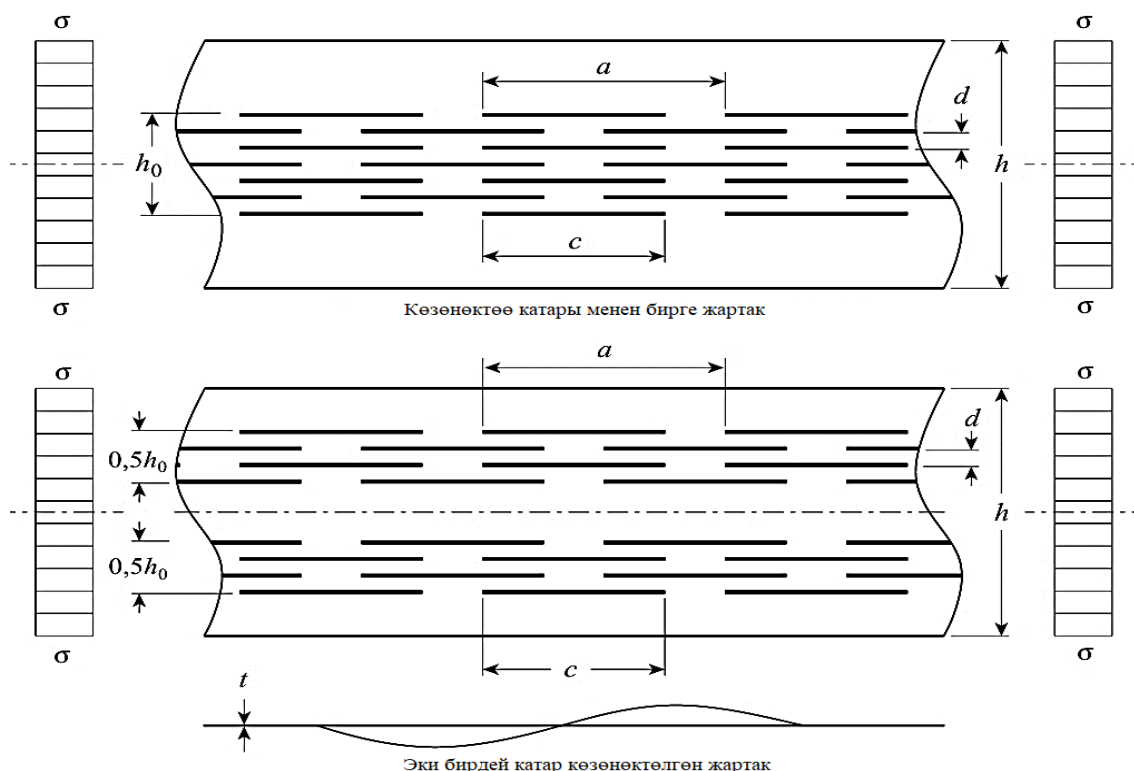
$$t_{c,ef} = t \left[1 - \left(\frac{d}{a}\right)^2 \frac{s_{per}}{s_w}\right]^{3/2}, \quad (7.84)$$

мында s_{per} – дубалдын көзөнөктөлгөн бөлүгүнүн жантайыңкы бийиктиги;

s_w – дубалдын жалпы жантайыңкы бийиктиги.

7.5.2 Жылуулук профилинин эсеби

7.5.2.1 Муздак формадагы жука дубалдуу жылуулук профилдери (швеллер, Σ -, C - жана Z -формасындагы) тешиктүү дубал көзөнөгү менен (7.15-сүрөт) көзөнөктөрдүн көзөнөктөлгөн жартактарынын критикалык бүгүлүү чыңалуусуна тийгизген таасирин эске алуу менен эсептелиши керек.



7.15-сүрөт – Жылуулулук профилдеринин жырткык көзөнөктөрүнүн параметрлери

Төмөндө келтирилген эсептөө ыкмасы өлчөмдөрү жана оюктарынын жайгашкан жери шартты канааттандырган жартактар үчүн колдонулушу мүмкүн.

$$\frac{a}{h} < 0,907 + 0,832 \left(\frac{c}{a} \right) - 8,84 \left(\frac{d}{a} \right) + 0,944 \left(\frac{h_0}{h} \right), \quad (7.85)$$

мында a, c, d, h, h_0 – 7.15-сүрөттө көрсөтүлгөн өлчөмдөр.

7.5.2.2 Жалпы учурда, дубалдын же текченин көзөнөгү бар жана туурасы боюнча бирдей эмес чыңалуу бөлүштүрүлгөн жартак үчүн (7.15-сүрөттү караңыз), серпилгич баскычтагы туруктуулукту жоготуудагы критикалык чыңалуу төмөнкү формула менен аныкталат.

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 D}{h^2 t} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) h^2}, \quad (7.86)$$

мында

$$k_{\sigma} = \frac{8(1 + \sqrt{k_2} + k_2 \nu - \nu)}{\sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2} + (1 + \psi)}; \quad (7.87)$$

$$k_2 = \frac{kh}{kh_1 + h_0}; \quad (7.88)$$

$$k = 24(1 - \nu)\beta \frac{d^2}{ac} \quad (7.89)$$

D – жартактын цилиндрдик ийкемсиздиги;

a – жартактын узундугу боюнча оюк тешиктердин кадамы;

c – оюк тешиктин узундугу;

d – жартактын узундугу боюнча оюк тешиктердин кадамы;

h – 7.2.5-пункт боюнча аныкталган жартактын теориялык туурасы;

h_0 – оюктары бар бөлүктүн туурасы;

h_1 – $h_1 = h - h_0$ оюктары жок жартактын кесилиштеринин жалпы туурасы;

ν – Пуассон коэффициенти ($\nu = 0,3$);

ψ – төмөнкү чыңалуу менен жогорку чыңалууга болгон катышы (белгилерди эске алуу менен, кысуу оң деп эсептелет);

β – 7.5-таблица боюнча аныкталган коэффициент.

7.5- т а б л и ц а – β коэффициентинин мааниси

a/d	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	∞
β	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

7.5.2.3 $\bar{\lambda}_p$ жартактын шарттуу ийкемдүүлүгү (7.86) формуласы менен эсептелген σ_{cr} критикалык чыңалууга жараша (7.19) формуласы менен аныкталат. Андан кийин, 7.3.1.7 же 7.3.1.8ге ылайык ρ кыскартуу коэффициентин таап, 7.2 жана 7.3 таблицаларына ылайык эффективдүү туурасы аныкталат.

7.5.2.4 Дубалдарында көзөнөктөрү бар термопрофилдердин четки ийкемсиздик элементтеринин (эгер бар болсо) натыйжалуу кесилишин төмөнкү формула боюнча аныкталып, K_1 формуладан $K_{1,t}$ менен алмаштыруу менен 7.3.2 боюнча аткаруу керек.

$$K_{1,t} = k_2 \cdot K_1 \quad (7.90)$$

мында K_1 – (7.35) формула боюнча аныкталган ийкемдүү серпилгичтин байланышынын ийкемсиздиги;

k_2 – (7.88) формула боюнча аныкталган коэффициент.

7.5.2.5 Термопрофилдин кесилишинин туурасынан кеткен күчтүн аракетинен жана узунунан, туурасынан кеткен күчтөрдүн жана ийилүүчү моменттердин биргелешкен аракеттеринен көтөрүмдүүлүгү формула боюнча аныкталган Q_w формуланы $Q_{w,tern}$ формуласына алмаштыруу менен 8.7 жана 8.8 боюнча аткарылышы керек.

$$Q_{w,tern} = Q_w \left(1 - \frac{c}{a}\right) \left(2\sqrt{3} \frac{d}{a-c}\right), \quad (7.91)$$

мында $\left(2\sqrt{3} \frac{d}{a-c}\right) \leq 1$;

Q_w – 8.7.1 жана (8.41) формуласы боюнча аныкталган туурасынан кеткен күчтүн аракетинен туташ кесилиштин көтөрүмдүүлүгү.

7.5.2.6 Текчеге колдонулган тирөөч реакциясынын же башка жергиликтүү туурасынан кеткен күчтүн таасири астында жылуулук профилинин тешилиши менен дубалдын майдаланышын жана туруктуулугун жоготушун эсептөө 8.9-пунктуна ылайык формула менен аныкталып, t формуласы t_{ef} формуласына алмаштырылышы керек.

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_2 \cdot t}, \quad (7.92)$$

мында k_2 – формула боюнча аныкталган коэффициент (7.88);
 t – дубалдын эсептелген калыңдыгы.

8 Биринчи топтун чектик абалы

8.1 Эсептөөнүн жалпы жоболору

8.1.1 Кесилиштин тирөөч жөндөмдүүлүгүн аныктоодо, долбоорлоо учурунда чектик абалдарга ылайык бекемдикти эсептөөнүн ордуна, эксперименталдык изилдөөлөрдүн жыйынтыктарын колдонууга уруксат берилет.

Э с к е р т ү ү – Эксперименталдык изилдөөлөрдүн жыйынтыктары дубалдын ийри сызыктары учурунда же жылышуу таасирин эске алуу менен, ошондой эле 7.1.6 жана 7.2.8-пункттарда көрсөтүлгөн учурларда салыштырмалуу жогорку катышы бар (7.1-таблицада көрсөтүлгөн маанилерден жогору) кесилиштердин жүк көтөрүмдүүлүгүн баалоо үчүн колдонулушу керек.

8.1.2 Эсептөөлөрдү жүргүзүүдө, 7.3-пунктуна ылайык аныкталган эффективдүү кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн колдонуу менен элементтердин туруктуулугунун жергиликтүү жоголушунун таасирин эске алуу керек.

8.2 Борбордук чыңалуу жана кысылуу астында катуу кесилиш элементтеринин бекемдигин жана туруктуулугун эсептөө

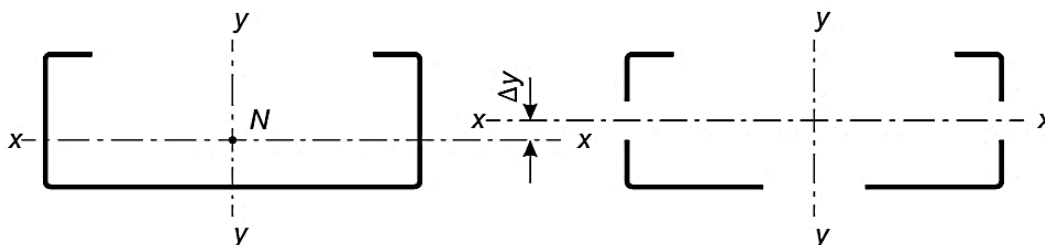
8.2.1 N октук созулууга туруктуулук үчүн кесилиштин эсептелген көтөрүү жөндөмдүүлүгү формула боюнча эсептелет

$$\frac{N}{A_{g,n} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (8.1)$$

8.2.2 Эгер профилдин эффективдүү нетто аянты $A_{ef,n}$ нетто кесилишинин толук аянтынан $A_{g,n}$ кичине болсо, анда өзөктүн борбордук кысылыштагы бекемдиги төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$\frac{N}{A_{ef,n} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (8.2)$$

8.2.3 Эгер эффективдүү туурасынан кесилишкен оордук борбору толук кесилиштин оордук борбору менен дал келбесе, анда күчтүн аракет огунун абалына салыштырмалуу $x-x$ жана $y-y$ борбордук окдорунун жылышынан келип чыккан ийүүчү учурду эске алуу зарыл (8.1-сүрөттү караңыз).



а) Толук туурасынан кесилишүү б) Эффективдүү туурасынан кесилишүү N – узунунан аракет этүүчү күч

8.1-сүрөт – Кысуудагы эффективдүү туурасынан кесилиш

ΔM_x жана ΔM_y кошумча учурлар жана борбордук октордун жылышуусунан формулалар менен аныкталат

$$\Delta M_x = N \cdot \Delta_y, \quad (8.3)$$

$$\Delta M_y = N \cdot \Delta_x, \quad (8.4)$$

мында Δ_y и Δ_x – $x-x$ жана $y-y$ борбордук октордун октук күчтөргө салыштырмалуу жылышуусу.

Төмөнкү учурларда эксцентризм эске алынышы мүмкүн:

- эгерде эксцентриситет эксцентриситет багытында кесилишинин өлчөмүнөн 1,5 % аз болсо;

- эгерде эксцентриситетти эске алуу чыңалууларды аныктоодо бир кыйла жагымдуу натыйжага алып келсе.

8.2.4 Бурамалар менен бир текче аркылуу бекитилген бир даана бурч темирлерден турган, созулууга иштеген элементтердин кесилиштеринин бекемдигин эсептөөдө, ошондой эле бурамалар менен бир текче аркылуу бекитилген жана агым чегине чейинки эсептик каршылыгы 380 Н/мм^2 болгон бир даана созулган бурч темир үчүн, бурамалар бир катар болуп огу боюнча жайгаштырылып, четинен кеминде $0,5b$ (мында b — текченин туурасы), текчелердин жана бурч темирдин аралыгы кеминде $1,2d$ (d — бурама үчүн тешиктин диаметри, оң уруксат берилсе эске алынат), аралык шарттары сакталган учурда, төмөнкү формула боюнча аткарылууга тийиш.

$$\frac{N}{A_{ef,n} R_u} \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1, \quad (8.5)$$

мында

$$\gamma_{c1} = \left(\frac{\alpha_1 A_{n1}}{A_{ef,n}} + \alpha_2 \right) \beta;$$

мында $A_{ef,n}$ – бурчтун натыйжалуу таза аянты;

A_{n1} – тешиктин чети менен калемдин ортосундагы тиркелген текче бурчунун бөлүм бөлүгү;

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – 8.1-таблица боюнча кабыл алынат;

γ_u – убактылуу каршылык эсептөөдө коопсуздук коэффициенти $\gamma_u = 1,3$.

8.1 - т а б л и ц а

Коэффициент	α_1, α_2 и β коэффициенттин маанилери					
	бир бурама менен жана аралык a барабар			$a \geq 1,5d$ жана $s \geq 2d$ учурда катардагы бураманы санаганда		
	$1,35d$	$1,5d$	$2d$	2	3	4
α_1	1,70	1,70	1,70	1,77	1,45	1,17
α_2	0,05	0,05	0,05	0,19	0,36	0,47
β	0,65	0,85	1,0	1,0	1,0	1,0

Э с к е р т ү ү – Бул таблицада төмөнкү белгилер колдонулат: a – элементтин четинен жакынкы тешиктин борборуна чейинки күч боюнча аралык; s – тешиктердин борборлорунун ортосундагы күч боюнча аралык.

8.2.5 Тактайлардын ортосундагы аралыкка барабар эсептелген узундуктагы курама таякчалардын бутактары туруктуулукту жоготуунун жалпак (узунунан бүгүлүү), буралуу жана ийилүү-буралуу формасына текшерилиши керек.

8.2.6 Бурчтардан, швеллерден, С жана Σ формасындагы профилдерден тыгыз же төшөмөлөр аркылуу бириктирилген курамдык кесилиштерди эсептөө, бириктирүүчү ширетүүлөрдүн же тышкы болттордун борборлорунун ортосундагы аянттар кысылган элементтер үчүн 30i жана керилген элементтер үчүн 70i ашпаган шартта, катуу дубалдуулар үчүн жүргүзүлүүгө тийиш. Мындан тышкары, кысылган курама кесилиштердин бутактары борбордук кысуу учурунда туруктуулугун жоготуу жалпак, буралма, же ийилип-буралма түрлөрүн текшерүү керек.

Эгерде бутактардын кесилишинде кыскартуу учурунда кесилиштин оордук борборунун жылышынан келип чыккан кошумча ΔM $x(y)$ учурлары болсо, 8.5.4 жана 8.5.5-пункттарга ылайык бүктөлүү менен кысуу учурунда бутактарды туруктуулугун жоготууга текшерүү керек. Бутактын болжолдуу узундугу тактайдын же тор түйүндөрүнүн ортосундагы аралыкка барабар болушу керек.

8.2.7 Кысылган элементтердин эсептелген узундугун азайткан тирөөчтөрдү эсептөө формула боюнча негизги Q_{fic} кысылган элементтин шарттуу капитал күчүнө барабар күч менен аткарылышы керек.

$$Q_{fic} = \gamma_c \cdot 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (8.6)$$

мында N – кысылган элементтеги толук узунунан күч;

φ – борбордук кысуу туруктуулук коэффициенти.

8.2.8 Баштан аяк кесилиштин борбордук кысылган таякчаларынын туруктуулугун эсептөө формула боюнча жүргүзүлүшү керек.

$$\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.7)$$

мында φ – ысытылган жеңил болоттон жасалган жука дубал конструкцияларынын профилинин шарттуу ийкемдүүлүгүнө жараша (КНСтин 4-классы) туруктуулукту жоготуунун тиешелүү формасы үчүн борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти.

$\varphi \leq 1,0$ туурасынан кесилишинин борбордук кысылган элементтери үчүн λ тиешелүү шарттуу ийкемдүүлүктө 1,0 мүн мааниси, формула боюнча эсептелет

$$\varphi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}}} \quad (8.8)$$

$$\text{мында} \quad \Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (8.9)$$

мында α – 8.2-таблица боюнча алынган баштапкы кемчиликтерди эске алуучу коэффициент.

8.2-таблица – Борбордук кысууда туруктуулукту жоготуу ийри сызыктары үчүн баштапкы кемчиликтерди эске алган коэффициенттердин мааниси

Туруктуулукту жоготуу ийри сызыгы	a	b	c
a коэффициенти	0,21	0,34	0,49

$\bar{\lambda}$ шарттуу ийкемдүүлүк жалпак формада, борбордук кысууда (узунунан ийилгенде) туруктуулукту жоготуу формуласы боюнча эсептелет

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{(\pi \cdot i)} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}}, \quad (8.10)$$

мында l_{ef} – өзөктүн эсептик узундугу;
 i – толук кесилишинин инерция радиусу, брутто;
 A_{ef} – туурасынан кесилиштин эффективдүү аянты;
 A_g – толук туурасынан кесилиштин аянты.

Туруктуулукту жоготуунун жалпак формасында (узунунан ийилгенде) φ борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициентинин тиешелүү маанилери $\bar{\lambda} \pi$ жараша, мында λ формула боюнча аныкталган (8.10) Г тиркемесинин 1-таблицасында келтирилген. Кесилиш тиби 8.3-таблица боюнча аныкталат.

8.2.9 Асимметриялык кесилиштердин элементтери үчүн эффективдүү участкактун борбордук огунун эксцентриситетинен келип чыккан кошумча $\Delta M_{x(y)}$,

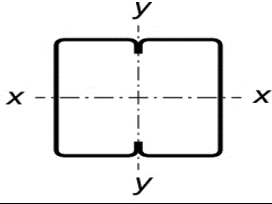
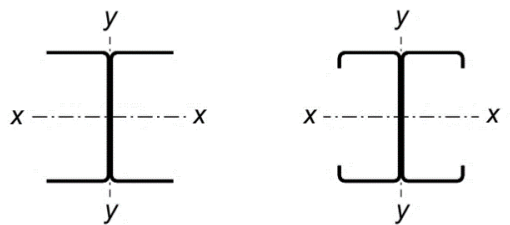
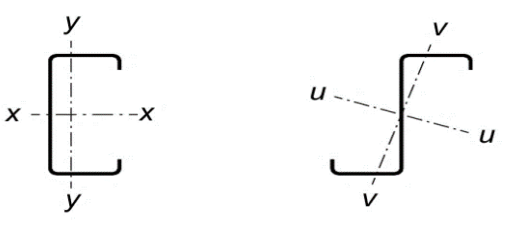
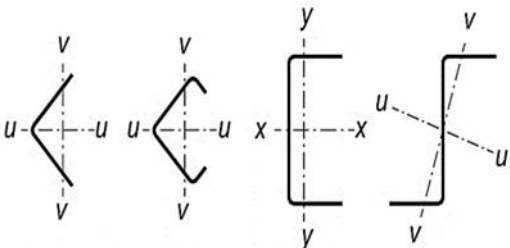
учурун эске алуу керек (8.1-сүрөттү караңыз), ал эми октук күч менен учурдун биргелешкен аракетин 8.5.4 жана 8.5.5-пункттарга ылайык кабыл алуу керек.

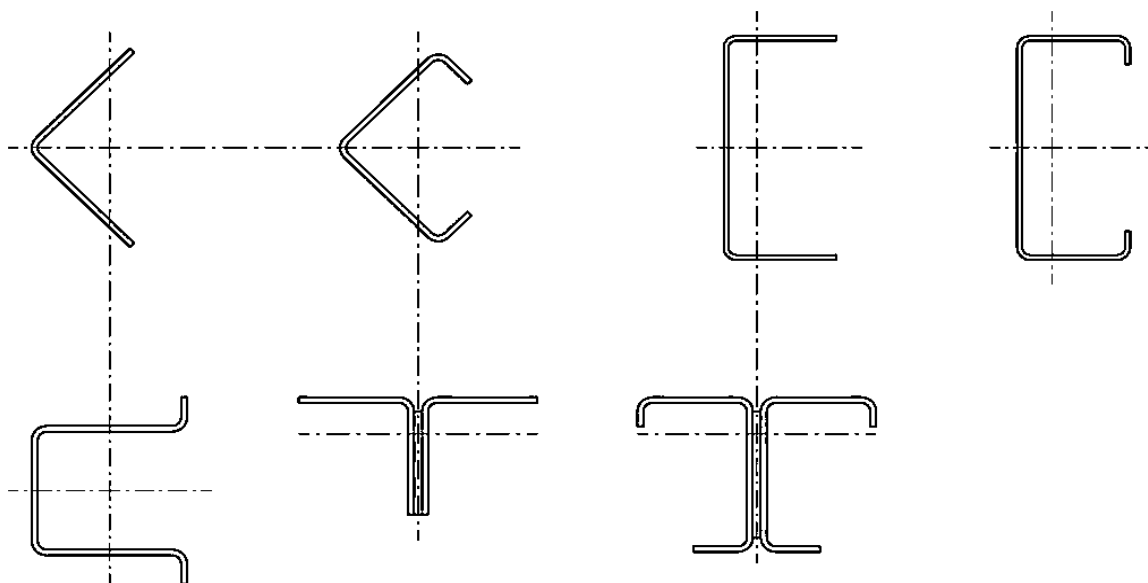
8.2.10 Ачык кыйгач симметриялуу кесилиштери бар элементтер үчүн (мисалы, Z формасында) узунунан ийилүүнүн туруктуулугун текшерүүдөн тышкары, таяктын буралуунун туруктуулугун текшерүү керек:

- симметриясынын бир огу бар ачык бөлүктөрү (8.2-сүрөттү караңыз) ийилип-буралуунун туруктуулугун жоготуу үчүн текшерилиши керек;

- симметриялык эмес кесилиш формасы бар ачык кесилиштерди текшерүү керек буралуу формасы боюнча туруктуулукту жоготуу шарттарынан же туруктуулукту жоготуунун ийилүү-буралуу формасынан, ал элементтин көтөрүмдүүлүгүнөн азыраак болушу мүмкүн жалпак туруктуулук формасын жоготуу шарттарынан.

8.3 – т а б л и ц а – Ар кандай түрдөгү кесилиштер үчүн ийри сызыктар

Туурасынан кесилиштин тиби	Туруктуулукту жоготуу огуна салыштырмалуу	Туруктуулукту жоготуу ийри сызыгы
	Ар кайсы	b
	$x-x$ $y-y$	a b
	Ар кайсы	b
 же башка туурасынан кесилиш	Ар кайсы	c



8.2-сүрөт – Туруктуулукту жоготуунун ийилүү-буралуу формасына жакын кесилиштер

8.2.11 Эсептелген жүк көтөрүмдүүлүк айлануу же ийилүү-буроо формасы боюнча туруктуулукту жоготуу шарттарынан 8.2.8, 8.2.12–8.2.16 ылайык формула боюнча аныкталышы керек (8.7), мында φ тралдык кысуу бааларындагы туруктуулук коэффициенти (8.11) формуласы боюнча аныкталган буралуу же ийилүү-буроо формасындагы туруктуулукту жоготуунун $\bar{\lambda}_T$ шарттуу ийкемдүүлүгүнө жараша аныкталышы керек.

8.2.12 Туруктуулуктун буралма же ийилип-буралуусун жоготуу үчүн $\bar{\lambda}_T$ шарттуу ийкемдүүлүк төмөнкү формула аркылуу эсептелет.

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{N_{cr}}}, \quad (8.11)$$

мында $N_{cr} = N_{cr,T}$ – туруктуулукту жоготуунун бурулуш формасы үчүн;

$N_{cr} = N_{cr,TF}$ – туруктуулукту жоготуунун ийилүү-буралуу формасы үчүн.

Туруктуулукту жоготуунун буралуу, же ийилүү-буралуу формасында борбордук кысылуудагы φ туруктуулук коэффициентинин тиешелүү маанилерин Γ тиркемесинин $\Gamma.1$ -таблицасы боюнча, $\pi \bar{\lambda}_T$ маанисине жараша аныктоо керек.

мында $\bar{\lambda}_T$ – (8.11) формуласы боюнча аныкталат. Кесилиштин тиби 8.3-таблица боюнча кабыл алынат.

8.2.13 Эркин таянган өзөктүн ийкемдүү стадиясындагы буралуу формасындагы туруктуулукту жоготуусу үчүн курч күч $N_{cr,T}$ төмөнкү формула боюнча эсептелет:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_\omega}{l_T^2} \right); \quad (8.12)$$

$$i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 + x_0^2 + y_0^2,$$

мында G – жылышуу модулу;

I_t – толук кесилиштин эркин буралуудагы инерция моменти;

I_ω – толук кесилиштин секториалдык инерция моменти;

i_y – толук кесилиштин y – y огуна карата инерция радиусу;

i_x – толук кесилиштин x – x огуна карата инерция радиусу;

i_T – буралуу формасында туруктуулугу жоголуп жаткан элементтин эсептик узундугу (8.2.16 пунктун кара);

x_0, y_0 – толук туура кесилиштин оордук борборуна карата жылышуу борборунун координаттары.

8.2.14 x – x огуна карата симметриялуу болгон туура кесилиштер үчүн ($y_0 = 0$), ийкемдүү стадиядагы ийилүү-буралуу формасындагы туруктуулукту жоготуунун курч күчү $N_{cr,TF}$ төмөнкү формула боюнча эсептелет:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,x}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}}\right)^2 + 4 \left(\frac{x_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}}} \right], \quad (8.13)$$

мында $\beta = 1 - (x_0/i_0)^2$;

$N_{cr,x}$ – Эйлер боюнча x – x огуна карата толук кесилиш үчүн туруктуулукту жоготуунун жалпак формасынын (узунунан ийилүү) курч күчү, төмөнкү формула менен аныкталат:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 E I_{gx}}{l_{ef}^2}, \quad (8.14)$$

мында I_{gx} – x – x огуна карата толук брутто кесилишинин инерция моменти;

l_{ef} – өзөктүн эсептик узундугу.

8.2.15 Эки симметрия огуна ээ болгон кесилиштер үчүн ($x_0 = y_0 = 0$) ийкемдүү стадиядагы ийилүү-буралуу формасындагы туруктуулукту жоготуунун курч күчү $N_{cr,TF}$ төмөнкү формула боюнча эсептелет:

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}. \quad (8.15)$$

8.2.16 Буралуу же ийилүү-буралуу формасында туруктуулугун жоготкон элементтин эсептик узундугун, l_T узундугу L_T болгон элементтин ар бир учундагы буралуудан жана депланациядан кыпчылуу даражасын эске алуу менен аныктоо керек.

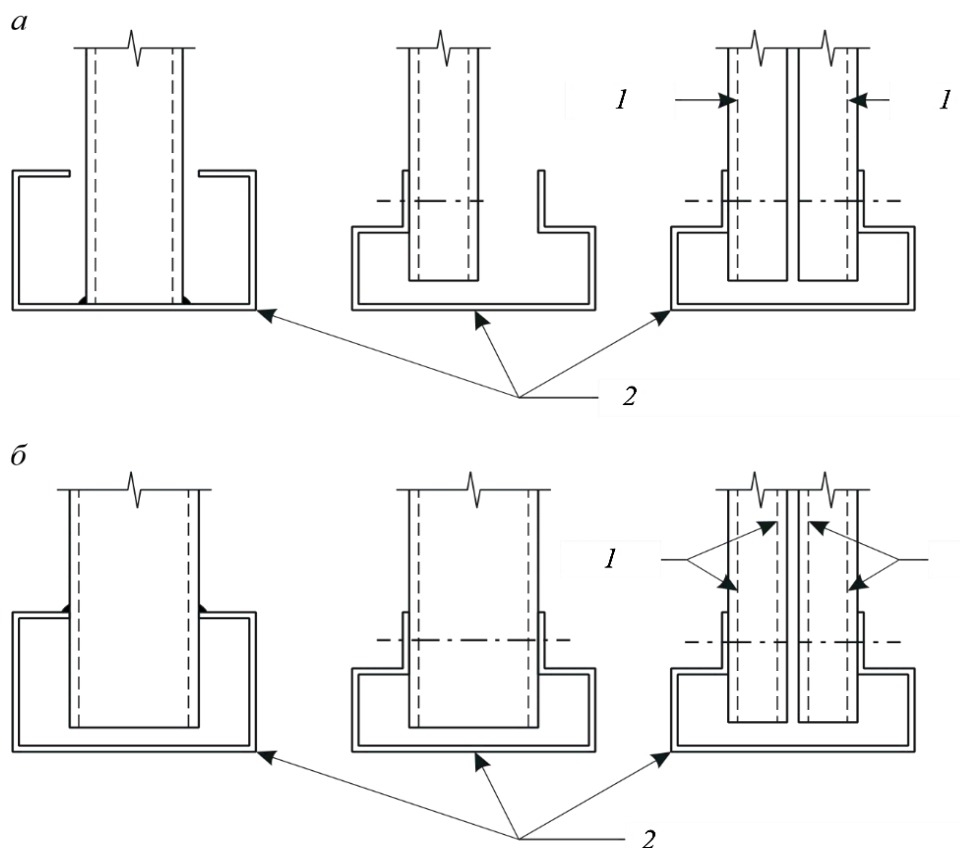
Элементтин учтарындагы бириктирүү тибине жараша l_T/L_T төмөнкү маанилери колдонулат:

1,0 – буралуудан жана депланациядан жарым-жартылай бекитүүнү камсыз кылган бириктирүүлөр үчүн (8.3, a -сүрөтүн кара);

0,7 – буралуудан жана депланациядан олуттуу бекитүүнү камсыз кылган бириктирүүлөр үчүн (8.3, b -сүрөтүн кара).

8.2.17 8.2.8 пунктуна ылайык аныкталуучу тармактардын шарттуу ийилчээктиги, λ торчолор менен бекитилген түйүндөрдүн ортосундагы аянттарда

0,73 ашпоого тийиш жана жалпы өзөктүн шарттуу келтирилген ийилчээктигинен жогору болбошу керек.



a – буралуудан жана депланациядан жарым-жартылай бекитүүнү камсыз кылган бириктирүүлөр; *б* – буралуудан жана депланациядан олуттуу бекитүүнү камсыз кылган бириктирүүлөр (туюк кесилиштер же элементтин эки капталы аркылуу өтүүчү болттору бар кесилиштер); 1 – каптал (стенка); 2 – мамынын, тирөөчтүн кесилиштери

8.3-сүрөт – Буралуудан жана депланациядан бекитүү

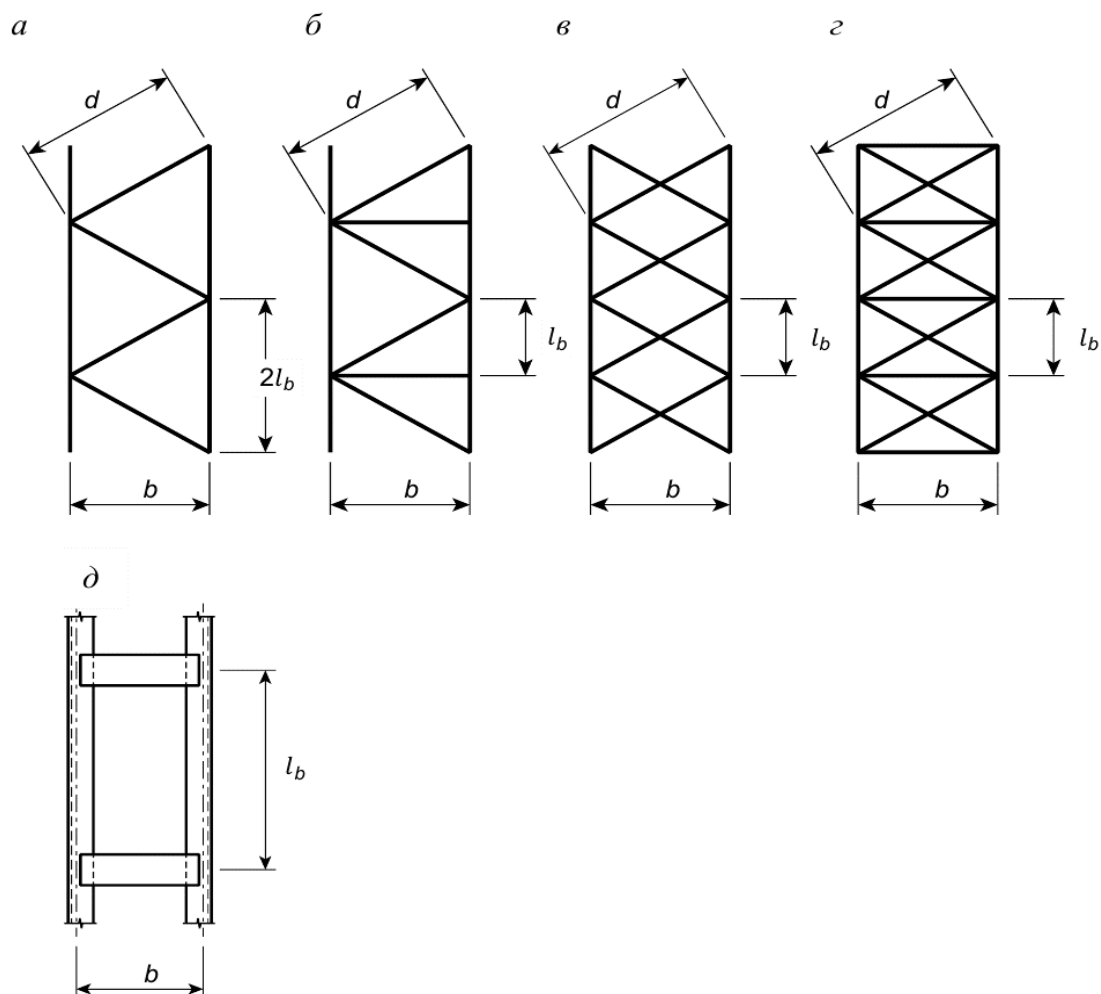
8.3 Борбордон чоюлган жана кысылган өтмө кесилишкен элементтердин бекемдигин жана туруктуулугун эсептөө

8.3.1 Борбордон чоюлган жана кысылган өтмө кесилишкен элементтердин бекемдигин эсептөө (8.4-сүрөттү кара) (8.1) жана (8.2) формулалары боюнча аткарылышы керек, мында $A_{g,n}$ жана $A_{ef,n}$ торчолуу элементтин курамына кирген бардык иштеген өзөктөрдүн толук жана натыйжалуу аянттары.

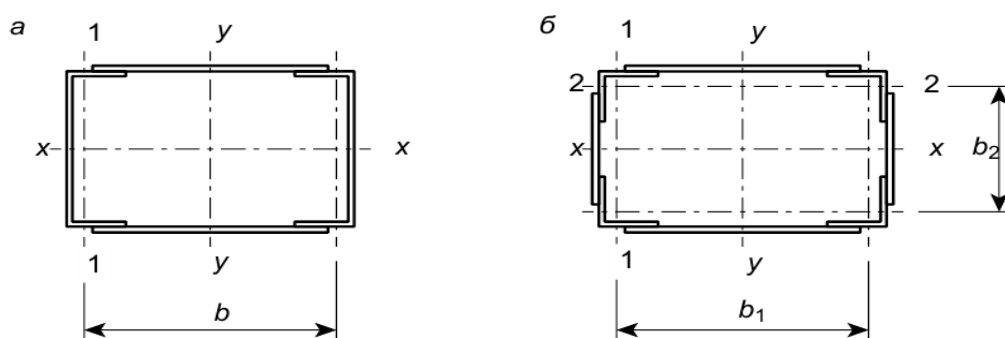
8.3.2 Бириктирүүчү планкалары, же торчолору бар өтмө кесилишкен борбордук кысылган өзөктөрдүн туруктуулугун текшерүүдө, жалпы өзөктү жана анын айрым тармактарын да эсептөөнү аткаруу керек.

8.3.3 Тармактары планкалар, же торчолор менен бириктирилген өтмө кесилишкен кысылган өзөктөрдүн жалпы туруктуулугун эсептөө (8.7) формуласы боюнча аткарылышы керек. Мында эркин окко (планкаларга жана торчолорлорго перпендикуляр) карата φ коэффициенти туруктуулукту жоготуунун b курч ийри сызыгы үчүн (8.2-таблица) 8.2.8 пунктуна ылайык аныкталат. (8.10) формуласы боюнча аныкталуучу $\bar{\lambda}$ шарттуу ийилчээктигинин ордуна 8.3.5 пунктуна ылайык

аныкталуучу $\bar{\lambda}_{ef}$, келтирилген шарттуу ийилчээктик мааниси кабыл алынат. Мында өтмө өзөктөрдөгү панелдердин саны алтыдан кем болбоого тийиш.



а – үч бурчтук торчо; б – койгучтары бар үч бурчтук торчо; в – кайчылаш торчо; г – койгучтары бар кайчылаш торчо; д – планкалары бар өтмө өзөк
8.4-сүрөт – Торчолору жана планкалары бар өтмө өзөктөр



а – эки тармактуу өзөк;
б – төрт тармактуу өзөк.
8.5-сүрөт – Өтмө өзөктөрдүн кесилиштеринин схемалары

8.3.4 Өзүнчө тармактардын туруктуулугу 8.2.8 пункту боюнча туруктуулукту жоготуунун жалпак формасына да, ошондой эле 8.2.11 пункту боюнча туруктуулукту жоготуунун буралуу жана ийилүү-буралуу формаларына да

текшерилиши керек. Мындан тышкары, 8.2.9 пунктуна ылайык, борбордук x – x жана y – y окторунун октордогу күчтөргө карата жылышуусунан пайда болгон $\Delta M_{x(y)}$ кошумча учурларды, ошондой эле торчонун борбордон чыгып кетишинен келип чыккан жергиликтүү ийүүчү моменттерди эске алуу зарыл.

8.3.5 Эки тармактуу өтмө кесилиштер үчүн (8.5, а-сүрөтү) келтирилген шарттуу ийилчээктик $\bar{\lambda}_{ef}$ (8.16), (8.17) формулалары боюнча эсептелет:

- планкалар менен бириктирүү үчүн:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + 0,82(1 + n)\bar{\lambda}_{b1}^2}, \quad (8.16)$$

мында
$$n = \frac{I_{b1}b}{I_s l_b}$$

- торчолор менен бириктирүү үчүн

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \frac{A_{ef}}{A_{d1}\pi^2 E}}, \quad (8.17)$$

мында
$$\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}.$$

Төрт тармактуу өтмө кесилиштер үчүн (8.5, б-сүрөтү) келтирилген ийилчээктик $\bar{\lambda}_{ef}$ (8.18), (8.19) формулалары боюнча эсептелет:

- планкалар менен бириктирүү үчүн:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_{max}^2 + 0,82(1 + n_1)\bar{\lambda}_{b1}^2 + (1 + n_2)\bar{\lambda}_{b2}^2}, \quad (8.18)$$

мында
$$n_1 = \frac{I_{b1}b_1}{I_{s1}l_b}; \quad n_2 = \frac{I_{b2}b_2}{I_{s2}l_b};$$

- торчолор менен бириктирүү үчүн

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_{max}^2 + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A_{ef} R_y}{A_{d1}\pi^2 E}}, \quad (8.19)$$

мында

$$\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}, \quad \alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b},$$

мында A_{ef} жалпы өтмө өзөктүн натыйжалуу кесилиш аянты;

A_{d1} , A_{d2} , – тиешелүү түрдө x – x жана y – y окторуна параллель болгон тегиздиктерде жайгашкан торчолордун жантаймаларынын толук кесилиш аянттары (кайчылаш торчолордо – эки жантайманын аянты);

I_{b1} – тармактын y – y огуна параллель болгон өзүнүн огуна карата толук кесилишинин инерция учуру;

I_{b1} – тармактын x – x огуна параллель болгон өзүнүн огуна карата толук кесилишинин инерция учуру;

I_s – бир планканын эң чоң катуулук тегиздигиндеги кесилишинин инерция учуру;

I_{s1}, I_{s2} – тактайлардын эң чоң катуулугунун тегиздигинде x – x жана y – y окторуна параллель жайгашкан кесилиштеринин инерция учурлары;

$b(b_1, b_2)$ – бутак кесилиштеринин оордук борборлорунун ортосундагы аралыктар (8.5-сүрөттү караңыз);

I_b, d – 8.4-сүрөт боюнча өлчөмдөр;

$\bar{\lambda}_{b1}$ – (8.10) формуласы менен аныкталган, y – y параллель болгон бутактын өз огуна карата шарттуу ийкемдүүлүгү;

$\bar{\lambda}_{b2}$ – (8.10) формуласы менен аныкталган, x – x параллель болгон бутактын өз огуна карата шарттуу ийкемдүүлүгү;

$\bar{\lambda}_y$ – (8.10) формуласы менен аныкталган, жалпысынан өзөктүн y – y огуна карата шарттуу ийкемдүүлүгү (8.5-сүрөттү караңыз);

$\bar{\lambda}_{max}$ – (8.10) формула менен аныкталган, жалпысынан x – x же y – y окторуна карата өтүүчү өзөктүн шарттуу ичкеликтеринин эң чоңу.

8.3.6 Тилкелери бар өзөктүн ичинде, ширетилген тигиштердин же тилкелерди бекитүүчү сырткы болттордун ортосундагы аймактагы $\bar{\lambda}_{b1}, \bar{\lambda}_{b2}$ жеке бутактын шарттуу ийкемдүүлүгү кеминде 0,37 болушу керек.

8.3.7 Торлору бар λ_{ef} өтмө таякчаларда торлордун түйүндөрүнүн ортосундагы айрым бутактардын шарттуу ийкемдүүлүгү 0,73 төн көп болбошу керек жана бүтүндөй алганда торлордун шарттуу келтирилген ийкемдүүлүгүнөн ашпоого тийиш.

8.3.8 Q_{fic} кесилиш аркылуу кысылган өзөктүн бириктирүүчү тилкелеринин жана тор элементтеринин эсеби таяктын бүткүл узундугу боюнча туруктуу кабыл алынган жана (8.6) формуласы боюнча аныкталган шарттуу туурасынан кеткен күч менен жүргүзүлүүгө тийиш, мында N – өзөктөгү толук узунунан күч; φ – тилкелердин же торлордун тегиздигинде өтүүчү тилкени эсептөөдө алынган борбордук кысуунун туруктуулук коэффициенти.

8.3.9 Шарттуу Q_{fic} жылышуу күчү туруктуулукту текшерүү жүргүзүлүп жаткан огуна перпендикуляр тегиздикте жаткан торлор менен тилкелердин ортосунда бирдей бөлүштүрүлүшү керек.

8.3.10 Туташтыруучу тилкелерди жана алардын бекиткичтерин эсептөө (8.4-сүрөт, д) тилкени кесүүчү күчтүн жана тилкени анын тегиздигинде ийүү M_s учурунун F_s айкалышкан аракетин үчүн диагоналдык фермалардын элементтерин эсептөө катары жүргүзүлүшү керек, алардын маанилери формулаларды колдонуу менен аныкталышы керек:

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{b}, \quad (8.20)$$

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2}, \quad (8.21)$$

мында Q_s – бир беттин тилкесине шарттуу туурасынан кеткен күч.

8.3.11 Курама өзөктү бириктирүүчү торлордун элементтерин эсептөө жалпак фермалардын торлорунун элементтерин эсептөө катары аткарылышы керек. Тордун тирөөчтөрүн эсептөөдө (8.4–сүрөт, а-в) тартуудагы күчтү формула боюнча аныктоо керек

$$N_d = \alpha_d \frac{Q_s l_b}{b}, \quad (8.22)$$

мында α_d – 8.4-сүрөттүн а, б -пункттарына ылайык торчо үчүн 1,0го, ал эми 8.4-сүрөттүн в пунктуна ылайык 0,5ке барабар деп кабыл алынган коэффициент;

Q_s – торчонун тегиздигине туурасынан кеткен кадимки күч;

b, d – 8.4-сүрөт боюнча өлчөмдөр.

Аралыктары бар кайчылаш торчонун тирөөчтөрүн эсептөөдө (8.4-сүрөт, г), ар бир тирөөчтө бутактардын кысылышынан келип чыккан жана формула менен аныкталган N_{ad} кошумча күчтү эске алуу керек.

$$N_{ad} = \alpha_d \frac{N_d A_d}{A_b}, \quad (8.23)$$

мында $\alpha_d = dl_b^2 / (2b^3 + d^3)$;

A_b, A_d – толук аянтынын кесилишинин бир бутагынын жана бир тирөөчү тиешелүүгүнө жараша;

N_b – тирөөчтүн бир бутагындагы күч.

8.3.12 Кысылган элементтердин долбоордук узундугун кыскартуу үчүн арналган тирөөчтөрдү эсептөө 8.2.7-пунктуна ылайык жүргүзүлүшү керек.

8.4 Ийилүүдө бекемдикке жана туруктуулукка карата бүтүндөй кесилиши бар элементтерди эсептөө

8.4.1 Ийилүүчү учурдун таасири астында $M_{x(y)}$ негизги бир огуна карата бекемдик боюнча туурасынан кесилишин эсептөө төмөнкүчө аткарылат:

- эгерде натыйжалуу кесилишинин каршылык учурда $W_{ef, x(y), min}$ толук ийкемдүү кесилишин $W_{g, x(y), min}$ каршылык учуруна караганда аз болсо, анда эсептөө формула боюнча аткарылууга тийиш:

$$\frac{M_{x(y)}}{W_{ef, x(y), min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (8.24)$$

- эгерде натыйжалуу кесилишинин каршылык учуру $W_{g, x(y), min}$ толук ийкемдүү кесилишине каршылык учуруна барабар болсо:

$$\frac{M_{x(y)}}{W_{g, x(y), min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (8.25)$$

Бирдиктүү кесилиши бар элементтердин эсептөөсү эки негизги тегиздикте ийилгенде бекемдикке карата төмөнкү формула боюнча аткарылууга тийиш:

$$\frac{M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_y}{W_{ef,y}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (8.26)$$

мында $W_{ef,x(y)}$ – кесилишинин тиешелүү чекити үчүн эсептелген x – x же y – y окторуна карата натыйжалуу кесилишинин каршылык учуру.

(8.26) формуласында кесилиштеги максималдуу чыңалууну табуу үчүн кесилиштин тиешелүү чекиттериндеги M_x жана M_y ийилүү учурлары тарабынан пайда болгон чыңалуу белгилерин эске алуу зарыл.

(8.24) - (8.26) формулалары төмөнкү шарттар сакталган учурда колдонулат:

а) ийилүү учурлар туурасынан кесилиштин башкы окторуна карата гана аракеттенет;

б) конструктивдик элемент эркин же кысылган айланууга дуушар болбогон же өзүнүн узундугу боюнча ийрилген-айлануучу B биучурунун айлануусунан жана таасиринен ишенимдүү бекемделбеген; конструктивдүү элемент буралууга, ийилүү-буралуу формасында туруктуулугун жоготууга же ийилүүнүн тегиз формасында туруктуулугун жоготууга дуушар болбойт;

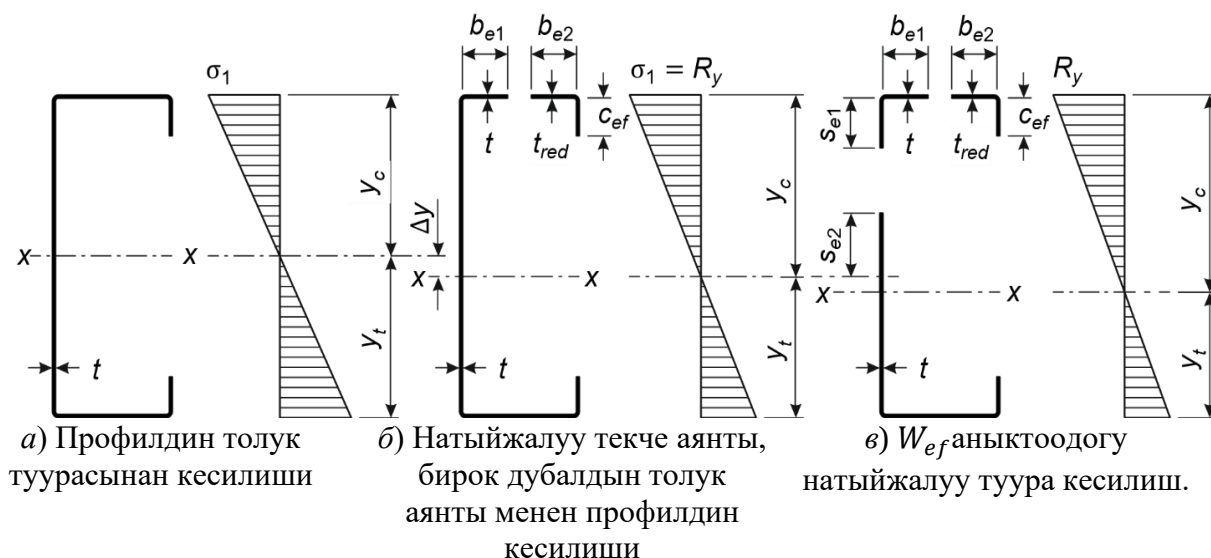
в) профилдин дубалы менен текчесинин ортосундагы ϕ бурчу 60° ашык.

Э с к е р т ү ү – Элементтин кесилишинде буралма учур же ийилүү-буралма биучур аракет эткенде жана анын буралуудан ишенимдүү бекитилбеген учурда, туурасынан кесилишинин бекемдиги боюнча эсебин 8.10-пунктка ылайык жүргүзүлүүгө тийиш.

8.4.2 Элементтин эки башкы тегиздигинде ийилген кезде каршылыктын $W_{ef,x(y)}$ натыйжалууучурларын өзүнчө аныктоого жол берилет, башкача айтканда, каршылык учурун эсептеген башкы огуна карата гана ийилүүгө туура келген натыйжалуу туура кесилишинин негизинде.

Көп параметрлүү чыңалуу абалында анын элементтериндеги чыңалуулардын иш жүзүндөгү бөлүштүрүлүшүн эске алуу менен алынган ошол эле натыйжалуу кесилиши үчүн $W_{ef,x(y)}$ каршылык учурларын эсептөөгө уруксат берилет.

Э с к е р т ү ү – W_{ef} эсептөөдө дубалдын натыйжалуу бөлүктөрүн аныктоо үчүн колдонулган $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, катышы кысылган текчинин натыйжалуу аянтынан жана дубалдын толук аянтынан турган кесилиши аркылуу эсептелиши керек (8.6-сүрөттү караңыз).



8.6-сүрөт – Чектелүү ийилген учурду аныктоо үчүн натыйжалуу кесилиши ($\sigma_{com}=R_y$ учурунда)

8.4.3 Ийилүүчү учурдун таасир этүү тегиздигинен бекитилбеген, туруктуу кесилиштүү устундар үчүн ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлөт:

$$\frac{M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.27)$$

мында χ_{LT} – ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун жоготуудагы төмөндөтүүчү коэффициент;

$W_{ef,x}$ – эң катуу кысылган була үчүн эсептелген натыйжалуу кесилишинин каршылык учуру.

Эскертүү – $W_{ef,x}$ четиндеги тешиктерди аныктоодо эске алынбашы керек.

8.4.4 Үзгүлтүксүз кесилиши боюнча ийилүүчү элементтер үчүн $\chi_{LT} \leq 1$ мааниси $\bar{\lambda}_{LT}$ ылайыктуу шартты ийкемдүүлүгүндө формула боюнча эсептелет

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad (8.28)$$

мында

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]; \quad (8.29)$$

мында α_{LT} – баштапкы кемчиликтерди эске алуучу коэффициент, 8.4-таблица боюнча кабыл алынат (мында туруктуулукту жоготуу ийри сызыктары 8.3-таблица боюнча кабыл алынууга тийиш).

Жалпак ийилүүнүн туруктуулугун жоготуудагы шарттуу ийилчээктик төмөнкү формула боюнча эсептелет:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ef,x} R_y}{M_{cr}}}, \quad (8.30)$$

мында M_{cr} - ийкемдүү стадияда ийилген жалпак форманын туруктуулугун жоготуунун критикалык учуру. Симметриянын эки огу жана симметриянын бир огу бар кесилиштер үчүн M_{cr} аныктамасы (симметриянын тегиздигиндеги ийилүү учурунда) Д тиркемесинде келтирилген.

С- жана Z-образдуу кесилиштердин прогондору үчүн M_{cr} аныктамасы Б тиркемесинде көрсөтүлгөн;

χ_{LT} маанилери $\pi \bar{\lambda}_{LT}$ ке жараша, ал жерде $\bar{\lambda}_{LT}$ (8.30) формуласы боюнча аныкталат, тиркеменин Г.1-таблицасында көрсөтүлгөн

8.4- т а б л и ц а— Тегиз ийилүүнүн туруктуулугун жоготуу ийри сызыктары үчүн баштапкы кемчиликтерди эске алуучу коэффициенттердин маанилери

Туруктуулукту жоготуу ийри сызыгы	a	b	c
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49

8.4.5 M_{cr} аныктоодо бруттонун толук туура кесилишинин геометриялык мүнөздөмөлөрү кабыл алынат жана жүктөөнүн шарттары, учурдун иш жүзүндөгү бөлүштүрүлүшү жана ийилүүчү учурдун таасир этүү тегиздигинен бекитилиши эске алынат.

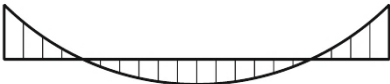
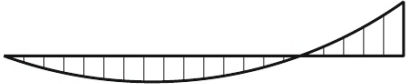
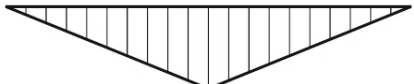
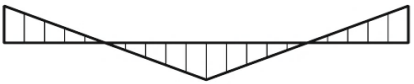
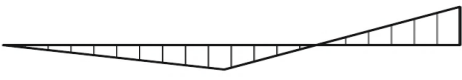
Капталдык бекиткич элементтердин ортосундагы устундагы ийилүү учурунун өзгөрүшүн эске алуу үчүн, төмөндөтүүчү χ_{LT} коэффициентин (8.31), (8.32) формулаларына ылайык оңдоого болот:

$$\chi_{LT,m} = \frac{\chi_{LT}}{f_m} \leq 1, \quad (8.31)$$

$$f_m = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \leq 1, \quad (8.32)$$

мында k_c — 8.5-таблица боюнча кабыл алынган түзөтүү коэффициенти.

8.5- т а б л и ц а. – k_c ондоо коэффициентинин маанилери

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

8.4.6 Кысылган курдун горизонталдык тегиздикте бекитилиши иш жүзүндөгү же шарттуу туурасынан кеткен күчкө эсептелиши керек. Мында шарттуу туурасынан кеткен күч КР КЧ 53-01 ылайык аныкталууга тийиш.

8.5 Ийилүү жана узунунан кеткен күчтүн биргелешкен таасири астында туташ кесилиш элементтерин бекемдикке жана туруктуулукка эсептөө

8.5.1 Ийилген учурлардын жана узундуктагы кысуучу күчтөрдүн биргелешкен таасири жана көлөмү боюнча күчтөрдүн жоктугу менен туруктуулук шарты аткарылууга тийиш

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (8.33)$$

мында A_{ef} – борбордук кысуунун таасири менен кесилишинин натыйжалуу аянты;

$W_{ef,x(y)}$ – x – x же y – y огуна салыштырмалуу натыйжалуу туура кесилишинин каршылык учуру, кесилишинин тиешелүү чекити үчүн эсептелген;

$\Delta M_{x(y)}$ – борбордук x – x жана y – y огунун күчтүн аракет огунун абалына карата жылдыруусунан (редукция учурунда) кошумча ийилүүчү учурлар (8.2.3-караңыз)

Формулада (8.33) кесилиштеги максималдуу чыңалууну табуу үчүн N узундуктагы күчү жана M_x жана M_y ийрилген учурлары тарабынан пайда болгон чыңалуу белгилерин эске алуу зарыл.

Эгерде ийилүү менен кысуу аракетинде туурасынан кесилиштин бардык бөлүктөрү кысылган абалда болсо, анда $W_{ef,x(y)}$ каршылык көрсөтүү учурлары, ошондой эле A_{ef} аянты борбордук кысуу аракетинен аныкталууга тийиш.

Көп параметрлүү чыңалуу абалында анын элементтериндеги чыңалуунун иш жүзүндөгү бөлүштүрүлүшүн эске алуу менен, алынган бир эле натыйжалуу кесилиш үчүн A_{ef} аянтын жана $W_{ef,x(y)}$ каршылык учурларын эсептөөгө жол берилет.

Формула (8.33) төмөнкү шарттар сакталган учурда колдонулат:

а) ийилүү учурлары туурасынан кесилишинин башкы окторуна карата гана аракеттенет;

б) конструктивдүү элемент эркин же чектелген буралууга дуушар болбойт, же узундугу боюнча буралуудан жана ийилүү-буроо V биучурдун таасиринен ишенимдүү бекитилген;

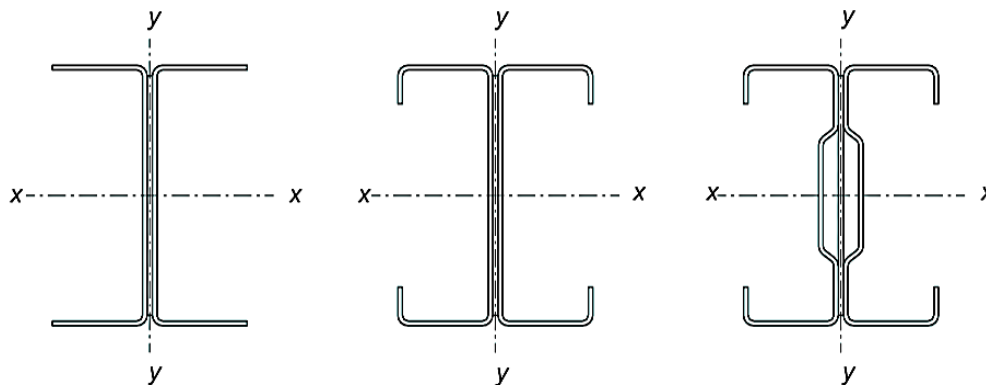
в) профилдин капталы менен текчесинин ортосундагы φ бурчу 60° тан ашык.

Эскертүүлөр

1 N , $M_{x(y)}$ жана $\Delta M_{x(y)}$ маанилерин кесилиште эң чоң нормалдуу чыңалууларды пайда кылган жүктөмдөрдүн эң ыңгайсыз айкалышы үчүн кабыл алуу керек.

2 Элементтин кесилишине буралма учур же ийилүү-буралма биучур таасир эткенде жана анын буралуудан ишенимдүү бекитилбеген учурда, туурасынан кесилишинин бекемдиги боюнча эсеби 8.10-пунктка ылайык жүргүзүлүүгө тийиш.

8.5.2 Борбордон тышкары кысылган курама кесилиштүү өзөктөрдүн туруктуулугун текшерүүдө, алардын бутактары бири-бирине түздөн-түз дубалдар же төшөмөлөр аркылуу бириктирилген болсо (8.7-сүрөт), өзөктүн өзүн толугу менен, ошондой эле анын айрым бутактарын да эсептөө керек. Элементтин узундугу боюнча бутактар бири-бирине үзгүлтүксүз бириктирилген болсо, анда айрым бутактардын туруктуулугун текшерүү талап кылынбайт.



8.7-сүрөт– Колонналардын жана таянычтардын туташ өзөктүү таянычтарынын кесилиши

8.5.3 Бир же эки симметриялык огу бар кысылып ийилген (борбордон сырткары кысылган) элементтердин туруктуулугун жоготууну текшерүү, кысылган бурулуш болбогон шартта, 8.5.4 жана 8.5.5-жоболоруна ылайык аткарылууга тийиш, алар 5.5-те көрсөтүлгөн баштапкы кемчиликтерди эске алышат.

Текшерүү элементтердин тиешелүү эсептик узундуктарын эске алуу менен жүргүзүлөт.

Муну менен төмөнкүлөр айырмаланууга тийиш:

- айлануу деформациясына дуушар болбогон элементтер, мисалы, жабык кесилиштер же айлануудан бекемделген кесилиштер;
- айлануу деформациясына дуушар болгон элементтер, мисалы, ачык кесилиши бар жана айлануудан бекемделбеген элементтер.

8.5.4 Бир же эки симметрия октуу туруктуу кесилиши бар кысылып ийилүүчү (борбордон сырткары кысылган) элементтер үчүн жалпы туруктуулук шарттары аткарылууга тийиш:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{xx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{xy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.34)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{yx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.35)$$

мында N , M_x и M_y – кысуу күчүнүн эсептик маанилери жана x – x жана y – y окторуна салыштырмалуу максималдуу учурлар (бир симметрия огу бар элементтер үчүн M_x – кесилишинин симметрия тегиздигиндеги учур);

$\Delta M_x, \Delta M_y$ – күч аракет эткен огунун абалына салыштырмалуу x – x жана y – y борбордук окторунун жылышуусунан (редукциялоодо) кошумча ийилүүчү учурлар (8.2.3-пунктту караңыз);

$W_{ef,x(y)}$ – эң катуу кысылган була үчүн эсептелген x – x же y – y огуна карата натыйжалуу кесилишинин каршылык учуру;

φ_x и φ_y – борбордук кысууда туруктуулукту жоготуунун жалпак формасындагы төмөндөтүүчү коэффициенттер;

χ_{LT} – ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун текшерүүдө төмөндөтүүчү коэффициент, 8.4.4 боюнча аныкталат. Буралуу деформацияларына сезгич эмес элементтер үчүн $\chi_{LT}=1,0$;

$k_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy}$ – өз ара аракеттенүү коэффициенттери (Е тиркемесин кара).

8.5.5 M_x таасир этүүчү учур тегиздик кесилишинин симметрия тегиздиги менен дал келген кысууга-ийилүүгө дуушар болгон элементтердин туруктуулугун текшерүү үчүн жөнөкөйлөтүлгөн формуланы колдонууга жол берилет

$$\left(\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} \leq 1,0, \quad (8.36)$$

мында φ – борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти, туруктуулукту жоготуунун жалпак, айлануучу же ийри-айлануучу формасына тиешелүү маанилердин эң кичинеси боюнча кабыл алынат (8.2.8–8.2.17 кара);

χ_{LT} – ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун текшерүүдөгү төмөндөтүүчү коэффициент (8.4.4-бөлүмдү караңыз). $\chi_{LT} = 1,0$ буралуу деформацияларына сезгич эмес элементтер үчүн.

8.5.6 (8.34) - (8.36) формулаларында натыйжалуу геометриялык мүнөздөмөлөрдү өзүнчө (аларга тиешелүү күч факторунун таасиринен) аныктоого жол берилет. Эгерде ийилтип кысуу аракетинде туурасынан кесилиштин бардык бөлүктөрү кысылган абалда болсо, анда каршылык көрсөтүү учурлары $W_{ef,x(y)}$ ошондой эле A_{ef} аянты борбордук кысуу аракетинен аныкталууга тийиш.

Ошондой эле A_{ef} аянтын жана $W_{ef,x(y)}$ каршылык учурларын бир эле натыйжалуу кесилиши үчүн, анын элементтериндеги чыңалуулардын фактылык бөлүштүрүлүшүн эске алуу менен көп параметрлүү чыңалуу абалында эсептөөгө жол берилет.

8.6 Ийилүү жана узунунан кеткен күч биргелешип таасир эткенде, ачык кесилишинин элементтерин бекемдикке жана туруктуулукка эсептөө

8.6.1 Ийилүүчү учурлар менен узата кеткен күч биргелешип аракет эткенде жана туурасынан кеткен күч жок болгондо, тешик кесилиштүү элементтердин бекемдигин эсептөө (8.33) формуласы боюнча жүргүзүлөт. Туурасынан кеткен күч болгон учурда, анын таасири 8.8 боюнча эске алынышы керек.

8.6.2 Борбордон тышкары кысылган (кысуу-ийилүүчү) туташ кесиктүү өзөктөрдүн туруктуулугун текшерүүдө бириктиргич тактайчалар же торчолор менен өзөктүн жалпы эсептөөсүн да, анын айрым бутактарын да аткаруу керек.

8.6.3 Учурдун таасир этүү тегиздигине параллель тегиздиктерде жайгашкан тирөөчтөр жана торчолор болгондо, өзөктү толугу менен эркин огуна ($y-y$) салыштырмалуу эсептөө (8.36) формуласы боюнча аткарылат. Мында φ коэффициенти 8.2.8ге ылайык туруктуулукту жоготуунун b ийри сызыгы үчүн аныкталууга тийиш (8.2-таблица), мында (8.10) формуласы боюнча аныкталуучу шарттуу ийилчээктик λ^- ордуна 8.3.5ке ылайык аныкталуучу келтирилген шарттуу ийилчээктик $\bar{\lambda}_{ef}$ мааниси алынат. χ_{LT} коэффициенти 8.4.4кө ылайык туруктуулукту жоготуунун b ийри сызыгы үчүн аныкталууга тийиш (8.4-таблица). Ачык өзөктөрдөгү панелдердин саны алтыдан кем болбошу керек.

8.6.4 Узун өзөктөрдүн айрым бутактарын эсептөө 8.3.4, 8.3.6, 8.3.7 талаптарын эске алуу менен аткарылууга тийиш.

8.6.5 Торчоктор менен торчолуу өзөктөрдүн айрым бутактарын эсептөөдө ар бир бутактагы узата күчтү учурдан кошумча N_{ad} күчүн эске алуу менен аныктоо керек. Бул күчтүн маанисин төмөнкү формулалар боюнча эсептөө керек:

- эки бутагы бар устундар үчүн устундарды $y-y$ огуна перпендикулярдуу тегиздикте ийилгенде (8.5-сүрөт, а):

$$N_{ad} = \frac{M_y}{b}; \quad (8.37)$$

- ошол эле, төрт бутактуу өзөктөр үчүн (8.5-сүрөт, б):

$$N_{ad} = 0,5 \frac{M_y}{b_1}; \quad (8.38)$$

- $x-x$ огуна перпендикуляр болгон тегиздикте өзөк ийилгенде, төрт бутактуу өзөктөрүчүн (8.5-сүрөт, в):

$$N_{ad} = 0,5 \frac{M_x}{b_2}; \quad (8.39)$$

мында b, b_1, b_2 – 8.5-сүрөттө көрсөтүлгөн өлчөмдөр.

Төрт бутактуу эки тегиздиктеги тешиктүү кесилиштүү таянч ийилгенде, N_{ad} күчү төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$N_{ad} = 0,5 \left(\frac{M_y}{b_1} + \frac{M_x}{b_2} \right). \quad (8.40)$$

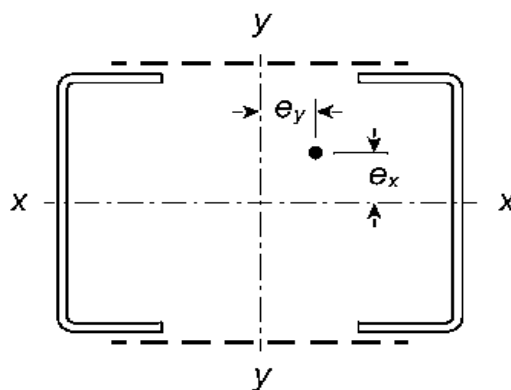
8.6.6 Планкалары бар аралык өзөктөрдүн айрым бутактарын эсептөөдө M учурдан N_{ad} кошумча күчүн жана чындыгындагы же шарттык кесилиштик күчтөн бутактардын жергиликтүү ийилишин (ферманын алкагындагыдай) эске алуу керек.

8.6.7 $x-x$ огуна карата симметриялуу болгон, эки негизги тегиздиктеги кысылууга жана ийилүүгө дуушар болгон эки параллелдик плоскосттордогу

торлору бар, бир бүтүндүктө жайгашкан эки бутактан турган стерженьдердин туруктуулугун эсептөө төмөнкүдөй аткарылышы керек:

- өзөк үчүн жалпысынан – торчо тегиздиктерине параллель тегиздикте, 8.6.3 талаптарына ылайык, $x-x$ кесилишинин огуна карата жүктүн эксцентриситетин $e_x = 0$ деп кабыл алуу менен (8.8-сүрөт);

- айрым бутактар үчүн – 8.5.4, 8.5.5 ылайык эксцентрдик кысылган элементтер катары. Мында ар бир бутактагы узата кеткен күчтү M_y учурунан кошумча күчтү эске алуу менен аныктоо керек (8.6.5), ал эми M_x учурун бутактар арасында $M_{xb} = N_b e_x$ катары бөлүштүрүү керек. Эгерде M_x учуру бутактардын биринин тегиздигинде аракет этсе, анда аны толугу менен ушул бутакка берилет деп эсептөө керек. Торчолордун тегиздигиндеги бутактарды эсептөөдө алардын эсептик узундугун торчонун түйүндөрүнүн ортосундагы максималдуу Аралык боюнча аныктоо керек. Торчолордун тегиздигинен тышкары бутактарды эсептөөдө алардын эсептик узундугун КР КЧ 53-01 ылайык аягынын бекитилишинин шарттарына жараша туруктуу кесилиштүү таянычтар үчүн аныктоо керек.



8.8-сүрөт– Эки негизги тегиздикте кысууга жана ийилүүгө дуушар болгон өтмө өзөктүн кесилиши

8.6.8 Борбордон тышкары кысылган (кысуу-ийилүүчү) өзөкчөлөрдүн бириктирүүчү тилкелерин же торчолорун эсептөө 8.3.10, 8.3.11 ылайык, эки маанинин чоңураагына барабар болгон туурасынан кеткен күчкө ылайык аткарылышы керек: өзөкчөнү раскосуз ферманын элементи катары эсептөөдө аныкталган Q иш жүзүндөгү туурасынан кеткен күчүнө же 8.3.8, 8.3.9 ылайык эсептелген Q_{fic} , шарттуу туурасынан кеткен күчүнө.

Иш жүзүндөгү көлөмдүү күч шарттуу күчтөн көп болгон учурда, борбордон сырткары кысылган элементтердин тармактарын торлор менен бириктирүү керек.

8.6.9 Борбордон сырткары кысылган элементтердин эсептик узундугун азайтууга арналган стерженьдерди эсептөө 8.2.7ге ылайык аткарылууга тийиш.

8.7 Көлмө кубаттуулуктун таасиринде бекемдикке эсептөө

8.7.1 Булак конструкцияларынын кесилиш күчүнө эсептөө чектеш тиректердеги жана Аралык тиректердин үстүндөгү зоналарда жүргүзүлөт (кесилбеген булак системаларында, арткы күчтөр булактардын дубалдарынын

көтөрүү жөндөмдүүлүгүнө олуттуу таасир этет, айрыкча Аралык тиреген зоналарда, максималдуу кесилишттик күч олуттуу ийилүүчүүчурменен жана айрым учурларда узундук күч менен айкалышат).

Көлөмү боюнча кесилишинин Q_w көтөрүүчү жөндөмдүүлүгү көлөмү боюнча күчтүн таасиринен төмөнкү формула боюнча эсептелет:

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{\sin \alpha}, \quad (8.41)$$

мында R_s – 8.6 таблицасында көрсөтүлгөн дубалдын туруктуулугун жоготууну эске алуу менен жылдырууда эсептелген каршылык;

h_w – текчелердин ортоңку тегиздиктеринин ортосундагы дубалдын бийиктиги;

α – текчелерге карата дубалдын жантаюу бурчу.

8.6- т а б л и ц а – Жылдырууда эсептик R_s каршылыктар

Дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү	Таянычта катуулук элементи жок дубал	Таянычта катуулук элементи бар дубал *
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58R_y$	$0,58R_y$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48R_y / \bar{\lambda}_w$	$0,48R_y / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67R_y / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48R_y / \bar{\lambda}_w$
* Таянычтагы катуулатуу элементтери, мисалы: капталдын ийилишине жол бербөө үчүн орнотулган жана таяныч реакциясын кабыл алууга эсептелген ийкемсиздик элементтер		

8.7.2 Дубалдын шартты ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_w$ төмөнкү формулалар боюнча эсептелет:

- катуулуктун узундук элементтери жок дубалдар үчүн

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (8.42)$$

- катуулуктун узундук элементтери бар дубалдар үчүн

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34R_y}{k_t E}}, \quad \text{бирок} \quad \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (8.43)$$

$$\text{мында} \quad k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}; \quad (8.44)$$

I_s – Капталынын кесилишинин оордук борборунан өтүп, дубалдын тегиздигине параллель өткөн $a-a$ огуна карата аныкталган катуулуктун узундугу боюнча бөлүнгөн элементинин кесилишине инерция мезгили (8.9-сүрөттү караңыз);

s_d – дубалдын жалпы кыйгач бийиктиги (эңкейиш болгон учурда), анын ичинде узунунан кеткен катуулатуучу кырдын периметри огу боюнча (8.9-сүрөттү караңыз);

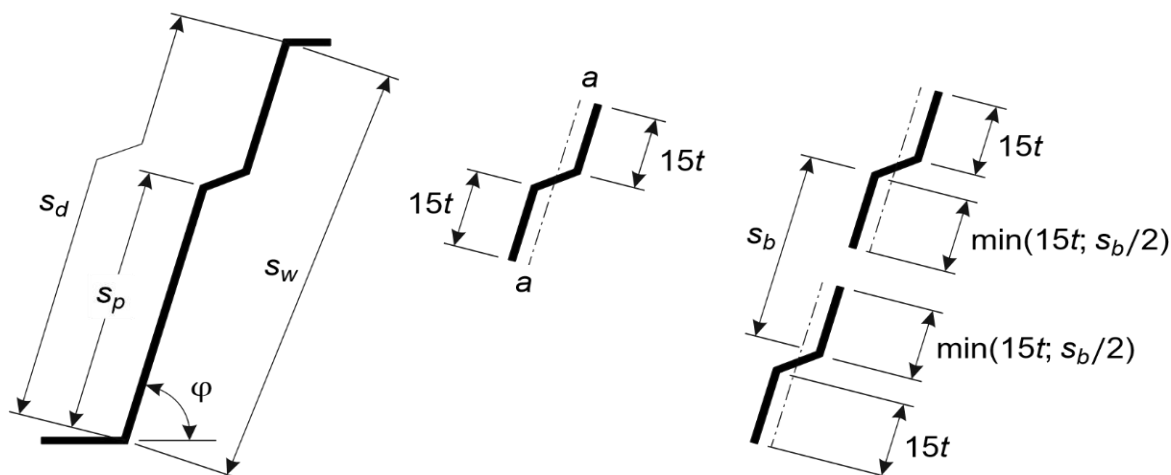
s_w – дубалдын капталынын бийиктиги (8.9-сүрөттү караңыз);

s_p – дубалдын жалпак бөлүгүнүн эң чоң жантаюу бийиктиги (8.9-сүрөттү караңыз).

8.7.3 Жыла турган (туурасынан кеткен күч) туруктуулугу катуулатуучу элементтери жок дубалдар үчүн катышы менен камсыздалган деп эсептелет

$$\frac{h_w}{t} < \frac{72}{\eta} \varepsilon, \quad (8.45)$$

мында h_w – тик дубалдын бийиктиги, $h_w = s_w$ жантайыңкы дубал үчүн;
 $\eta = 1,20$ – катуулук классы 450 чейинки болоттор үчүн. Катуулугу жогору класстагы болоттор үчүн $\eta=1,0$ колдонулушу керек;
 ε – (7.22) формуласы боюнча аныкталат.



8.9-сүрөт - Катуулуктун узун элементтери бар дубал

8.8 Узатасынан, туурасынан кеткен күчтөрдүн жана ийилүүчү учурлардын биргелешкен аракетин эсептөө

Кесилишине N огу күчү, M ийилүүчү учуру жана Q туурасынан кеткен күчү биргелешип таасир эткенде, $Q \leq 0,5Q_w$ болгондо, акыркысынын таасири эске алынбайт, мында Q_w – 8.7.1-ди караңыз.

$Q > 0,5Q_w$ учурда N огу күчүнүн, M ийилүүчү учурдун жана Q кесилишинин күчүнүн биргелешкен таасири менен кесилиштин көтөрүүчү жөндөмдүүлүгүнүн эсептик мааниси R_y эсептик каршылыгынын төмөндөгөн мааниси менен 8.5 боюнча аныкталууга тийиш, ал төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$(1 - \rho_Q) R_y, \quad (8.46)$$

мында
$$\rho_Q = \left(\frac{2Q}{Q_w} - 1 \right)^2. \quad (8.47)$$

8.9 Жергиликтүү жүктөмдөн дубалдын туруктуулугун жоготуунун эсеби

8.9.1 Профилдин капталына таяныч реакциясы же башка жергиликтүү туурасынан кеткен күч таасир эткенде, профилдин капталынын эзилишине жана туруктуулугун жоготушуна эсептөө, капталга келген жергиликтүү жүктүн Q_r маанисинен келип чыгып жүргүзүлүүгө тийиш, ал төмөнкү шартка жооп бериши зарыл:

$$Q_r \leq Q_{w,p}, \quad (8.48)$$

мында $Q_{w,p}$ – жергиликтүү туурасынан кеткен таасир этүүдө дубалдын жөндөмдүүлүгү.

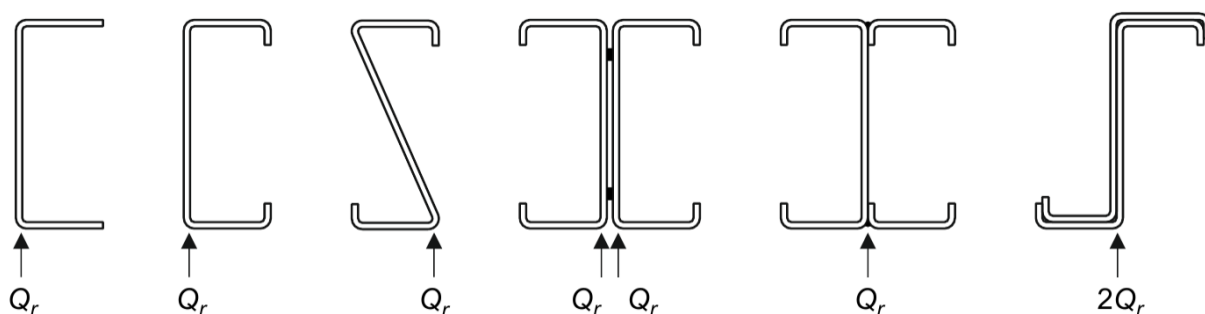
8.9.2 Катуулук элементтери жок бир дубалдуу туурасынан кесилиши (8.10-сүрөттү караңыз) төмөнкү критерийлерге ылайык келет:

$$h_w/t \leq 220; \quad r/t \leq 6; \quad 45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ,$$

мында h_w – Текчелердин ортоңку тегиздиктеринин ортосундагы дубалдын бийиктиги;

r – бурчтардын ички радиусу;

φ – текчелерге карата дубалдын жантаюу бурчу (градуста).



8.10-сүрөт – Бир дубалдуу профилдердин кесилишинин мисалдары

8.9.3 Жергиликтүү туурасынан кеткен таасир этүүдө бир жылмакай дубалдын көтөрүмдүүлүгү, таяныч реакциясы же жергиликтүү жүктөм түрүндө $Q_{w,p}$ төмөнкүдөй формула боюнча эсептелет

$$Q_{w,p} = \gamma_c C t^2 \sin \varphi \left(1 - C_r \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left(1 + C_b \sqrt{\frac{b}{t}} \right) \left(1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right), \quad (8.49)$$

мында C – 8.7-8.11 таблицалар боюнча коэффициент;

t – дубалдын калыңдыгы;

φ – дубалдын тегиздиги менен таяныч бетинин тегиздигинин ортосундагы бурч;

r – ички ийилүү радиусу;

C_r – 8.7-8.11-таблицалар боюнча дубалдын ийкемдүүлүгүн эске алган коэффициент;

b – таяныч бөлүгүнүн же жергиликтүү бөлүштүрүлгөн жүктүн узундугу;

C_b – 8.7-8.11-таблицаар боюнча таянычка же Аралыкка жергиликтүү жүктөмдүн колдонулушунун узундугун эске алган коэффициент;

h – профилдин дубалынын тегиз бөлүгүнүн бийиктиги;

C_h – 8.7-8.11-таблицаар боюнча дубалдын бийиктигин эске алган коэффициент.

Эскертүүлөр

1 Эки же андан көп дубалдан турган конструкциялык элементтер үчүн $Q_{w,p}$ мааниси профилдин ар бир дубалы үчүн эсептелип, жыйынтыкталат.

2 Элементтин эркин четинен таяныч реакциясынын же жергиликтүү жүктөмдүн акыркы тиркемеси $1,5h_w$ дан аз же барабар болууга тийиш.

3 Элементтин эки текчесине тиркелген карама-каршы багытталган эки жергиликтүү жүктүн тиркемеси $1,5h_w$ ден аз же барабар болууга тийиш.

4 Элементтин бир текчесине тиркелген эки жергиликтүү карама-каршы багыттагы жүктөмдүн кошуусу $1,5h_w$ ге барабар же андан көп болууга тийиш.

8.7- т а б л и ц а – С-образдуу жана Σ -образдагы дубалдар менен бириктирилген профилдердин эки швеллерден турган курама өзөгү

Таянычтар менен текчелердин конструкциясы		Таяныч реакциясы же жергиликтүү жүктөм		C	C_r	C_b	C_h	Чектөөлөр
Таянычка бекитилген	Текче капталган	Бир текчеге	Акыркы	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Аралык	20	0,15	0,05	0,003	$\frac{r}{t} \leq 5$
Таянычка бекитил-бегени	Текче капталган	Бир текчеге	Акыркы	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Аралык	20,5	0,17	0,11	0,001	$\frac{r}{t} \leq 3$
		Эки текчеге	Акыркы	15,5	0,09	0,08	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Аралык	36	0,14	0,08	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
	Текче каптал-баганы	Бир текчеге	Акыркы	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Аралык	20,5	0,17	0,11	0,001	$\frac{r}{t} \leq 3$
Эскертүүлөр 1 Коэффициенттердин маанилери $b/t \leq 210$; $b/h \leq 1,0$; $h/t \leq 220$ катыштары үчүн жарактуу. 2 C коэффициенттери дубалдарды бири-бирине түздөн-түз же бириктирүүчү элементтер аркылуу (сухари) бириктирүүдөн алынган курама экитаврлар үчүн келтирилген. 3 Ийилүүчү элементтердин тирөөчтөрүнүн окторунун ортосундагы Аралык $30i$ ашпоого тийиш.								

8.8 - т а б л и ц а – Жалгыз швеллерлерден жана С-формасындагы профилдерден жасалган өзөктөр

Тирөөчтүн жана текчелердин конструкциясы		Таяныч реакциясы же жергиликтүү жүктөм		C	C_r	C_b	C_h	Чектөөлөр
Таянычка бекитилгени	Ийилген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 9$
			Аралык	13	0,23	0,14	0,01	$\frac{r}{t} \leq 5$
		Эки текчеге	Акыркы	7,5	0,08	0,12	0,048	$\frac{r}{t} \leq 12$
			Аралык	20	0,10	0,08	0,031	$\frac{r}{t} \leq 12$
Таянычка бекитилбегени	Ийилген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Аралык	13	0,23	0,14	0,01	
		Эки текчеге	Акыркы	13	0,32	0,05	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Аралык	24	0,52	0,15	0,001	
	Ийилбеген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,40	0,60	0,03	$\frac{r}{t} \leq 2$
			Аралык	13	0,32	0,10	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
		Эки текчеге	Акыркы	2	0,11	0,37	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
			Аралык	13	0,47	0,25	0,04	
Э с к е р т ү ү – Коэффициенттердин маанилери $b/t \leq 210$; $b/h \leq 2,0$; $h/t \leq 220$ катыштары үчүн жарактуу.								

8.9 - т а б л и ц а – Жалгыз Z сымал профилдерден жасалган өзөктөр

Тирөөчтүн жана текчелердин конструкциясы		Таяныч реакциясы же жергиликтүү жүктөм		C	C_r	C_b	C_h	Чектөөлөр
Таянычка бекитилгени	Ийилген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 9$
			Аралык	13	0,23	0,14	0,01	$\frac{r}{t} \leq 5$
		Эки текчеге	Акыркы	9	0,05	0,16	0,052	$\frac{r}{t} \leq 12$
			Аралык	24	0,07	0,07	0,04	$\frac{r}{t} \leq 12$
Таянычка бекитилбегени	Ийилген текче	Бир текчеге	Акыркы	5	0,09	0,02	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Аралык	13	0,23	0,14	0,01	
		Эки текчеге	Акыркы	13	0,32	0,05	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Аралык	24	0,52	0,15	0,001	
	Ийилбеген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,40	0,60	0,03	$\frac{r}{t} \leq 2$
			Аралык	13	0,32	0,10	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
		Эки текчеге	Акыркы	2	0,11	0,37	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
			Аралык	13	0,47	0,25	0,04	
Э с к е р т ү ү – Коэффициенттердин маанилери $\frac{b}{t} \leq 210$; $\frac{b}{h} \leq 2,0$; $\frac{h}{t} \leq 220$; катыштары үчүн жарактуу.								

8.9.4 Эки жана андан көп дубалдуу кесилиштер, анын ичинде гофрирленген барактар (8.11-сүрөттү караңыз), катуулук элементтери жок төмөнкү критерийлерге жооп бериши керек:

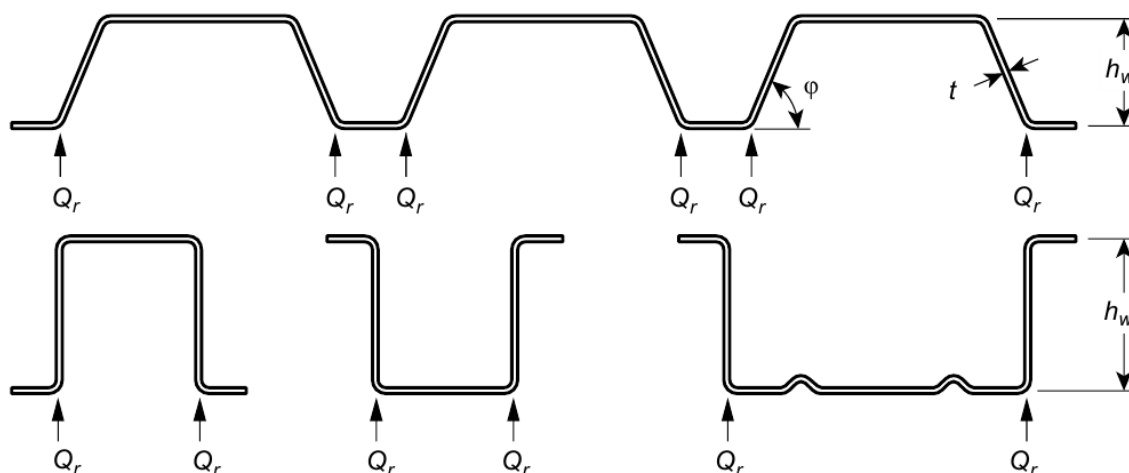
- жүктөлгөн участкадон бош четине чейинки аралык 40 мм кем болбоого тийиш;

- көлөмдүн туурасынан кесилишинин өлчөмдөрү төмөнкү катыштарга жооп бериши керек:

$$h_w/t \leq 220 ;$$

$$r/t \leq 10 ;$$

$$45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ .$$



8.11-сүрөт - Бир дубалдуу профилдердин кесилиштеринин мисалдары

8.9.5 Гофрленген профилдердин (профилденген төшөөлөрдүн), кассеталык жана шляпалык профилдердин бир жылмакай дубалынын көтөрүмдүүлүгү $Q_{w,p}$ таяныч реакциясы же жергиликтүү жүктөм түрүндөгү жергиликтүү туурасынан кеткен таасир этүүдө (8.49) формуласы боюнча аныкталууга тийиш. C, C_r, C_b, C_h коэффициенттеринин маанилери 8.10-таблицада – профилденген төшөөлөр үчүн жана 8.11-таблицада – жалгыз кассеталык жана шляпалык профилдер үчүн келтирилген.

8.10 - т а б л и ц а – Бир нече дубалы бар профилдүү төшөлмөлөр

Тирөөчтүн жана текчелердин конструкциясы	Таяныч реакциясы же жергиликтүү жүктөм		C	C_r	C_b	C_h	Чектөөлөр
Таянычка бекитилгени	Бир текчеге	Акыркы	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \leq 7$
		Аралык	8	0,10	0,17	0,004	$\frac{r}{t} \leq 10$
	Эки текчеге	Акыркы	9	0,12	0,14	0,04	$\frac{r}{t} \leq 10$
		Аралык	10	0,11	0,21	0,02	
Таянычка бекитилгени	Бир текчеге	Акыркы	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \leq 7$
		Аралык	8	0,10	0,17	0,004	
	Эки текчеге	Акыркы	6	0,16	0,17	0,05	$\frac{r}{t} \leq 5$
		Аралык	17	0,10	0,10	0,046	—

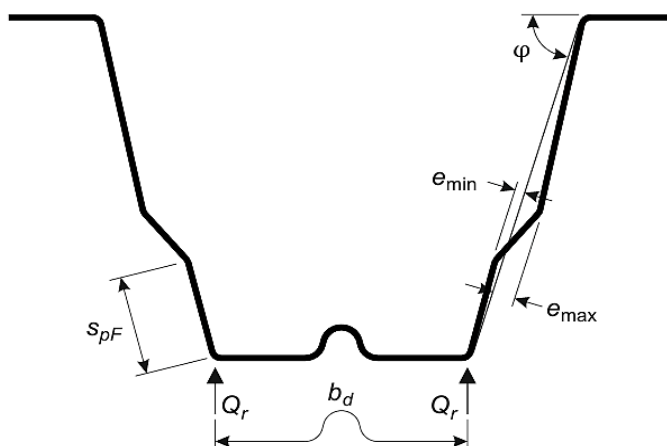
8.11- т а б л и ц а - Жалгыз кассеталык жана шляпалык профилдеринен жасалган өзөктөр

Тирөөчтүн жана текчелердин конструкциясы		Таяныч реакциясы жергиликтүү жүктөм		C	Cr	Cb	Ch	Чектөөлөр
Таянычка бекитилгени	Ийилген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,25	0,68	0,04	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Аралык	17	0,13	0,13	0,04	$\frac{r}{t} \leq 10$
		Эки текчеге	Акыркы	9	0,10	0,07	0,03	$\frac{r}{t} \leq 10$
			Аралык	10	0,14	0,22	0,02	$\frac{r}{t} \leq 4$
Таянычка бекитилбегени	Ийилген текче	Бир текчеге	Акыркы	4	0,25	0,68	0,04	$\frac{r}{t} \leq 4$
			Аралык	17	0,13	0,134	0,04	

8.9.6 Узунунан катуулатуучу элементтер менен бекемделген дубалдын жергиликтүү туурасынан келген таасирге туруктуулугу 8.9.7 боюнча дубалдын ортоңку сызыктары менен текчелердин кесилишкен чекиттерин бириктирген сызыкка карата карама-каршы тарапка дубалдын кош ийилүүсүнөн пайда болгон узунунан катуулатуучу элементтери бар туурасынан кесилиштер үчүн аныкталат (8.12-сүрөт), ошондуктан шарт төмөнкүдөй аткарылышы керек.

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12, \quad (8.50)$$

мында e_{max} – дубалдын учтарын бириктирген түз сызыкка салыштырмалуу дубалдын ийилүү чекиттеринин чоңураак эксцентриситети (8.12-сүрөттү караңыз).



8.12-сүрөт - Катуулуктун узун элементтери бар дубал

8.9.7 (8.50) шартын канааттандырган узунунан катуулатуучу элементтер менен бекемделген дубалдары бар кесилиштер үчүн, дубалдын жергиликтүү туурасынан таасир этүүдөгү көтөрүмдүүлүгү 8.9.3 же 8.9.5-пункттарда келтирилген катуулатуучу элементтери жок окшош дубал үчүн тиешелүү маанилерин k_{as} коэффициентине көбөйтүү жолу менен аныкталат, ал төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$k_{as} = 1,45 - 0,05 \frac{e_{max}}{t}, \quad \text{бирок} \quad k_{as} \leq 0,95 + 35000 t^2 \frac{e_{min}}{s_{pF} b_d^2}, \quad (8.51)$$

мында b_d – жүктөлгөн текченин жайылган туурасы (8.12-сүрөттү караңыз);

e_{min} – дубалдын учтарын бириктирген түз сызыкка салыштырмалуу ийилүү чекиттеринин кичирээк эксцентриситети (8.12-сүрөттү караңыз);

s_{pF} – жүктөлгөн текчеге эң жакын жайгашкан дубалдын тегиз бөлүгүнүн жантаюу бийиктиги (8.12-сүрөттү караңыз).

8.9.8 M_p ийилген учурдун жана жергиликтүү жүктүн же Q_r таяныч реакциясынын биргелешкен аракетинде кесилиши төмөнкүдөй шарттарды канааттандырышы керек:

$$M_p / M_R \leq 1, \quad (8.52)$$

$$Q_r / Q_{w,p} \leq 1, \quad (8.53)$$

$$\frac{M_p}{M_R} + \frac{Q_r}{Q_{w,p}} \leq 1,25, \quad (8.54)$$

мында M_p – аралыктагы таянычта профилдин кесилишиндеги ийилгенучур;

$M_R - M_R = R_y \gamma_c \cdot W_{ef,x,min}$ формуласы боюнча аныкталган кесилиши үчүн чектелген ийилүү учур;

Q_r – профилдин бир дубалына таяныч реакциясы же жергиликтүү жүк;

$Q_{w,p}$ – жергиликтүү туурасынан кеткен таасир этүүдө дубалдын көтөрүү жөндөмдүүлүгү (8.9.3-караңыз).

8.9.9 (8.54) формуласында таянычтын четине туура келген M_p учурунун мааниси кабыл алынат.

8.10 Буралууда бекемдикке карата эсептөө

8.10.1 Эгерде жүктөмдөр туурасынан кесилишинин жылышуу борборуна салыштырмалуу эксцентриситет менен берилсе, анда буралуунун таасирин эске алуу зарыл.

8.10.2 Буралуу учурунун таасирин аныктоодо борбордук огунун жана ийилүү борборунун абалы толук туурасынан кесилишинде кабыл алынат.

8.10.3 N огунан жана M_x, M_y ийүүчү учурларынан келип чыккан нормалдуу чыңалуулар 7.3-пункт боюнча аныкталган тиешелүү натыйжалуу туура

кесилиштерди колдонуу менен аныкталууга тийиш. Туурасынан кеткен күчтөрдөн, эркин буралуудан келип чыккан кыркуу чыңалуулары, чектөөлүү буралуудан келип чыккан нормалдуу жана кыркуу чыңалуулары толук кесилишинин геометриялык мүнөздөмөлөрүн колдонуу менен аныкталат.

8.10.4 Бурмалоого дуушар болгон туурасынан кесилиштерде төмөнкү шарттар аткарылышы керек:

мында σ_t – тиешелүү каралып жаткан натыйжалуу туурасынан кесилиши үчүн эсептелген эсептик жалпы нормалдуу чыңалуу;

τ_t – толук туурасынан кеткен кесилиш үчүн эсептелген эсептик жалпы тийме чыңалуу.

Жалпы нормалдуу чыңалуу σ_t жана жалпы тийме чыңалуу τ_t төмөнкү формулалар боюнча эсептелет:

$$\sigma_t = \sigma_N + \sigma_{Mx} + \sigma_{My} + \sigma_w, \quad (8.58)$$

$$\tau_t = \tau_{Qx} + \tau_{Qy} + \tau_{tor} + \tau_w, \quad (8.59)$$

мында σ_N – N огуна нормалдуу чыңалуу (натыйжалуу туурасынан кесилиши үчүн аныкталат);

σ_{Mx} – M_x ийилген учурдан нормалдуу чыңалуу (натыйжалуу туурасынан кесилиши үчүн аныкталат);

σ_{My} – M_y ийилген учурдан нормалдуу чыңалуу (натыйжалуу туурасынан кесилиши үчүн аныкталат);

σ_w – депланациядан келип чыккан нормалдуу чыңалуулар (толук туурасынан кесилиши үчүн аныкталат);

τ_{Qx} – Q_x күчүнөн пайда болгон жылышуу чыңалуусу (толук туурасынан кесилиши үчүн аныкталат);

τ_{Qy} – Q_y кесилиш күчүнөн кыймылдаткыч чыңалуу (толук кесилиш үчүн аныкталат);

τ_{tor} – эркин буралмадан келип чыккан тийүү чыңалуусу (толук туура кесилиш үчүн аныкталат);

τ_w – депланациядан келип чыккан тийүү чыңалуусу (толук туурасынан кесилиши үчүн аныкталат).

9 Гофрленген листтер менен бекитилген кассеталык профилдери

9.1 Жалпы жоболор

9.1.1 Кассеталык профиль – бул 9.1-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, капталдары ийилген, жаткан швеллер түрүндөгү чоң профиль. Капталдарынын кууш ийилген жерлери аларга бекитилген болоттон жасалган гофрленген барак менен тегиздиктен бекемделиши керек.

9.1.2 Кассета профилдеринин дубалдарынын жергиликтүү кесилишине жана жергиликтүү көлөмдүү жүктөмдү кабыл алууга көтөрүү жөндөмдүүлүгү 8.7 жана 8.9-пункттарга ылайык, бирок M_c маанисин эске алуу менен аныкталат.

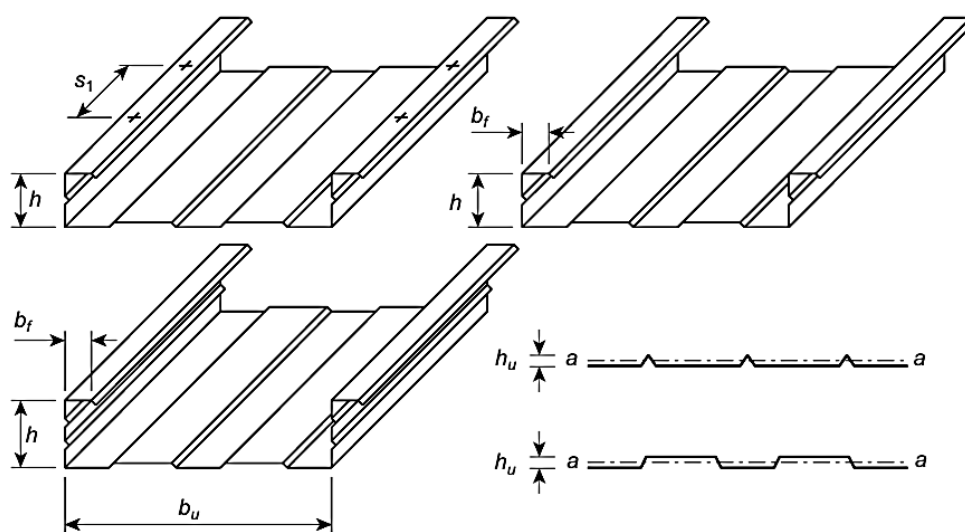
Кассеталык профиль үчүн M_c чектүү учур төмөнкү талаптарды эске алуу менен 9.1.3 жана 9.2.1 боюнча аныкталат:

- геометриялык өлчөмдөр 9.1-таблицада келтирилген диапазондорго дал келет;

- кең текчедеги гофралардын бийиктиги h_u $h/8$ ден ашпайт, бул жерде h - кассеталык профилдин жалпы бийиктиги.

Э с к е р т ү ү – Эгерде кайра эсептелген профилдин параметрлери жогоруда көрсөтүлгөн талаптардан айырмаланса, анда анын көтөрүү жөндөмдүүлүгү эксперимент аркылуу аныкталат.

9.1.3 Кассеталык профилдин тышкы эксплуатациялык жүктөмдөн кабыл алган чектик учурун сыноо аркылуу аныктоого жол берилет. Мында сыноо жабдуулары кассеталык профилдин кесилишинин элементинде жана айрыкча дубалдарында жергиликтүү жүктөмдөрдү жаратпашы керек.



9.1-сүрөт – Кассеталык профилдердин типтүү геометриясы

9.1- т а б л и ц а – Кассета профилинин чектик параметрлери

Параметр аталышы	Параметрдин чектик маанилери
Барактын калыңдыгы	$0,75 \text{ мм} \leq t_{nom} \leq 1,5 \text{ мм}$
Дубалдын ийилгендигинин туурасы	$30 \text{ мм} \leq b_f \leq 60 \text{ мм}$
Дубалдын бийиктиги	$60 \text{ мм} \leq h \leq 200 \text{ мм}$
Текченин туурасы	$300 \text{ мм} \leq b_u \leq 600 \text{ мм}$
Кеңдиктин бирдигине инерциялык учур	$I_a / b_u \leq 10 \text{ мм}^4 / \text{мм}$
Тар текчелерди бекемдеген метиздердин ортосундагы кадам	$s_1 \leq 1000 \text{ мм}$

9.2 Ийилген учурдун таасириндеги көтөрүүчү жөндөмдүүлүк

9.2.1 Кесилишинин кысылган кенен текчеси

9.2.1.1 Кең текче кысылган учурда кассеталык профиль кабыл алган чектүү учурду 9.2-сүрөттөгү баскычтуу жол-жобону колдонуу менен кысылган профиль элементтери тарабынан жергиликтүү туруктуулукту жоготуу мүмкүнчүлүгүн эске алуу менен аныкташат:

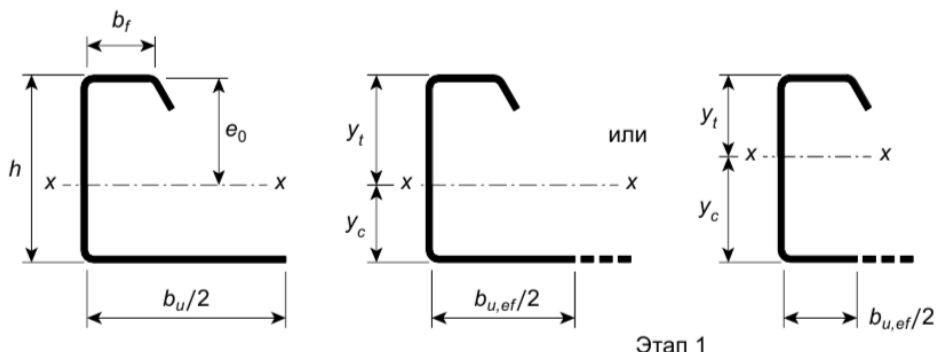
- 1-этап. Кысылган туура кесилишинин бардык бөлүктөрүнүн натыйжалуу аянтын аныкташат, ал үчүн натыйжалуу туурасы кысылган текчелерди колдонуу менен алынган чыңалуулардын катышын $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, бирок дубалдын капталдарынын толук аянтын эске алышат.

Дубалдарда майда гофрировканын болушу эске алынбайт жана дубал жылмакай деп кабыл алынат;

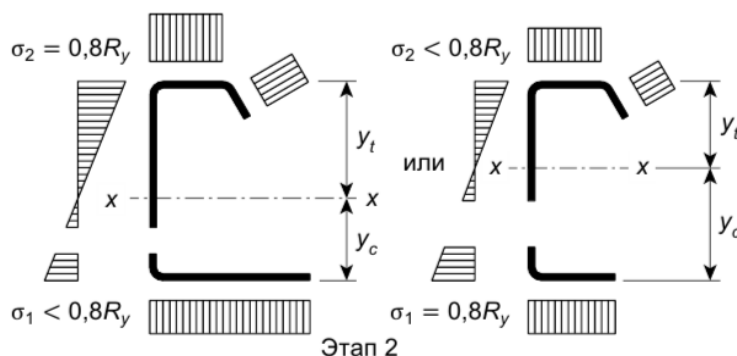
- 2-этап. Натыйжалуу туурасынан кесилишинин оордук борборун табышат жана M_c чектик учурунтөмөнкү формуланы колдонуу менен аныкташат:

$$M_c = 0,8W_{ef,min}R_y, \quad (9.1)$$

мында $W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_c}$, бирок $W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_t}$. (9.2)



9.2-сүрөт, 1-барак – Кысылган кең текчеде чектик учурда аныктоо



9.2-сүрөт, 2 барак

9.2.2 Кеңейтилген кең текче кесилиши

9.2.2.1 9.3-сүрөттө көрсөтүлгөн баскычтуу жол-жобону колдонуу менен кеңейтилген кең текчеси бар кассеталык профилдин чектөө мөөнөтү аныкталат.

Кассеталык профилдин туурасынан кеткен кесилишинин параметрлерин аныктоодо, ийилген учурда чоюлган кенен текче профилдин кесилишинин нейтралдуу огуна карай төмөнкүдөй ийилип кетерин эске алышат:

- 1-этап. Толук туурасынан кесилишинин оордук борборун аныктоо;
- 2-этап. Кең созулган кең текченин натыйжалуу туурасын $b_{u,ef}$ анын ийилип кетиши мүмкүн экенин эске алуу менен төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$b_{u,ef} = \frac{53,3 \cdot 10^{10} e_0^2 t^3 t_{eq}}{h L b_u^3}, \quad (9.3)$$

мында b_u – кең текченин толук туурасы (9.1-сүрөттү караңыз);

e_0 – толук туура кесилишинин борбордук огунан тар текчелердин борбордук огуна чейинки аралык (9.3-сүрөттү караңыз);

h – кассета профилинин жалпы бийиктиги;

L – кассеталык профилдин узундугу;

t_{eq} – формула боюнча аныкталуучу кенен текченин эквиваленттүү калыңдыгы

$$t_{eq} = (12 I_a / b_u)^{1/3}, \quad (9.4)$$

мында I_a – формула боюнча аныкталуучу кенен текченин эквиваленттүү калыңдыгы

- 3-этап. Кысылган бардык бөлүктөрдүн натыйжалуу аянтын аныкташат, муну текченин натыйжалуу туурасын колдонуу менен алынган, бирок дубалдардын толук аянтында эсептелген чыңалуулардын катышына $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ негизденип жасашат;

- 4-этап. Натыйжалуу туурасынан кесилишинин оордук борборун табышат жана төмөнкү формулаларды колдонуп, ийилүүнүн тегиз формасынын туруктуулугун жоготуу шартынан M_b көтөрүү жөндөмдүүлүгүн аныкташат:

$$M_b = 0,8 \beta_b W_{ef} R_y, \quad \text{бирок } l_b \leq 0,8 W_{ef,t} R_y, \quad (9.5)$$

$$\text{мында } W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_c} \quad W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_t} \quad (9.6)$$

β_b – кабыл алынуучу оңдоо коэффициенти:

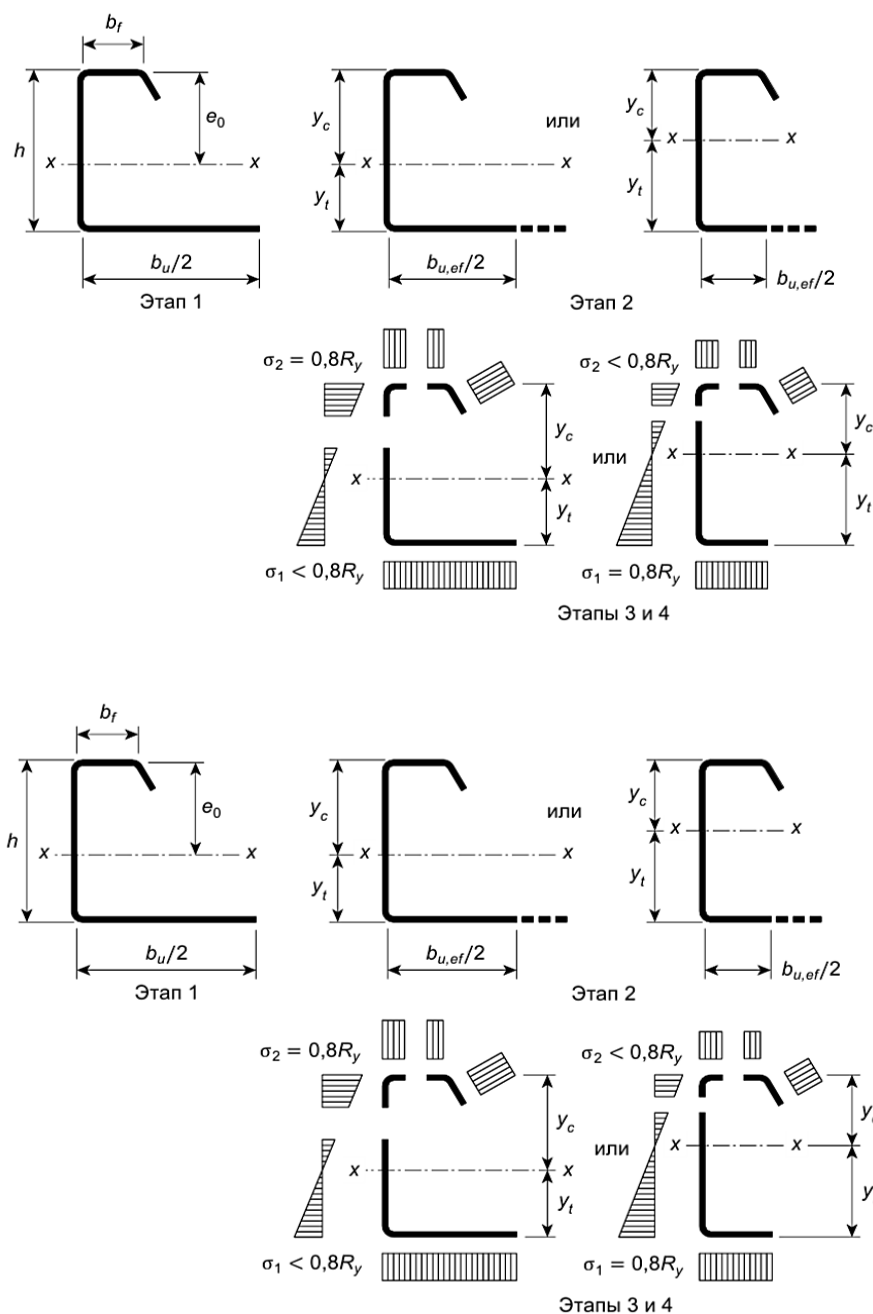
$\beta_b = 1,0$ – мында $s_1 \leq 300$ мм;

$\beta_b = 1,5 - \frac{s_1}{2000}$ – мында $300 \text{ мм} \leq s_1 \leq 1000 \text{ мм}$;

s_1 – Гофрленген баракты профилдин кууш текчелерине бекитүүчү жана кууш текчелерди тегиздиктен ажыратуучу метиздердин ортосундагы аралык (кадам) (9.1-сүрөттү караңыз).

9.2.2.2 Кең текченин ийилишин аныктоодо анын ийилиши эске алынбайт.

9.2.2.3 Кең текчелүү, катуулатуучу элементтери жок кассеталык профиль тарабынан кабыл алынган учуру практикалык эсептөөлөрдү жөнөкөйлөтүү үчүн, чоюлган кең тилкенин натыйжалуу кесилишинин аянтын эки кысылган кууш тилкенин кесилишинин аянтына барабар деп болжолдоого жол берилет.



9.3-сүрөт – Чоюлган кең текчедеги чектик учурда аныктоо

9.2.3 Ийилүүлөрдү аныктоо үчүн инерция учуру

Ийилүүлөрдү аныктоо үчүн натыйжалуу туурасынан кесилиши 9.2.1 жана 9.2.2 боюнча эсептелет, бирок $R_y R_y / 1,50$ менен алмаштырылат.

10 Конструкциялардын деформация боюнча чектик абалы

10.1 КЧЖЭ 2.01.07де келтирилген конструкциялардын деформация боюнча чектик абалын эсептөө эрежелери жука дубалдуу муздак ийилген профилдерден жасалган болот конструкцияларына да тиешелүү.

10.2 Муздак деформацияланган профилдерди экинчи чектик абалы боюнча эсептөөдө, 7.3 жана 7.4-пункттарда (I_{ef}) алынган кысылган бөлүктөрдүн редукциясын эске алуу менен натыйжалуу туура кесилишинин геометриялык мүнөздөмөлөрүн колдонуу керек. Ийилүүлөр болоттун серпилгич иштешинин божомолунда аныкталат.

10.3 10.2-альтернатива катары ийилүүлөрдү аныктоодо I_{ef} тин ордуна төмөнкү формула боюнча толук жана натыйжалуу кесилиштерди интерполяциялоо аркылуу эсептелген I_f инерция учурун алууга жол берилет

$$I_f = I_g - \frac{\sigma_g}{\sigma} (I_g - I_{ef}), \quad (10.1)$$

мында I_g – толук туурасынан кесилишинин инерция учуру;

σ_g – экинчи чектик абалдар тобу боюнча эсептөөдө толук туурасынан кесилишине негизделген ийилүүдөн келип чыккан максималдуу кысуу чыңалуусу (абсолюттук мааниси боюнча);

σ – каралып жаткан эсептик узундуктун чегиндеги натыйжалуу туура кесилиштеги максималдуу чыңалуу (абсолюттук мааниси боюнча эң чоң);

$I_{ef} - \sigma \geq \sigma_g$ максималдуу чыңалууда эсептелген жергиликтүү туруктуулукту жоготууну эске алуу менен натыйжалуу туурасынан кесилишинин инерция учуру.

10.4 Натыйжалуу кесилиштин инерция учуру I_{ef} (же I_f) узундугу боюнча өзгөрүлмө катары кабыл алынат. Ченемдик жүктөн улам узундуктагы максималдуу абсолюттук учурунан алынган инерция учурунан туруктуу маанисин кабыл алууга жол берилет.

11 Байланыштарды эсептөө

11.1 Метиздердеги бирикмелердин элементтеринин көтөрүү жөндөмдүүлүгүн эсептөө

11.1.1 Жука кабыргалуу ичке профилдерден жасалган конструкциялардын бирикмелеринде төмөнкү бирикме түрлөрү колдонулат:

- Винттин башынын жана гайканын астына шайба коюлган, кадимки тактыктагы болттордо;

- бураманын өзөгүндөгү жиптин диаметринен 0,5–0,8 мм кичине диаметри бар алдын ала тешилген тешиктерге орнотулган өзү кесүүчү бурамалар;
 - өзү кесүүчү, өзү бургулоочу, тешиктерди алдын ала бургулоосуз орнотулган винттер;

- «көрүнгүс» мыктар болоттон жасалган корпусу менен;

- калыңдыгы 3 мм кем эмес ЖБЖДК элементтерин бириктирүү үчүн октуу монтаж пистолети менен орнотулган дюбелдерде.

11.1.2 «Көрүңбөгөн» жабууларда, өзү кесүүчү бурамаларда жана дюбелдердеги бириктирүүлөрдүн көтөрүү жөндөмдүүлүгүн МамСТ 10621, МамСТ 10618 жана МамСТ 11650 стандарттарында келтирилген маалыматтарды эске алуу менен, же стандарттарда маалыматтар жок болгон учурда, сыноолордун натыйжалары боюнча аныктоо керек. Бул учурда бир метиздин көтөрүмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат:

мында $F_{\theta n}$ – бириктирүүнүн иштөө шарттарынын бири боюнча метиздин нормативдик көтөрүмдүүлүгү, сыноолордун натыйжасында алынган же стандартта келтирилген;

γ_{m2} – 11.1.15 боюнча кабыл алынган бириктирүүнүн ишенимдүүлүк коэффициенти

11.1.3 Сүрүлүп иштеген кошулмалардагы «көрүңбөгөн» жабуулардын эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү шарттардан аныкталат:

- бириктирилүүчү элементтердин эзилүү шартынан улам бир жабуунун эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формулалар боюнча аныкталат

$$F_b = \frac{\alpha R_{un} dt}{\gamma_{m2}}, \text{ бирок} \quad (11.2)$$

$$F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{(1,2 \gamma_{m2})}, \quad (11.3)$$

мында α – 11.1-таблицасы боюнча кабыл алынат;

R_{un} – 6.2-таблицасы боюнча кабыл алынган бириктирилген элементтердин болоттон жасалган убактылуу каршылыгы;

d – жабуу диаметри;

t – бириктирилүүчү элементтердин эң жукасынын калыңдыгы;

e_1 – элементтин четинен тешиктин борборуна чейинки аралык (11.1-сүрөттү караңыз);

11.1- т а б л и ц а – α коэффициентинин маанилери

Бекитүүчү аталышы	элементтин	α коэффициентин аныктоо формулалары
«Көрүнбөгөн» жабуулар	$t = t_1$ болгондо	$\alpha = 3,6 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$
	$t_1 \geq 2,5t$ болгондо	$\alpha = 2,1;$
	$t < t_1 \leq 2,5t$ болгондо	α –сызыктуу интерполяция боюнча
Өзү кесүүчү бурамалар	$t = t_1$ болгондо	$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$
	$t_1 \geq 2,5t$ жана $t < 1,0$ мм болгондо	$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$
	$t_1 \geq 2,5t$ жана $t \geq 1,0$ мм болгондо	$\alpha = 2,1;$
	$t < t_1 \leq 2,5t$ болгондо	α –сызыктуу интерполяция боюнча
Дюбелдер		$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1$
Э с к е р т ү ү – Ушул таблицада төмөнкү белгилер колдонулган: t – бириктирилүүчү элементтердин эң жукасынын калыңдыгы; t_1 – бириктирилүүчү элементтердин эң жоонунун калыңдыгы.		

- бекитилүүчү элементтердин бекемдик шартынан улам, бекиткичтер үчүн тешиктердин алсырашын эске алуу менен, бекиткичтүү бириктирүүнүн эсептик көтөрүмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$F_n = \frac{A_{net} R_{yn}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.4)$$

мында A_{net} – эң ичке бириктирилген элементтин таза кесилишинин аянты;

- бекиткичтин түзүмүнүн кесилишинин шартынан бир бекиткичтин эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$F_v = \frac{F_{vn}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.5)$$

мында F_{vn} – бекиткичин кесүүгө ченемдик көтөрүү жөндөмдүүлүгү.

11.1.4 Чоюлууга иштеген бирикмелердеги «көрүнгүс» бекиткичтин эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгүн төмөнкүдөй аныктоо керек:

- бекиткичтин денесинин үзүлүшүн эске алуу менен F_t – (11.1) формуласы боюнча бекиткичтин созулууга болгон ченемдик көтөрүү жөндөмдүүлүгүн эске алуу менен;

- жука бириктирилген F_p элементинин мүмкүн болгон үзүлүшүн эске алуу менен – 11.1.2 ылайык сыноолордун жыйынтыгы боюнча.

11.1.5 жылма тайып кетүүгө иштеген бириктирмелердеги өзү кескич жана өзү бургулоочу бурамалардын эсептик көтөрүмдүүлүгү төмөнкү шарттардан аныкталат:

- бириктирилүүчү элементтердин эзилүү шартынан улам бир болттун эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү F_b (11.2) формуласы боюнча аныкталат, мында d – бураманын номиналдык диаметри;

- өзү кесүүчү бурамалардын астындагы тешиктердин алсырашын эске алуу менен бириктирилген элементтердин үзүлүүгө туруктуулугунун шартынан бириктирүүнүн эсептик көтөрүүчү жөндөмү F_n (11.4) формуласы боюнча аныкталат;

- бураманын түзүмүндөгү кесилишинин шартынан бир бураманын эсептик көтөрүмдүүлүгү F_v (11.5) формуласы боюнча аныкталат, мында F_{vn} – МамСТ 10621, МамСТ 10618 жана МамСТ 11650 стандарттарында келтирилген өзү кесүүчү винттин кесүүгө ченемдик көтөрүү жөндөмдүүлүгү.

11.1.6 Чоюлууга иштеген бирикмелердеги өзү кесүүчү жана өзү бургулоочу бурамалардын эсептик көтөрүмдүүлүгүн төмөнкү шарттардан аныкташат:

- пресс-шайба аркылуу үзүлүүгө туруктуулугунун шартынан улам бириктирилүүчү элементтин статикалык жүктөмдөрдүн таасири астында бир бураманын эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$F_p = \frac{d_w t R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.6)$$

- пресс-шайба аркылуу үзүлүүдөн бириктирилүүчү элементтин бекемдик шартынан, шамал жүктөмдөрүнүн статикалык жүктөмдөр менен айкалышында жана аларсыз бир винттин эсептик көтөрүмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$F_p = \frac{0,5 d_w t R_{un}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.7)$$

мында d_w – пресс-шайбанын же бураманын башынын диаметри;

t – пресс-шайба аркылуу жулунуп кетүүгө дуушар болгон элементтин калыңдыгы;

- бураманын негизги элементтен (негизги металлдан) жулунуп кетүү шартынан улам, бир бураманын эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формулалар боюнча аныкталат:

$$F_0 = \frac{0,45dt_{sup}R_{un,sup}}{\gamma_{m2}}, \quad \text{эгерде } t_{sup}/S < 1 \quad (11.8)$$

же

$$F_0 = \frac{0,65dt_{sup}R_{un,sup}}{\gamma_{m2}}, \quad \text{эгерде } t_{sup}/S < 1 \quad (11.9)$$

мында t_{sup} – бурама бекитилген базалык элементтин (негизги металлдын) калыңдыгы;

d – бураманын номиналдык диаметри;

$R_{un,sup}$ – метиз болоттон жасалган убактылуу каршылык;

S – бураманын сай кадамы;

- бир өзү кесүүчү бураманын эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгүн бураманын корпусунун үзүлүш шартынан F_t МамСТ 10621, МамСТ 10618 жана МамСТ 11650 стандарттарында келтирилген бураманын үзүүчү жүктөмүнүнченемдик маанисин эске алуу менен (11.1) формуласы боюнча аныкталат.

11.1.7 Ок атуучу чың мыктардагы бирикмелерде чың мыктагы болоттун убактылуу каршылыгы Роквелл боюнча катуулугу 55тен кем болбогон учурда 2000 МПадан кем болбошу керек.

11.1.8 Сүрүлүп кетүүгө иштеген бириктирмелердеги атылуучу чың мыктардын эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү шарттардан аныкталат:

- бириктирилген элементтерди жылдыруу шартынан бир дюбелдин эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$F_b = \frac{3,2R_{un}dt}{\gamma_{m2}}, \quad (11.10)$$

мында d – чың мыктын номиналдык диаметри;

t – бириктирилүүчү элементтердин эң жукасынын калыңдыгы;

- чың мыктар үчүн тешиктер менен алсыратууну эске алуу менен бириктирилген элементтердин бекемдик шартынан үзүлүүгө эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү F_n (11.4) формуласы боюнча аныкталат;

- чың мыктардын түзүмүнүн кесилишинин шартынан улам, бир дюбелдин эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү F_v (11.5) формуласы боюнча аныкталат, мында F_{vn} – кесүүгө чың мыктардын көтөрүү жөндөмдүүлүгү, ал сыноолордун натыйжалары боюнча аныкталат (11.1.2-караңыз).

11.1.9 Чоюлууга иштеген бирикмелердеги атуучу чың мыктын эсептик көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү шарттардан аныкталат:

- чың мыктын башы аркылуу үзүлүүдөн бириктирилген элементтин бекемдик шартынан бир дюбелдин көтөрүү жөндөмдүүлүгү F_p төмөнкүдөй аныкталат:

а) статикалык жүктөмдөрдүн таасири астында – (11.6) формуласы боюнча;

б) шамал күчүнүн таасири астында статикалык күчтөр менен айкалышта жана аларсыз – (11.7) формуласы боюнча, мында d_w – чың мыктын башынын диаметри;

- бир чың мыктын базалык элементтен бөлүнүп чыгышынын шарттарынан F_0 эсептөө көтөрүүчү кубаттуулугун, ошондой эле дюбель түзүмүнүн F_t бөлүнүп кетишин сыноолордун натыйжалары боюнча аныкташат (11.1.2-караңыз).

11.1.10 Байланышка таасир этүүчү N күчү байланыштын оордук борбору аркылуу өткөндө, керектүү чың мыктын санын төмөнкү формулалар боюнча аныкташат:

- эгерде N күчү байланышты жылдырууга алып келсе:

$$n_c \geq \frac{N}{F_{min}}, \quad (11.11)$$

мында F_{min} – 11.1.8 ылайык эсептелген F_{-b} же F_{-v} маанилеринин эң кичинеси;

- эгерде, N күчү байланыштын созулушун шарттаса:

$$n_c \geq \frac{N}{F_{min}} \alpha_1, \quad (11.12)$$

мында F_{min} – 11.1.9 ылайык эсептелген F_p , F_0 же F_t маанилеринин эң кичинеси;

$\alpha_1 = 1,1$ – жүктүн көп жолку таасирин эске алган коэффициент.

11.1.11 Бир бурамалуу кошулманын жүк көтөрүмдүүлүгүн формулалар боюнча чыңалуу абалынын түрүнө жараша аныктоо керек:

- кескенде:
$$F_v = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; \quad (11.13)$$

- кысууда:
$$F_b = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c; \quad (11.14)$$

- чоюлууда:
$$F_t = R_{bt} A_{bn} \gamma_c. \quad (11.15)$$

мында R_{bs} , R_{bt} – КР КЭ 53-01 ылайык бир болттуу бирикмелердин кесүүгө жана чоюлууга эсептик каршылыктары;

R_{bp} – 11.2-таблицасы боюнча (цинктелген болоттон жасалган элементтердин кысылышында) же КР КЭ 53-01 боюнча (цинктелбеген фасондук бөлүктөрдүн жана башка элементтердин кысылышында) кабыл алынган бир болттуу бириктирүүнүн кысылууда эсептик каршылыгы;

A_b , A_{bn} – болттун өзөгүнүн брутто кесилишинин аянты жана нетто сайлуу бөлүгүнүн аянты тиешелүүлүгүнө жараша;

n_s – бир болттун эсептик кесүүлөрүнүн саны;

d_b – болттун өзөктүү сырткы диаметри;

$\sum t$ – бириктирилүүчү элементтердин бир багытта жылдырылган эң кичине жалпы калыңдыгы;

γ_b – КР КЭ 53-01 боюнча аныкталуучу бириктирүүнүн иштөө шартынын коэффициенти;

γ_c – иштөө шарттарынын коэффициенти (5.1-таблицаны караңыз).

11.2 - т а б л и ц а – Болттор менен бириктирилген элементтердин кысылууга эсептик каршылыктары

R_{un} , Н/мм ² бириктирилүүчү болот элементтеринин убактылуу каршылыгы	R_{bp} , Н/мм ² тактык классындагы болттор менен бириктирилген элементтердин кысылуусунун эсептик каршылыктары	
	А	В
300	465	390
330	510	430
360	560	475
390	610	515
420	640	540
450	690	580
480	730	615
510	775	655
Э с к е р т ү ү – Бул таблицада көрсөтүлгөн эсептик каршылыктардын маанилери КР КЧ 53-01 формулалары боюнча 5 Н/мм ² чейин тегеректөө менен эсептелген.		

11.1.12 Болттук бирикмеге бирикменин оордук борбору аркылуу өтүүчү N күчү таасир эткенде, бул күчтүн болттор арасындагы бөлүштүрүлүшү бирдей деп кабыл алынышы керек. Бул учурда бирикмедеги болттордун санын төмөнкү формула боюнча аныктоо керек:

$$n_f = \frac{N}{F_{min}}, \quad (11.16)$$

мында F_{min} - 11.1.11ге ылайык эсептелген F_v , F_b же F_t маанилеринин эң кичинеси.

11.1.13 Болттук бирикмеге бириктирилген элементтердин жылышына алып келген учур таасир эткенде, болтторго күчтөрдүн бөлүштүрүлүшү бирикменин оордук борборунан каралып жаткан болтко чейинки аралыктарга пропорционалдуу деп кабыл алынышы керек.

Эң көп жүктөлгөн болттогу $N_{b,max}$ күчү 11.1.11 боюнча эсептелген F_v жана F_b маанилеринин эң кичинесинен ашпоого тийиш.

11.1.14 Метизге N_c жылышуусу жана N_p чоюлуусу бир убакта таасир эткенде, эгерде N_c жана N_p эсептөө жолу менен аныкталса, эң чыңалуулуу метизди төмөнкү формула боюнча текшерүү керек:

$$\sqrt{\left(\frac{N_p}{F_t}\right)^2 + \left(\frac{N_c}{F_v}\right)^2} \leq 1. \quad (11.17)$$

Мында кошумча түрдө бириктирилүүчү элементтердин эң жукасынын метиздин башынын астынан бир эле убакта эзилиши жана жулунуп кетиши боюнча метиздин жөндөмдүүлүгүн төмөнкү формула боюнча текшерилүүгө тийиш.

$$\sqrt{\left(\frac{N_p}{F_p}\right)^2 + \left(\frac{N_c}{F_b}\right)^2} \leq 1. \quad (11.18)$$

11.1.15 Бурама, ширетме жана дюбель бириктирүүлөрү үчүн алардын ишинин мүнөзүнө жараша γ_{m2} коэффициентинин маанилери 11.3-таблицада көрсөтүлгөн.

11.3- т а б л и ц а – Өзү кесүүчү бурамалар, «көрүнгүс» жабуулар жана дюбелдер менен бириктирүүлөрдүн иштөө шарттарынын коэффициенттери

Байланыштын иштөө мүнөзү		γ_{m2}		
		Өзү бурап кирүүчү бурамалар	«Көрүнгүс» жабуулар	Чың мык
Кесүүгө карата иштеген метиза буюмдар менен бириктирүү				
Туташтыруучу элементтерди айкалыштыруу	$0,5 \leq t \leq 0,7$ мм	1,6	1,5	1,25
	$0,7 < t \leq 2,0$ мм	1,45		
Таза кесилиш боюнча бириктирүүчү элементтин үзүлүшү		1,1	1,1	
Узундугун узартуу үчүн иштеген метиздер менен бириктирүүлөр				
Элементти пресс-шайба аркылуу ажыратуу		1,2	1,25	1,25
Элементтен метиздин ажыратылышы		1,1	—	
Э с к е р т ү ү – Бириктирүү иштерин башка бардык учурларында, ошондой эле эгерде метиздин ченемдик көтөрүмдүүлүгү сыноолордун натыйжасында аныкталса (11.1.2-караңыз) $\gamma_{m2} = 1,25$ мааниси колдонулат.				

11.1.16 Өз алдына кесүүчү жана өзүнчө бургулоочу бурамаларда, «көрүнгүс» жабууларда жана чың мыкта бириктирүүнү колдонгондо, 11.4-таблицада келтирилген шарттар сакталууга тийиш.

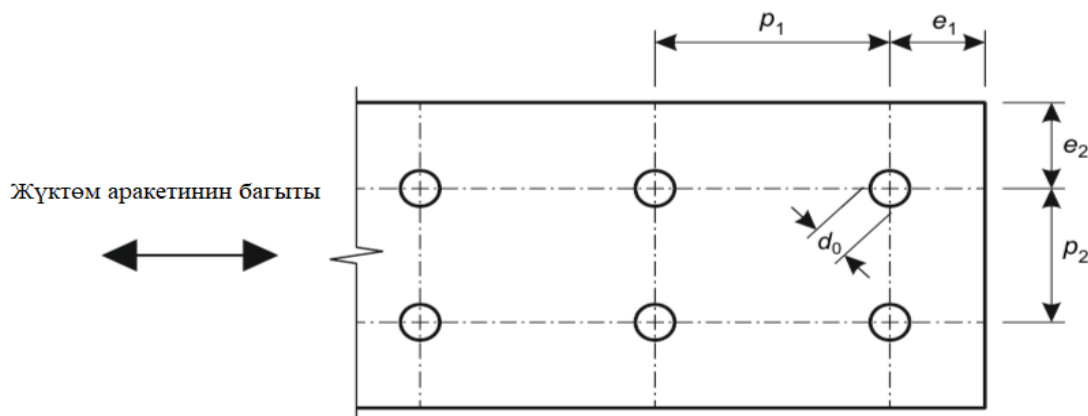
11.1.17 Метиздердин болжолдуу иштөө мөөнөтү каркастын көтөрүүчү конструкцияларынын иштөө мөөнөтүнөн кем болбошу керек. Иштөө мөөнөтүн тастыктоо тажрыйбалык маалыматтардын же учурдагы стандарттарга ылайык натурдук сыноолордун негизинде жүргүзүлөт.

11.4-Т а б л и ц а

Метиздердеги бириктирүү түрү	Байланыштын иштөө мүнөзү	Метиздерди бириктирүүдө колдонуу шарттары	Байланышты колдонуу диапозону
Өзү кесүүчү жана өзү бургулоочу винттердеги бирикмелер	Жылдыруу	$F_v \geq 1,2F_b$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
	Чоюлуу	$F_t \geq 1,2F_p$; $F_t \geq 1,2F_0$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $0,5 \leq t \leq 1,5$ мм; $t_1 \geq 0,9$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
«Көрүнбөс» жапкычтардагы бирикмелер	Жылдыруу	$F_v \geq 1,2F_b$	$2,6 \leq d \leq 6,4$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
	Чоюлуу	$F_t \geq 1,2F_p$	
Чың мык бирикмелери	Жылдыруу	$F_v \geq 1,5F_b$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $d = 3,7$ мм үчүн $t_{sup} \geq 4,0$ мм; $d = 4,5$ мм үчүн $t_{sup} \geq 6,0$ мм; $d = 5,2$ мм үчүн $t_{sup} \geq 8,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
Чың мык бирикмелери	Чоюлуу	$F_t \geq 1,2F_p$; $F_t \geq 1,2F_0$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $d = 3,7$ мм үчүн $t_{sup} \geq 4,0$ мм; $d = 4,5$ мм үчүн $t_{sup} \geq 6,0$ мм; $d = 5,2$ мм үчүн $t_{sup} \geq 8,0$ мм; $0,5 \leq t \leq 1,5$ мм; $t_1 \geq 6,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
Э с к е р т ү ү л ө р 1 Ушул таблицада төмөнкү белгилер колдонулду: t – бириктирилүүчү элементтердин эң жукасынын калыңдыгы; t_1 – бириктирилүүчү элементтердин эң калыңынын калыңдыгы; d – метрикалык буюмдун номиналдык диаметри; t_{sup} – метрикалык буюм (винт же дюбель) бекитилген базалык элементтин калыңдыгы; R_{un} – бириктирилүүчү элементтердин болоттон жасалган убактылуу каршылыгы. 2 Метиздерди башка колдонуу чөйрөсүндө колдонууга жол берилет, эгерде алардын жөндөмдүүлүгү сыноолордун натыйжалары боюнча аныкталса. 3 Капталган бекиткичтин башы/бураманын башы бириктирилүүчү элементтердин ичкесинин үстүндө жайгашышы мүмкүн.			

11.2 Кошулмалардагы аппараттык жабдыктарга талаптар

11.2.1 Бекитүүчү элементтердин ортосундагы жана алардын огунан туташкан элементтердин четтерине чейинки жол берилген минималдуу аралыктар 11.1-сүрөттө көрсөтүлгөн жана 11.5-таблицадан алынган.



11.1-сүрөт – Кошулмадагы метиздердин жайгашкан жери

11.5 - т а б л и ц а – Метиздердин ортосундагы минималдуу жол берилген аралыктар, алардын огунан туташтырылуучу элементтердин четине чейин

Миллиметр менен

11.1-сүрөт боюнча өлчөмү	Метиз тиби			
	Кадоо $2,6 \leq d \leq 6,4$	Өзүн өзү кесүүчү буралма $3,0 \leq d \leq 8,0$	Чың мык $2,6 \leq d \leq 6,4$	Буралма ($\min M6$)
e_1	$1,5d_0^*$	$3,0d$	$4,5d$	$2,0d_0$ (болсо $t > 2,0$); $3,0d_0$ (болсо $t \leq 2,0$)
e_2	$1,5d_0$	$1,5d$	$4,5d$	$1,5d_0$
p_1	$3,0d_0$	$3,0d$	$4,5d$	$2,5d_0$
p_2	$3,0d_0$	$3,0d$	$4,5d$	$2,5d_0$
* d_0 – Кадоо же буралма астында тешиктин диаметри.				

11.2.2 Бурама тешиктердин диаметри өндүрүүчүнүн техникалык регламенттеринин талаптарына жооп бериши керек. Бул жоболор төмөнкү критерийлерге негизделиши керек:

- буроо учуру бириктирилип жаткан элементте жип салуу үчүн талап кылынган учурдан көбүрөөк болушу керек;

- айлануу учуру жиптин же метиздин башынын кесилишине алып келген учурдан аз болушу керек;

- айлануу учуру метиздин башын кесүү моментинин $2/3$ бөлүгүнөн аз болушу керек;

- кадоонун камтылган башы, ошондой эле өзүн-өзү таптоочу бурамалар менен чың мыктын баштары бириктириле турган листердин эң ичкесинин үстүндө жайгашышы керек;

- жогоруда келтирилген "сокур" кадоону эсептөө эрежелери тешиктин диаметри кадоонун диаметринен $0,1$ ммден ашпаган учурларда гана колдонулат.

11.3 Тиймелик чекиттик ширетүүдө жасалган ширетүүчү кошулмаларды долбоорлого талаптар

11.3.1 Чекиттик ширетүү же өтүүчү ширетүү аркылуу прокат же цинктелген болот үчүн, жука бөлүктүн калыңдыгы $3,0$ ммден ашпаган шартта, калыңдыгы $4,0$ ммге чейин колдонулушу керек.

11.3.2 Ширетилген чекиттердин эсептелген көтөрүмдүүлүгү төмөндөгү формулалар боюнча эсептелет.

F_{tb} майдалоо жана жарылуу үчүн көтөрүмдүүлүк формулалар аркылуу эсептелет

$$\text{эгерде } t \leq t_1 \leq 2,5t \quad F_{tb} = \frac{2.7\sqrt{t}d_s R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.19)$$

эгерде $t_1 > 2,5t$ то F_{tb} маанилердин эң кичинесине барабар деп кабыл алынат:

$$F_{tb} = \frac{2.7\sqrt{t}d_s R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.20)$$

$$F_{tb} = \frac{0,7d_s^2 R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.21)$$

$$F_{tb} = \frac{3,1td_s R_{un}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.22)$$

мында t – эң ичке бириктирилген элементтин же листтин калыңдыгы, мм;

t_1 – эң жоон бириктирилген элементтин же листтин калыңдыгы, мм;

d_s – электрдик кадоонун ички диаметри, барабар:

- эритүү менен ширетүүдө $d_s = 0,5t + 5$ мм;

- каршылык менен ширетүүдө $d_s = 5\sqrt{t}$;

γ_{m2} – бириктирүүнүн ишенимдүү коэффициенти (11.3.3 караңыз).

Жарылуу үчүн элементтин четинин көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$F_e = \frac{1,4te_1R_{un}}{\gamma_{m2}}. \quad (11.23)$$

Кошулманын F_n таза кесилиши боюнча көтөрүмдүүлүгү (11.4) формуласы боюнча эсептелет.

Кесүүгө жүк көтөрүмдүүлүгү F_v төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$F_v = \frac{\pi d_s^2 R_{un}}{4\gamma_{m2}}. \quad (11.24)$$

Э с к е р т ү ү – Бириктирүүдө төмөнкү шарттар аткарылышы керек:

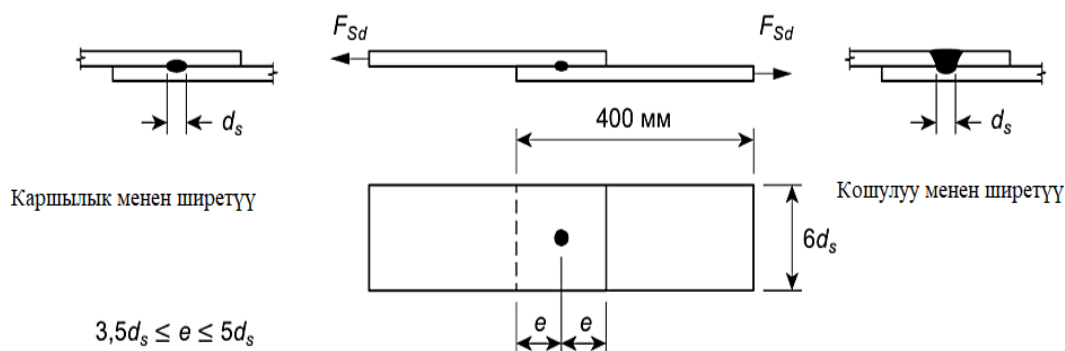
$$F_v \geq 1,25F_{tb}; \quad F_v \geq 1,25F_e; \quad \Sigma F_v \geq 1,25F_n.$$

Бирикмедеги ширетүүчү чекиттердин жайгашкан жери 11.1-сүрөттө келтирилген, мында

$$2d_s \leq e_1 \leq 6d_s; 3d_s \leq p_1 \leq 8d_s; e_2 \leq 4d_s; 3d_s \leq p_2 \leq 6d_s.$$

11.3.3 11.3.2-пунктуна ылайык ширетилген чекиттердин жүк көтөрүмдүүлүгүн аныктоодо кошулуунун ишенимдүүлүгүнүн коэффициенти $\gamma_{m2} = 1,25$ барабар деп кабыл алынат.

11.3.4 Чекиттик ширетүүнүн d_s өлчөмү 11.2-сүрөттө көрсөтүлгөндөй, бир бекиткичтери бар кабатталган үлгүлөрдү колдонуу менен кесүү сыноолору менен ырасталууга тийиш. Үлгүнүн туташкан элементтеринин калыңдыгы ар бир конкреттүү учурда ишке ашырылганга барабар болушу керек.



11.2-сүрөт – Чекиттик ширетүүнүн кесилишин сыноо үчүн үлгүлөр

11.4 Бурч тигиштери менен ширетилген бирикмелерди долбоорлоого талаптар

11.4.1 Бул бөлүмчөнүн талаптары калыңдыгы 4,0 мм ашпаган негизги материал менен жаалык ширетилген ширетме бирикмелерди долбоорлоодо колдонулушу керек. Негизги материал үчүн жоондугу жогору болгон ширетмелердин көтөрүмдүүлүгүн КР КЧ 53-01 боюнча аныктоо керек.

11.4.2 Ширетүүлөрдүн өлчөмдөрү бириктириле турган элементтин же листин калыңдыгы менен аныктала тургандай кылып тандалышы керек, бирок ширетилген эмес. Бул талап ширетүүнүн кесилиши тиркелүүчү элементтердин же листин эң кичине калыңдыгынан кем болбогондо аткарылат.

11.4.3 Бурчтуу ширетүүнүн болжолдуу F_w жүк көтөрүмдүүлүгү төмөнкүчө аныкталышы керек:

- капталдык тигиш үчүн:

$$\text{эгерде } L_{w,s} \leq b \quad F_w = \frac{t L_{w,s} \left(\frac{0,9 - 0,45 L_{w,s}}{b} \right) R_{un}}{\gamma_{m2}} ; \quad (11.25)$$

$$\text{эгерде } L_{w,s} > b \quad F_w = \frac{0,45 t b R_{un}}{\gamma_{m2}} ; \quad (11.26)$$

- маңдайдагы тигиш үчүн:

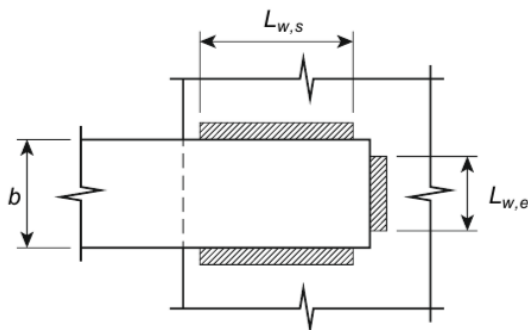
$$\text{эгерде } L_{w,e} \leq b \quad F_w = \frac{t L_{w,e} \left(\frac{1,0 - 0,30 L_{w,e}}{b} \right) R_{un}}{\gamma_{m2}} , \quad (11.27)$$

мында b – туташкан бөлүктүн же листин туурасы (11.3-сүрөт);

$L_{w,s}$ – капталдык тигиштин эсептик узундугу (11.3-сүрөт);

$L_{w,e}$ – маңдайдагы тигиштин эсептик узундугу (11.3-сүрөт);

γ_{m2} – бурчтук тигиштер менен туташуулар үчүн бирдей алынган байланыштын ишенимдүүлүк коэффициенти $\gamma_{m2} = 1,25$.



11.3-сүрөт – Бурчтуу тигиштер менен бириктирүү

11.4.4 Эгерде бир тигиште алдыңкы жана каптал бурчтук тигиштердин айкалышы колдонулса, ширетилген тигиштин жалпы көтөрүмдүүлүгү алдыңкы жана каптал тигиштердин көтөрүү жөндөмдөрүнүн суммасы катары аныкталышы керек. Мында оордук борборунун абалы жана күч-аракеттердин тиешелүү бөлүштүрүлүшү эске алынышы керек.

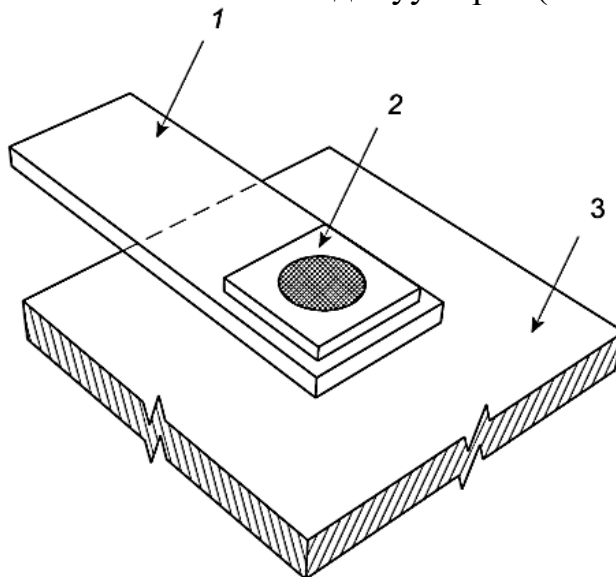
11.4.5 Эсептелүүчү кошулмаларда эффективдүү узундугу $8t$ азыраак (t – бириктирилүүчү элементтердин ичке калыңдыгы) бурчтуу тигиштерге жол берилбейт.

11.5 Жаалык чекиттик ширетүү менен аткарылган ширетилген бирикмелерди долбоорлоого талаптар

11.5.1 Жаалык чекиттик ширетүү кесүү муундарында гана колдонулушу керек жана $\sum t$ жалпы калыңдыгы 4 ммден ашкан элементтерди же листерди бириктирүү үчүн колдонулбашы керек.

11.5.2 Жаалык чекиттик ширетүүнүн d_s ички диаметри кеминде 10 мм болушу керек.

11.5.3 Эгерде бириктирилип жаткан элементтин же барактын калыңдыгы 0,7 ммден аз болсо, ширетилген шайбаны колдонуу керек (11.4-сүрөттү караңыз).



1 – бириктирүүчү элемент же лист; 2 – ширетүүчү шайба; 3 – жүк көтөрүүчү элемент
11.4-сүрөт – Ширетүүчү шайба менен жаалык чекиттик ширетме

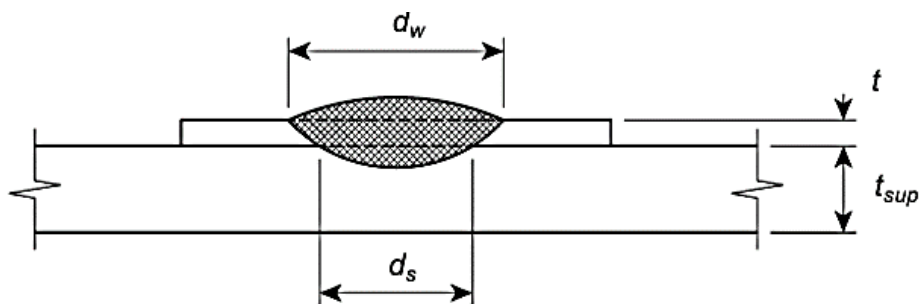
11.5.4 тегерек жаа менен ширетүүчү жердин борборунан жанаша ширетүүчү жердин эң жакын четине же кесүү күчү боюнча бириктирилип жаткан элементтин аягына чейинки e_{min} минималдуу аралыктар төмөнкү формулалар аркылуу эсептелет:

$$e_{min} = 1,8 \frac{F_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} < 1,15 ; \text{учурда} \quad (11.28)$$

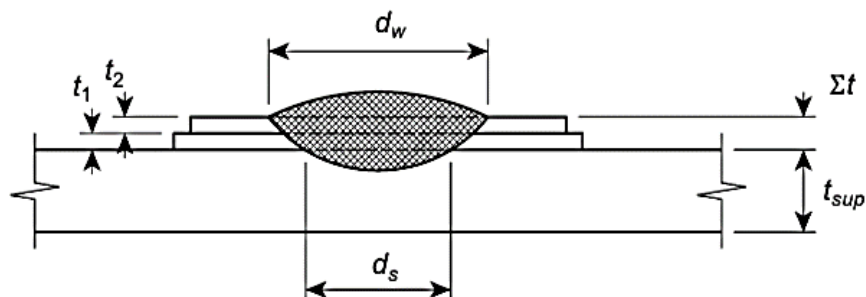
$$e_{min} = 2,1 \frac{F_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} \geq 1,15 ; \text{учурда} \quad (11.29)$$

мында γ_{m2} – жаалык чекиттик ширетүүдө аткарылган туташуулар үчүн бирдей алынган бириктирүүнүн ишенимдүүлүк коэффициенти, $\gamma_{m2} = 1,25$.

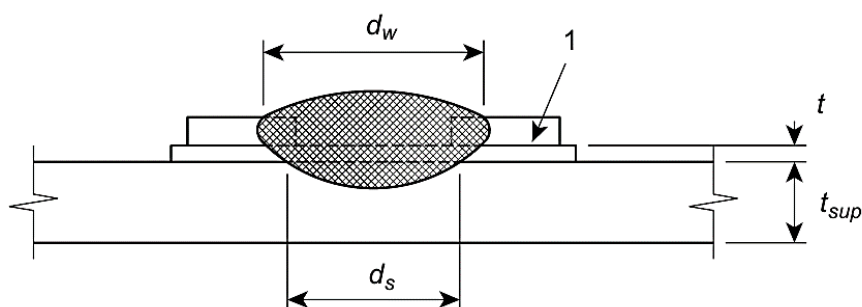
11.5.5 Тегерек ширетүүчү жердин борборунан четине чейинки минималдуу аралык бириктирилип жаткан элементтин күчүнүн каалаган багыты боюнча $1,5d_w$ кем эмес болушу керек, мында d_w – ширетүүчү жердин көрүнүүчү диаметри (11.5-сүрөттү караңыз)



а) Бир листи бириктирүү ($\Sigma t = t$)



б) Эки листи бириктирүү ($\Sigma t = t_1 + t_2$)



в) Ширетилген шайба менен бир листи бекитүү 1-ширетилген шайба

11.5-сүрөт – Жаалык чекиттик ширетүү

11.5.6 Сүйрү ширетилген чекит менен листин четинин ортосундагы минималдуу жарык аралык күчтүн каалаган багытында кеминде $1,0d_w$ болушу керек.

11.5.7 F_w тегерек ширетилген чекиттин кесилишине эсептелген көтөрүмдүүлүк формула боюнча аныкталат.

$$F_w = \frac{\pi}{4} d_s^2 R_{wf}, \quad (11.30)$$

мында R_{wf} – КР КЧ 53-01 ылайык алынган ширетилген чекиттин материалы боюнча эсептелген каршылык;

d_s – ширетилген чекиттин ички диаметри формула боюнча эсептелет

$$d_s = 0,7d_w - 1,5 \Sigma t, \quad \text{бирок } d_s \geq 0,55d_w, \quad (11.31)$$

мында d_w – жаа ширетилген чекиттин көрүнөө диаметри (11.5-сүрөттү караңыз).
 F_w төмөнкү шарттардан аныкталуучу маанилерден ашпоого тийиш:

$$\begin{array}{ll} \text{эгерде} & \frac{d_p}{\sum t} \leq 18 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \\ & \text{бирок} \quad F_w = \frac{1,5d_p \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}} \end{array} \quad (11.32)$$

$$\begin{array}{ll} \text{эгерде} & 18 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} < \frac{d_p}{\sum t} \\ & \text{бирок} \quad F_w = \frac{27 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \cdot (\sum t)^2 R_{un}}{\gamma_{m2}} \end{array} \quad (11.33)$$

$$\begin{array}{ll} \text{эгерде} & \frac{d_p}{\sum t} \geq 30 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \\ & \text{бирок} \quad F_w = \frac{0,9d_p \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}} \end{array} \quad (11.34)$$

мында d_p – ширетилген чекиттин эффективдүү тышкы диаметри төмөнкүдөй аныкталат:

- t калыңдыгы бир листи же элементти бириктирүү үчүн:

$$d_p = d_w - t; \quad (11.35)$$

- $\sum t$ жалпы калыңдыгы бир нече листерди же элементтерди бириктирүү үчүн:

$$d_p = d_w - 2 \sum t. \quad (11.36)$$

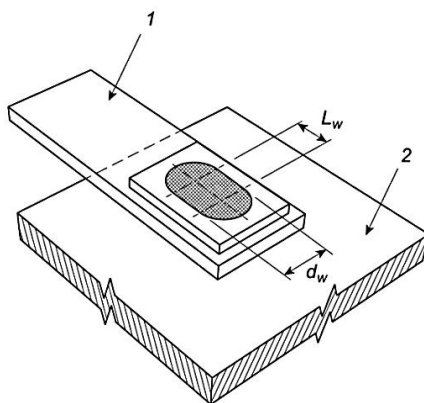
11.5.8 F_w сүйрү ширетүүчү тактын эсептелген жылма жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$F_w = \left[\frac{\pi}{4} d_s^2 + L_w d_s \right] R_{wf}, \quad (11.37)$$

бирок F_w формула боюнча эсептелүүчү маанилерден ашпоого тийиш

$$F_w = \frac{(0,5L_w + 1,67d_p) \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.38)$$

мында L_w – сүйрү ширетүүчү жердин узундугу (11.6-сүрөттү караңыз).



1 – бириктирүүчү элемент же лист; 2 – жүк көтөрүүчү элемент
11.6-сүрөт – Сүйрү ширетүү чекити

12 Эсептөөлөр үчүн программалык камсыздоого карата талаптар муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган жука дубалдуу болот конструкциялары

12.1 Текшерүү процессинде колдонулган компьютердик программалар МамСТ Р ИСО/МЭК14764 талаптарына жооп бериши керек.

12.2 Толук программалык камсыздоону тейлөө процессинде колдонулган компьютердик программалар МамСТ Р ИСО/МЭК 14764 талаптарына жооп бериши керек.

12.3 Курулуш эрежелеринин тиешелүү бөлүмдөрүнө ылайык текшерилген программалык комплекстерде эсептөөлөрдү жүргүзүү керек.

13 Коррозияга туруктуулукту камсыз кылуу боюнча талаптар

13.1 Бул бөлүмдүн талаптары муздак ийилген профилдерден жана толкундуу (гофрленген) листтерден жасалган ичке дубалдуу болот курулуш конструкцияларын коррозиядан коргоо долбооруна тиешелүү. Муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган ичке дубалдуу болот конструкцияларын коррозиядан коргоону долбоорло КР КЭ 22-104 талаптарына ылайык аткарылышы керек.

Бул бөлүмдө имараттардын жана курулмалардын курулуш конструкцияларын температурасы -45°C ден $+50^{\circ}\text{C}$ ге чейин болгон газ түрүндөгү агрессивдүү чөйрөнүн таасиринде коррозиядан коргоого карата техникалык талаптар аныкталган.

13.2 Ичке дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган конструкцияларды колдонуу менен имараттарды жана курулмаларды жаңы курууну жана реконструкциялоону долбоорлоо ушул сыяктуу курулуш объектилерин эксплуатациялоо тажрыйбасын эске алуу менен ишке ашырылууга тийиш. Мында эксплуатациялоо шарттарын эске алуу менен. Коррозияга каршы

коргоо жалпысынан заводдун шартында жасалышы керек. Коррозияга каршы каптоо жалпысынан калыңдыгы 200-300 мкм кем эмес жасалат. Орто, күчтүү агрессивдүүлүктөгү жана жогорку нымдуулуктагы имараттарды жана курулмаларды долбоорлоого жол берилбейт, конструкциялардын жана коргоочу жабуулардын коррозиялык абалына талдоо жүргүзүү каралышы керек.

13.3 Жаңы курулуш үчүн коррозиядан коргоону долбоорлоодо баштапкы маалыматтар болуп төмөнкүлөр саналат:

1) фазалык пленканын нымдуу конструкцияларынын бетинде болуу узактыгы МамСТ 9.039 боюнча;

2) газ агрессивдүү чөйрөсүнүн мүнөздөмөлөрү(газдар, аэрозолдор): агрессивдүү газдардын түрү жана концентрациясы, туз жана чаң аэрозолдорунун болушу, шамалдын басымдуу багытын эске алуу менен имаратта (курулмада) жана сыртта абанын температурасы жана нымдуулугу, ошондой эле курулуш конструкцияларын эксплуатациялоо мезгилинде чөйрөнүн мүнөздөмөлөрүнүн мүмкүн болуучу өзгөрүшүн эске алуу менен;

3) курулуш конструкцияларына механикалык, термикалык жана биологиялык таасирлер.

13.4 Ичке дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган болот конструкцияларды колдонуу менен аткарылган реконструкциялануучу имараттарды жана курулмаларды коррозиядан коргоону долбоорлоодо курулуш конструкцияларынын бузулуу себептерин талдоо менен алардын иш жүзүндөгү абалы жөнүндө маалыматтар баштапкы болуп саналат.

13.5 Имараттардын жана курулмалардын конструкциялары мезгил-мезгили менен текшерүү (түздөн-түз же аралыктан мониторинг), оңдоо же бузулган конструкцияларды алмаштыруу үчүн жеткиликтүү болууга тийиш. Бул талаптарды камсыз кылуу мүмкүн болбогон учурда, конструкциялар алгач эксплуатациянын бардыкмезгили боюнча коррозиядан корголуусу керек.

13.6 Эксплуатациялоо процессинде орто даражадагы агрессивдүү таасирлерге дуушар болгон жоопкерчиликтин жогорку жана нормалдуу деңгээлдериндеги имараттардын жана курулмалардын болот конструкцияларын долбоорлоого жол берилбейт.

13.7 В газдар тобундагы күкүрттүү ангидридди же күкүрттүү суутекти камтыган начар коррозиялуу чөйрөдө жайгашкан имараттар менен курулмалардын 09Г2 жана 14Г2 болот конструкцияларын долбоорлоого жол берилбейт.

13.8 Агрессивдүү чөйрөлөрдө эксплуатациялоо үчүн окшош эмес металлдардан конструкцияларды долбоорлоодо окшош эмес металлдар контакт болгон жерлерде контакт коррозиясын болтурбоо боюнча чаралар каралышы зарыл.

13.9 Долбоордун курамында долбоордук чечимдер жана аткаруу менен жылуулук техникалык эсеп көрсөтүлүшү керек. Жылытылуучу имараттардын конструкцияларынын тоңушу жана алардын бетинде конденсация пайда болушу жокко чыгарылууга тийиш.

13.10 Конструкцияларда конденсаттын пайда болушун болтурбоо үчүн туура температуралык-нымдуулук режимин (жайларды табигый жана мажбурлап

желдетүү), конструкцияларда кургатуучу желдеткичтерди, аэраторлорду түзүү зарыл.

Имараттардын жана курулмалардын конструкцияларынын формасы жана конструкциялык чечилиштери курулуш конструкцияларына агрессивдүү газдардын, буулардын, чаңдын, нымдын топтолушу мүмкүн болгон начар желдетилген зоналардын жана участкактордун пайда болушун болтурбоого тийиш.

13.11 Тосуучу конструкциялардагы коргоочу цинк каптамаларынын кызмат мөөнөтүн пайдалануу шарттарына жараша ар кандай категориядагы коррозиялык агрессивдүүлүк менен КР КЭ 22-104 боюнча аныктоо керек. Конструкциялардагы коргоочу цинк каптамаларынын кызмат мөөнөтүн аныктоодо чөйрөнүн коррозия категориясы бир баскычка жогору кабыл алынат.

13.12 Кошумча лак жана боёк менен капталган жука листтүү цинктелген прокаттын тирөөч жана тосмо конструкцияларындагы коргоочу каптоолорунун кызмат мөөнөтүн КР КЭ 22-104 боюнча лак жана боёк каптоолорунун кызмат мөөнөтүнө жана КР КЭ 22-104 боюнча цинк менен каптоо системаларынын кызмат мөөнөтүнө ылайык суммардык түрдө белгилөө керек.

13.13 Жука листтүү гальванизацияланган болотту дат басуудан кошумча коргоо үчүн материалдардын сортторун жана ошондой эле коргоочу, декоративдик боёк жана лак каптамаларынын калыңдыгын тандоо белгилүү бир конструкциялык шарттарда боёк жана лак каптамасынын кызмат мөөнөтүн эске алуу менен жүргүзүлүшү керек.

13.14 Каптоонун болжолдонгон кызмат мөөнөтү КР КЭ 22-104 талаптарына ылайык даярдалган жабуулардын үлгүлөрүн тездетилген климаттык сыноолордун натыйжалары боюнча белгилениши керек. Каптоолордун тездетилген сыноолору МамСТ 9.401 боюнча жүргүзүлүшү керек.

13.15 Ширетилген бирикмелерди коргоо КР КЭ 22-104 талаптарына ылайык лак жана боёк же металл каптоо менен аткарылышы керек.

14 Өрт коопсуздугу жана отко туруктуулук боюнча талаптар

14.1 Имараттардын, курулмалардын, курулуштардын жана өрт өчүрүүчү бөлүмдөрдүн ичке дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган конструкцияларды колдонуу менен отко туруктуулук даражасын Кыргыз Республикасынын «Өрт коопсуздугу жөнүндө», «Имараттардын жана курулмалардын коопсуздугу» техникалык регламенти мыйзамдарынын жана КР КЭ 21-01 талаптарына ылайык орнотуу керек.

14.2 Жука дубалдуу муздак ийилген цинктелген профилдерден жасалган конструкциялардын отко туруктуулугу конструкциялык элементтердин отко чыдамдуу жабуулары түрүндөгү иш-чаралар же отко чыдамдуу плита материалдарынан каптоо менен камсыздалышы керек, алардын катмарларынын саны конкреттүү өрткө каршы талаптарга ылайык тандалышы керек.

14.3 Конструкциянын өрт коопсуздугунун шарты тутумдарда изоляциянын ар кандай түрлөрүн колдонуу үчүн чектөө болуп саналат, мында айкалышкан дубалдардын көтөрүмдүүлүкжөндөмдүүлүгү жеңил болот жана профилдери менен

болот профилдеринин ортосунда жайгашкан изоляциялоочу толтургучтун (мисалы, пенополистирол же пенополиуретан) өз ара аракеттенүүсү менен аныкталат.

А тиркемеси

Терс температурада калыңдыгы 4,0 ммге чейинки жука листүү элементтердин бышыктыгын аныктоо ыкмасы

А.1 Колдонуу чөйрөсү

Бул колдонмо жука листүү сыноолорго, анын ичинде калыңдыгы 4,0 ммге чейин цинктелген муздак формадагы профилге жайылтылат.

А.2 Үлгү алуу ыкмасы

А.2.1 МамСТ 9454 талаптарына ылайык үлгүлөрдү даярдоо үчүн бланктарды кесүү ыкмасы, концентратордун огунун багыты, бланктарды кесүү жана үлгүлөрдү даярдоо технологиясы.

А.2.2 Эгерде продукциянын ченемдик документтеринде жана техникалык документтеринде башкача каралбаса, үлгүлөрдүн даярдамаларын кесүүдө металлдын касиетин өзгөртүүчү жабыштыруудан жана ысытуудан качуу зарыл.

А.2.3 Көлөмү 4 же 14 МамСТ 9454 типтеги үлгүлөрдүн талаптарына ылайык келген чийки беттери менен үлгүлөрдү колдонууга жол берилет.

А.2.4 3,0–4,0 мм калыңдыктагы профиль листтерин концентратор менен өзүнчө жартак түрүндө сыноого жол берилет.

А.2.5 Калыңдыгы 2,5 мм чейинки үлгүлөрдөн калыңдыгы 3,0 мм кем эмес баштык жасалат. Баштык үлгүсүн даярдоодо бирдей калыңдыктагы бир эле профилди колдонуу керек (б. а. профилдин бир партиясынан).

А.3 Пакеттик үлгүнү жасоонун конструкциялык өзгөчөлүктөрү

А.3.1 55x8 мм өлчөмүндөгү жалпак бланктар жалпы калыңдыгы 3,0 ммден кем эмес баштыкка чогултулат.

А.3.2 Баштык үлгүсү кыскычтардын жардамы менен жалпак даярдалган тетиктердин өз ара жылышынан бекитилет.

А.3.3 Кесилген жердин огунан $(17,5 \pm 0,1)$ мм аралыкта эки тешик белгиленет.

А.3.4 Баштык үлгүсүн бургулоо диаметри 2,2 мм болгон бургу менен жүргүзүлөт. Баштыктагы жалпак бланкалар диаметри 2,0 мм болгон бурамалар менен тартылат.

А.3.5 Баштык үлгүсүнө копранын сокку механизминин кыймылына карама - каршы тарабында V же U оюгу түшүрүлөт. Геометрияга жана оюктун тактыгына талаптар-МамСТ 9454 стандартына ылайык келет.

А.3.6 Баштык үлгүсүнүн бети сыноодо туруктуулугун сактоо үчүн балканын соккусу тарабынан механикалык тазаланууга дуушар болот.

А.4 Аппаратура жана материалдар

А.4.1 Баштык үлгүдөгү соккунун ийилишин сыноо маятниктин номиналдык потенциалдуу энергиясы 300 Дж (30,0 кг•м) болгон копранын жардамы менен жүргүзүлөт.

А.4.2 Копранын конструкциялык өзгөчөлүктөрү МамСТ 9454 боюнча кабыл алынат. МамСТ 9454 боюнча үлгүлөрдү муздатуу ыкмаларын жана термометрлерди колдонууга жол берилет.

А.4.3 Баштык үлгүлөрдүн сынган беттерине визуалдык байкоо жүргүзүү үчүн 10 эседен 40 эсеге чейин чоңойтуучу оптикалык приборлор колдонулат.

А.4.4 Баштык үлгүдөгү жумушчу секцияны өлчөө МамСТ 166 боюнча калиперлер менен жүргүзүлөт.

А.5 Сыноолорго жана сыноолорду өткөрүүгө даярдануу

А.5.1 Даярдоо жана сыноолорду өткөрүү МамСТ 9454 стандарттарына ылайык жүргүзүлүүгө тийиш.

А.5.2 Баштык үлгүдөгү соккунун суммалык иши маятник копрунун шкаласы боюнча аныкталат.

А.6 Сыноолордун натыйжаларын иштеп чыгуу

А.6.1 Баштык үлгүсүн эки бөлүккө бөлүү болгон учурда сыноолор ийгиликтүү деп табылат. Сыноонун жыйынтыгы катары сокку иши кабыл алынат.

А.6.2 Баштык үлгүнүн бир катмарын (жалпак даярдаманы) сыноонун натыйжасы катары бардык катмарлар (жалпак даярдамалар) бир механизм – илээшкек же морт боюнча бузулган шартта, баштык үлгүсүнүн сыныгынын соккусунун ишин баштыктагы катмарлардын санына бөлүүнү кабыл алышат.

А.6.3 Ар кандай бузулуу механизми бар катмарлардын баштык үлгүсүндө пайда болгондо, морттук кристаллдык структурасы бар катмардын салымы нөлгө барабар экенин кабыл алуу керек. Калган катмарлардын катуулугу А.6.2 көрсөтмөлөрүнө ылайык орнотулган.

А.6.4 Баштык үлгүдө сынуунун аралаш механизми (морт + илээшкек, б. а. чуңкур жана/же пластикалык жылышуу) пайда болгондо сыноонун температурасын өзгөртүү керек (10 °С ден 20 °С ге чейинки кадам менен) сынуунун түрү боюнча бузулуу механизмдин бир мааниде чечмелөө үчүн шартты табуу керек-илээшкек же морт.

А.6.5 Калыңдыгы 4,0 мм болгон жука листтүү болоттордун морттугунун критикалык температурасы үчүн сокку катуулугу ченемдик (критерийдик) мааниге жеткен температураны алат.

А.6.6 220-450 МамСТ 14918 маркасындагы ичке дубалдуу муздак ийилген болот профилдеринин морттугунун критикалык температурасы үчүн болоттун бышыктыгы 34 Дж/см² болгон температураны кабыл алышат.

А.6.7 Шарпи үлгүлөрүндө (МамСТ 9454 боюнча 14-тип) сыналган, калыңдыгы 2,5 мм же андан аз профилдер үчүн морттук температурасынын критикалык мааниси үчүн, жараканын ийкемдүү компонентинин үлүшү кеминде 85 % болгондо, 24 Дж/см² стандарттуу соккуга туруктуулук мааниси алынат.

А.6.8 Контролдук сыноолордун жыйынтыктарына негизделген сокку күчүнүн стандарттык маанисин белгилөөгө уруксат берилет.

А.6.9 Өлчөө жыйынтыктары сыноо отчетуна.

Б тиркемеси

Конструкциялардын айрым түрлөрүн долбоорлоо жана эсептөө боюнча талаптар

Б.1 Сундурмаларга жана ушул сыяктуу устундуу конструкцияларга коюлган талаптар

Б.1.1 Бул бөлүмдө келтирилген талаптар $h/t < 160$, $c/t \leq 20$ – бир чети ийилгенде, $d/t \leq 20$ – кош чети ийилгенде Z-формасындагы, С-формасындагы, Σ -формасындагы кесилиштеги сундурмаларга жана устундарга тиешелүү.

Э с к е р т ү ү – жогоруда көрсөтүлгөн параметрлер h , t , c жана d 7.1-таблицанын чиймелеринде көрсөтүлгөн.

Б.1.2 Бул бөлүмдүн талаптары ийилүү тегиздигинен тиркелген бир аралыктуу жана үзгүлтүксүз сундурмаларга тиешелүү.

Б.1.3 Бул бөлүмдүн талаптары ошондой эле муздак формада жасалган фахверк (тосмолоочу конструкциянын каркасы), пол устундары жана устун менен тиркелген башка ушул сыяктуу устундар катары колдонулган элементтерге да тиешелүү.

Б.1.4 Ийилген тегиздиктен толук, үзгүлтүксүз бошотуу трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) болоттон жасалган төшөмөл же астыңкы төшөмөл текчелери аркылуу сундурмалар текчесине үзгүлтүксүз туташтырылган кассета профилинен түзүлүшү мүмкүн. Трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) төшөмөлгө кошулган сундурманы, эгерде Б.1.5 талаптары аткарылса, тегиздиктен бекитилген деп эсептесек болот. Башка учурларда (мисалы, ээршайбаларды колдонуу менен үстүнкү текчелер аркылуу төшөмөлдү бекитүү) бекитүү даражасын сыноолор менен аныктоо керек.

Б.1.5 Эгерде трапеция түрүндөгү толкундуу (гофрленген) төшөмөл сундурма менен бириктирилсе жана теңсиздик менен туюнтулган шарт канааттандырылса (Б.1), анда сундурманы төшөмөлдүн тегиздигинде бош бекитилди деп эсептөөгө болот:

$$S \geq \left(EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2}, \quad (\text{Б.1})$$

мында S – каралып жаткан элемент үчүн толкундуу (гофрленген) профилден (Б.1.9 караңыз) же кассеталык профилден (Б.4.5.3 караңыз) төшөмөл менен камсыз кылынуучу жылышуу ийкемсиздиги;

I_{ω} – сундурманын жалпы кесилишинин сектордук инерция моменти;

I_t – эркин толгонуу учурунда сундурманын жалпы кесилишинин инерция моменти;

I_y – сундурманын жалпы кесилишинин у огуна карата инерция моменти;

L – сундурманын арышы;

h – сундурманын туурасынан кесилишинин бийиктиги.

Э с к е р т ү ү – (Б.1) формуласы, тегиздиктиустундардын туруктуулугун башка төшөмөл түрлөрү менен айкалыштырууда (Б.1.9 жана В.4.5.4 пункттарында каралбайт) баалоо үчүн

колдонулушу мүмкүн, бирок жылышуу ийкемдүүлүгү S мааниси эксперименталдык изилдөөлөрдүн жыйынтыктарына негизделген эсептөөлөр менен аныкталат.

Б.1.6 Сундурма таянычтарында анын бурулушуна жана таянычтарда капталдан горизонталдуу жылышына тоскоол болгон бөлүктөрү болушу керек. Колдоо бөлүктөрүн эсептөөдө сундурма таянычтарына берилүүчү палуба тегиздигиндеги аракеттердин таасири эске алынышы керек.

Б.1.7 Сундурманы төшөлмөгө туташтыруу бурулуштун жарым-жартылай бекитилишине жол бериши мүмкүн. Бул жарым-жартылай буралма C_D -ийкемсиздик менен бурчтук байланыш катары көрсөтүлүшү мүмкүн. Түздөн-түз палубага туташтырылбаган бош курдагы чыңалуулар, ошондой эле, жумушчу тегиздиктеги ийилүүнүн жана бурулуштун таасирин эске алуу менен, анын ичинде тегиздиктен кесилиштин ийри натыйжасында ийилүүнү эске алуу менен эсептелиши керек.

Б.1.8 Эгерде бир аралыктагы чуркоонун бош куру терс жүктөмдө кысылган болсо, анда эсептөөдө буралуудан жана ийилүүдөн келип чыккан чыңалуунун көбөйүшү эске алынышы керек.

Б.1.9 Трапеция түрүндөгү толкундуу сундурманын жылышуу катуулугу аны ар бир толкунунда бириктирген шартта, ошондой эле ар бир толкунда ньютондо бири-бири менен сундурманын элементтерин бириктирген шартта эксперименттин негизинде же төмөнкү формула боюнча аныкталат.

$$S = 1000\sqrt{t^3} \left(50 + 10^3 \sqrt{b_{roof}} \right) \frac{a_{pur}}{h_w}, \text{ (ньютондо)} \quad (\text{Б.2})$$

мында t – төшөлмөнүн эсептик калыңдыгы;

b_{roof} – чатырдын бийиктиги боюнча туурасы;

a_{pur} – сундурма кадамы;

h_w – төшөлмөнүн толкундуу бийиктиги.

Э с к е р т ү ү – Миллиметрдеги бардык өлчөмдөр.

Эгерде профилдүү төшөлмө толкун аркылуу чуркоого бекитилсе, анда анын ордуна кабыл алынышы керек $0,2S$.

Б.1.10 Кассета профилдеринен жасалган диафрагманын S кесүү катуулугу эксперименттин негизинде же В.4.5.3 боюнча аныкталат.

Б.2 N октук күч жок болгон учурда сундурманын жана ушул сыяктуу устундуу конструкциялардын болжолдуу эсеби

Б.2.1 Сундурмалар C -образного, Z -образного и Σ -образного сечений дубалда же текчеде кошумча узунунан ийкемсиздик элементтер C -образдуу, Z -образдуу жана Σ -образдуу кесилиш менен же ансыз төмөнкү шарттар аткарылганда эсептелет:

- кесилишинин өлчөмдөрү Б.1-таблицада көрсөтүлгөн чектерде;

- төшөлмөлөр тегиздиктен трапеция түрүндөгү толкундуу сундурма менен үзгүлтүксүз бекитилген, теңсиздик талабы канааттандырылышы керек (Б.1);

- бөлүнгөн сундурмалар узундугу боюнча бирдей жүктөлөт, кесилбеген сундурмалар бирдей аралыкка ээ жана ар бир бөлүмгө бирдей жүктөлөт (Б.3 жана Б.4-таблицадагы схеманы караңыз).

Бул ыкманы колдонуу мүмкүн эмес:

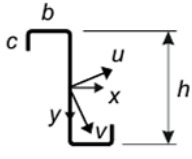
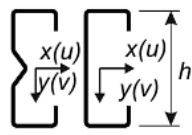
- өзөктүк элементтер сундурманын жогорку текчесин бошотуу катары колдонгон системалар үчүн;

- кесилбеген сундурмалар үчүн, алардын кесилбегендиги аларды кабаттап жетаянычтардагы төшөлмөлөрдү бириктирүүнүн эсебинен камсыздалат;

- эгерде N октук күчүн колдонулса.

Э с к е р т ү ү – Бул ыкманы уланманын нөлдүк моменттер зонасында жайгашкан шартта бири-бирине кайчылашкан жана үстүнкү катмардагы кесилишсиз сундурманы эсептөө үчүн колдонууга жол берилет. Б. 2.1 келтирилген башка шарттар сакталбаган учурда Б.3-Б.2.4 б шарттарын сактоо менен Б.3 келтирилген эсептөө ыкмасы колдонулууга тийиш.

Б.1- т а б л и ц а – Эсептөөнүн жакындаштырылган методу колдонулган учурдагы чектөөлөр

Сундурмалар	Калыңдыгы t , мм	b/t	h/t	h/b	c/t	b/c	L/h
	$\geq 1,2$	≤ 55	≤ 160	$\leq 3,43$	≤ 20	$\leq 4,0$	≥ 15
	$\geq 1,2$	≤ 55	≤ 160	$\leq 3,43$	≤ 20	$\leq 4,0$	≥ 15

Б.2.2 Ийилүүчү моменттин эсептик мааниси M төмөнкү шартка жооп бериши керек:

$$\frac{M}{M_{LT,p}} \leq 1, \quad (\text{Б.3})$$

$$\text{мында } M_{LT,p} = R_y \gamma_c W_{ef,x} \frac{\chi_{LT}}{k_d}; \quad (\text{Б.4})$$

χ_{LT} – 8.4.4-пунктуна ылайык аныкталуучу, ийилүүнүн жалпак формасынын буралуу менен туруктуулугун жоготуусун эске алуучу коэффициент χ_{LT} ;

мында α_{LT} мааниси (Б.5) формуласы боюнча эсептелүүчү $\alpha_{LT,ef}$ маанисине алмаштырылат.

Б.2.3тө келтирилген учурларда, χ_{LT} 1,0ге барабар деп кабыл алынат;

$W_{ef,x}$ – x – x огуна карата натыйжалуу туурасынан кесилиштин каршылык моменти;

k_d – аралык устундардын бир бөлүгү бекитилбегендигин эсепке алуучу коэффициент, ал (Б.6) формуласы жана Б.2-таблицасы боюнча аныкталат.

$$\alpha_{LT,ef} = \alpha_{LT} \sqrt{\frac{W_{g,x}}{W_{ef,x}}}, \quad (\text{Б.5})$$

мында α_{LT} – 8.4-таблицасы боюнча баштапкы кемчиликтерди эсепке алуу коэффициенти;

$W_{g,x}$ – x – x огуна карата толук туурасынан кесилиштин каршылык моменти;

$$k_d = \left(a_1 - a_2 \frac{L}{h} \right) \geq 1,0, \quad (\text{Б.6})$$

мында a_1, a_2 – Б.2-таблицасы боюнча кабыл алынуучу коэффициенттер;

L – аралык устундун арышы;

h – аралык устундардын жалпы бийиктиги.

Б.2- т а б л и ц а – a_1, a_2 коэффициенттери

Система	Z-түрүндөгү аралык устун		С- түрүндөгү аралык устундар		Σ - түрүндөгү аралык устундар	
	a_1	a_2	a_1	a_2	a_1	a_2
Бир арыштуу устун, жүктөм төмөн карай (кысуучу)	1,0	0	1,1	0,002	1,1	0,002
Бир арыштуу устун, жүктөм жогору карай (көтөрүүчү/үзүүчү)	1,3	0	3,5	0,050	1,9	0,020
Үзгүлтүксүз устун, жүктөм төмөн карай (кысуучу)	1,0	0	1,6	0,020	1,6	0,020
Үзгүлтүксүз устун, жүктөм жогору карай (көтөрүүчү/үзүүчү)	1,4	0,01	2,7	0,040	1,0	0

Б.2.3 Эгерде бир арыштуу аралык устундар төмөн карай багытталган жүктөмдүн (кысуучу жүктүн) астында иштесе жана аралык устундардын жогорку текчеси анын бүткүл узундугу боюнча бекитилсе ((Б.1) барабарсыздыгы аткарылса), же болбосо (Б.7) шарты аткарылган башка учурларда, туруктуулук коэффициенти χ_{LT} 1,0ге барабар деп кабыл алынат:

$$C_D \geq \frac{M_{g,u}^2}{EI_{g,v}} k_{\vartheta}, \quad (\text{Б.7})$$

мында $M_{g,u}$ – ийилчээктик чегиндеги башкы $u-u$ огуна карата толук туурасынан кесилиштеги момент (Б.1-таблицасындагы сүрөттү кара):

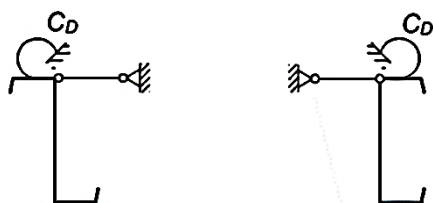
$$M_{g,u} = W_{g,u} R_y, \quad (\text{Б.8})$$

мында $I_{g,v}$ – кошумча $v-v$ огуна карата толук туурасынан кесилиштин инерция моменти (Б.1-таблицасындагы сүрөттү кара);

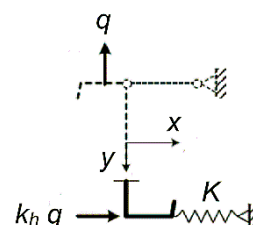
k_{ϑ} – аралык устундун статикалык схемасын эске алуучу коэффициент (Б.3-таблицагы).

C_D – төшөлмө тарабынан аралык устундун жогорку текчесине берилүүчү бурчтук байланыштын жалпы катуулугу (Б.1-сүрөтүн кара), ал (Б.11) формуласы боюнча аныкталат.

Э с к е р т ү ү – Бирдей текчелери бар С-түрүндөгү кесилиштеги аралык устундар үчүн $I_v = I_y$, $W_u = W_x$ жана $M_u = M_x$.

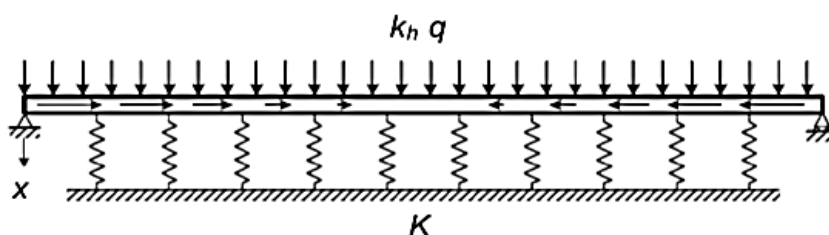


а) Төшөлмө тарабынан камсыз кылынган C_D катуулугундагы бурчтук байланыш менен бекитилген жогорку текчелери менен аралык устундун модели



б) C_D катуулугундагы бурчтук байланышты K катуулугундагы сызыктуу байланыш менен алмаштыруу

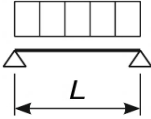
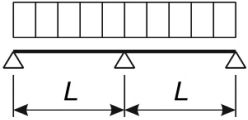
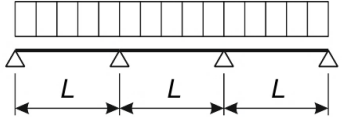
Б.1-сүрөтү, 1-барак – Төшөлмө менен бекитилген аралык устундарды моделдөө



в) Ийилчээк негиздеги устун катары берилген аралык устундун бош алкагы. Көтөрүүчү жүктөмдүн астындагы бир арыштуу аралык устун үчүн тегиздиктен буралуу жана ийилүү (анын ичинде туурасынан кесилиштин ийрейүүсү) эффектин чагылдырган модель.

Б.1-сүрөтү, 2-барак

Б.3- т а б л и ц а – k_{θ} коэффициентинин маанилери

Статикалык схема	Жүктөм берилген учурда k_{θ} коэффициентинин мааниси	
	төмөн карай (кысуучу)	жогору карай (көтөрүүчү/жулуучу)
	—*	0,210
	0,07	0,029
	0,15	0,066
	0,10	0,053
*Эгерде бир арыштуу аралык устундар төмөн карай багытталган жүктөмдүн (кысуучу жүктөмдүн) астында иштесе жана аралык устундун жогорку текчеси анын бүткүл узундугу боюнча бекитилсе, анда = 1,0 (Б.2.3-пунктуна ылайык)		

Б.2.4 Б.2.3. каралбаган учурлар үчүн χ_{LT} коэффициенти (8.30) формуласы боюнча аныкталуучу шарттуу ийилчээктикке $\bar{\lambda}_{LT}$ жараша 8.4.4-пункту боюнча эсептелет. Бул учурда ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун жоготуудагы серпилгич баскыктагы чектүү момент M_{cr} төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$M_{cr} = \frac{k}{L^*} \cdot \sqrt{GI_t^* EI_v}, \quad (\text{Б.9})$$

мында L^* – эркин текченин кысылган бөлүгүнүн узундугу (аны моменттер эпюрасынын нөлдүк чекиттеринин ортосундагы аралыкка же төмөнкү текченин тарткычар менен бекитилген;

k – ийилүүнүн жалпак формасынын буралуу менен туруктуулугун жоготуусун эске алуучу жана Б.4-таблицасы боюнча аныкталуучу коэффициент;

I_t^* – төшөлмө тарабынан берилүүчү буралуудан бекитүүнү эске алган эркин буралуудагы фиктивдүү инерция моменти:

$$I_t^* = I_t + C_D \frac{L^2}{\pi^2 G}, \quad (\text{Б.10})$$

мында I_t – аралык устундун толук кесилиши үчүн эркин буралуудагы инерция моменти.

Э с к е р т ү ү – Көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн запасы катары C_D таасирин эске албастан, $I_t^* = I_t$ деп кабыл алууга жол берилет.

Төшөлмө тарабынан аралык устундун жогорку текчесине берилүүчү бурчтук байланыштын жалпы катуулугу C_D (Б.1-сүрөтүн кара) төмөнкү формула боюнча эсептелет:

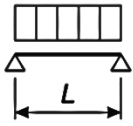
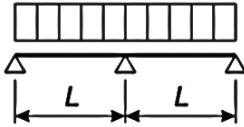
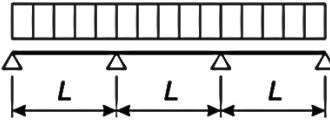
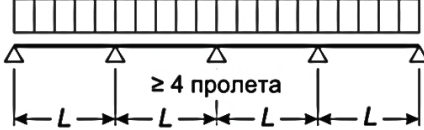
$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A} + 1/C_{D,B} + 1/C_{D,C})}, \quad (\text{Б.11})$$

мында $C_{D,A}$ – төшөлмө менен аралык устундун ортосундагы бириктирүүдөн пайда болгон бурчтук байланыштын катуулугу, ал Б.2.5 же Б.2.6. боюнча аныкталат;

$C_{D,B}$ – эгерде эркин текче кысылган болсо, аралык устундун туурасынан кесилишинин депланациясы менен шартталган бурчтук байланыштын катуулугу, ал Б.2.8. боюнча аныкталат. Эгерде төшөлмө менен бекитилген текче кысылган болсо, анда $C_{D,B} = \infty$;

$C_{D,C}$ – төшөлмөнүн ийилүү катуулугуна туура келген бурчтук байланыштын катуулугу, ал Б.2.9-пункту боюнча аныкталат.

Б.4- т а б л и ц а – Жогорку текчеси горизонталдуу бекитилген аралык устундардын буралуусу менен ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун жоготуу k коэффициенти

Статикалык схема	Жүктөм берилген учурдагы k коэффициентинин мааниси	
	төмөн карай (кысуучу)	жогору карай (көтөрүүчү/жулуучу)
	*	10,3
	17,7	27,7
	12,2	18,3
	14,6	20,5
*Эгерде бир арыштуу аралык устун төмөн карай багытталган жүктөмдүн (кысуучу жүктөмдүн) астында иштесе жана аралык устундун жогорку текчеси анын бүткүл узундугу боюнча бекитилсе, анда $\chi_{LT} = 1,0$ болот (Б.2.3. ылайык).		

Б.2.5 Төшөлмөнүн аралык устунга бекитилген жерлери анын текчесинин ортосунда жайгашкан деп кабыл алуу менен аралык устундун жогорку текчесине туташтырылган трапеция түрүндөгү гофралары бар төшөлмө үчүн $C_{D,A}$, мааниси төмөнкүдөй аныкталат:

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_{bR} k_A k_{bT}, \quad (\text{Б.12})$$

мында $k_{ba} = (b_a/100)^2$

$$k_{ba} = 1,25(b_a/100)^2$$

$$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,1}$$

(Б.2.7 караңыз)

$$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,1}$$

абалы;

$$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,5}$$

эгерде $b_a < 125$ мм;

эгерде $125 \leq b_a \leq 200$ мм;

эгерде $t_{nom} \geq 0,75$ мм, ыңгайлуу абал;

эгерде $t_{nom} \geq 0,75$ мм, ыңгайсыз абал;

эгерде $t_{nom} < 0,75$ мм;

$$k_{bR} = 1,0 \quad \text{эгерде } b_R \leq 185 \text{ мм};$$

$$k_{bR} = 185/b_R \quad \text{эгерде } b_R > 185 \text{ мм};$$

- кысылган жүктөм үчүн (төмөн карай кеткен):

$$k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,08 \quad \text{эгерде } t_{nom} = 0,75 \text{ мм, ыңгайлуу абал; абалы};$$

$$k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,16 \quad \text{эгерде } t_{nom} = 0,75 \text{ мм, ыңгайсыз абал; абалы};$$

$$k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,095 \quad \text{эгерде } t_{nom} = 1,0 \text{ мм, ыңгайлуу абал; абалы};$$

$$k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,095 \quad \text{эгерде } t_{nom} = 1,0 \text{ мм, ыңгайсыз абал; абалы};$$

мында A – төшөлмө тарабынан устунга берилүүчү жүктөм, $A[kH/м] \leq 12 kH/м$;

b_a – аралык устундун текчесинин туурасы, мм;

b_R – төшөлмөнүн толкунунун жазылыгы, мм;

C_{100} – бурулуу коэффициенти, ал эгерде $b_a = 100$ мм болгондо барабар жана Б.5-таблица боюнча кабыл алынат;

t_{nom} – төшөлмөнүн номиналдык калыңдыгы;

Калыңдыгы 1,0 мм $> t_{nom} > 0,75$ мм болгондогу коэффициенттердин маанилерин сызыктуу интерполяциялоо менен аныктоо керек;

мында $t_{nom} < 0,75$ мм – болсо формула (Б.12) жараксыз деп кабыл алынат;

эгерде $t_{nom} > 1,0$ мм – болсо $t = 1,0$ мм деп кабыл алынат;

- жүк көтөрүү үчүн (мисалы, шамал соргуч):

$$k_A = 1,0;$$

$$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,max}}{b_T}} \quad \text{эгерде } b_T > b_{T,max}, \text{ болгондо } k_{bT} = 1; \quad (\text{Б.13})$$

мында b_T – сундурмага бекитилген төшөлмөнүн текчесинин туурасы;

$b_{T,max}$ – Б.5-таблица боюнча кабыл алынат;

Б.2.6 Же болбосо, Б.2.5 $C_{D,A}$, Н м/м/рад, барабар катары кабыл алынышы мүмкүн

$$C_{D,A} = 130p, \quad (\text{Б.14})$$

мында p – төшөлмөнүн узундугунун 1 сызыктуу метрине төшөлмөнүн сундурмага бекитүүлөрдүн саны (төшөлмөнүн ар бир толкунунда бирден ашык бекитүү эсепке алынбайт).

Формула (Б. 14) төмөнкү шарттар сакталган учурда колдонулат:

- төшөлмөгө бекитүү жеринде сундурма текчесинин b_T туурасы 120 мм ашпоого тийиш;

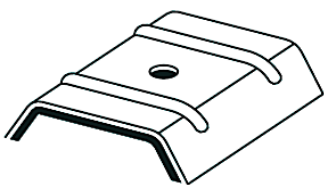
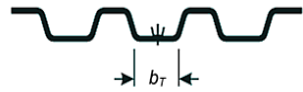
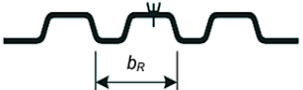
- төшөлмөнүн t номиналдык калыңдыгы 0,65 мм кемболбошу керек;

- Бекиткичтин борбору менен сундурманын айлануу борборунун a же b – a ортосундагы аралык же (айлануу багытына жараша) 25 мм кем эмес болушу керек (В.2-сүрөттү караңыз).

Б.2.7 Б.5-таблица боюнча төшөлмөнүн абалы, эгерде анын тар текчелери сундурмада жайгашкан болсо, ал эми анын кең текчелери сундурмада жайгашкан болсо, жагымсыз деп эсептелет.

В.5- таблицага ылайык төшөлмөнүн абалы анын кууш текчелери сундурмада жайгашса жагымдуу, ал эми кең текчелери сундурмада жайгашса, жагымсыз деп эсептелет.

Б.5- т а б л и ц а - Трапеция түрүндөгү гофралары бар болот төшөлмөсү үчүн бурулуу коэффициенти C_{100}

Төшөлмөнүн абалы		Төшөлмө текче аркылуу бекитилген		Бекитүү кадамы		Шайбанын диаметри, мм	C_{100}	$b_{T,max}$
ыңгайлуу	ыңгайсыз	төмөнкү	жогорку	ар бир текчеде $e = b_R$	бир толкундан кийин $e = 2b_R$		кН·м/м	мм
Төмөн карай багытталган жүктөм үчүн								
✓		✓		✓		22	5,2	40
✓		✓			✓	22	3,1	40
	✓		✓	✓		K_a	10,0	40
	✓		✓		✓	K_a	5,2	40
	✓	✓		✓		22	3,1	120
	✓	✓			✓	22	2,0	120
Жогору көздөй багытталган жүктөм үчүн								
✓		✓		✓		16	2,6	40
✓		✓			✓	16	1,7	40
								
								
Эскертүүлөр 1 Бул таблицада төмөнкү белгилөөлөр колдонулду: b_g – толкундун туурасы; b_T – төшөлмөнүн аралык устунга бекитилген жериндеги текчесинин туурасы; K_a –болоттон жасалган шайбаны колдонуу керек с $t_w \geq 0,75$ мм; V- төшөлмөнүн абалы, бекитүү жана бекитүү кадамы боюнча шарттардын айкалышы. 2 Бул таблицадагы маанилер төшөлмөнү диаметри $\varnothing=6.3$ мм болгон өзү бургулоочу буруолор жана калыңдыгы $t_w \geq 1,0$ мм болот шайбалар менен бекитүүдө колдонулат.								

Б.2.8 $C_{D,B}$ мааниси төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$C_{D,B} = \frac{Et^3}{4(1 - \nu^2)(h_d + b_{mod})}, \quad (\text{Б.15})$$

мында b_{mod} төмөнкүдөй аныкталат:

$b_{mod} = a$ – жүктөмдүн таасири астында аралык устун анын дубалы төшөлмөгө жабышкандай абалда буралууга аракет кылган учурлар үчүн;

$b_{mod} = 2a + b$ – д жүктөмдүн таасири астында аралык устун анын текчесинин кыры (четиндеги бүгүлүүсү) төшөлмөгө жабыша тургандай болуп буралууга аракет кылган учурлар үчүн;

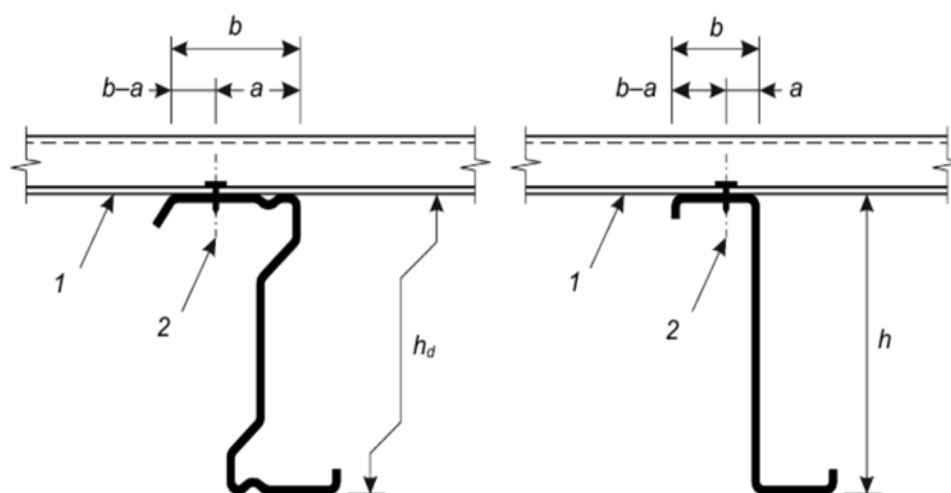
a – төшөлмөнү аралык устунга бекитүүчү металл буюмдан анын дубалына чейинки аралык (Б.2-сүрөт);

b – аралык устундун төшөлмө менен туташтырылган текчесинин жазылыгы;

hd – аралык устундун дубалынын жайылган бийиктиги;

t – устундун калыңдыгы.

Э с к е р т ү ү – Эгерде аралык устунга түшкөн жүктөм төмөн карай багытталса, анда ал аралык устундун дубалына берилген жүктөм катары эсептелет. Эгерде жүктөм жогору карай багытталса, анда ал төшөлмөнүн аралык устундун текчесине бекитилген жерине берилген жүктөм катары эсептелет. Аралык устундун буралуу багытын аныктоодо, кесилиштин жылышуу борборуна карата жүктөмдүн берилүү эксцентриситетин эске алуу зарыл.



1 – төшөлмө; 2 – бекитүү

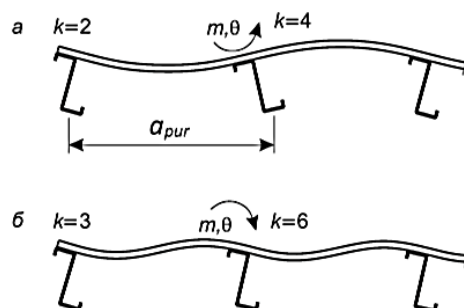
Б.2-сүрөтү – Аралык устун жана ага бекитилген төшөлмө

Б.2.9 Төшөлмөнүн ийилүүчү катуулугуна шайкеш келген $C_{D,C}$, катуулугу төмөнкү формула менен аныкталат

$$C_{D,C} = \frac{kEI_{ef}}{a_{pur}}, \quad (\text{Б.16})$$

мында I_{ef} – жазылыгы бирдей төшөлмөнүн натыйжалуу кесилишинин инерция моменти;

- $k = 2$ — четки аралык устун үчүн, Б.3, а. сүрөттөгү жагдай;
 $k = 3$ — четки аралык устун үчүн, Б.3, б. сүрөттөгү жагдай;
 $k = 4$ — ортоңку аралык устун үчүн, Б.3, а. сүрөттөгү жагдай;
 $k = 6$ — ортоңку аралык устун үчүн, Б.3, б. сүрөттөгү жагдай;
 a_{pur} — аралык устундардын кадамы (аралыгы).



Б.3-сүрөтү - Аныктамага $C_{D,C}$

Б.2.10 Төшөлмөнүн I_{ef} , натыйжалуу кесилишинин инерция моментинин туруктуу маанисин кабыл алуу керек, ал ченемдик жүктөмдөн улам арышта пайда болгон максималдуу абсолюттук моменттин негизинде алынат.

Б.2.11 Эгерде аралык устундун туурасынан кесилишинин депланациясынын таасири $C_{D,B}$, эсепке алынса, анда (Б.11) формуласында $C_{D,C}$, эсепке албай коюуга жол берилет, себеби бурчтук байланыштын жалпы катуулугу C_D негизинен $C_{D,A}$ жана $C_{D,B}$ маанилеринен көз каранды.

Б.2.12 Ийилүүлөрдү болоттун ийилчээк иштөө шартын болжолдоо менен аныктоо керек.

Б.2.13 Төшөлмөнү устунга бекитүүчү металл буюмдараралык устундун текчесинин тегиздигинде аракет эткен кесүүчү күчтүн $g_s e$, жана чоюучу күчтүн $g_t e$, биргелешкен аракетине текшерилиши керек. Мында g_s жана g_t маанилерин таблица боюнча эсептөөгө болот.

Б.6, e — төшөлмөнү аралык устунга бекитүү кадамы. Катуулук диафрагмасы катары иштеген төшөлмөдөн келип чыккан жана устунду бойлой багытталган кесүүчү күч, устунга туурасынан келген g_s күчү менен геометриялык түрдө кошулат.

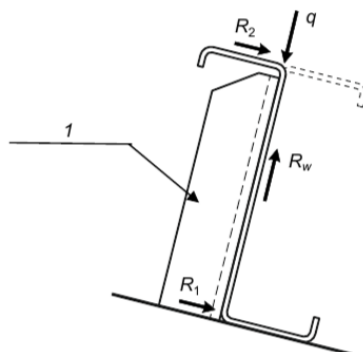
Б.6 - т а б л и ц а с ы – Устунду бойлой жайгашкан бекитүүчү металл буюмга түшкөн кесүүчү жана чоюучу күчтөр

Аралык устун	Жүктөмдүн берилиши	Узундук бирдигине түшкөн кесүүчү күч q_s	Узундук бирдигине түшкөн чоюучу күч q_t
Z-түрүндөгү	Төмөн (кысуучу)	$(1+\xi)k_h q$ 0гө барабар деп кабыл алынышы мүмкүн	0
	Жогору (көтөрүүчү/жулуучу)	$(1+\xi)(k_h - a/h)q$	$(\xi k_h qh/a) + q; a \cong b/2$
С-түрүндөгү	Төмөн (кысуучу)	$(1-\xi)k_h q$	$\xi k_h qh/a$
	Жогору (көтөрүүчү/жулуучу)	$(1-\xi)(k_h - a/h)q$	$(\xi k_h qh/(b-a)) + q$

ξ коэффициенти $\xi = \sqrt[3]{\varsigma}$, катары кабыл алынат, мында ς Б.2.14. боюнча аныкталат.

Б.2.14 Аралык устундарды таянычтарга бекитүүчү металл буюмдар дубалдын тегиздигиндеги R_w реакциясынын жана текчелердин тегиздиктериндеги R_1 жана R_2 туурасынан кеткен реакциялардын таасирине текшерилиши керек (Б.4-сүрөтү). R_1 жана R_2 күчтөрү Б.7-таблицасында берилген формулалар боюнча аныкталат. Эгерде R_1 оң мааниге ээ болсо, анда бекитүүчү металл буюмда чоюучу күч жок. R_2 күчү төшөлмөдөн аралык устундун жогорку текчесине, андан ары бириктирүүчү элемент (таяныч элементи) аркылуу негизги конструкцияга (негизги устунга) берилет. Жантаймалуу чатырлар үчүн R_2 күчүнө чатырдын жантаюу багытындагы күч кошулушу керек. Үзгүлтүксүз аралык устундун аралыктык таянычтарындагы реакциялар Б.7-таблицасында берилген маанилерден 2,2 эсе чоң деп кабыл алынат.

Э с к е р т ү ү – Жантаймалуу чатырлар үчүн аралык устунга түшкөн туурасынан кеткен жүктөмдөр вертикалдык жүктөмдүн чатырдын тегиздигине перпендикулярдуу жана ошол тегиздикке параллелдүү багытталган түзүүчүлөрү катары каралат.



1 – таяныч элементи

Б.4-сүрөтү – Таянычтагы реакциялар

Б.7 - т а б л и ц а с ы – Эркин жөлөнгөн устундун таянычтагы реакциялары

Устун жана жүктөм	Төмөнкү алкакка түшкөн R_1 реакциясы	Жогорку алкакка түшкөн R_2 реакциясы
Z-түрүндөгү, төмөн карай жүктөм	$(1 - \zeta) k_h q L / 2$	$(1 + \zeta) k_h q L / 2$
Z-түрүндөгү, жогору карай жүктөм	$-(1 - \zeta) k_h q L / 2$	$-(1 + \zeta) k_h q L / 2$
C-түрүндөгү, төмөн карай жүктөм	$-(1 - \zeta) k_h q L / 2$	$(1 - \zeta) k_h q L / 2$
C-түрүндөгү, жогору карай жүктөм	$(1 - \zeta) k_h q L / 2$	$-(1 - \zeta) k_h q L / 2$

С коэффициенти $\zeta = \sqrt[3]{k_R}$ катары кабыл алынат, мында k_R – Б.2.15-пункту боюнча аныкталуучу коэффициент.

Б.2.15 Каралып жаткан чекит жана үзгүлтүксүз көп арыштуу устундун тиешелүү четки шарттары үчүн түзөтүү коэффициенти k_R төмөнкү формулалар боюнча аныкталат:

- биринчи аралыктагы таяныч үчүн

$$k_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}; \quad (\text{Б.17})$$

- калган аралыктагы таянычтар үчүн

$$k_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}; \quad (\text{Б.18})$$

мында $R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fy}}$, (Б.19)

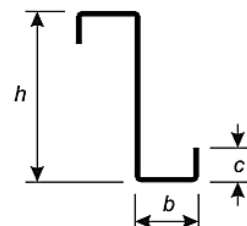
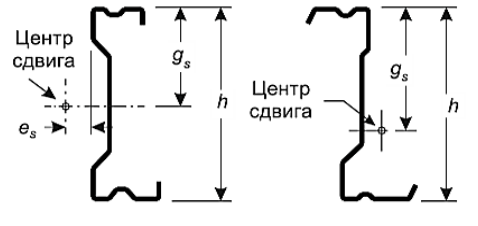
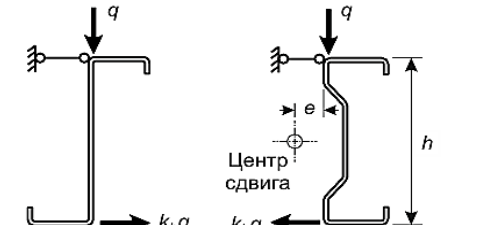
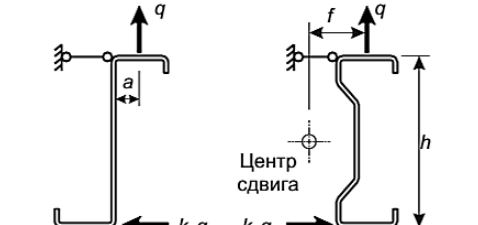
мында I_{fy} – у–у огуна салыштырмалуу ийилгенде бийиктиктеги дубалдын чектеш кесилиши менен эркин текченин жалпы кесилишинин инерция (Z-образдуу жана C-образдуу профилдер жана $0,17h$ – Σ -образдуу профилдер үчүн $0,2h$ дубалдын чектеш бөлүгүнүн бийиктиги бирдей);

K – Б.2. 17 боюнча сундурма капитал байланыш катуулугу;

L_a – кысылган текченин боштуктарынын ортосундагы аралык (бош?), ал эми алар жок болгон учурда – L сундурманын арышы.

Б.2.16 $k_h q$ эквиваленттүү кайчылаш жүктүн мааниси Б.8-таблицадагы формула боюнча аныкталат.

Б.8- т а б л и ц а с ы – Буралууну жана тегиздиктен тышкары ийилүүнү эквиваленттүү туурасынан кеткен жүктөмгө айландыруу $k_h q$

 $k_{h0} = \frac{h \cdot t \cdot (b^2 + 2cb - 2c^2) \frac{b}{h}}{4l_x}$ Типтүү симметриялуу Z-түрүндөгү кесилиш	 $k_{h0} = \frac{I_{fy}}{l_x} \cdot \frac{g_s}{h}$ Z-түрүндөгү, C-түрүндөгү же Σ-түрүндөгү (сигма) кесилиш
k_{h0} – эркин төмөнкү текчедеги капталдык жүктөм үчүн коэффициент (жылышуу борборуна берилген жүктөмгө шайкеш келет).	
 $k_h = k_{h0} \quad k_h = k_{h0} + e/h *$ Кысуучу жүктөм	 $k_h = k_{h0} - a/h ** \quad k_h = k_{h0} - f/h ***$ Көтөрүүчү жүктөм
k_{h0} – эквиваленттүү туурасынан кеткен жүктөмдүн коэффициенти.	
** Эгерде ийилүү борбору жүктөмдөн q, оң тарапта жайгашса, анда $k_h q$ карама-каршы багытта аракет этет. ** Эгерде $a/h > k_{h0}$ болсо, анда $k_h q$ карама-каршы багытта аракет этет. *** f чондугу жогорку текчинин четтеринин ортосундагы q жүктөмүнүн жайгашуусу менен чектелген.	

Б.2.17 Узундук бирдигине туура келген K капталдык байланыш катуулугу (Б.1-сүрөтүн кара) төмөнкү формула боюнча аныкташат:

$$K = \frac{C_D}{h^2}, \quad (Б.20)$$

мында C_D – төшөлмө тарабынан аралык устундун жогорку текчесине берилүүчү жана (Б.11) формуласы менен аныкталуучу бурчтук байланыштын жалпы катуулугу;

h – аралык устундун жалпы бийиктиги (Б.2-сүрөтү).

Б.3 Төшөлмө менен бекемделген аралык устундарды жана ушул сыяктуу устун конструкцияларын октук күчтүн болушу мүмкүн болгон шартта эсептөө N

Б.3.1 Бекемдик боюнча көтөрүү жөндөмдүүлүгү

Б.3.1.1 Аралык устундун туурасынан кесилишинин октук күчтүн жана туурасынан кеткен жүктөмдүн биргелешкен таасирине болгон көтөрүү жөндөмдүүлүгүн чыңалууларды кошуу жолу менен аныктоо керек:

M_x - ийилүүчү моментинен келип чыккан;

N - октук күчтөн келип чыккан;

- эркин текчеге карата аракет эткен жана тегиздиктен буралууну жана ийилүүнү пайда кылган q_h , эквиваленттүү туурасынан кеткен жүктөмүнөн келип чыккан (Б.2.16 жана Б.3.1.3 кара).

- үзгүлтүксүз аралык устундар үчүн 8.8-пунктуна ылайык ийилүүчү моменттин, туурасынан жана узунунан кеткен күчтөрдүн биргелешкен аракетине бекемдик боюнча текшерүүсү кошо аткарылууга тийиш.

Б.3.1.2 Аралык устундарда октук N күчү болгон учурда төмөнкүдөй бекемдик шарттары аткарылышы керек:

- бекемделген текче үчүн (8.33) шарты аткарылууга тийиш, ал төмөнкүдөй түргө келет:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (\text{Б.21})$$

мында A_{ef} — бир калыптагы кысуу таасири астындагы туурасынан кесилиштин натыйжалуу аянты;

$W_{ef,x}$ — бекемделген текче үчүн эсептелген, x — x , огуна карата натыйжалуу туурасынан кесилиштин каршылык моменти;

ΔM_x — x — x борбордук огунун күчүтаасир эткен октун абалына карата жылышуусунан пайда болгон кошумча ийилүүчү момент (8.2.3-пунктту кара);

- эркин текче үчүн:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_{fy}}{W_{fy}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (\text{Б.22})$$

мында M_{fy} — (Б.23) боюнча аныкталуучу q_h эквиваленттүү туурасынан кеткен жүктөмүнөн келип чыккан эркин текчедеги ийилүүчү момент ((Б.24) боюнча аныкталат);

W_{fy} — y — y огуна карата ийилүүдө, дубалчанын жанаша бөлүгү менен бирге эркин текченин толук кесилишинин ийкемдүү каршылык моменти (дубалчанын чектеш бөлүгүнүн бийиктиги: Z -түрүндөгү жана C -түрүндөгү профилдер үчүн $0,2h$, ал эми Σ -түрүндөгү (сигма) профиль үчүн $0,17h$ катары кабыл алынат).

Б.3.1.3 Эркин текчедеги тегиздиктен тышкары буралуу жана ийилүү аракеттерине эквиваленттүү болгон q_h каптал жүктөмү төмөнкүгө барабар деп кабыл алынат:

$$q_h = k_h q, \quad (\text{Б.23})$$

мында k_h – Б.8-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу коэффициент.

Б.3.1.4 M_{fy} , эквиваленттүү туурасынан кеткен жүктөмүнөн келип чыккан, эркин текчедеги q_h , ийилүүчү моменти төмөнкү формула боюнча аныкталат (буга эркин чоюлган текчеси бар устундар кирбейт, мындай учурда текченин ыңгайлуу ийрилигинин жана геометриялык схеманын деформациялык эффектисинин оң таасиринен улам M_{fy} , моментин нөлгө барабар деп кабыл алууга болот):

$$M_{fy} = k_R M_{0,fy}, \quad (\text{Б.24})$$

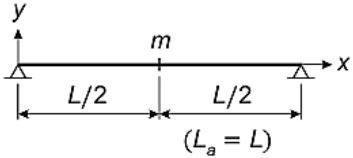
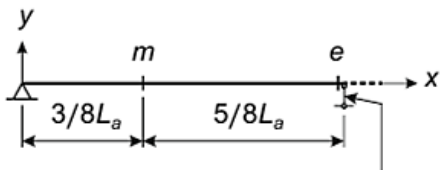
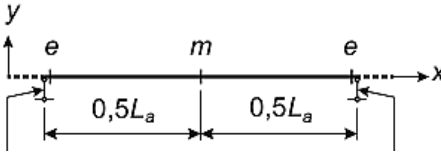
мында $M_{0,fy}$ – ийкемдүү-ийилчээк таянычты эске албагандагы эркин текчедеги баштапкы ийилүүчү момент;

k_R – натыйжалуу серпилгич-ийилчээк таяныч үчүн түзөтүү коэффициенти.

Б.3.1.5 Эркин текчедеги баштапкы ийилүүчү момент $M_{0,fy}$ арыштагы, таянычтардагы, бекемдөө чекиттериндеги жана алардын ортосундагы курч чекиттер үчүн Б.9-таблицасы боюнча аныкталат. Б.9-таблицасынын колдонуу чөйрөсү $R \leq 40$ барабарсыздыгы менен чектелген.

Каралып жаткан чекит жана тиешелүү чектик шарттар үчүн k_R түзөтүү коэффициенти Б.9-таблицасы боюнча (же Винклердин ийкемдүү негиздеги балкаларды эсептөө теориясын колдонуу менен) аныкталат. Мында (Б.19) формуласы боюнча аныкталуучу серпилгич-ийилчээк таяныч үчүн R .

Б.9- т а б л и ц а с ы. $M_{0,fy}$ баштапкы моментинин жана k_R түзөтүү коэффициентинин маанилери

Аралык устундун эсептөө схемасы	Чекит	$M_{0,fy}$	k_R
	m	$\frac{1}{8} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
 Бекемдөө же таяныч	m	$\frac{9}{128} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0314R}{1 + 0,396R}$
 Бекемдөө же таяныч	m	$\frac{1}{24} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0178R}{1 + 0,191R}$

Б.3.2 Туруктуулук боюнча көтөрүү жөндөмдүүлүгү

Б.3.2.1 Дубалчасында же текчесинде кошумча катуулук элементтери бар, же аларсыз С-түрүндөгү, Z-түрүндөгү жана Σ -түрүндөгү кесилиштердеги аралык устундар төмөнкү туруктуулук шарттарынын аткарылышы боюнча эсептелет:

- Б.3.2.2. ылайык кысылган эркин текченин туруктуулугу;
- 8.9.1. ылайык таяныч реакциясынын таасири астында дубалчалардын туруктуулугу;
- 8.9.8. ылайык үзгүлтүксүз аралык устундардын ортоңку таянычтарында таяныч реакциясынын жана ийилүүчү моменттин биргелешкен таасири астында дубалчалардын туруктуулугу;
- октук кысуучу N , күчү болгон учурда, эгерде башкы окко карата узунунан ийилүү туруктуулугунун коэффициенти тегиздиктеги текчинин туруктуулугун текшерүүдөгү коэффициенттен (Б.3.2.2 кара) аз болсо, мисалы, тегиздикте көптөгөн бекитүүлөр болгон шартта, 8.2.8. ылайык туруктуулуктун жалпак формасын жоготуусуна (узунунан ийилүүгө) текшерүү жүргүзүлүшү керек.

Б.3.2.2 Эркин текче кысылган учурда анын туруктуулук боюнча көтөрүү жөндөмдүүлүгүн төмөнкү туюнтманы колдонуу менен баалоого болот:

$$\frac{1}{\chi_{fy} R_y \gamma_c} \left(\frac{N}{A_{ef} R_y \gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right) + \frac{M_{fy}}{W_{fy} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (\text{Б.25})$$

мында χ_{fy} – (Б.26) туюнтмасы боюнча аныкталуучу ийилүүнүн жалпак формасы үчүн туруктуулук коэффициенти (эркин текченин туруктуулукту жоготуусунун түз формасы).

$$\chi_{fy} = \frac{1}{\Phi_{fy} + \sqrt{\Phi_{fy}^2 - 0,75 \bar{\lambda}_{fy}^2}} \leq \left(1; \frac{1}{\bar{\lambda}_{fy}^2} \right), \quad (\text{Б.26})$$

мында $\Phi_{fy} = 0,5[1 + 0,34(\bar{\lambda}_{fy} - 0,4) + 0,75 \bar{\lambda}_{fy}^2];$ (Б.27)

мында $\bar{\lambda}_{fy}$ – эркин текченин туруктуулук боюнча текшерүүдөгү шарттуу ийкемдүүлүктөмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\bar{\lambda}_{fy} = \frac{L_{fy}}{\pi i_{fy}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (\text{Б.28})$$

мында L_{fy} – Б.3.2.3 жана Б.3.2.4. ылайык аныкталуучу эркин текченин эсептелген узундугу;

i_{fy} – огуна карата ийилүүдө дубалчанын жанаша бөлүгү менен бирге эркин текченин толук кесилишинин инерция радиусу (дубалчанын жанаша бөлүгүнүн бийиктиги: Z-түрүндөгү C-түрүндөгү профилдер үчүн $0,2h$, ал эми Σ -түрүндөгү профиль үчүн $0,17h$ барабар деп кабыл алынат).

Б.3.2.3 Кысуучу (төмөн карай багытталган), же жулуучу (жогору карай багытталган) жүктөмдөр үчүн, $0 \leq R \leq 200$ болгондо, L узундугу боюнча кысуучу чыңалуулар өзгөргөнүчүрдө туруктуулукка текшерүүдө эркин текченин эсептик узундугу (Б.5 жана Б.6-сүрөттөрүн кара) төмөнкүдөй аныкталат:

$$L_{fy} = \eta_1 L_a (1 + \eta_2 R^{\eta_3})^{\eta_4}, \quad (\text{Б.29})$$

мында L_a – кысылган эркин текченин бекемдөөлөрүнүн ортосундагы аралык, ал эми алар жок болсо — аралык устундун L арышы;

R – (Б.19) формуласы боюнча аныкталуучу коэффициент; $\eta_1 - \eta_4$ – Б.10 жана Б.11-таблицаларында, ошондой эле Б.3.2.5. Б.3.2.4. берилген коэффициенттер. Б.10 жана Б.11-таблицаларында берилген маалыматтарды төмөнкү учурларда гана колдонууга болот:

- узунунан кеткен кысуучу N күчү жок болсо (узунунан кысуучу күч бар болгондо $\eta_1 - \eta_4$ коэффициенттери Б.3.2.5. ылайык аныкталат);

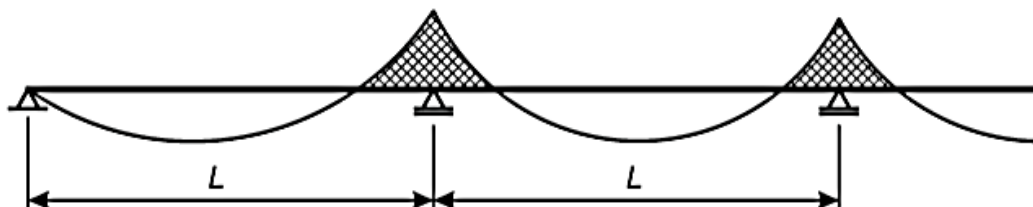
- узундугу боюнча бир калыпта жүктөлгөн үзүлмө аралык устундар үчүн жана арыштары бирдей, ар бир тилкесинде бир калыпта жүктөлгөн үзгүлтүксүз аралык устундар үчүн;

- бири-биринин үстүнө бастырылып, же катмарлар аркылуу жиктери жок

аралык устундар үчүн;

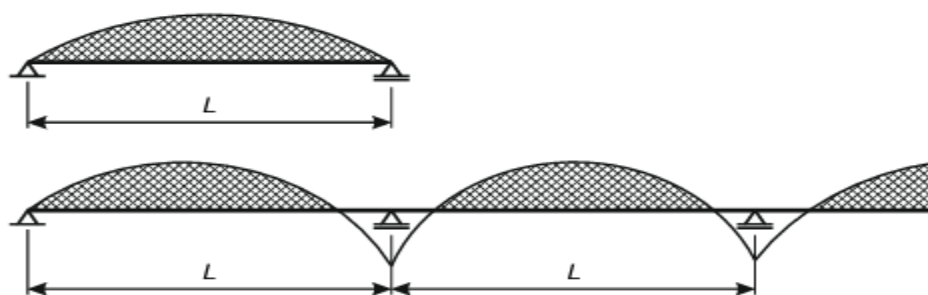
- эркин текчесинде (алар бар болгон учурда) бекемдөөлөрү менен бири-биринен бирдей аралыкта жайгашкан аралык устундар үчүн.

Э с к е р т ү ү — бири-биринин үстүнө бастырылып, же катмарлар аркылуужиктердеги бурулуудан улам, аралык устундардагы бурулуу моменти бурулуусу жок моменттен чоңураак болушу мүмкүн, бул аралык устундардагы эсептик узундуктун чоңоюшуна алып келет. Мындай учурда эсептөө Б.3.2.5. талаптарын эске алуу менен жүргүзүлүшү керек.



Э с к е р т ү ү – Эркин текченин кысылган зоналары чиймеленип көрсөтүлгөн.

Б.5-сүрөт – Кысуучу (төмөн карай багытталган) жүктөмдүн таасири астында эркин текчедеги кысуучу чыңалуулардын өзгөрүшү



Э с к е р т ү ү – Эркин текченин кысылган зоналары чиймеленип көрсөтүлгөн

Б.6-сүрөт – Жулуучу (жогору карай багытталган) жүктөмдүн таасири астында эркин текчедеги кысуучу чыңалуулардын өзгөрүшү

Б.10 - т а б л и ц а – Бекемдөөлөрдүн саны 0, 1, 2, 3, 4 болгондогу жана төмөн карай багытталган (кысуучу) жүктөмдөгү коэффициенттери

Жайгашкан орду	Бекемдөөлөрдүн саны	η_1	η_2	η_3	η_4
Четки арыш	0	0,414	1,72	1,11	-0,178
Ортоңку арыш		0,657	8,17	2,22	-0,107
Четки арыш	1	0,515	1,26	0,868	-0,242
Ортоңку арыш		0,596	2,33	1,15	-0,192
Ортоңку жана четки арыштар	2	0,596	2,33	1,15	-0,192
Ортоңку жана четки арыштар	3 жана 4	0,694	5,45	1,27	-0,168

Б.11- т а б л и ц а – Бекемдөөлөрдүн саны 0, 1, 2, 3, 4 болгондогу жана өйдө карай багытталган (жулуучу) жүктөмдөгү η_i коэффициенттери

Жайгашкан орду	Бекемдөөлөрдүн саны	η_1	η_2	η_3	η_4
Бир арыш	0	0,694	5,45	1,27	-0,168
Четки арыш		0,515	1,26	0,868	-0,242
Ортоңку арыш		0,306	0,232	0,742	-0,279
Бир арыш жана четки арыштар	1	0,800	6,75	1,49	-0,155
Ортоңку арыш		0,515	1,26	0,868	-0,242
Бир арыш	2	0,902	8,55	2,18	-0,111
Четки и ортоңку арыштар		0,800	6,75	1,49	-0,155
Бир жана четки арыштар	3 жана 4	0,902	8,55	2,18	-0,111
Ортоңку арыш		0,800	6,75	1,49	-0,155

Б.3.2.5 Эгерде аралык устундарда узунунан кеткен кысуучу N , күчү бар болсо, ошондой эле аралык устундар Б.3.2.4. берилген шарттарга жооп бербесе, $\eta_1 - \eta_4$ коэффициенттерин төмөнкүдөй кабыл алуу керек:

- төмөн карай багытталган жүктөм үчүн: $\eta_1 = 0,75$; $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0$;
- жулуучу жүктөм үчүн: $\eta_1 = 0,95$; $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0$;

Б.4 Катуулук диафрагмасын эсепке алуу менен профилденген листтен имараттарды долбоорлоо

Б.4.1 Жалпы жоболор

Б.4.1.1 Бул бөлүмдө аралаш конструкциянын бөлүктөрү катары биргелешип иштеген конструкциялык элементтер менен төшөлмөнүн ортосундагы өз ара аракети каралат. Бул бөлүмдүн талаптары болоттон жасалган диафрагмаларга гана тиешелүү.

Б.4.1.2 Каптамдарда, же кабаттар аралык тосмолордо катуулук диафрагмасы катары профилденген төшөлмө колдонулат. Дубал тосмолорунда катуулук диафрагмасы катары кассеталык профилдер колдонулат.

Б.4.2 Диафрагманын иши

Б.4.2.1 Эсептөөдө каптамдарда, кабаттар аралык тосмолордун, же дубал каптоолорунун төшөлмөлөрүнөн түзүлгөн диафрагмалар өздөрүнүн жылышуу

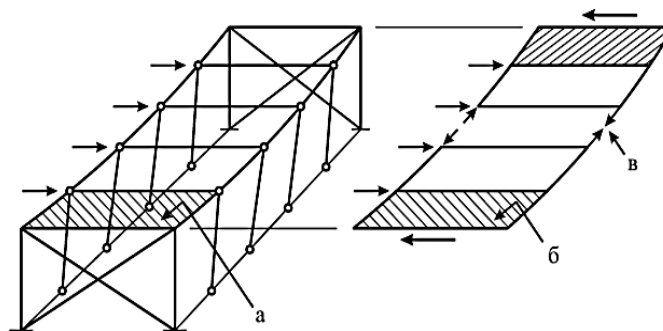
катуулугу жана бекемдиги аркылуу каркастын жалпы катуулугун жана бекемдигин жогорулата тургандыгын эске алуу зарыл.

Б.4.2.2 Каптамдар жана кабаттар аралык тосмолор имараттын бүткүл узундугу боюнча жайгашкан, өз тегиздигинде горизонталдык туурасынан кеткен жүктөмдөрдү кабыл алуучу жана аларды четки, же ортоңку байланыш алкактарына өткөрүп берүүчү устун-дубалчалар катары каралат. Металл төшөлмө өз тегиздигинде жылышуучу туурасынан кеткен жүктөмдөрдү кабыл алуучу устун дубалчасы катары, ал эми четки элементтер – октук чоюучу жана кысуучу күчтөрдү кабыл алуучу устундун алкактары катары каралат (Б.7 жана Б.8-сүрөттөрүн кара).

Б.4.3 Төшөлмөнү катуулук диафрагмасы катары колдонуу шарттары

Б.4.3.1 Көтөрүүчү каркастын курамдык бөлүгү болуп саналган төшөлмөнү катуулук диафрагмасы катары колдонуу төмөнкү шарттарда а гана мүмкүн болот:

- төшөлмө өзүнүн негизги кызматын камсыз кылуудан тышкары, конструкциялардын төшөлмө тегиздигинде жылышына тоскоолдук кылуу үчүн жетиштүү жылышуу катуулугуна ээ болушу керек;
- диафрагмалардын иштөөсү учурунда алкактарда пайда болгон күчтөрдү кабыл алуучу узунунан кеткен четки элементтери болушу зарыл;
- каптамдар жана кабаттар аралык тосмолордун диафрагмаларынан келген күчтөр пайдубалга байланыш рамалары, башка диафрагмалар, же рамалардын жылышына тоскоол болгон башка ыкмалар аркылуу берилет;
- бириктирүүчү тетиктердин көтөрүү жөндөмдүүлүгү диафрагмадан негизги болот каркаска берилүүчү жана төшөлмөнү четки элементтер менен бирге алкак катары иштетүү үчүн бириктирүүчү күчтөргө шайкеш келиши керек;
- төшөлмө каркастын ажырагыс конструктивдик бөлүгү катары каралат жана аны тиешелүү компенсациясыз алып салууга болбойт;
- эсептөөлөрдү жана чиймелерди камтыган долбоордо имараттын катуулук диафрагмасынын иштөөсүн эске алуу менен долбоорлонгондугу милдеттүү түрдө белгилениши керек;
- гофралары чатыр жабуунун боюна багытталган төшөлмөлөр үчүн диафрагманын иштөөсүнөн алкактарда пайда болгон күчтөр төшөлмөнүн өзү тарабынан кабыл алынат;
- жылышуу катуулугу жылышуучу күчтүн багытынан (гофралардын боюна, же туурасына) көз каранды эмес;
- туурасынан түшкөн жүктөм төшөлмөнүн жылышуу катуулугуна таасир этпейт.

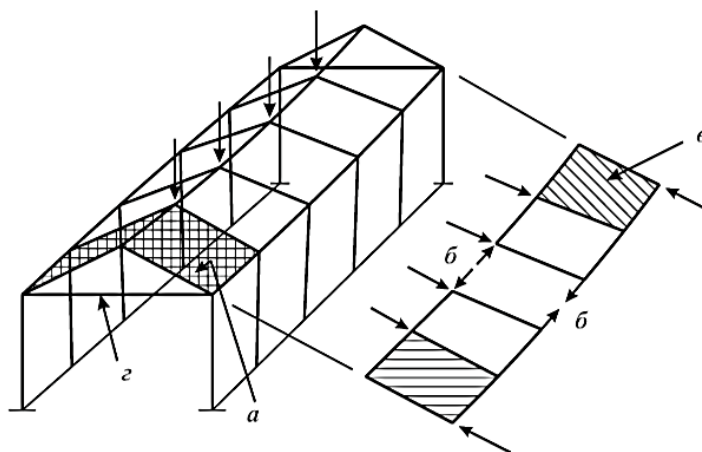


а – төшөлмө; б – төшөлмөдөгү жылышуу зонасы; в – четки элементтердин алкактарындагы күчтөр

Б.7-сүрөт – Жалпак жабуусу менен имаратта диафрагманын иштөөсү

Б.4.3.2 Вертикалдык катуулук диафрагмаларынын иштөөсүн эске алуу менен жүргүзүлүүчү эсептөөлөр, биринчи кезекте, бийик эмес имараттар, же бийик каркастуу имараттардын жабуулары жана фасаддары үчүн колдонулат.

Б.4.3.3 Диафрагмалар түздөн-түз төшөлмө аркылуу берилүүчү шамал, кар жана башка жүктөмдөрдү кабыл алуу үчүн колдонулат. Ошондой эле алар жеңил асма крандардын, же монорельстеги көтөргүчтөрдүн тормоздоо күчтөрү сыяктуу анча чоң эмес кыймылдуу жүктөмдөрдү кабыл алуу үчүн да колдонулат. Диафрагмалар жабдуулардан, же көпүрө крандарынан түшкөн узакка созулган тышкы жүктөмдөрдү кабыл алуу үчүн колдонулбайт.



а – төшөлмө; б – четки элементтердин алкактарындагы күчтөр; в – төшөлмөдөгү жылышуу зонасы; г – чатыр жабуусунан келген күчтөрдү кабыл алуу үчүн талап кылынуучу керме

Б.8-сүрөт – Эки жантаймалуу чатыры менен имаратта диафрагманын иштөөсү

Б.4.4 Болот профилденген төшөлмөдөн жасалган диафрагмалар

Б.4.4.1 Профилденген төшөлмөдөн жасалган диафрагмада (Б.8-сүрөт) төшөлмө листтеринин эки учу тең таяныч элементтерине өзү кесүүчү буроолор, дюбелдер, ширетүү, болттор же бекитүүнүн башка түрлөрү менен бекитилиши керек. Бириктирүүлөр төшөлмө бузулганга чейин иштен чыкпай, суурулуп, же кесилип калбай иштеши керек. Бекитүүнүн бардык түрлөрү түздөн-түз төшөлмө

аркылуу таяныч элементине орнотулушу керек, мисалы, эгер эсептөө менен аныкталган күчтөрдүн натыйжалуу берилишин камсыз кылуучу башка чаралар каралбаса, профилденген листтерди гофралары аркылуу бекитилет.

Б.4.4.2 Эгерде профилденген төшөлмө (трапеция түрүндөгү гофралары менен) устундун кысылган текчесине бириктирилсе жана (Б.1) барабарсыздык шарты аткарылса, анда устунду төшөлмө бетинде капталга жылуудан үзгүлтүксүз бекемделген катары кароого болот.

Эгерде профилденген төшөлмө устунга толкун аркылуу бекитилсе, анда жылышуу катуулугун $0,2S$ маанисине барабар деп кабыл алуу керек.

Э с к е р т ү ү — (Б.1) барабарсыздык трапеция түрүндөгү профилденген төшөлмө менен гана эмес, төшөлмөнүн башка түрлөрү менен бириктирилген устун текчелеринин туурасынан кеткен туруктуулугун аныктоодо да колдонууга жол берилет, эгерде алардын бириктирүүлөрү тиешелүү эсептөө менен негизделген болсо.

Б.4.4.3 Чектеш листтердин ортосундагы узунунан кеткен жиктерди төшөлмө бузулганга чейин иштен чыкпай турган, суурулуп кетпеген, же кесилбеген бекиткичтер, өзү кесүүчү буроолор, чекиттик ширетүү, же бекитүүнүн башка түрлөрү менен аткаруу зарыл. Мындай бекиткичтердин аралыгы 500 мм ашпоого тийиш.

Б.4.4.4 Бекиткичтердин бардык түрлөрүнөн листтердин четтерине жана учтарына чейинки аралыктар төшөлмөнүн кырынын мөөнөтүнөн мурда жыртылып кетүүсүн алдын алуу үчүн жетиштүү болушу керек.

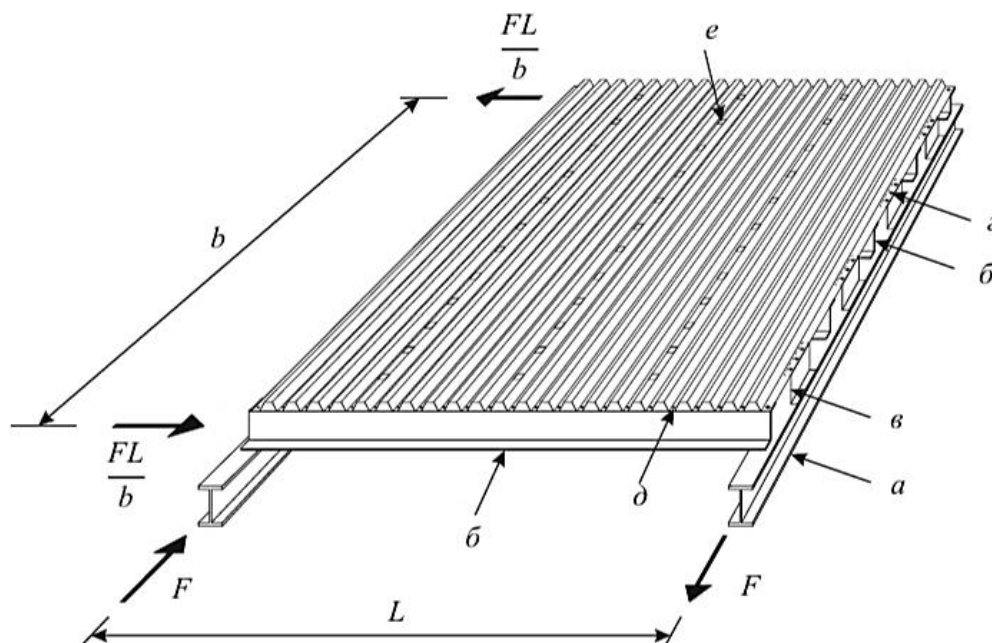
Б.4.4.5 Жалпы эсептелген бекиткичтердин саны сакталган шартта, жалпы аянты жабылган аянттын 3 % ашпаган, туш келди жайгаштырылган чакан тешиктерди эсептөөсүз калтырууга жол берилет. Жабылган аянттын (эсепке алынуучу диафрагманын бетинин аянтынын) 15 % чейинки аянтты ээлеген тешиктер деталдуу эсептөөлөргө ылайык жайгаштырылат. Чоң тешиктерибар тилкелер кичирээк тилкелерге бөлүнүшү керек, алардын ар бири өзүнчө диафрагма катары иштейт.

Б.4.4.6 Диафрагманын жылышууга көтөрүмдүүлүгү узунунан кеткен жиктердин, же гофраларга параллель болгон таянычтардагы бекиткичтердин, же болбосо узунунан кеткен четки элементтерге гана бекитилген диафрагмалар үчүн листтердин учтарындагы бекиткичтердин (Б.9-сүрөт) чектүү бекемдигинин минималдуу мааниси менен аныкталат. Диафрагманын жылышууга карата эсептик көтөрүмдүүлүгү бул минимумдан кеминде төмөнкүдөй пайызга ашуусу керек:

- 40 – листтердин аралык устундарга бекитилген жерлери жылышуунун жана шамалдын соруу күчүнүн биргелешкен таасиринен бузулганда;

- 25 – бузулуунун кандай болбосун башка түрүндө.

Б.4.4.7 Диафрагманы түзгөн бардык төшөлмөлөр алдын ала ийилүүгө эсептелиши керек. Төшөлмөнүн диафрагма катары бир убакта иштөөсүндө анын ийилүүгө болгон көтөрүмдүүлүгүнүн төмөндөшүн алдын алуу үчүн, диафрагма катары иштөө учурундагы чыңалуулар $0,25 R_{yn}/\gamma_m$ маанисинен ашпоого тийиш экенин эске алуу зарыл.



а- устун; *б*-арыштуу устун; *в* - жылышуу байланышы; *г* - төшөлмөнү жылышуу байланышына бекитүү; *д* - төшөлмөнү арыкка бекитүү; *е* - төшөлмө листтерин өз ара бекитүү

Б.9-сүрөт – Өзүнчө панелдин конструкциясы

Б.4.5 Кассеталык профилдерден жасалган диафрагмалар

Б.4.5.1 Диафрагмаларды түзүү үчүн колдонулуучу кассеталык профилдердин жогорку катуулуктагы жазы текчелери болушу керек.

Б.4.5.2 Диафрагмалардагы кассеталык профилдерди узунунан кеткен четтери боюнча (дубалдары аркылуу) бекитүү аралыгы $e_s \leq 300$ мм болгон металл буюмдар (адатта - бекиткичтер аркылуу) менен бириктирүү зарыл. Алар жазы текчеден $e_u \leq 30$ мм аралыкта жайгаштырылышы керек (Б.10-сүрөт).

Б.4.5.3 Болот кассеталык профили үчүн жылышуу катуулугун S төмөнкү формула боюнча аныкташат:

$$S = S_v a_p, \quad (\text{Б.30})$$

мында S_v – Б.4.5.4. боюнча аныкталуучу узундук бирдигине карата кассеталык профилдерден турган диафрагманын катуулугу;

a_p – кассеталык профиль бекитиле турган элементтердин кадамы (кассеталык профилдин арышы).

Б.4.5.4 Кассеталык профилдерден турган диафрагманын узундук бирдигине карата катуулугу төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$S_v = \frac{k_\alpha L_d b_u}{e_s (b - b_u)}, \quad (\text{Б.31})$$

мында L_d – жылышуу диафрагмасынын жалпы узундугу (кассеталык профилдердин арышын бойлоп);

b – жылышуу диафрагмасынын жалпы жазылыгы ($b = \sum b_u$)

b_u – кассеталык профилдин жазылыгы (Б.10-сүрөттү кара);

e_s – арыш багытындагы металл буюмдардын ортосундагы аралык (Б.10-сүрөттү кара);

k_α – катуулуккоэффициенти (Б.4.5.5 кара).

Б.4.5.5 5 Катуулук коэффициенти k_α сыноолордун жыйынтыгы боюнча аныкталат. Табигый шарттардагы сыноолор жок болгон учурда, k_α маанисинин 2000 Н/мм барабар деп кабыл алынат.

Б.4.5.6 Чектүү баскычта эсептик жүктөмдөрдөн келип чыккан жылышуу күчү T_v төмөнкү формула боюнча аныкталуучу $T_{v,R}$, маанисинен ашпоого тийиш:

$$T_{v,R} = 8,43E \sqrt[4]{I_a \left(\frac{t}{b_u} \right)^9}, \quad (\text{Б.32})$$

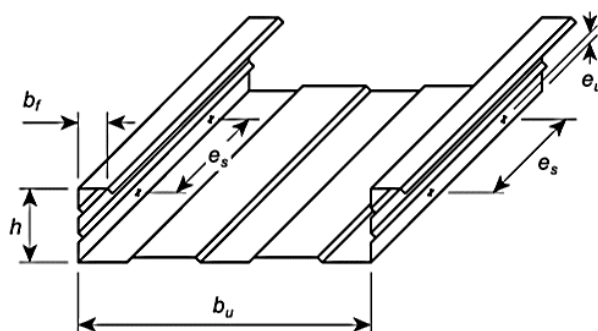
мында I_a – жазы текченин a - a өзүнүн огуна карата инерция моменти (9.1-сүрөттү кара);

b_u – кассеталык профилдин жазылыгы (Б.10-сүрөттү кара).

Б.4.5.7 Ченемдик жүктөмдөрдөн келип чыккан жылышуу күчү T_v төмөнкү формула боюнча эсептелүүчү $T_{v,C}$, маанисинен ашпоого тийиш:

$$T_{v,C} = \frac{S_v}{750}, \quad (\text{Б.33})$$

мында S_v – (Б.31) формуласы боюнча эсептелүүчү узундук бирдигине карата диафрагманын жылышуу катуулугу.



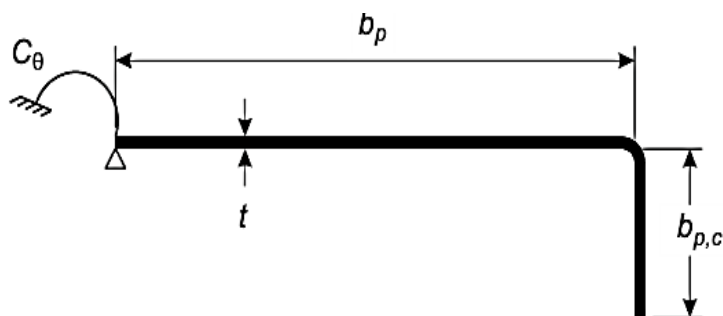
Б.10-сүрөт – Узунунан кеткен жиктеги металл буюмдардын жайгашуусу

В тиркемеси

Кысылган катуулук элементтеринин натыйжалуу жазылыгын аныктоо

В.1 Ийилген четтери менен кысылган текчелердин натыйжалуу жазылыгын аныктоо тартиби

В.1.1 Профилдин текчесин бекемдеп турган бир катарлуу четки ийилген бөлүгүн эсептө этап менен жүргүзүлүшү керек. В.1-сүрөттө теориялык жазылыгы b_p болгон кысылган текчинин жана теориялык жазылыгы болгон бир катарлуу четки ийилген бөлүгүнүн $b_{p,c}$ толук брутто кесилиши көрсөтүлгөн.



В.1-сүрөт – Четки шарттары менен кысылган текчинин кесилиши

В.1.2 Биринчи этап

Четки катуулук элементи менен текчинин баштапкы натыйжалуу туурасынан кесилишинин негизги параметрлерин аныкташат (В.2 сүрөттү кара).

Кысылган b_p текчеси үчүн b_{e1} жана b_{e2} туруктуу тилкелери 7.2. жана 7.3.1.7, же 7.3.1.8-таблицаарга ылайык, эки тарабынан таянган пластина катары (7.15), (7.16) же (7.23) формулалары боюнча аныкталат. Мында катуулук элементи пластинаны катуу бекемдейт ($K = \infty$) деп болжолдонот, ал эми текчедеги нормалдуу кысуучу чыңалуулардын деңгээли төмөнкүгө барабар:

- 7.3.1.7- пунктунда көрсөтүлгөн талаптарга ылайык редукияны аныктоодо, 7.2-таблицанын формулаларында $\sigma_1 = R_y$ деп кабыл алынат.

- 7.3.1.8- пунктуна ылайык кесилиштеги редукияны альтернативдик ыкма менен аныктоодо, 7.2- таблицанын формулаларында σ_1 мааниси пластинадагы белгилүү бир итерацияга туура келген максималдуу кысуучу чыңалууга барабар деп кабыл алынат.

Андан ары текчинин c_{ef} бир катарлуу четки ийилген бөлүгүнүн мааниси (7.28) формуласы боюнча эсептелет:

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}.$$

Текчинин четки ийилген бөлүгүнүн (жазылыгы болгон пластинанын $b_{p,c}$) редукиялык коэффициентин ρ (7.17), (7.18) же (7.24) формулалары боюнча

аныктоодо, чыңалуу абалынын коэффициентинин k_σ мааниси (7.29) жана (7.30) формулалары боюнча аныкталат:

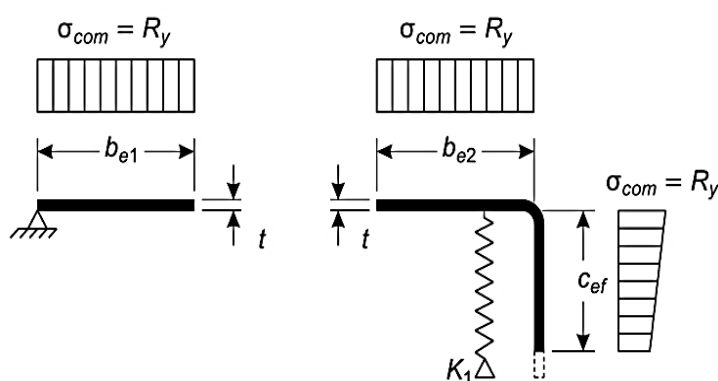
$$k_\sigma = 0,5,$$

эгерде $\frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35;$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2},$$

эгерде $0,35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,60.$

Андан кийин катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилишинин аянты жана инерция моменти ($a-a$ огуна карата) аныкталат (7.8 жана В.2-сүрөттөрүн кара).



В.2-сүрөт – Биринчи этап $\sigma_{com} = R_y$ болгондогу жана нормалдуу чыңалуулардагы катуулук $K = \infty$ элементи менен кысылган текчинин баштапкы натыйжалуу туурасынан кесилиши

В.1.3 Экинчи этап

Четки ийилген бөлүк борбордук кысылган өзөк катары жалпы туруктуулугун жоготот (В.3-сүрөттү кара) деген божомол менен толук калыңдыгы t , болгон b_{e2} жана c_{ef} тилкелерин камтыган катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилишинин туруктуулугун жоготуучу курч чыңалуусу аныкталат.

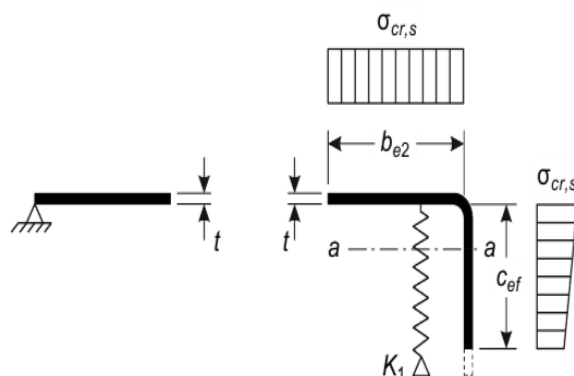
Серпилгичтүү туруктуулукту жоготуунун курч чыңалуусу (7.34) формуласы боюнча аныкталат:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 E I_s}}{A_s},$$

мында K_1 – серпилгич-ийилчээк байланыштын катуулугу;

I_s – четки катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилишинин $a-a$ огуна карата инерция моменти;

A_s – биринчи баскыктагы четки катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилишинин аянты (7.8 жана В.2-сүрөттөрүн кара).



В.3-сүрөт – Экинчи этап биринчи этапта алынган четки катуулук элементинин туруктуулугун жоготуучу курч чыңалуулары $\sigma_{cr,s}$

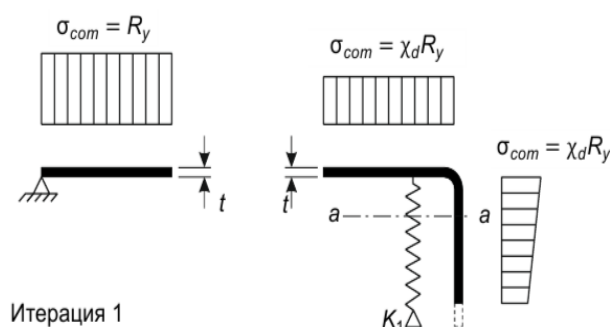
Андан ары 7.3.2.9-пунктуна жана (7.37)–(7.40) формулаларына ылайык, шарттуу ийилчээкти $\bar{\lambda}_d$ эске алуу менен, кесилиш формасынын туруктуулугун жоготуусунун (четки катуулук элементинин туруктуулугун жоготуусунун жалпак формасы) натыйжасында көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн төмөндөө коэффициенти χ_d (В.4-сүрөттү кара) аныкталат:

$$\chi_d = 1,0, \quad \text{эгерде } \bar{\lambda}_d \leq 0,65;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d, \quad \text{эгерде } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38;$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{эгерде } \bar{\lambda}_d \geq 1,38,$$

мында $\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$.



В.4-сүрөт – Экинчи баскыч. A_s аянты менен катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилиши үчүн төмөндөтүлгөн бекемдик $\chi_d R_y$

В.1.4 Үчүнчү этап

Үчүнчү этап милдеттүү эмес жана χ_d маанисин итерациялык тактоону болжолдойт, мында катуулук элементиндеги чыңалуу $\chi_d R_y$ барабар жана өзгөртүлгөн ρ маанилери кабыл алынат.

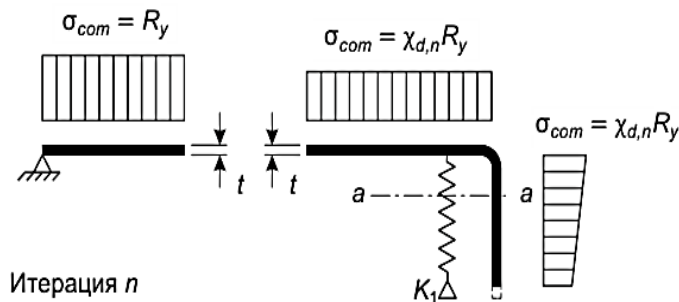
Итерацияны 7.3.1.7. ылайык алынган ρ маанилеринин модификацияланган маанилеринен башташат, бирок $\bar{\lambda}_p$ ордуна төмөнкү формула боюнча аныкталуучу $\bar{\lambda}_{p,red}$, мааниси кабыл алынат:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d}. \quad (B.1)$$

(B.1) формуласында $\bar{\lambda}_p$ мааниси биринчи итерациядан, ал эми χ_d мааниси мурунку итерациядан алынат. Мында ар бир итерацияда катуулук элементине жанаша кысылган пластиналардын туруктуу тилкелеринин көлөмдөрү (b_{e2} жана c_{ef}) жана b_p жана c , толук маанилердин негизинде такталып турат, ал эми калыңдыгы өзгөрбөйт жана t калыңдыгына барабар деп кабыл алынат (B.5-сүрөттү кара).

Итерациялар төмөнкү шарттар аткарылганга чейин жүргүзүлөт:

$\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, бирок $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$.



В.5-сүрөт – Үчүнчү этап. n итерациядагы $A_{s,n}$ аянты менен катуулук элементинин такталган эсептик кесилиши үчүн $\chi_{d,n} R_y$ төмөндөтүлгөн бекемдик

В.1.5 Төртүнчү этап

Катуулук элементинин натыйжалуу аянтын аныкталат. Четки катуулук элементинин натыйжалуу аянтын (B.6-сүрөттү кара) 7.3.2.10. жана (7.41) формуласына ылайык эсептелет:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s.$$

Натыйжалуу туурасынан кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо натыйжалуу аянт $A_{s,red}$ A_s аянтына кирген бардык элементтер үчүн

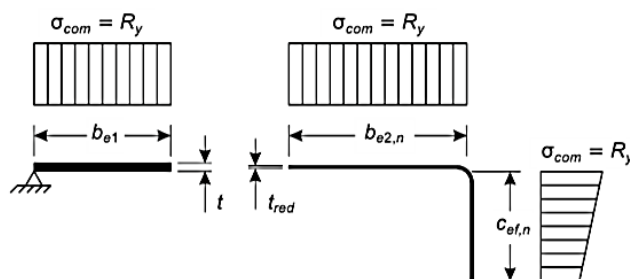
азайтылган калыңдыкты t_{red} эске алуу менен такталат. t_{red} мааниси 7.3.2.1. жана (7.42) – (7.44) формулаларына ылайык эсептелет:

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s};$$

$$t_{red} = \chi_d t \quad \text{при } \sigma_{com,s} = R_y;$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq t \quad \text{при } \sigma_{com,s} < R_y,$$

мында $\sigma_{com,s}$ – натыйжалуу туурасын кесилиш үчүн эсептелген, катуулук элементинин борбордук огун бойлой багытталган кысуучу чыңалуу.



В.6-сүрөт – Төртүнчү этап. Четки катуулук элементи менен кысылган текченин акыркы натыйжалуу туура кесилиши

В.2 Ортоңку катуулук элементи менен кысылган текчелердин натыйжалуу жазылыгын аныктоо тартиби

В.2.1 Кысылган пластинаны бекемдөөчү ортоңку катуулук элементин эсептөөнү этап менен жүргүзүү керек.

В.2.2 Биринчи этап

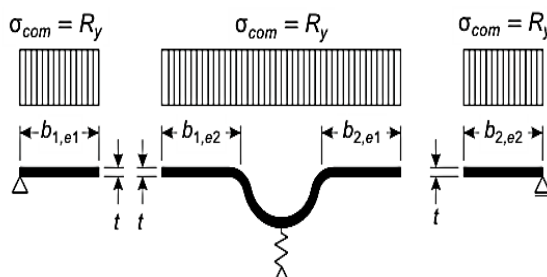
Ортоңку катуулук элементи менен пластинанын баштапкы натыйжалуу туурасынан кесилиши аныкталат (В.7-сүрөттү кара). 7.2-таблицага жана 7.3.1.7 же 7.3.1.8, ошондой эле (7.15), (7.16) же (7.23) формулаларына ылайык, $b_{1,e1}$, $b_{1,e2}$ жана $b_{2,e1}$, $b_{2,e2}$ маанилерин аныкталат. Мында катуулук элементи пластинаны катуу бекемдейт ($K = \infty$) деп болжолдонот, ал эми пластинадагы нормалдуу кысуучу чыңалуулардын деңгээли төмөнкүнү түзөт:

- 7.3.1.7-пунктуна ылайык редукцияны аныктоодо, 7.2-таблицадагы формулаларда $\sigma_1 = R_y$ деп кабыл алынат;

- 7.3.1.8-пунктунда көрсөтүлгөн альтернативдик ыкма менен кесилиштеги редукцияны аныктоодо, 7.2-таблицадагы формулаларда σ_1 маанисин пластинадагы

белгилүү бир итерацияга туура келген максималдуу кысуучу чыңалууга барабар деп кабыл алынат.

Андан ары ортоңку катуулук элементинин баштапкы эсептиккесилишинин аянтын жана инерция моментин (a – a огуна карата) аныкташат (7.9 жана В.7 сүрөттөрдү В.7 кара).



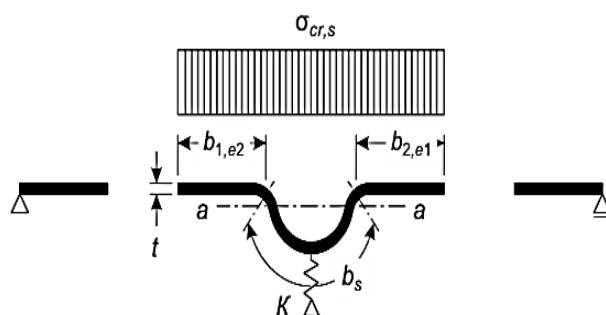
В.7-сүрөт – Биринчи этап. $K = \infty$, шартында жана нормалдуу чыңалууларда ортоңку катуулук элементи менен кысылган пластинанын баштапкы натыйжалуу туура кесилиши

$$\sigma_{com} < R_y$$

В.2.3 Экинчи этап

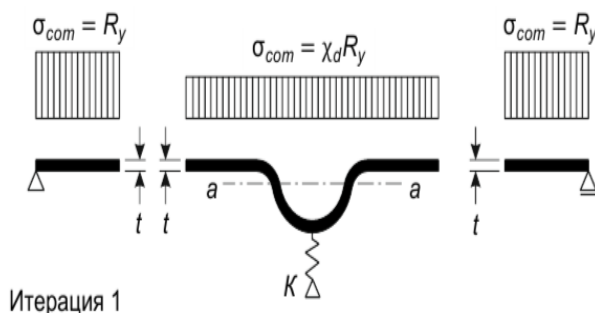
Катуулук элементи борбордук кысылган өзөк катары жалпы туруктуулугун жоготот деген божомол менен, t толук калыңдыктагы, $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ жана b_s тилкелерин камтыган ортоңку катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилишинин туруктуулугун жоготуучу курч чыңалуусу аныкталат (В.8-сүрөттү кара).

Серпилгичтүү туруктуулукту жоготуунун курч чыңалуусу 7.3.3.5. жана (7.46) формуласына ылайык аныкталат.



В.8-сүрөт – Экинчи этап. Туруктуулукту жоготуунун курч чыңалуулары $\sigma_{cr,s}$

Андан ары 7.3.2.9. жана (7.37) – (7.40) формулаларына ылайык, $\bar{\lambda}_d$ шарттуу ийкемдүүлүктү эске алуу менен, кесилиш формасынын туруктуулугун жоготуусунун (ортоңку катуулук элементинин туруктуулугун жоготуусунун жалпак формасы) натыйжасында χ_d көтөрүү жөндөмдүүлүгүн төмөндөтүү коэффициенти аныкталат (В.9-сүрөттү кара).



В.9-сүрөт – Экинчи этап. A_s аянты менен катуулук элементинин баштапкы эсептик кесилиши үчүн төмөндөтүлгөн бекемдик $\chi_d R_y$

В.2.4 Үчүнчү этап

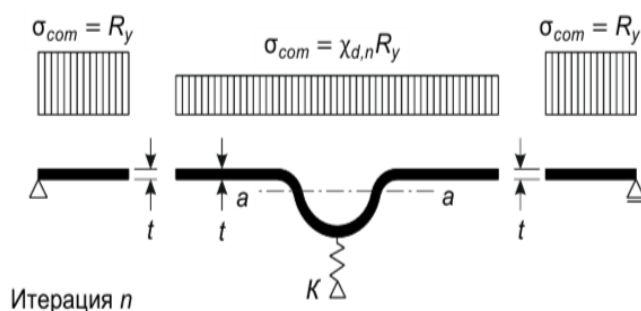
Үчүнчү баскыч милдеттүү эмес жана катуулук элементинин чыңалуусу χ_d , маанисин итерациялык тактоону болжолдойт, анда ρ маанисинин өзгөрүшүндө катуулук элементиндеги чыңалуу $\chi_d R_y$, барабардеп кабылалынат.

Итерация 7.3.1.7 ылайык ρ модификацияланган маанилеринен башталат, бирок $\bar{\lambda}_p$ ордуна (В.1) формуласы боюнча аныкталуучу $\bar{\lambda}_{p,red}$ кабыл алынат.

(В.1) формуласында $\bar{\lambda}_p$ мааниси биринчи, ал эми χ_d мааниси мурунку итерация боюнча кабыл алынат. Мында катуулук элементине жакын кысылган пластиналардын туруктуу тилкелеринин өлчөмдөрү ($b_{1,e2}$, жана $b_{2,e1}$) ар бир итерацияда b_{p1} жана b_{p2} , толук маанилеринин негизинде такталып турат, ал эми калыңдыгы өзгөрбөйт жана t маанисине барабар деп кабыл алынат (В.10-сүрөттү кара).

Төмөнкү шарттар аткарылганга чейин итерациялар жүргүзүлө берет:

$$\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}, \text{ бирок } \chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}.$$

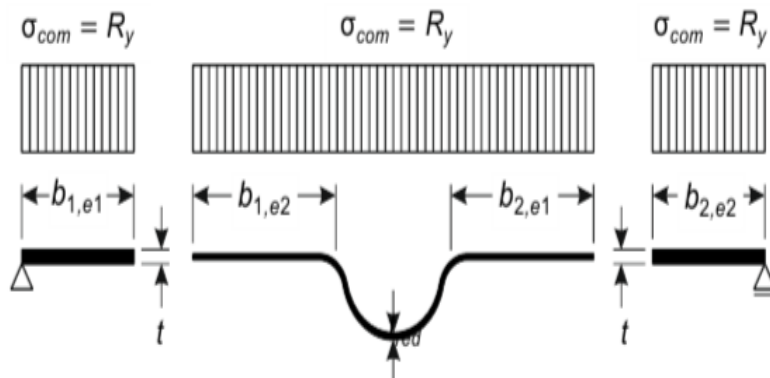


В.10 сүрөт – Үчүнчү этап. n -итерациядагы $W_{d,n} R_y$ аянттуу катуулук элементинин такталган эсептик кесилиши үчүн төмөндөтүлгөн бекемдик $A_{s,n}$

В.2.5 Төртүнчү этап

Катуулук элементинин натыйжалуу кесилиш аянты аныкталат. Ортоңку катуулук элементинин натыйжалуу кесилиш аянты (В.11-сүрөттү кара) 7.3.2.10 жана (7.41) формуласына ылайык эсептелет.

Натыйжалуу туурасынан кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоодо, натыйжалуу аянт $A_{s,red}$, курамына кирген бардык элементтер үчүн азайтылган t_{red} калыңдыгын эске алуу менен аныкталат. t_{red} мааниси 7.3.2.11. жана (7.42)–(7.44) формулаларына ылайык эсептелет.



В.11-сүрөт – Төртүнчү этап. Ортоңку катуулук элементи менен кысылган пластинанын акыркы натыйжалуу туурасынан кесилиши

Г тиркемеси**Борбордук кысылган элементтердин туруктуулугун эсептөө үчүн
коэффициенттер**

Г.1-т а б л и ц а – Борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенттери

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda} \pi$	Кесилиштин тиби үчүн коэффициенттер			Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda} \pi$	Кесилиштин тиби үчүн коэффициенттер		
	a	b	c		a	b	c
0,4	1000	1000	984	5,4	261		255
0,6	994	986	956	5,6	242		241
0,8	981	967	929	5,8	226		
1,2	968	948	901	6,0	211		
1,4	953	927	872	6,2	198		
1,6	938	905	842	6,4	186		
1,8	920	881	811	6,6	174		
2,0	900	855	778	6,8	164		
2,2	877	826	744	7,0	155		
2,4	851	794	709	7,2	147		
2,6	821	760	672	7,4	139		
2,8	786	722	635	7,6	132		
3,0	747	683	598	7,8	125		
3,2	704	643	562	8,0	119		
3,4	660	602	527	8,5	105		
3,6	616	562	493	9,0	094		
3,8	572	524	460	9,5	084		
4,0	526	487	430	10,0	076		
4,2	475	453	402	10,5	0,69		
4,4	431	421	375	11,0	0,63		
4,6	393	392	351	11,5	0,57		
4,8	359		329	12,0	0,53		
5,0	330		308	12,5	0,49		
5,2	304		289	13,0	0,45		
5,4	281		271	14,0	0,39		
Э с к е р т ү ү – Ушул таблицадагы коэффициенттердин мааниси 1000 эсеге көбөйтүлгөн.							

Д тиркемеси

Ийкемдүү этапта жалпак ийилүү формасынын туруктуулугун жоготуунун критикалык учурун аныктоо

Учурдун аракет тегиздиги симметрия тегиздиги менен дал келген кесилиштерүүчүн эсептик схемага жана жүктөмдөрдүн аракет схемасына жараша ийкемдүү баскычта ийилүүнүн жалпак формасынын туруктуулугун жоготуунун критикалык учуру жалпы түрдө төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_{g,y}}{(k_y L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_y}{k_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_{g,y}} + \frac{(k_y L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_{g,y}} + (C_2 y_g - C_3 y_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 y_g - C_3 y_j) \right\} \quad (\text{Д.1})$$

мында I_t – толук кесилиштин эркин бурулушундагы инерция учуру;

I_ω – толук туурасынан кесилиштин секториалдык инерция моменти;

$I_{g,y}$ – ийилүүчү момент таасир эткен тегиздиктен тышкаркы багыттагы толук кесилиштин инерция моменти;

L – устундун бекитилбеген узундугу;

C_1, C_2, C_3 – жүктөмдүн берилүү формасына жана устундардын шарнирдик таянычтарда бекитилүү шарттарына көз каранды болгон, Д.1 жана Д.2 таблицаларында берилген коэффициенттер; бекитүүнүн башка варианттары k_y жана k_w коэффициенттеринин жардамы менен берилет;

k_y, k_w – четки кесилиштердин бекитилүү шарттарына көз каранды болгон натыйжалуу узундуктун коэффициенттери. k_y четки кесилиштердин эң алсыз у–у огуна карата бурулушуна байланыштуу, ал эми k_w коэффициенти кесилиштин депланациясынын чектелишин мүнөздөйт. Коэффициенттер чектелген деформацияларда 0,5 маанисинен, эркин деформацияларда 1,0 маанисине чейинки чектөөлөрдө белгиленет. Устундун бир учунда эркин деформация, ал эми экинчи учунда чектелген деформация болгон учурда коэффициенттердин мааниси 0,7 барабар деп кабыл алынат. Көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн запасын камсыз кылуу үчүн $k_y = k_w = 1,0$ маанилерин кабыл алууга жол берилет;

$y_g = (y_a - y_s) - y_a$ жана $y_s - y$ жүктөм берилген чекиттин жана буралуу борборунун координаттары. Эгерде алар кесилиштин кысылган бөлүгүндө жайгашса, координаттар оң мааниге, ал эми чоюлган бөлүгүндө жайгашса – терс мааниге ээ болот;

y_j – туурасынан кесилиштин x–x огуна карата асимметриялык даражасын чагылдыруучу эки окко тең симметриялуу болгон устун кесилиштери үчүн нөлгө барабар параметр. Эгерде ийилүү учурунда у–у огуна карата эң чоң инерция

моментине ээ болгон алкакта кысуучу чыңалуулар пайда болсо, параметр он мааниде болот.

$$y_j = 0,8\psi_f \frac{h_c}{2} \quad , \text{ эгерде } \psi_f \geq 0; \quad (\text{Д.2})$$

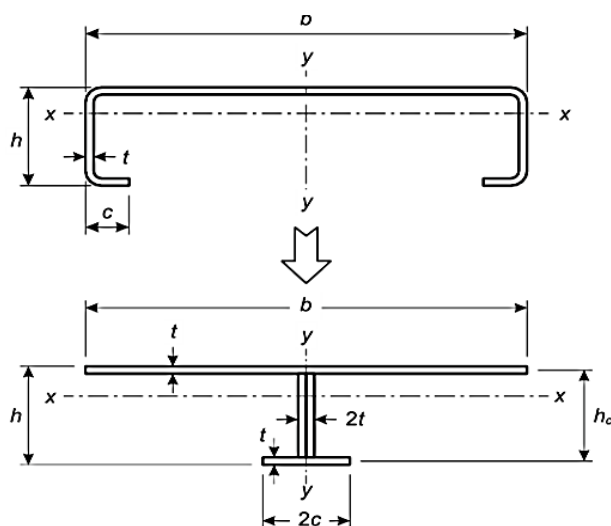
$$y_j = \psi_f \frac{h_c}{2} \quad , \text{ эгерде } \psi_f < 0, \quad (\text{Д.3})$$

анда $\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}, \quad (\text{Д.4})$

мында I_{fc} – огуна карата ийилүү учурундагы шарттуу эквиваленттик кош таврдын кысылган алкагынын y -у огуна карата моменти (Д.1-сүрөтүн кара);

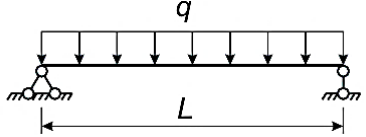
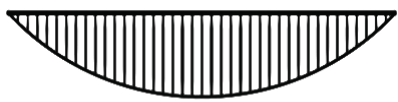
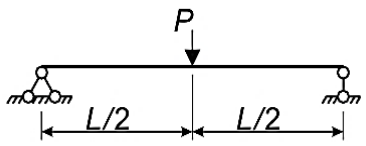
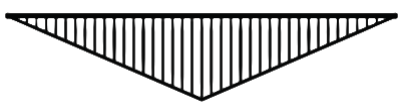
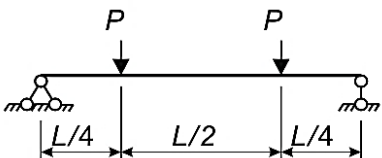
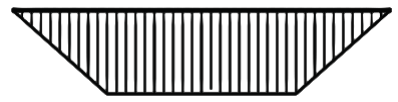
I_{ft} – x - x огуна карата ийилүү учурундагы шарттуу эквиваленттик кош таврдын чоюлган алкагынын y -у огуна карата инерция моменти (Д.1-сүрөтүн кара);

h_c – шарттуу эквиваленттик кош таврдын алкактарынын оордук борборлорунун ортосундагы аралык (Д.1-сүрөтүн кара).

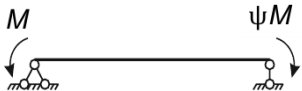
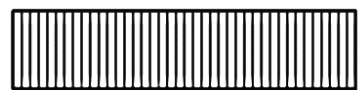
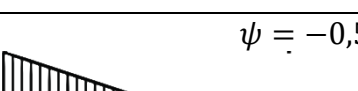
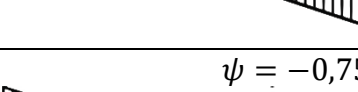


Д.1-сүрөт – y_j параметрди аныктоо үчүн бир симметрия огу менен кесилиштин шарттуу чагылдырылышы

Д.1- т а б л и ц а – Таянычтагы учурлар менен устундар үчүн C_1 , C_2 жана C_3 коэффициенти

Жүктөр жана чекара шарттары	Элементтер эпюрасы	k_y	C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,127 0,970	0,454 0,360	0,525 0,438
		1,0 0,5	1,348 1,050	0,630 0,480	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,040 0,950	0,420 0,310	0,562 0,539

Д.2-т а б л и ц а – Таянычтагы учурлар менен устундар үчүн C_1 жана C_3 коэффициенттери

Жүктөр жана чекара шарттары	Элементтер эпюрасы	k_y	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi = 1$ 	1,0 0,5	1,00 1,05	1,000 1,019	
	$\psi = 0,75$ 	1,0 0,5	1,14 1,19	1,000 1,017	
	$\psi = 0,5$ 	1,0 0,5	1,31 1,37	1,000 1,000	
	$\psi = 0,25$ 	1,0 0,5	1,52 1,60	1,000 1,000	
	$\psi = 0$ 	1,0 0,5	1,77 1,86	1,000 1,000	
	$\psi = -0,25$ 	1,0 0,5	2,06 2,15	1,000 1,000	0,850 0,650
	$\psi = -0,5$ 	1,0 0,5	2,35 2,42	1,000 0,950	1,3-1,2 ψ_f 0,77 ψ_f
	$\psi = -0,75$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	1,000 0,850	0,55 ψ_f 0,33 ψ_f
	$\psi = -1$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	- ψ_f 0,125-0,7 ψ_f	- ψ_f 0,125-0,7 ψ_f
Э с к е р т ү ү – мамылардагы учурлар менен устундар үчүн $C_2 \chi_g = 0$; $\psi_f = \frac{I_{f,c} - I_{f,p}}{I_{f,c} + I_{f,p}}$, мында $I_{f,c}$ $I_{f,p}$ – кысылган жана сунулган текчелердин инерция моменти у–у алсыз огуна салыштырмалуу. $\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1,0$, болгон учурда C_1 ке бөлүнүшү керек, бирок кеминде 1.0 болушу керек.					

Е тиркемеси

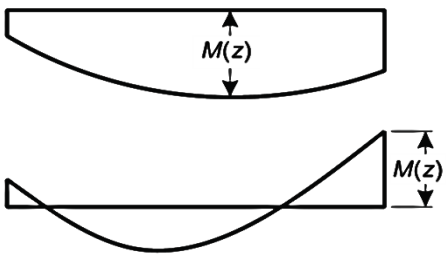
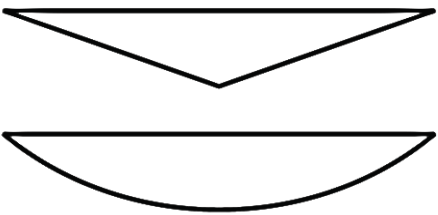
Буралма деформацияларга дуушар болгон жана дуушар болбогон кесилиштерүчүн өз арааракеттенүү формулаларындагы аракеттердин биргелешкен аракетин эске алган k_{ij} катышуу коэффициенттери

Е.1 1-ыкма

Е.1-т а б л и ц а – k_{ij} Катышуу коэффициенттери

Катышуу коэффициенттери	Туурасынан кесилиштин серпилгич касиеттери, КНСтин 4-классы	Көмөкчү белгилер
k_{xx}	$C_{m,x} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	$\mu_x = \frac{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}{1 - \varphi_x \frac{N}{N_{cr,x}}}$ $\mu_y = \frac{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}{1 - \varphi_y \frac{N}{N_{cr,y}}}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_{g,x}}$ $C_{m,x} = C_{m,x,0} + (1 - C_{m,x,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}$ $C_{m,y} = C_{m,y,0}$ $C_{m,LT} = C_{m,x}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N}{N_{cr,y}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$ $\varepsilon_x = \frac{M_x}{N} \frac{A_{ef}}{W_{ef,x}}$ $N_{cr,x}$ – толук кесилиш үчүн серпилгич баскычта Эйлер боюнча x–x огуна карата туруктуулукту жоготуунун жалпак формасынын критикалыккүчү; $N_{cr,y}$ – толук кесилиш үчүн серпилгич баскычта Эйлер боюнча y–y огуна карата туруктуулукту жоготуунун жалпак формасынын критикалык күчү; $N_{cr,T}$ – серпилгич этапта туруктуулукту жоготуунун буралуу формасы үчүн критикалык күч; I_t – толук туурасынан инерция учуру эркин буралуудагы кесилиштер; $I_{g,x}$ – x–x огуна карата инерция моменти
k_{xy}	$C_{m,y} \cdot \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	
k_{yx}	$C_{m,x} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	
k_{yy}	$C_{m,y} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	

Е.2 - т а б л и ц а – Е.1-таблицадагы учурлардын эквиваленттүү тик бурчтуу эпюресине өтүү коэффициенти

Учур эпюрасы	$C_{m,i,o}$
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{m,i,o} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N}{N_{cr,i}}$
	$C_{m,i,o} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i f_z }{l^2 M_i(z) } \right) \frac{N}{N_{cr,i}}$ мында $M_i(z)$ – максималдуу учур M_x или M_y; f_z – узундугу боюнча элементтин максималдуу ийилүүсү
	$C_{m,i,o} = 1 - 0,18 \frac{N}{N_{cr,i}}$ $C_{m,i,o} = 1 - 0,03 \frac{N}{N_{cr,i}}$

Е.2 2-ыкма

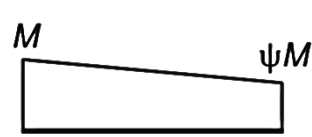
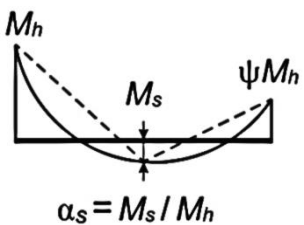
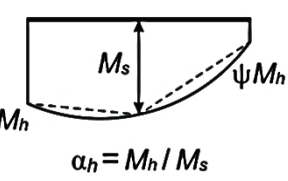
Е.3 - т а б л и ц а –Буралма деформацияларга сезгич эмес кесилиштер үчүн өз ара аракеттенүү коэффициенти

Өз ара аракеттенүү коэффициенти	Кесилишүү тиби	ЖБЖДК кесилишинин серпилгич касиеттери
k_{xx}	Жабык тик бурчтуу коштаврлар	$C_{m,x} = \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_x \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right) \leq$ $\leq C_{m,x} = \left(1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right)$
k_{xy}		k_{xx}
k_{yx}		$0,8k_{xx}$
k_{yy}		$C_{m,y} = \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_x \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right) \leq$ $\leq C_{m,y} = \left(1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right)$

Е.4 - т а б л и ц а – Буралма деформацияларга сезгич кесилиштер үчүн k_{ij} өз ара аракеттенүү коэффициенти

Өз ара аракеттенүү коэффициенти	ЖБЖДК кесилишинин серпилгич касиеттери
k_{xx}	Е.3-таблицасынан k_{xx}
k_{xy}	Е.3-таблицасынан k_{xy}
k_{yx}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_y}{(C_{m,LT} - 0,25)} \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right] \geq$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{m,LT} - 0,25)} \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right]$
k_{yy}	Е.3-таблицасынан k_{yy}

Е.5 - т а б л и ц а –Е.3 жана Е.4-таблицадагы учурлардын эквиваленттүү тик бурчтуу эпюрасына C_m өтүү коэффициенттери

Учур эпюрасы	Чек аралар		$C_{m,x}, C_{m,y}$ жана $C_{m,LT}$													
			Бөлүштүрүлгөн жүк	Топтошкон жүк												
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$													
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \alpha_s) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\alpha_s) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$												
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,5\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
	$-1 \leq \alpha_h \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,5\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$												
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,5\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$												
Э с к е р т ү ү л ө р 1 Туруктуулукту жоготууга дуушар болгон элементтер үчүн C_m коэффициенттери $C_{m,x} = 0,9$ же $C_{m,y} = 0,9$ жараша кабыл алынышы керек. 2 $C_{m,x}, C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$ тиешелүү бошотуу чекиттеринин ортосундагы ийилүү моментинин эпюруна ылайык төмөнкүдөй аныкталышы керек: <table><tr><td>C_m коэффициенти</td><td>огуна карата ийилүү</td><td>кадоо багыты</td></tr><tr><td>$C_{m,x}$</td><td>$x-x$</td><td>$y-y$</td></tr><tr><td>$C_{m,y}$</td><td>$y-y$</td><td>$x-x$</td></tr><tr><td>$C_{m,LT}$</td><td>$x-x$</td><td>$x-x$</td></tr></table>					C_m коэффициенти	огуна карата ийилүү	кадоо багыты	$C_{m,x}$	$x-x$	$y-y$	$C_{m,y}$	$y-y$	$x-x$	$C_{m,LT}$	$x-x$	$x-x$
C_m коэффициенти	огуна карата ийилүү	кадоо багыты														
$C_{m,x}$	$x-x$	$y-y$														
$C_{m,y}$	$y-y$	$x-x$														
$C_{m,LT}$	$x-x$	$x-x$														

Е.6 – т а б л и ц а – Өз ара аракеттенүү коэффициенттеринин максималдуу мааниси

Өз ара аракеттенүү коэффициенти	ЖБЖДК кесилиши
k_{xx}	$1,6C_{mx}$
k_{xy}	$1,6C_{my}$
k_{yx}	1,0
k_{yy}	$1,6C_{my}$

Система нормативных документов в строительстве
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

Курулуштагы ченемдик документтер тутуму
КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЭРЕЖЕЛЕРИ

**КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ
ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И
ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СП КР 31-107:2025**

**МУЗДАК ИЙИЛГЕН ЦИНКТЕЛГЕН ПРОФИЛДЕРДЕН ЖАНА
ТОЛКУНДУУ (ГОФРЕЛЕНГЕН) ЛИСТТЕРДЕН ЖАСАЛГАН
ЖУКА ДУБАЛДУУ БОЛОТ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ.
ДОЛБООРЛОО ЭРЕЖЕЛЕРИ
КР КЭ 31-107:2025**

Издание официальное
Расмий басылма

МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА, АРХИТЕКТУРЫ
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ, АРХИТЕКТУРА ЖАНА ТУРАК
ЖАЙ-КОММУНАЛДЫК ЧАРБА МИНИСТРЛИГИ

БИШКЕК 2026

Предисловие

1 АКТУАЛИЗИРОВАНЫ Государственным институтом сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования при Министерстве строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Кыргызской Республики (далее – Минстрой)

2 ВНЕСЕНЫ Управлением архитектуры, контроля и технического нормирования Минстроя

3 УТВЕРЖДЕНЫ приказом Минстроя от 29 декабря 2025 года № 703 и ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ с 14 января 2026 года на основе Положения о Минстрое, утвержденным постановлением Кабинета Министров Кыргызской Республики от 22 апреля 2025 года № 221

4 ВЗАМЕН СП КР 31-108:2023 «Быстровозводимые здания из легких конструкций. Расчет легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК)»

Настоящие строительные правила не могут быть полностью или частично воспроизведены, тиражированы и распространены в качестве официального издания без разрешения Минстроя

© Минстрой, 2026

В случае пересмотра (замены) или отмены настоящих строительных правил, соответствующее уведомление будет опубликовано в установленном порядке. Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте разработчика.

Содержание

1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	4
4 Обозначения	6
5 Общие положения	10
5.1 Основные требования к конструкциям	10
5.2 Основные расчетные требования	11
5.3 Учет коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала	12
5.4 Учет назначения и условий работы конструкций	13
5.5 Учет начальных несовершенств элементов несущего каркаса	14
5.6 Формы поперечных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей	15
6 Материалы для конструкций и соединений	16
7 Расчет тонкостенных профилей с учетом потери местной устойчивости	19
7.1 Основные требования к сечениям профилей	19
7.2 Расчет конструкций из тонкостенных профилей	22
7.3 Расчет тонкостенных профилей с учетом заkritической работы сжатых пластин	25
7.4 Трапециевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости	38
7.5 Перфорированные пластины и термопрофиль	47
8 Предельные состояния первой группы	51
8.1 Общие положения расчета	51
8.2 Расчет элементов сплошного сечения при центральном растяжении и сжатии на прочность и устойчивость	51
8.3 Расчет элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии на прочность и устойчивость	58
8.4 Расчет элементов сплошного сечения при изгибе на прочность и устойчивость	62
8.5 Расчет элементов сплошного сечения при совместном действии изгиба и продольной силы на прочность и устойчивость	67
8.6 Расчет элементов сквозного сечения при совместном действии изгиба и продольной силы на прочность и устойчивость	69
8.7 Расчет на прочность при действии поперечной силы	71
8.8 Расчет на совместное действие продольной, поперечной сил и изгибающих моментов	73

8.9 Расчет потери устойчивости стенки от местной нагрузки	73
8.10 Расчет на прочность при кручении	80
9 Кассетные профили, раскрепленные гофрированными листами	82
9.1 Общие положения	82
9.2 Несущая способность при действии изгибающего момента	83
10 Предельное состояние по деформациям конструкций	86
11 Расчет соединений	87
11.1 Расчет несущей способности элементов в соединениях на метизах	87
11.2 Требования к расстановке метизов в соединениях	96
11.3 Требования к проектированию сварных соединений, выполненных контактной точечной сваркой	97
11.4 Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами	98
11.5 Требования к проектированию сварных соединений, выполненных дуговой точечной сваркой	99
12 Требования к программному обеспечению для расчетов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей	103
13 Требования по обеспечению коррозионной стойкости	103
14 Требования по пожарной безопасности и огнестойкости	105
Приложение А Методика определения ударной вязкости тонколистовых элементов толщиной до 4,0 мм при отрицательных температурах	106
Приложение Б Требования по проектированию и расчету отдельных видов конструкций	109
Приложение В Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости	135
Приложение Г Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально сжатых элементов	143
Приложение Д Определение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии	144
Приложение Е Коэффициенты взаимодействия k_{ij} , учитывающие совместное действие усилий в формулах взаимодействия для сечений, как подверженных, так и не подверженных деформациям кручения ...	147

Введение

Настоящие строительные правила Кыргызской Республики СП КР 31-107:2025 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» актуализированы в целях установления требований к проектированию строительных конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов.

В правилах определяются критерии, при которых требуется независимый контроль проектных решений, устанавливаются требования по обеспечению пожарной безопасности, точности геометрических параметров, технологических допусков, собираемости конструкций, а также устойчивости элементов при кручении. Особое внимание уделено системам связей каркасов, требованиям сейсмостойкого строительства и совместному применению холодногнутых, горячекатаных и составных сварных элементов.

Настоящие строительные правила направлены на обеспечение надежности и безопасности проектируемых конструкций и их соответствие действующим нормативно-техническим требованиям.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

Система нормативных документов в строительстве

**КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ
ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ.
ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

**Муздак ийилген цинктелген профилдерден жана толкундуу
(гофреленген) листтерден жасалган ичке дубалдуу болот конструкциялары.
Долбоорлоо эрежелери.**

Steel structures, thin-walled, of cold-formed galvanized profiles and corrugated
sheets. Design rules

Актуализированная редакция
СП КР 31-108:2023

Дата введения – 2026.01.14

1 Область применения

1.1 Настоящие строительные правила устанавливают основные требования по расчету и проектированию конструкций, выполненных из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов, эксплуатируемых при расчетной температуре не выше плюс 50 °С и не ниже минус 45 °С.

1.2 Настоящие строительные правила не распространяются на конструкции, воспринимающие нагрузки от мостовых и подвесных кранов; конструкции, воспринимающие динамические нагрузки от оборудования или подверженные действию усталости, а также на конструкции из составных холодногнутых профилей круглого или прямоугольного замкнутого сечения, состоящих из двух и более частей, непрерывно соединенных между собой по всей длине профиля (с помощью сварного или фальцевого соединения) в заводских условиях.

2 Нормативные ссылки

В настоящих строительных правилах использованы нормативные ссылки на следующие нормативные правовые акты и нормативно-технические документы:

Закон Кыргызской Республики Технический регламент «О пожарной безопасности»;

Закон Кыргызской Республики Технический регламент «Безопасность зданий и сооружений»;

Постановление Правительства Кыргызской Республики от 2 августа 2010 года № 143 «Об утверждении Технического регламента «О безопасности строительства зданий из быстровозводимых конструкций и материалов»;

СН КР 21-01:2018 Пожарная безопасность зданий и сооружений;

СНиП КР 31-07:2011 Быстровозводимые здания из легких конструкций;

ГОСТ 9.039-74 Единая система защиты от коррозии и старения. Коррозионная агрессивность атмосферы;

ГОСТ 9.401-2018 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов;

ГОСТ 166 (ИСО 3599-76) Штангенциркули. Технические условия;

ГОСТ 1759.0-87 Болты, винты, шпильки и гайки. Технические условия;

ГОСТ 5915 Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры;

ГОСТ 5927-70 Гайки шестигранные класса точности А. Конструкция и размеры;

ГОСТ 7796-70 Болты с шестигранной уменьшенной головкой класса точности В. Конструкция и размеры;

ГОСТ 7798-70 Болты с шестигранной головкой класса точности В. Конструкция и размеры;

ГОСТ 7805-70 Болты с шестигранной головкой класса точности А. Конструкция и размеры;

ГОСТ 9454-78 Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах;

ГОСТ 14918-2020 Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия;

ГОСТ 21780-2006 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точности;

ГОСТ 23118-2019 Конструкции стальные строительные. Общие технические условия;

ГОСТ 24045-2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия;

ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения;

ГОСТ 27772-2015 Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия;

ГОСТ 34180-2017 Прокат стальной тонколистовой холоднокатаный и холоднокатаный горячеоцинкованный с полимерным покрытием с непрерывных линий. Технические условия;

ГОСТ ISO 898-1-2011 Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 1. Болты, винты и шпильки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы;

ГОСТ ISO 4032-2014 Гайки шестигранные нормальные (тип 1). Классы точности А и В;

ГОСТ Р 58942-2020 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски;

ГОСТ 10621-80 Винты самонарезающие с полукруглой головкой для металла и пластмассы. Конструкция и размеры;

ГОСТ 10618-80 Винты самонарезающие для металла и пластмассы. Общие технические условия;

ГОСТ 11650-80 Винты самонарезающие с полукруглой головкой и заостренным концом для металла и пластмассы. Конструкция и размеры);

ГОСТ Р ИСО 14589-2005 Заклепки «слепые». Механические испытания;

ГОСТ 12638-80 Заклепки пустотелые со скругленной головкой;

ГОСТ Р ИСО/МЭК 12207-99 Информационная технология. Системная и программная инженерия. Процессы жизненного цикла программных средств;

ГОСТ Р ИСО/МЭК 14764-2002 Информационная технология. Сопровождение программных средств;

СН КР 20-02:2024 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования (Изм.3, приказ Минстроя от 2 декабря 2025 года № 104-нпа);

СН КР 53-01:2024 Стальные конструкции. Нормы проектирования;

СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия;

СП КР 22-104:2024 Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии;

СНиП КР 52-01:2009 Несущие и ограждающие конструкции;

СНиП КР 23-02-00 Строительная климатология;

ГОСТ 16523-97 Прокат тонколистовой из углеродистой стали качественной и обыкновенного качества общего назначения. Технические условия;

ГОСТ 27711-88 Лаки пропиточные. Метод ускоренного испытания на нагревостойкость;

П р и м е ч а н и е – При пользовании настоящими СП целесообразно проверить действие ссылочных документов:

- в информационной системе общего пользования – на официальном сайте Кыргызстандарта, ежеквартальном, ежегодном Каталоге документов по стандартизации на соответствующий год;

- в указателе нормативных документов по строительству, действующих на территории Кыргызской Республики «Строительный каталог СК» на соответствующий год.

Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящими нормативами рекомендуется руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей.

3 Термины и определения

В настоящих строительных правилах применены следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 легкие стальные тонкостенные конструкции; ЛСТК: Конструкции, запроектированные и изготовленные из оцинкованных холодногнутых профилей и гофрированных листов с толщиной элементов не более 4 мм.

3.2 бипара сил: Система двух параллельных, равных и противоположно направленных пар сил, возникающих в условиях стесненного кручения тонкостенного профиля и приводящих к возникновению нормальных напряжений в сечении профиля при стесненном кручении.

3.3 вязкое разрушение: Вид разрушения, когда размер зоны пластической деформации у вершины распространяющейся трещины сравним с величиной трещины или поперечным размером твердого тела.

Примечание – Вид излома имеет развитый, с большими и малыми выступами, рельеф.

3.4 долговечность: Свойство объекта сохранять работоспособное состояние до наступления предельного состояния при установленной системе технического обслуживания и ремонта.

3.5 закрепление: Фиксация элемента или его части от линейных или угловых перемещений или деформаций от кручения или депланации сечения, которое повышает устойчивость аналогично жесткой опоре.

3.6 закритическая работа: Сохранение несущей способности сжатого или частично сжатого сечения тонкостенного профиля после потери местной устойчивости сжатых элементов поперечного сечения профиля.

3.7 изгибно-крутящий бимомент: Произведение момента одной из пар сил бипары сил на плечо бипары сил.

3.8 итерация: Последовательный расчет параметров поперечного сечения профиля, основанный на использовании результатов предыдущего этапа расчета, до полной или близкой сходимости результатов двух последних этапов расчетов.

3.9 кассетный профиль: Профилированный лист с большими краевыми отгибами, предназначенными для соединения профилей между собой, формирующими опорные ребра вдоль пролета и поддерживающими промежуточные ребра, расположенные в направлении, перпендикулярном пролету.

Примечание – Служит каркасом для сэндвич-панелей поэлементной сборки.

3.10 механическая безопасность: Состояние строительных конструкций и основания здания или сооружения, при котором отсутствует недопустимый риск, связанный с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни и здоровью животных и растений вследствие разрушения или потери устойчивости здания, сооружения или их части.

3.11 надежность строительного объекта: Способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации.

3.12 номинальная толщина: Устанавливаемая средняя толщина листового проката, включающая толщину слоев цинкового и других металлических покрытий

после прокатки и определяемая поставщиком стали (не включает толщину органических покрытий).

3.13 опора: Узел конструкции, через который элемент способен передавать усилия на фундамент или другой элемент конструкции.

3.14 пакетный образец: Плоские заготовки, собранные в пакет.

3.15 пластический сдвиг (срез): Разновидность вязкого разрушения, когда разрушение локализуется в узких (нескольких) полосах скольжения и происходит под действием сдвиговых напряжений.

Примечание – Вид излома – ножевидный с гладкой матовой поверхностью.

3.16 пожарная безопасность: Состояние зданий и сооружений, а также систем инженерно-технического обеспечения, которое характеризуется возможностью предотвращения пожара и вредного воздействия на людей, имущество и окружающую среду опасных факторов пожара.

3.17 расчетная толщина: Толщина стального листа, используемая в расчете.

3.18 сдвиговое запаздывание: Явление неравномерности распределения нормальных напряжений в полках изгибаемых элементов, возникающее вследствие более позднего включения в работу наиболее удаленных от стенок волокон полок при передаче нормальных усилий со стенок на полки за счет деформаций сдвига в местах их соединения.

3.19 система автоматизированного проектирования: Система, объединяющая технические средства, математическое и программное обеспечение, параметры и характеристики которых выбирают с максимальным учетом особенностей задач инженерного проектирования и конструирования.

3.20 скорректированная толщина: Толщина листового проката без учета толщины слоев цинкового и других металлических и лакокрасочных покрытий.

3.21 специализированная проектная организация: Организация, имеющая положительный опыт в реализации проектов зданий и сооружений из легких стальных тонкостенных конструкций.

3.22 тонколистовой прокат: Прокат толщиной менее 4 мм.

3.23 холодногнутый профиль: Профиль, полученный методом профилирования стального тонколистового проката в холодном состоянии на профилегибочных агрегатах.

3.24 термопрофиль: Холодногнутый профиль, в стенке которого расположены продольные просечки в шахматном порядке, обеспечивающие снижение теплотерь через стенку профиля.

3.25 условная гибкость пластинки: Параметр, характеризующий способность пластинки терять местную устойчивость при определенном уровне нормальных сжимающих напряжений их распределения по ширине пластинки и виде закрепления по продольным сторонам пластинки.

3.26 условная гибкость элемента жесткости: Параметр, характеризующий способность элемента жесткости терять местную устойчивость при определенном уровне нормальных сжимающих напряжений и вида закрепления.

3.27 хрупкое разрушение: Вид разрушения твердого тела (элемента или всей конструкции) при распространении трещины, в котором размер зоны пластической деформации незначительно мал по сравнению с размером трещины или поперечником твердого тела.

Примечание – Вид излома имеет кристаллическое строение.

3.28 частичное закрепление: Закрепление элемента или его части от линейных и угловых перемещений или деформаций от кручения или депланации сечения, которое аналогично упругоподатливой опоре повышает устойчивость, но в меньшей степени, чем жесткое закрепление.

3.29 эффект диафрагмы: Работа профилированного листа и кассетных профилей на сдвиг в своей плоскости, влияющая на жесткость, пространственную неизменяемость и прочность каркаса.

3.30 эффективная ширина: Ширина элемента сечения, уменьшенная вследствие потери местной устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия.

3.31 эффективная площадь: Площадь сечения, определяемая шириной или толщиной сечения элемента, уменьшенная вследствие потери местной устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия.

3.32 ямочное разрушение: Разновидность вязкого разрушения, когда на границе раздела матрица-частица второй фазы в результате пластической деформации тела происходят зарождение поры у частицы (стадия I), ее стабильный рост с образованием полости вокруг частицы второй фазы (стадия II), ускоренный рост поры до встречи с соседними порами или поверхностью тела с образованием полости, называемой ямкой (стадия III).

4 Обозначения

В настоящих строительных правилах применены следующие обозначения:

A_0	– площадь зоны поперечного сечения стержня, потерявшая местную устойчивость $A_{ef} = A - A_0$;
A_b	– площадь сечения стержня болта брутто;
A_{bn}	– площадь сечения стержня болта нетто;
A_c	– сжатая площадь поперечного сечения;
A_{ef}	– эффективная площадь поперечного сечения;
A_f	– площадь сечения полки;
A_g	– полная площадь поперечного сечения;
A_{gn}	– площадь сечения нетто с учетом ослаблений A_g ;
A_{red}	– эффективная (редуцированная) площадь отдельных сжатых частей поперечного сечения;
A_s	– площадь начального расчетного сечения элемента жесткости;

A_{sa}	—	площадь начального расчетного сечения элемента жесткости стенки гофрированного профиля, ближайшего к сжатой полке;
A_{sb}	—	площадь начального расчетного сечения второго от сжатой полки элемента жесткости стенки гофрированного профиля;
$A_{s,red}$	—	эффективная площадь сечения элемента жесткости;
A_w	—	площадь сечения стенки;
C_θ	—	жесткость криволинейной условной пружины, закрепляющей пластинку от поворота;
C_D	—	жесткость угловой связи;
D	—	цилиндрическая жесткость пластины;
E	—	модуль упругости;
F	—	максимальный расчетный силовой фактор в элементе от невыгодных сочетаний нагрузок и воздействий;
F_θ	—	расчетная несущая способность металлического крепежного изделия (далее – метиз) по одному из условий работы соединения;
$F_{\theta n}$	—	нормативная несущая способность метиза по одному из условий работы соединения, полученная по результатам испытаний или приведенная в стандарте;
F_0	—	расчетная несущая способность самонарезающего винта из условия его вырыва из базового элемента;
F_b	—	расчетная несущая способность метиза из условия смятия соединяемых элементов;
F_n	—	расчетная несущая способность соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под метизы;
F_p	—	расчетная несущая способность метиза на отрыв соединяемых элементов через головку метиза;
F_t	—	расчетная несущая способность метиза на растяжение;
F_v	—	расчетная несущая способность метиза из условия его среза;
F_{vn}	—	нормативная несущая способность метиза на срез, полученная по результатам испытаний или приведенная в стандарте;
G	—	модуль сдвига;
I_ω	—	секториальный момент инерции полного поперечного сечения;
I_{ef}	—	эффективный момент инерции;
I_g	—	момент инерции полного поперечного сечения;
I_w	—	момент инерции стенки;
K	—	линейная жесткость упругой связи;
M	—	изгибающий момент;

ΔM	–	дополнительный изгибающий момент в сечении от смещения центра тяжести при потере местной устойчивости сжатой части сечения;
M_p	–	изгибающий момент на промежуточной опоре;
M_R	–	предельный изгибающий момент;
M_{cr}	–	критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии;
N	–	продольная сила;
N_{cr}	–	критическая сила потери устойчивости в упругой стадии;
P	–	расчетная нагрузка;
P_n	–	нормативная нагрузка, определяемая по правилам СНиП 2.01.07 и СН КР 53-01;
Q	–	поперечная сила, сила сдвига;
Q_{fic}	–	условная поперечная сила для соединительных элементов;
Q_r	–	опорная реакция или местная нагрузка на одну стенку профиля;
Q_s	–	условная поперечная сила в системе планок, расположенных в одной плоскости;
Q_w	–	несущая способность поперечного сечения стенки профиля от действия поперечной силы;
$Q_{w,p}$	–	несущая способность стенки профиля при местном поперечном воздействии;
R_n	–	нормативное сопротивление стали;
R_{bp}	–	расчетное соединение одноболтового соединения при смятии;
R_{bs}	–	расчетное соединение одноболтового соединения при срезе;
R_{bt}	–	расчетное соединение одноболтового соединения при растяжении;
R_{lp}	–	расчетное соединение местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;
R_s	–	расчетное сопротивление стали сдвигу;
R_u	–	расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
R_{un}	–	временное сопротивление стали, принимаемое равным минимальному значению предела прочности σ_B по стандартам и техническим условиям на сталь;
$R_{un,sup}$	–	временное сопротивление стали метиза;
R_y	–	расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
R_{yn}	–	предел текучести стали, равный значению предела текучести σ_T по стандартам и техническим условиям на сталь;

W_{ef}	—	момент сопротивления эффективного упругого сечения;
b_{ef}	—	расчетная (эффективная) ширина сжатой полки, стенки, пояса;
b_p	—	теоретическая ширина пластинки;
b_r	—	общая ширина элемента жесткости;
b_s	—	ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру;
c_{ef}	—	эффективная ширина;
d	—	номинальный диаметр метиза;
d_b	—	наружный диаметр стержня болта;
d_w	—	диаметр пресс-шайбы или головки винта;
ε	—	коэффициент, учитывающий влияние класса прочности стали;
f	—	прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;
f_u	—	предельный прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;
h_{ef}	—	расчетная (эффективная) высота сжатой стенки;
h_w	—	высота стенки профиля между центральными линиями полок;
$\bar{\lambda}_T$	—	условная гибкость при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости;
$\bar{\lambda}_d$	—	условная гибкость элемента жесткости;
$\bar{\lambda}_p$	—	условная гибкость пластинки;
$\bar{\lambda}_w$	—	условная гибкость стенки профиля;
r	—	внутренний радиус изгиба в поперечном сечении профиля;
t	—	расчетная толщина стального листа, без учета металлических и органических покрытий;
t_{cor}	—	скорректированная толщина листа без учета цинкового и других металлических покрытий;
t_{eq}	—	эквивалентная толщина широкой полки кассетного профиля;
t_f	—	толщина пояса;
t_g	—	минусовой допуск по толщине проката, %;
$t_{m.p}$	—	толщина металлического покрытия;
t_{nom}	—	номинальная толщина листа после холодного формования, включая цинковые и другие металлические покрытия, но без учета органических покрытий;
t_{red}	—	уменьшенная (редуцированная) толщина элемента жесткости;
t_{sup}	—	толщина базового элемента, к которому крепится винт (основного металла);
t_w	—	расчетная толщина стенки;
γ_b	—	коэффициент условий работы болтового соединения;

γ_c	–	коэффициент условий работы;
γ_f	–	коэффициент надежности по нагрузке;
γ_m	–	коэффициент надежности по материалу;
γ_{m2}	–	коэффициент надежности соединения на «слепых» заклепках, самонарезающих винтах или дюбелях;
γ_n	–	коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений;
δ	–	локальное перемещение в сечении профиля;
ρ	–	понижающий коэффициент (коэффициент редукции), соответствующий условной гибкости пластины $\bar{\lambda}_p$, основанной на напряжении потери устойчивости в упругой стадии;
χ_d	–	коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости);
χ_{LT}	–	понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба;
σ_{com}	–	фактическое напряжение в сечении;
$\sigma_{com,s}$	–	фактическое напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости;
σ_{cr}	–	критическое напряжение потери устойчивости пластины;
$\sigma_{cr,s}$	–	упругое критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости по типу сжатого стержня;
σ_{max}	–	максимальное нормальное напряжение в конструктивных элементах от неблагоприятной комбинации расчетных нагрузок;
τ_{max}	–	максимальное касательное напряжение в конструктивных элементах от неблагоприятной комбинации расчетных нагрузок.

5 Общие положения

5.1 Основные требования к конструкциям

5.1.1 При проектировании конструкций из стальных тонкостенных холодногнутох оцинкованных профилей следует соблюдать требования настоящих строительных правил, ГОСТ 27751 и СН КР 53-01, постановления Правительства Кыргызской Республики от 2 августа 2010 года № 143 и СНиП КР 31-07.

5.1.2 Габаритные размеры зданий (отсеков) не должны превышать размеров:

- для 8 баллов – 36 м;
- для 9 баллов – 30 м;
- для более 9 баллов – 24 м.

Высота этажность зданий не должны превышать 3 этажей.

5.1.3 При проектировании конструкций из стальных тонкостенных холодногнутох оцинкованных профилей следует предусматривать защиту

конструкций от воздействия огня для обеспечения пожарной безопасности и огнестойкости строительных конструкций в соответствии с требованиями СН КР 21-01.

5.1.4 При проектировании ЛСТК следует учитывать требования по изготовлению конструкций, приведенные в ГОСТ 23118, и монтажу конструкций, приведенные в СНиП КР 52-01.

5.1.5 Расчет точности геометрических параметров зданий, сооружений и их элементов выполняют согласно требованиям ГОСТ 21780 при разработке рабочей документации и правил производства строительных работ.

5.1.6 Проектные решения по обеспечению полной собираемости конструкций должны опираться на данные расчета точности геометрических параметров. Технологические допуски приведены в ГОСТ Р 58942 и выбираются при проектировании на основании расчета точности.

5.1.7 Предельные отклонения геометрических параметров конструкций, элементов конструкций, изделий, сборочных единиц должны быть указаны в рабочей документации, в стандартах или технических условиях на конструкции конкретного вида в соответствии с требуемыми эксплуатационными свойствами.

5.1.8 При проектировании ЛСТК следует учитывать низкую сопротивляемость тонкостенных профилей стесненному кручению.

Следует раскреплять элементы, подверженные кручению, и не применять узлы, значительно ограничивающие свободу деформаций поперечных сечений.

5.1.9 При проектировании каркасов из ЛСТК следует уделять внимание их системам связей, соблюдать требования, приведенные в СН КР 53-01.

5.1.10 При проектировании конструкций на площадках сейсмичностью 7 баллов и выше необходимо соблюдать требования СН КР 20-02.

5.1.11 Наряду с тонкостенными холодногнутыми оцинкованными профилями в каркасах разрешается применять горячекатаные и составные сварные элементы.

5.2 Основные расчетные требования

5.2.1 При расчете конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует соблюдать требования, изложенные в СН КР 53-01 и в настоящих строительных правилах. Расчет стальных конструкций следует выполнять по методу предельных состояний или на основании данных экспериментальных исследований.

5.2.2 При расчете несущей способности конструкций следует учитывать параметры, которые характеризуют сопротивление поперечных сечений профилей внешним силам и зависят от их напряженно-деформированного состояния (НДС). Элементы ЛСТК по НДС следует выделить в особый класс (4-й класс НДС), при котором в упругой стадии происходит потеря местной устойчивости в сжатых частях сечения. При этом напряжения во всех частях сечения должны оставаться в пределах $|\sigma| < R_y$, то есть все сечение должно работать в упругой стадии.

Следует учитывать, что при возможной потере местной устойчивости части сжатой зоны сечения несущая способность профиля снижается. Однако элементы

ЛСТК сохраняют работоспособность за счет перераспределения напряжений с участков, потерявших устойчивость, на устойчивые участки сечения профиля и упругого характера его работы в целом. Снижение несущей способности профилей учитывают путем редукции сечений.

5.2.3 При расчете конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей следует учитывать особенности характеристик и поведения этих профилей под нагрузкой:

- ранняя потеря местной устойчивости;
- искажение формы поперечного сечения;
- влияние угловгиба на геометрические характеристики поперечных сечений;
- крутильная либо изгибно-крутильная форма потери устойчивости;
- смятие и коробление полок.

5.2.4 Ввиду низкой сопротивляемости тонкостенных профилей стесненному кручению следует соблюдать требования 5.1.8.

При наличии кручения в профилях ЛСТК его влияние учитывают в соответствии с 8.10.

5.2.5 Особое внимание следует уделять конструированию и расчету соединительных элементов (вставок, планок и т. п.) в узлах конструкций ЛСТК. Необходимо обеспечить их несущую способность на усилия, действующие в узлах, а также учитывать их действительный характер работы при построении расчетных схем.

5.2.6 При конструировании узлов без фасонки на самонарезающих винтах и «слепых» заклепках следует учитывать влияние возможных эксцентриситетов в узлах и соединениях, поскольку тонкостенные профили восприимчивы к возникновению дополнительных напряжений от локальных изгибающих моментов.

5.2.7 При определении несущей способности изгибаемых элементов ЛСТК не учитывается влияние сдвигового запаздывания.

5.3 Учет коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала

5.3.1 При расчете конструкций и соединений из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует учитывать коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и материалу γ_m , а также коэффициенты условий работы γ_c и коэффициент надежности по ответственности сооружения (элемента сооружения) γ_n .

5.3.2 Для обеспечения надежности несущих конструкций следует использовать нормативные и расчетные значения нагрузок и сопротивлений. Расчетную нагрузку P и расчетное сопротивление стали R определяют с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и материалу γ_m по формулам:

$$P = P_n \cdot \gamma_f \quad (5.1)$$

$$R = R_n \cdot \gamma_m \quad (5.2)$$

где P_n и R_n – нормативная нагрузка и нормативное сопротивление, определяемые по: ГОСТ 27711, ГОСТ 14918, ГОСТ 16523, СНиП 2.01.07, СН КР 53-01.

5.4 Учет назначения и условий работы конструкций

5.4.1 Для учета особенностей работы конструктивного элемента применяют коэффициент условий работы γ_c , на который умножают расчетное сопротивление стали. Значение этого коэффициента определяют согласно требованиям ГОСТ 27751, СН КР 53-01. Для элементов ЛСТК значения γ_c приведены в таблице 5.1.

5.4.2 Для учета ответственности сооружаемого объекта строительства, в том числе с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей, необходимо использовать коэффициент надежности по ответственности γ_n , минимальные значения которого в отношении зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности указаны в ГОСТ 27751.

5.4.3 Уровень ответственности зданий и сооружений, численные значения коэффициента надежности по ответственности устанавливает генеральный проектировщик по согласованию с заказчиком в задании на проектирование, но не ниже значений, приведенных в ГОСТ 27751.

5.4.4 Значения γ_c для конструкций из горячекатаного проката следует принимать по СН КР 53-01.

Т а б л и ц а 5.1

Элемент конструкции	Коэффициент условий работы γ_c
1 Балки, прогоны из одиночных и сдвоенных гнутых профилей С-, Z- и Σ -образных сечений	0,95
2 Колонны и стойки из спаренных профилей С- и Σ -образных сечений с толщиной стенки профиля:	
$t \leq 2,0\text{мм}$	0,8
$2,0 < t \leq 3,0\text{мм}$	0,9
$3,0 < t \leq 4,0\text{мм}$	0,95
Колонны и стойки из одиночных профилей С- и Σ -образных сечений с толщиной стенки профиля:	
$t \leq 1,5\text{мм}$	0,75
$1,5 < t \leq 3,0\text{мм}$	0,8
$3,0 < t \leq 4,0\text{мм}$	0,9
3 Сжатые и внецентренно сжатые колонны и стойки из спаренных швеллеров с неокаймленными полками	0,75

Продолжение таблицы 5.1

Элемент конструкции	Коэффициент условий работы γ_c
4 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки и подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,9
5 Сжатые элементы ферм из спаренных профилей С- и Σ -образных сечений	0,9
6 Прогоны несимметричного сечения	0,9
7 Сжатые тавровые элементы решетчатых конструкций из спаренных уголков с неокаймленными полками при расчете на устойчивость	0,75
8 Сжатые элементы из одиночных уголков с неокаймленными полками	0,7
9 Крепление связей, распорок, жестких настилов, планок, раскрепляющих сжатые пояса стержней и внецентренно сжатые стержни из плоскости действия момента	0,85
10 Устойчивость неподкрепленной стенки балок и прогонов от воздействия опорной реакции или местной нагрузки, приложенных к поясам	0,85
Примечание – Коэффициенты $\gamma_c < 1$ в расчетах учитывать совместно не допускается	

5.5 Учет начальных несовершенств элементов несущего каркаса

5.5.1 В проекте необходимо указать класс точности конструкций по изготовлению, который будет являться одним из элементов исходных данных при разработке технологий изготовления и монтажа конструкций. В зависимости от класса точности и номинального размера конструкции по ГОСТ 23118 (приложение Б) необходимо выбирать допустимое максимальное значение начальной погиби конструкции.

5.5.2 Следует учитывать, что местные несовершенства формы сечения элементов учтены в формулах определения несущей способности элементов по устойчивости. Относительные начальные местные отклонения формы сечения (несовершенства формы сечения) элементов при плоской форме потери устойчивости e_0/L приведены в таблице 5.2.

Т а б л и ц а 5.2 – Расчетные значения начального местного изгибного несовершенства e_0/L

Соотношение при упругом расчете	Принятые предельные значения местных изгибов для типов сечений по таблице 8.3		
	a	b	c
e_0/L	1/300	1/250	1/200

5.6 Формы поперечных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей

5.6.1 Примеры наиболее часто применяемых поперечных сечений стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей, отвечающих требованиям настоящих строительных правил, приведены на рисунке 5.1.

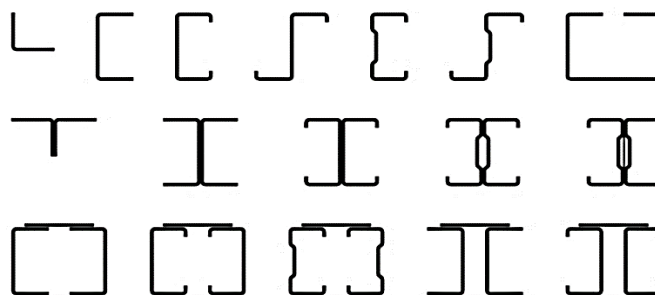


Рисунок 5.1 – Типичные формы несущих профилей и составных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей

Реже применяют составные профили открытого и замкнутого сечения, выполненные из отдельных профилей открытого сечения, соединенных между собой метизами или сваркой с определенным шагом (см. рисунок 5.2).

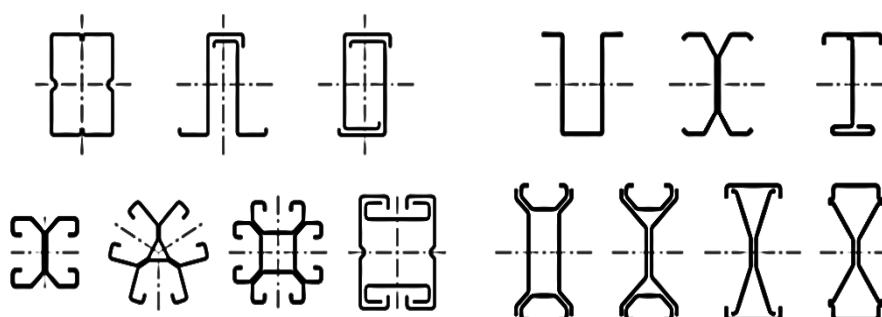


Рисунок 5.2 – Открытые и замкнутые составные сечения элементов конструкций из стальных тонкостенных, холодногнутых профилей

Для ограждающих конструкций и настилов необходимо использовать профили, представленные на рисунке 5.3.

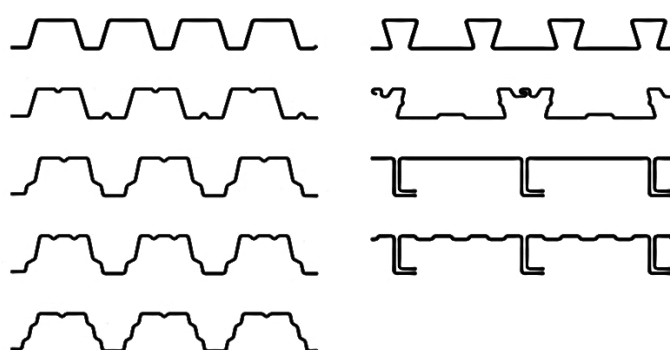
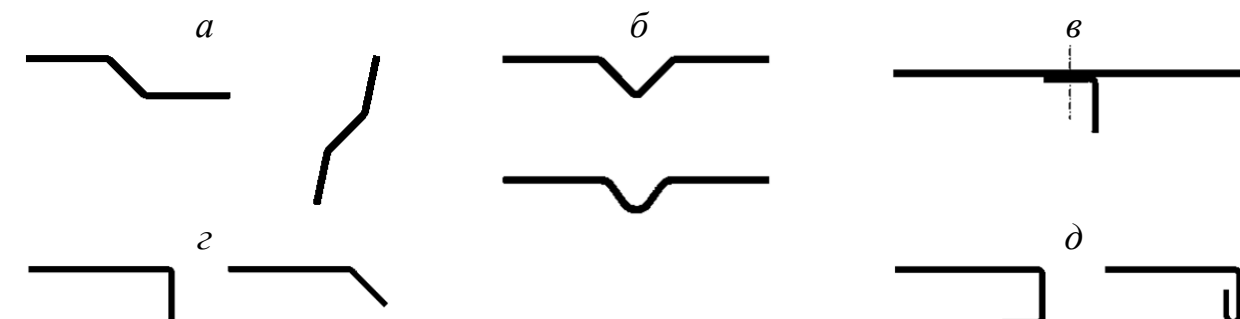


Рисунок 5.3 – Формы сечений профилированных листов и кассетных профилей

5.6.2 Пластинчатые элементы профилей укрепляют продольными элементами жесткости. Типичные формы краевых и промежуточных продольных элементов жесткости холодногнутых профилей и профилированных листов показаны на рисунке 5.4.



а – отгибы и сгибы; *б* – изогнутый или скругленный промежуточный элемент жесткости; *в* – уголок жесткости, присоединенный болтом; *г* – одиночные краевые отгибы; *д* – двойные краевые отгибы

Рисунок 5.4 – Типичные формы элементов жесткости холодногнутых профилей

6 Материалы для конструкций и соединений

6.1 При проектировании каркасов из ЛСТК с применением элементов из горячекатаного проката следует соблюдать требования СН КР 53-01.

6.2 Стальные холодногнутые оцинкованные профили следует изготавливать из холоднокатаного листового проката по ГОСТ 14918 толщиной от 0,9 до 4 мм, высокой точности проката по толщине (ВТ) и повышенной – по ширине (АШ), нормальной плоскостности с обрезной кромкой и цинковым покрытием класса не ниже 275, стали марок 220, 250, 280, 320, 350, 390, 420, 450.

Для изготовления кассетных профилей следует применять сталь толщиной от 0,75 мм; для гофрированных профилей – от 0,6 мм.

Для изготовления профилей, применяемых в конструкциях каркасно-обшивных стен, следует применять сталь толщиной от 0,7 мм.

Для изготовления профилей несущих конструктивных элементов следует применять сталь толщиной от 0,6 мм с цинковым покрытием класса ниже 275 при соблюдении требований раздела 13.

Применение листового проката нормальной и повышенной точности по толщине (АТ и БТ) разрешается только в случае учета минусового допуска на толщину листовой заготовки в соответствии с 7.1.5. При применении проката высокой точности по толщине (ВТ) минусовой допуск на толщину листовой заготовки допускается не учитывать.

6.3 При применении стального тонколистового проката с алюмоцинковым покрытием, а также цинк-алюминиевыми и цинк-алюмомагниевыми покрытиями классы покрытий должны обеспечивать необходимую коррозионную стойкость.

6.4 Для дополнительного усиления антикоррозионной защиты следует применять холодногнутые профили и гофрированные листы, изготовленные из

холоднокатаного горячеоцинкованного проката, с полимерным покрытием по ГОСТ 34180.

6.5 Расчетные сопротивления холодногнутых профилей и гофрированных листов для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 6.1, где нормативные сопротивления R_{yn} и R_{un} следует принимать согласно ГОСТ 14918 и таблице 6.2.

Значения коэффициента надежности по материалу принимают равными $\gamma_m = 1,025$ – для проката с пределом текучести до 350 Н/мм^2 и $\gamma_m = 1,05$ – для проката с пределом текучести 350 Н/мм^2 и выше.

Т а б л и ц а 6.1

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление проката
Растяжение, сжатие, изгиб	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
Сдвиг ¹⁾	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие при плотном касании	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
¹⁾ Расчетное сопротивление при сдвиге с учетом потери устойчивости стенки профиля определяют по формулам таблицы 8.6.	

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе холоднокатаного листового проката приведены в таблице 6.2.

Т а б л и ц а 6.2

Нормативный документ	Марка стали заготовки/ группа	Нормативное сопротивление, Н/мм^2		Расчетное сопротивление, Н/мм^2			Относительное удлинение, %
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_{lp}	δ_4
ГОСТ 14918	220	220	300	215	125	145	20
	250	250	330	245	140	160	19
	280	280	360	270	155	175	18
	320	320	390	310	180	190	17
	350	350	420	330	190	200	16
	390	390	450	370	215	210	15
	420	420	480	400	230	225	14
	450	450	510	425	245	240	13
П р и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений R_y , R_s , R_{lp} получены по формулам, приведенным в таблице 6.1, с округлением до 5 Н/мм^2 .							

6.6 Для вспомогательных деталей (фасонки, крепежные элементы, опорные плиты и пр.) следует применять стали не ниже класса прочности С255 по ГОСТ 27772.

6.7 Соединения элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей выполняют на болтах, на самонарезающих и самосверлящих винтах, на «слепых» заклепках и дюбелях, с помощью сварных соединений.

6.8 Общие технические условия на самонарезающие и самосверлящие винты определены в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650.

Технические условия на «слепые» заклепки определены в ГОСТ Р ИСО 14589, ГОСТ 12638.

Технические условия на болты и шпильки определены в ГОСТ 7796, ГОСТ 7798, ГОСТ 1759.0, ГОСТ 7805, ГОСТ ISO 898-1.

Технические условия на гайки определены в ГОСТ 5915, ГОСТ 5927, ГОСТ ISO 4032.

6.9 Нормативные значения несущей способности самонарезающих и самосверляющих винтов, «слепых» заклепок и дюбелей на срез и разрыв (растяжение) тела метиза следует принимать в соответствии с действующими нормативными документами. Расчет несущей способности соединений на метизах выполняют в соответствии с 11.1.

6.10 Применение конструкций для неотапливаемых зданий и сооружений, а также конструкций отапливаемых зданий и сооружений, контактирующих с наружной средой в районах с расчетными температурами ниже минус 45 °С, изготовленных из тонкостенных профилей с использованием сталей марок 220-450 по ГОСТ 14918, следует ограничивать районом размещения и расчетной температурой испытаний в соответствии с данными таблицы 6.3.

П р и м е ч а н и е – За расчетную температуру в районе строительства принимают температуру наружного воздуха наиболее холодных суток, устанавливаемую с обеспеченностью 0,98 и определяемую по СНиП КР 23-02.

Т а б л и ц а 6.3 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката и ограничения по расчетным температурам местности при применении проката

Район размещения с расчетной температурой, °С	Нормируемые показатели	Нормативный предел текучести стали, Н/мм ²								
		220 ≤ R _{yn} ≤ 390			390 ≤ R _{yn} ≤ 420			420 ≤ R _{yn} ≤ 450		
		Толщина проката, мм								
		≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0	≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0	≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0
−45 > t	Нормативное значение ударной вязкости KCV, Дж/см ²	24 ¹⁾	34	34	24 ¹⁾	34	34	24 ¹⁾	34	34
	Температура проведения испытаний, °С	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40

¹⁾При условии, что доля вязкой составляющей в изломе – не менее 85 %.

¹⁾При условии, что доля вязкой составляющей в изломе – не менее 85 %.

6.11 Стали конструкций для отапливаемых зданий и сооружений, находящихся в смонтированном состоянии без подачи тепла при расчетных температурах ниже минус 45° С, должны соответствовать требованиям 6.10 и таблицы 6.3.

6.12 При определении доли вязкой составляющей, учитывая слабо различающиеся при визуальном наблюдении поверхности изломов образцов в условиях смешанного механизма разрушения (хрупкий плюс вязкий), следует использовать увеличительные приборы с подсветкой с 10-кратным увеличением и более.

6.13 Методика отбора образцов, воспроизводящих величину наклепа в зонахгиба, и методика проведения испытаний образцов приведены в приложении А.

6.14 Требования к сварным соединениям и сварочным материалам должны соответствовать СН КР 53-01 и 11.3-11.5. При выборе электродов необходимо учитывать, что значения механических характеристик металла шва должны быть эквивалентны или выше, чем для основного металла.

П р и м е ч а н и е – Сварные соединения следует выполнять в заводских условиях с последующей защитой зоны шва от воздействия коррозии.

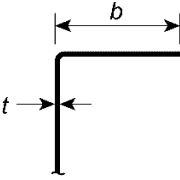
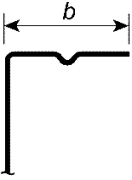
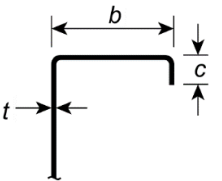
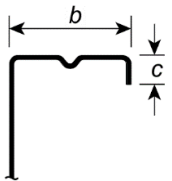
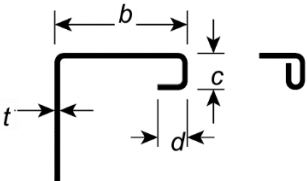
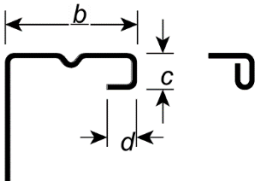
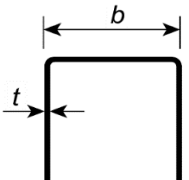
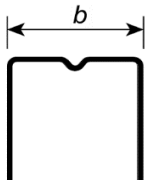
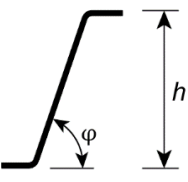
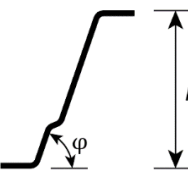
6.15 Использование в неотапливаемых зданиях и сооружениях конструкций из стальных тонкостенных профилей с соединениями электродуговой и контактной сваркой при расчетной температуре ниже минус 45° С, а также в отапливаемых зданиях и сооружениях, находящихся в смонтированном состоянии без подачи тепла при расчетных температурах ниже минус 45° С, не допускается.

7 Расчет тонкостенных профилей с учетом потери местной устойчивости

7.1 Основные требования к сечениям профилей

7.1.1 В настоящем разделе приведены общие требования к сечениям тонкостенных профилей, образованных пластинами с продольными краевыми и промежуточными элементами жесткости и без них. Требования по проектированию и расчету отдельных видов конструкций приведены в приложении Б. Требования настоящих строительных правил не распространяются на поперечные сечения, отношения ширины и высоты которых к их толщине выходят за пределы, указанные в таблице 7.1.

Т а б л и ц а 7.1 – Максимальные значения отношений ширины и высоты элементов сечения к толщине

Элементы поперечного сечения	Максимальное значение
 	$b/t \leq 50$
 	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
 	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
 	$b/t \leq 300$
  	$h/t \leq 300$ $h/t \leq 300 \sin \varphi$ $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$

7.1.2 Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элемента жесткости его размеры должны быть в следующих пределах:

$$0,2 \leq c/b \leq 0,5, \quad (7.1)$$

$$0,1 \leq d/b \leq 0,25, \quad (7.2)$$

где размеры b, c, d – в соответствии с таблицей 7.1. Если $c/b < 0,2$ или $d/b < 0,1$, то отгиб не учитывают ($c = 0$ или $d = 0$).

П р и м е ч а н и я

1 Если геометрические характеристики эффективного поперечного сечения определены испытаниями или расчетами, то эти ограничения не учитывают.

2 Размер отгиба c измеряют перпендикулярно полке, даже если он расположен под другим углом по отношению к ней.

7.1.3 Общие размеры холодноформованных элементов (ширина b , высота h , внутренний радиусгиба r и другие размеры) необходимо измерять по поверхности профиля (см. таблицу 7.1 и рисунок 7.1)

7.1.4 Проектирование несущих конструкций зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей проводят согласно требованиям раздела 5.

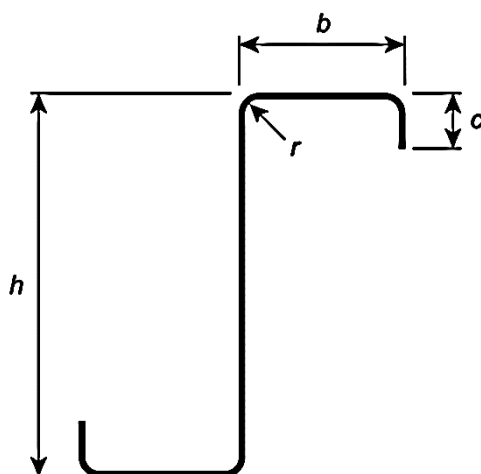


Рисунок 7.1 – Пример обозначения размеров S-образного сечения

В расчетах следует принимать следующие обозначения осей в сечении элементов профиля, как это показано на рисунке 7.2. Для профилированных листов и кассетных профилей используют следующие обозначения осей: $x-x$ – ось параллельна плоскости листа; $y-y$ – ось перпендикулярна плоскости листа.

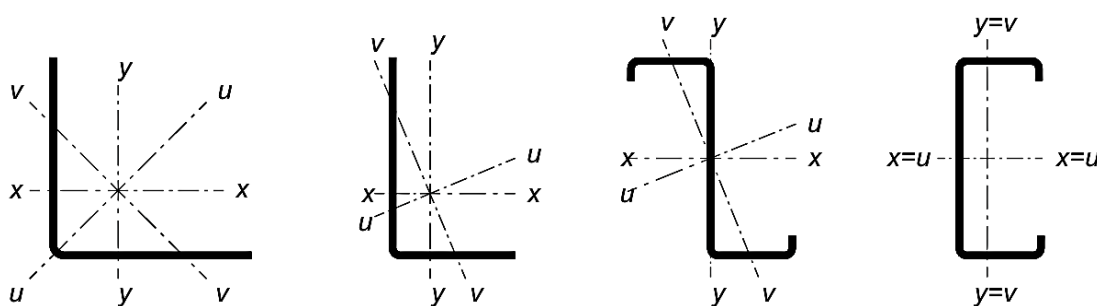


Рисунок 7.2 – Обозначения осей

7.1.5 Расчетную толщину t следует принимать с учетом скорректированной толщины t_{cor} , при этом:

$$t = t_{cot} \quad - \text{при предельном допуске } t_g \leq 5 \% \text{ толщины листа;} \quad (7.3)$$

$$t = t_{cot} \frac{100 - t_{\xi}}{95} - \text{при предельном допуске } t_g > 5 \% \text{ толщины листа,} \quad (7.4)$$

$$\text{где } t_{cor} = t \cdot t_m. \quad (7.5)$$

t_g – минусовой допуск по толщине проката, %;

t_{nom} – номинальная толщина;

$t_{m.p}$ – толщина металлического покрытия.

П р и м е ч а н и е – Для цинкового покрытия класса 275 $t_{m.p} = 0,04$ мм.

7.1.6 Значения толщин листов должны находиться в пределах:

$0,6 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 4 \text{ мм}$ – для изготовления профилей, накладок и стыков.

Может быть использован материал большей или меньшей толщины при условии, что несущая способность элемента определена по расчету, основанному на испытаниях.

7.2 Расчет конструкций из тонкостенных профилей

7.2.1 В тонкостенных металлических конструкциях допускается потеря местной устойчивости сжатых элементов, составляющих поперечное сечение конструктивного элемента (например, стенки и полки С-образного либо двутаврового профиля) при условии обеспечения общей несущей способности конструктивного элемента.

7.2.2 Потерю местной устойчивости элемента учитывают в расчете путем введения редуцирования геометрических характеристик поперечного сечения: площади поперечного сечения A_{ef} , b_{ef} , t_{ef} , момента сопротивления W_{ef} и момента инерции I_{ef} . Методика определения редуцированных характеристик приведена в 7.3.

7.2.3 Для каждого типа конструктивных элементов необходимо выполнять проверку несущей способности с учетом редуцированных характеристик по первой и второй группам предельных состояний. Проверку несущей способности сжатого элемента сечения в общем виде следует проводить по формуле

$$\frac{\gamma_m F}{\gamma_c R_n G_{ef}} \leq 1, \quad (7.6)$$

где F – максимальный расчетный силовой фактор в элементе от невыгодных сочетаний нагрузок и воздействий;

G_{ef} – редуцированный геометрический параметр поперечного сечения стержня для этого сочетания нагрузок и воздействий.

П р и м е ч а н и е – При вычислении силового фактора F должен быть учтен γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений.

Проверку по второй группе предельных состояний следует выполнять от воздействия на конструкцию нормативных нагрузок с учетом редукиции сечения по формуле

$$f \leq f_u, \quad (7.7)$$

где f – прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;

f_u – предельный прогиб (выгиб) или перемещение элементов конструкций по СНиП 2.01.07.

7.2.4 При определении геометрических характеристик сечения профилей следует отдавать предпочтение приближенному способу, без учета радиусов закругления в углах профилей. Влияние радиусов угловгиба на несущую способность сечения допускается не учитывать, если внутренний радиус $r \leq 5t$ и $r \leq 0,10b_p$. В этом случае поперечное сечение можно считать состоящим из плоских элементов, состыкованных под углом (в соответствии с рисунком 7.3, приняв b_p для всех плоских элементов, включая плоские растянутые элементы). При определении характеристик жесткости поперечного сечения следует учитывать влияние угловгиба.

7.2.5 Размеры теоретической ширины b_p и высоты h_w плоских участков поперечных сечений профилей с учетом угловгиба следует измерять от средних точек соседних угловых элементов, как показано на рисунке 7.3.

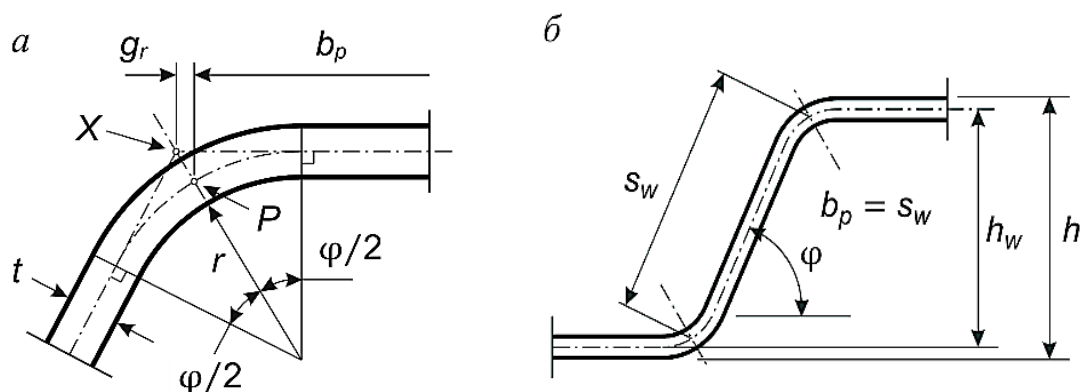


Рисунок 7.3, лист 1 – Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения, примыкающего к углу



Рисунок 7.3, лист 2

7.2.6 Влияние зонгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с сопряжениями под углом (см. рисунок 7.4), с использованием следующих приближенных формул:

$$A_g \approx A_{g,sh}(1 - \delta) \quad (7.8)$$

$$I_g \approx I_{g,sh}(1 - 2\delta) \quad (7.9)$$

$$I_\omega \approx I_{\omega,sh}(1 - 4\delta) \quad (7.10)$$

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\varphi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^m b_{p,i}} \quad (7.11)$$

где A_g - полная площадь поперечного сечения;
 $A_{g,sh}$ - значение A_g для сечения с острыми углами;

$b_{p,i}$ – теоретическая ширина плоского i -го элемента в сечении с острыми углами;

I_g – момент инерции полного поперечного сечения;

$I_{g,sh}$ – значение I_g для сечения с острыми углами;

I_ω – секториальный момент инерции поперечного сечения;

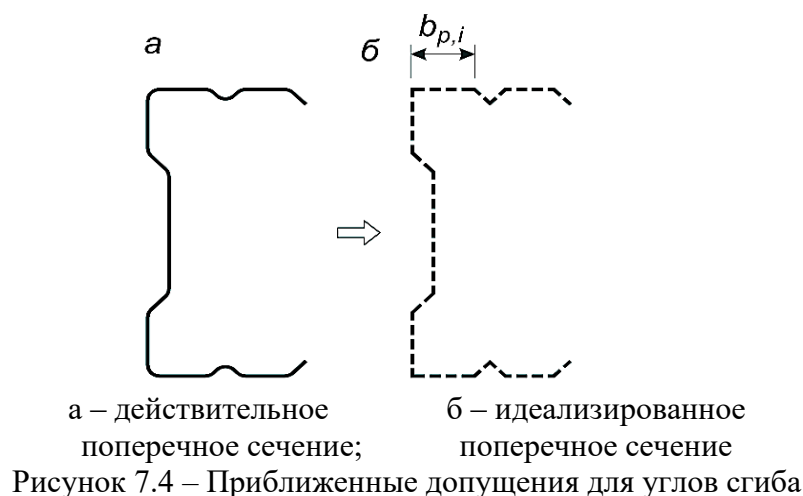
$I_{\omega,sh}$ – значение I_ω для сечения с острыми углами;

φ_j – угол между двумя плоскими элементами;

m – количество плоских элементов (пластин);

n – количество криволинейных элементов (угловгиба);

r_j – внутренний радиус криволинейного j -го элемента.



7.2.7 Уменьшенные значения, определяемые по формулам (7.8) – (7.11), допускается также использовать для расчета эффективных характеристик поперечного сечения A_{ef} , $I_{ef,x}$ и $I_{ef,y}$, если теоретическую ширину плоских элементов измеряют от точек пересечения их срединных линий.

7.2.8 Если внутренний радиус $r > 0,04tE/R_{yn}$ то несущую способность поперечного сечения профиля рекомендуют определять испытаниями.

7.3 Расчет тонкостенных профилей с учетом закритической работы сжатых пластин

7.3.1 Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов

7.3.1.1 При определении несущей способности и жесткости холодногнутых элементов следует учитывать влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сжатой части поперечного сечения.

Редуцированную площадь поперечного сечения тонкостенного конструктивного элемента (пластинки) A_{red} после потери местной устойчивости определяют по формуле

$$A_{red} = \rho \cdot A \quad (7.12)$$

7.3.1.2 Влияние искривления широкой сжатой полки на несущую способность не учитывают, если максимальная кривизна составляет менее 5 % от высоты поперечного сечения профиля. Если кривизна больше, то следует учитывать снижение несущей способности путем уменьшения свеса широких полок или путем учета возможного изгиба стенок.

Для поперечных сечений профилей и гофрированных листов влияние искривления широкой полки не учитывают, если выполняется условие $b/t \leq 250h/b$ (см. рисунок 7.5).

Примечания

1 Искривление широкой полки характеризуется внутренней кривизной в направлении к нейтральной оси и может происходить, например, в широких полках элемента, подверженного изгибу или в криволинейных балках, в которых полка находится в сжатой зоне поперечного сечения.

2 Учет влияния кривизны широкой полки для кассетных профилей приведен в 9.2.2.

7.3.1.3 Пример искривления сжатой и растянутой полки профиля с элементами жесткости и без них, прямолинейных до приложения нагрузки, показан на рисунке 7.5.

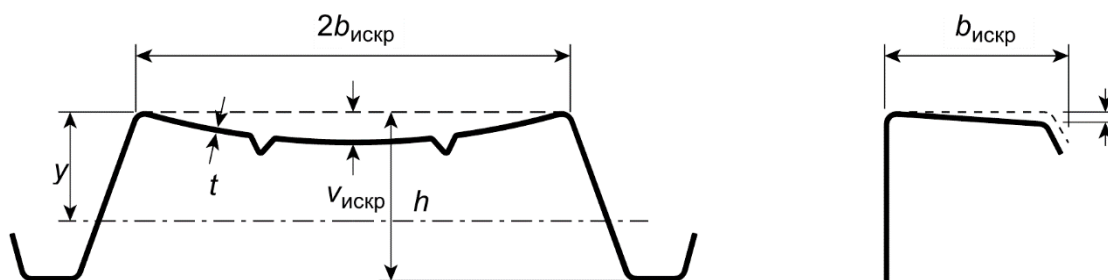


Рисунок 7.5 – Пример кривизны полки профиля, прямолинейного до приложения нагрузки

7.3.1.4 Кривизну сжатой полки (деформацию изгиба полки внутрь к нейтральной оси) $v_{искр}$ вычисляют по формулам (7.13), (7.14). Расчет применим для сжатых и растянутых полок с продольными элементами жесткости и без них, но не применим для полок с близко расположенными поперечными элементами жесткости

$$v_{искр} = 2 \frac{\sigma_a^2 b_{искр}^4}{E^2 t^2 y} \quad (7.13)$$

- для криволинейной балки:

$$v_{искр} = \frac{\sigma_a^2 b_{искр}^4}{E^2 t^2 r} \quad (7.14)$$

где $b_{искр}$ – половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного сечений или свес полки;

r – радиус кривизны криволинейной балки;

t – расчетная толщина;

y – расстояние от рассматриваемой полки до нейтральной оси;

σ_a – напряжение в полке, рассчитанное при полном поперечном сечении.

П р и м е ч а н и е – Если напряжение σ_a рассчитано для эффективного поперечного сечения, то оно определяется умножением напряжения в эффективном поперечном сечении на отношение эффективной площади полки к полной площади полки.

7.3.1.5 При определении несущей способности и жесткости холодногнутых профилей следует учитывать влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения, как это показано для случаев, приведенных на рисунке 7.6.

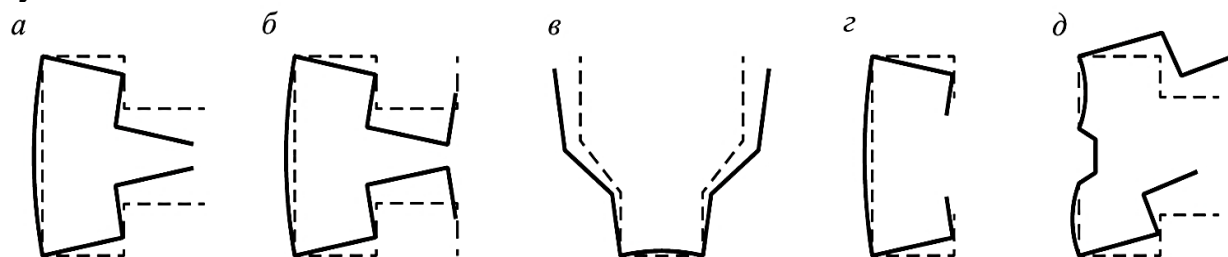


Рисунок 7.6 – Примеры потери устойчивости формы сечения

7.3.1.6 Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться для случаев, показанных на рисунке 7.6, а–д. В этих случаях влияние потери устойчивости формы сечения оценивается линейным или нелинейным расчетом на устойчивость численными методами или испытаниями коротких стоек. Упрощенный способ линейного расчета приведен в 7.3.2 и 7.3.3.

7.3.1.7 При постоянной толщине редуцируемого элемента редукция ведется за счет изменения ширины пластинки $b_{ef} = \rho b$ или ее толщины $t_{ef} = \rho t$.

Для гладких сжатых пластин, имеющих закрепления на продольных кромках (например, стенка двутаврового или полка и стенка С-образного сечения), коэффициент редукции определяется по формулам (7.15), (7.16):

$$\rho = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq 0,673; \quad (7.15)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \geq 0,673, \quad (7.16)$$

где $(3 + \Psi) \geq 0$.

Для гладких пластин, с закреплением по одной продольной кромке, коэффициент редукции ρ определяется по формулам (7.17) – (7.19):

$$\rho = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq 0,748; \quad (7.17)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \geq 0,748, \quad (7.18)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}}. \quad (7.19)$$

Для гладких сжатых пластин, имеющих закрепления по двум продольным кромкам (например, стенки и полки С-образного сечения) или закрепленных по одной стороне (например, полки швеллеров или уголков), коэффициент редукии определяют в зависимости от критического напряжения потери пластины σ_{cr}

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{n^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2}, \quad (7.20)$$

где k_σ – коэффициент, зависящий от граничных условий и характера напряжений в пластинке (приведен в таблицах 7.2 и 7.3);

b – ширина пластинки, принимаемая равной соответствующей теоретической ширине (b_p , $b_{p,c}$, $b_{p,d}$ или s_w – см. рисунок 7.3);

t – расчетная толщина пластинки, принимаемая в соответствии с 7.1.5;

ν – коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0,3$).

Для стальной плартинки формула для $\bar{\lambda}_p$ приводится к виду:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}, \quad (7.21)$$

$$\text{где } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y(\text{Н/мм}^2)}}; \quad (7.22)$$

Для изгибаемых элементов при условии $\sigma_{\text{растяжения}} = \sigma_{\text{max}} = R_y$ и $\sigma_{\text{сжатия}} < R_y$ (максимальное напряжение на крайнем растянутом волокне принято равным расчетному сопротивлению, а напряжение на крайнем сжатом волокне меньше расчетного сопротивления) коэффициент редукии ρ допускается определять по формулам (7.15)–(7.18) с заменой $\bar{\lambda}_p$ на $\bar{\lambda}_{p,c}$ определяемой по формуле (7.25). При этом эффективное поперечное сечение рассматриваемого профиля следует определять итерационным методом, в котором соотношение напряжений в сечении определяется поэтапно для эффективного сечения, полученного на предыдущей итерации. Итерации начинают с полного сечения профиля и заканчивают, когда геометрические характеристики эффективного сечения на предыдущей и последующей итерациях отличаются друг от друга незначительно (в пределах 1 % – 2 %).

7.3.1.8 В качестве альтернативы методу по 7.3.1.7 для определения эффективных площадей при уровне сжимающих напряжений ниже расчетного сопротивления применяют следующие формулы:

- для гладкой промежуточной сжатой пластины с двухсторонним закреплением

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0,6} \leq 1; \quad (7.23)$$

- для гладкой выступающей сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{\bar{\lambda}_p - 0,6} \leq 1; \quad (7.24)$$

где $\bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}$. (7.25)

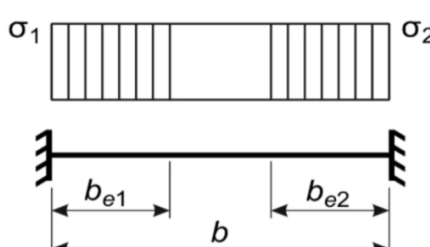
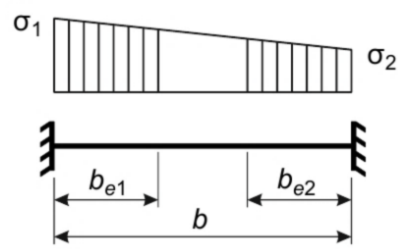
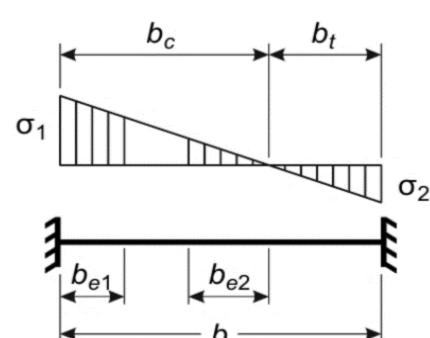
σ_{com} – реальные напряжения сжатия в редуцированном сечении пластины от нагрузки (принимают максимальное значение напряжения сжатия в пластине);

Ψ – отношение меньшего напряжения к большему, сжатие считается положительным (см. таблицы 7.2 и 7.3).

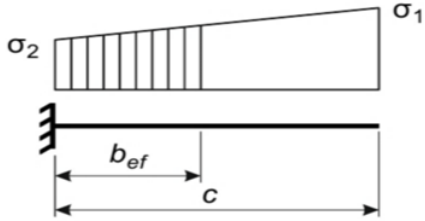
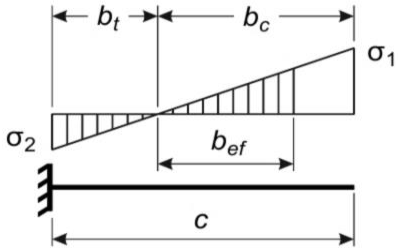
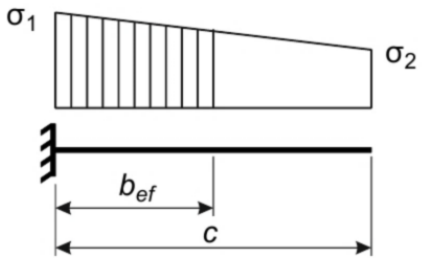
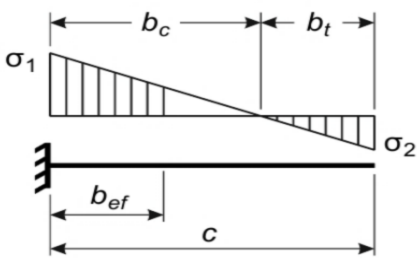
При использовании данного метода эффективное поперечное сечение рассматриваемого профиля следует определять итерационным методом, в котором значения напряжений в точках сечения определяют поэтапно для эффективного сечения, полученного на предыдущей итерации. Итерации начинают с полного сечения профиля и заканчивают, когда геометрические характеристики эффективного сечения на предыдущей и последующей итерациях отличаются друг от друга незначительно (в пределах 1 % – 2 %).

7.3.1.9 Для определения геометрических характеристик эффективного сечения A_{ef} , I_{ef} , W_{ef} необходимо знать эффективную ширину b_{ef} и коэффициент k_σ , определяемые по формулам, приведенным в таблицах 7.2 и 7.3.

Т а б л и ц а 7.2 – Значения коэффициентов k_σ для пластин с двумя закрепленными кромками

Распределение напряжений (сжатие положительно)				Эффективная ширина b_{ef}		
				$\psi = 1;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = 0,5 b_{ef};$ $b_{e2} = 0,5 b_{ef}$		
				$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef};$ $b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$		
				$\psi < 0;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho b}{(1 - \psi)};$ $b_{e1} = 0,4 b_{ef};$ $b_{e2} = 0,6 b_{ef}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – отношение меньшего напряжения к большему (с учетом знака) согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице 7.3 (сжатие считается положительным).						

Т а б л и ц а 7.3 – Значения коэффициентов k_σ для пластин с одной закрепленной кромкой

Распределение напряжений (сжатие положительно)			Эффективная ширина b_{ef}		
			$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho c}{(1 - \psi)}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1^*$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коэффициенты k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57-0,21\psi+0,07\psi^2$	
			$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho c}{(1 - \psi)}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1^*$	1	$1 > \psi > 0$	0	$1 > \psi > -1$	-1
Коэффициенты k_σ	0,43	$0,578/(\psi+0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
* $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – отношение меньшего напряжения к большему (с учетом знака) согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице 7.2 (сжатие считается положительным).					

7.3.2 Пластины, усиленные продольными элементами жесткости

7.3.2.1 Для повышения жесткости и несущей способности пластин, составляющих поперечное сечение профилей, их усиливают промежуточными и краевыми элементами жесткости (см. рисунок 7.7).

7.3.2.2 Жесткость упругоподатливых связей, накладываемых на пластину элементами жесткости, должна учитываться приложением погонной единичной нагрузки u , как показано на рисунке 7.7. Жесткость связей K на единицу длины вычисляют по формуле

$$K = u/\delta, \quad (7.26)$$

где δ – перемещение элемента жесткости от единичной нагрузки u , действующей в центре тяжести b_1 эффективной части поперечного сечения элемента жесткости на единицу длины профиля.

Для краевого элемента жесткости перемещение δ определяют по формуле

$$\delta = \theta b_p + \frac{ub_p^3}{3} \frac{12(1 - \nu^2)}{Et^3}. \quad (7.27)$$

7.3.2.3 Поперечное сечение краевого отгиба состоит из вертикального и горизонтального элементов жесткости с d , как показано на рисунке 7.8, плюс прилегающая эффективная часть b_{e2} плоского участка подкрепляемой пластинки b_p .

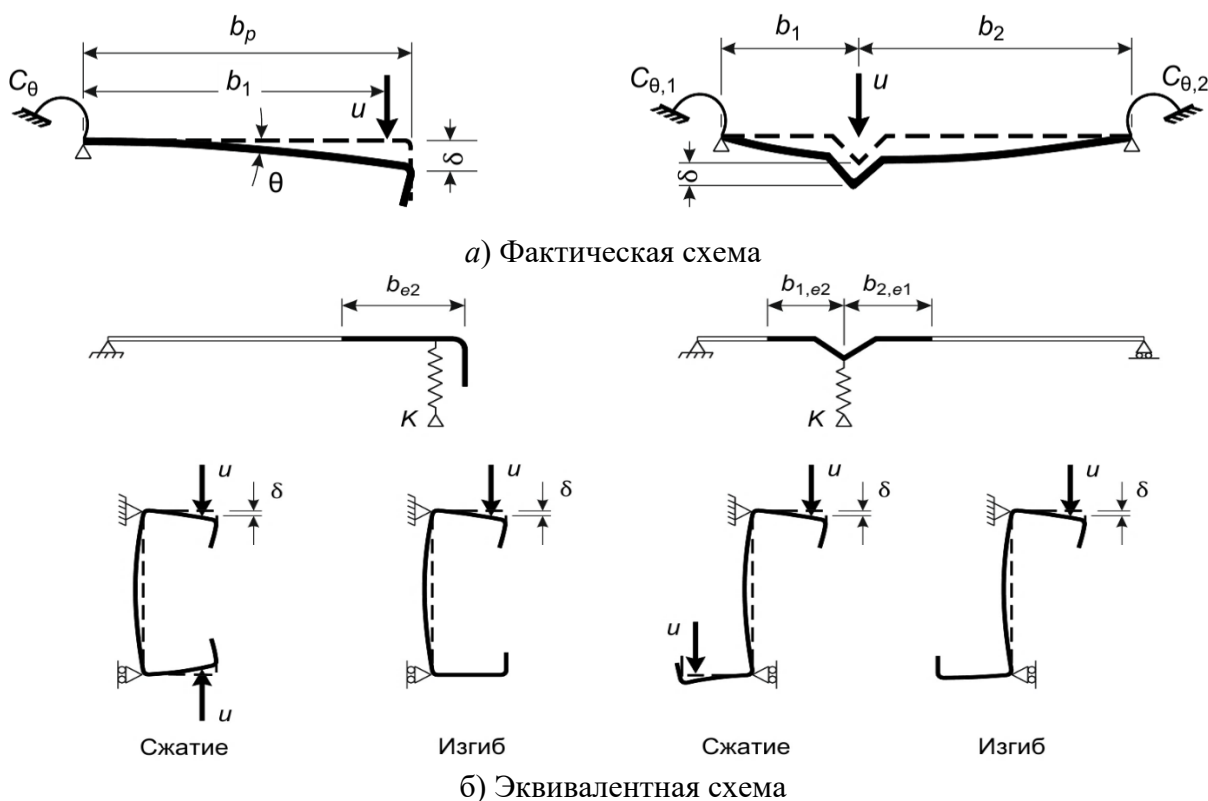


Рисунок 7.7 – Схемы к определению жесткости связей

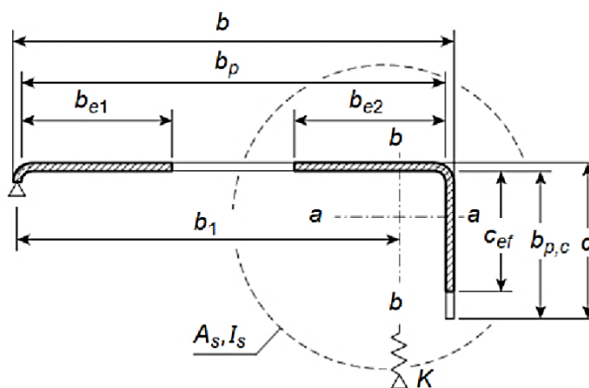
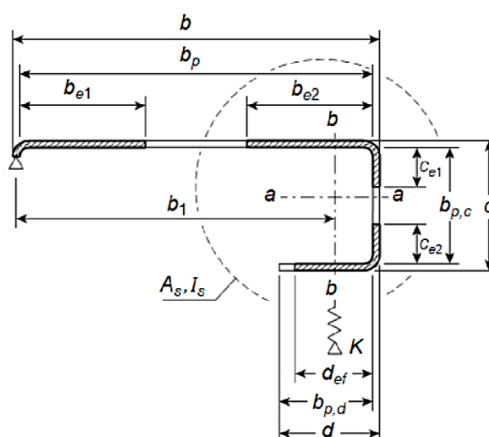
а) Одинарный краевой отгиб ($b/t \leq 60$)б) Двойной краевой отгиб ($b/t \leq 90$)

Рисунок 7.8 – Краевые отгибы

7.3.2.4 Расчет краевых отгибов полок С- и Z-образных и подобных им сечений профилей, состоящих из стенки и верхней и нижней полок, должен начинаться с определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов, параметры c и d определяют по 7.3.1.

Начальное эффективное сечение сжатой полки, определяется в предположении, что жесткость, накладываемая краевым отгибом на полку, $K = \infty$ и напряжение равно R_y .

7.3.2.5 Начальные значения эффективной ширины b_{e1} и b_{e2} , приведенные на рисунках 7.7, 7.8, определяют по 7.3.1.7 или 7.3.1.8 с допущением, что плоский элемент b_p оперт по двум сторонам.

7.3.2.6 Начальное значение эффективной ширины c_{ef} , приведенное на рисунке 7.8, необходимо определять следующим образом:

1) для одинарного краевого отгиба

$$c_{ef} = \rho b_{p,c} \quad (7.28)$$

где ρ определяют с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ :

$$k_{\sigma} = 0,5, \text{ если } \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35; \quad (7.29)$$

$$k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2}, \quad \text{если } 0,35 \leq \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,60; \quad (7.30)$$

2) для двойного краевого отгиба

$$c_{ef} = \rho b_{p,c},$$

где ρ определяют по 7.3.1.7 или 7.3.1.8 с учетом коэффициента потери устойчивости k_{σ} , как для пластины, опертой по двум сторонам;

$$d_{ef} = \rho b_{p,d}, \quad (7.31)$$

где ρ определяют по 7.3.1.7 или 7.3.1.8 с учетом коэффициента потери устойчивости k_{σ} , как для пластины, имеющей закрепление на одной кромке.

Площадь начального расчетного поперечного сечения A_s краевого отгиба определяют по формулам

$$A_s = t(b_{e2} + c_{ef}), \quad (7.32)$$

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{ef}). \quad (7.33)$$

При необходимости (см. 7.2.4–7.2.6) учитывают закругления.

7.3.2.7 Коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) определяют в зависимости от значения $\sigma_{cr,s}$. Критическое напряжение потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии $\sigma_{cr,s}$ определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 EI_s}}{A_s}, \quad (7.34)$$

где K_1 – жесткость упругоподатливой связи;

I_s – момент инерции начального расчетного сечения краевого элемента жесткости относительно оси a – a (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.8;

A_s – площадь начального расчетного сечения краевого элемента жесткости (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.8.

7.3.2.8 Для краевых элементов жесткости выражение жесткости связи K_1 для сжатой полки вычисляют по формуле

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 h_w k_f b_1 b_2}, \quad (7.35)$$

где b_1 – расстояние от центральной оси стенки до центра тяжести начального расчетного сечения краевого отгиба (включая устойчивую часть b_{e2} полки) на полке 1 (см. рисунок 7.8);

b_2 – расстояние от центральной оси стенки до центра тяжести начального расчетного сечения краевого отгиба (включая устойчивую часть полки) на полке 2;

h_w – высота стенки между серединными линиями полок;

$k_f = 0$ – если полка 2 растянута (т.е. для элемента, изгибаемого относительно оси $x-x$);

$k_f = 1$ – для сжатого симметричного сечения;

$k_f = A_{s2}/A_{s1}$ – если полка 2 сжата (для сжатого несимметричного сечения);

A_{s1} и A_{s2} – площади начальных расчетных сечений краевых отгибов для полок 1 и 2 соответственно (рисунок 7.8).

П р и м е ч а н и е – За полку 1 принимается та полка, для которой определяется жесткость упругоподатливой связи K_1 .

Для промежуточного элемента жесткости перемещение δ определяют по формуле

$$\delta = \frac{u b_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3}. \quad (7.36)$$

7.3.2.9 Коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости следует определять с учетом условной гибкости $\bar{\lambda}_d$ по формулам (7.37)–(7.39):

$$\chi_d = 1,0, \text{ если } \bar{\lambda}_d \leq 0,65; \quad (7.37)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d, \text{ если } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38; \quad (7.38)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \text{ если } \bar{\lambda}_d \geq 1,38, \quad (7.39)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}; \quad (7.40)$$

$\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение потери устойчивости в упругой стадии для краевых и промежуточных элементов жесткости, определяемое по 7.3.2.7 или 7.3.3.5 соответственно.

Критическое напряжение элемента жесткости допускается определять на основании расчета устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчетов.

7.3.2.10 Эффективную площадь сечения элемента жесткости $A_{s,red}$ с учетом плоской формы потери устойчивости определяют по формуле

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s, \quad (7.41)$$

где $\sigma_{com,s}$ – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

7.3.2.11 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в A_s .

При этом уменьшенную толщину t_{red} определяют по формулам (7.42)–(7.44):

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s}; \quad (7.42)$$

$$t_{red} = \chi_d t \quad \text{при } \sigma_{com,s} = R_y; \quad (7.43)$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s \quad \text{при } \sigma_{com,s} = R_y. \quad (7.44)$$

7.3.2.12 Последовательность проведения расчета полок тонкостенных профилей с элементами жесткости в виде краевых отгибов приведена в приложении В.

7.3.3 Сжатые пластины с промежуточными элементами жесткости

7.3.3.1 Промежуточные элементы жесткости устанавливают в пластинах, закрепленных по двум продольным сторонам. В поперечное сечение промежуточного элемента жесткости включают сам элемент жесткости и примыкающие к нему участки эффективных ($b_{1,e2}$ и $b_{2,e1}$) частей пластин $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$, показанных на рисунке 7.9.

7.3.3.2 При расчете промежуточного элемента жесткости определяют начальное расчетное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины пластин, примыкающих к нему, определяемой с учетом того, что элемент жесткости обеспечивает полное защемление $K = \infty$ и напряжение в нем равно R_y .

7.3.3.3 Начальные значения эффективной ширины $b_{1,e2}$ и $b_{2,e1}$, показанные на рисунке 7.9, следует определять с допущением, что плоские элементы $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$ оперты по двум сторонам (см. таблицу 7.2).

7.3.3.4 Площадь начального расчетного поперечного сечения A_s промежуточного элемента жесткости определяют по формуле

$$A_s = t(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s), \quad (7.45)$$

где b_s – ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (рисунок 7.9).

П р и м е ч а н и е – При необходимости (см. 7.2.4–7.2.6) учитывают закругления.

7.3.3.5 Критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости $\sigma_{cr,s}$ определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (7.46)$$

где K – жесткость упругоподатливой связи;

I_s – момент инерции начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости относительно оси a – a (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.9;

A_s – площадь начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.9.

Для промежуточного элемента жесткости значения коэффициента K вычисляют по формуле

$$K = \frac{(b_1 + b_2)Et^3}{4b_1^2b_2^2(1 - \nu^2)}. \quad (7.47)$$

Критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости $\sigma_{cr,s}$ допускается определять на основании расчета устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчетов.

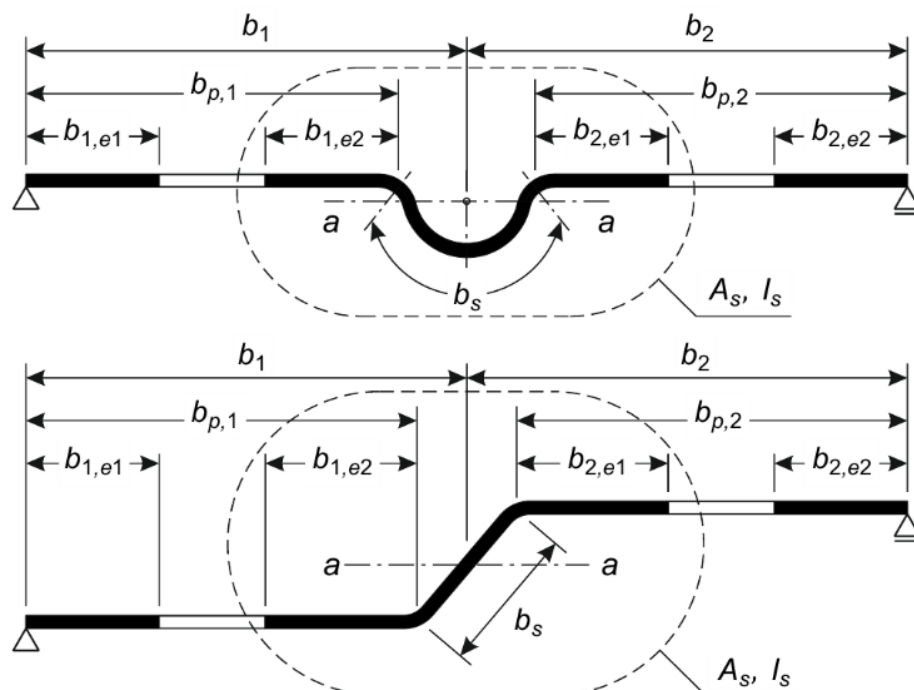


Рисунок 7.9 – Промежуточные элементы жесткости

7.3.3.6 Коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) определяют в зависимости от значения $\sigma_{cr,s}$ (см. 7.3.2.9).

7.3.3.7 Эффективную площадь элемента жесткости $A_{s,red}$, вызванную потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости), определяют по 7.3.2.10 и формуле (7.41).

7.3.3.8 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения промежуточного элемента жесткости эффективную площадь $A_{s,red}$ следует определять с учетом уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в A_s по 7.3.2.11 и формулам (7.42)–(7.44).

7.3.3.9 Последовательность проведения расчета промежуточных элементов жесткости тонкостенных профилей приведена в приложении В.

7.4 Трапецевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости

7.4.1 Общие положения

Требования настоящего подраздела распространяются на трапецевидные гофрированные листы с полками и стенками, имеющими промежуточные элементы жесткости.

7.4.2 Полки с промежуточными элементами жесткости

7.4.2.1 Элементы жесткости в виде полукруглых или треугольных канавок включают в себя сам элемент жесткости и примыкающие к нему устойчивые участки b_{ef} ($b_{1,ef}$, $b_{2,ef}$) плоских участков полки b_p ($b_{p,1}$, $b_{p,2}$), как показано в таблице 7.4 и на рисунке 7.10.

Т а б л и ц а 7.4 – Размеры плоских устойчивых участков полок, включенны в элемент жесткости

Поперечное сечение	С одним элементом жесткости	С двумя элементами жесткости
Для определения площади элемента жесткости A_s		
Для определения момента инерции элемента жесткости I_s		

7.4.2.2 При одном центральном элементе жесткости полки гофрированного профиля критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости в упругой стадии определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}}, \quad (7.48)$$

где b_p – теоретическая ширина плоского элемента, показанная на рисунке 7.10;
 b_s – ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (рисунок 7.10);

A_s и I_s – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с таблицей 7.4.

7.4.2.3 При двух симметрично расположенных элементах жесткости полки критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости в пределах упругости определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}}, \quad (7.49)$$

$$\text{где } b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s; \quad (7.50)$$

$$b_1 = b_{p,1} + 0,5b_r; \quad (7.51)$$

здесь $b_{p,1}$ – теоретическая ширина крайнего плоского элемента (рисунок 7.10);

$b_{p,2}$ – теоретическая ширина среднего плоского элемента (рисунок 7.10);

b_r – общая ширина элемента жесткости (рисунок 7.10):

A_s и I_s – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с таблицей 7.4.

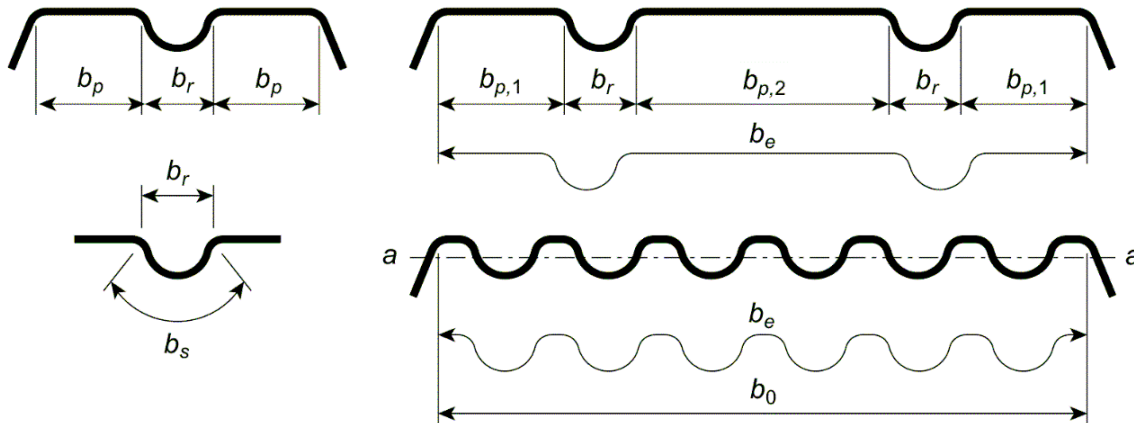


Рисунок 7.10 – Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости

7.4.2.4 Для нескольких элементов жесткости на полке (трех или более одинаковых) эффективную площадь всей полки A_{ef} вычисляют по формуле

$$A_{ef} = \rho b_e t \quad (7.52)$$

где ρ – понижающий коэффициент, соответствующий условной гибкости $\bar{\lambda}_p$, основанной на критическом напряжении потери устойчивости в упругой стадии $\sigma_{cr,s}$, определяемом по формуле

$$\sigma_{cr,s} = 1,8E \sqrt{\frac{I_s t^3}{b_0^2 b_e^3}} + 3,6 \frac{Et^2}{b_0^2} \quad (7.53)$$

где I_s – суммарный момент инерции элементов жесткости относительно центральной оси $a-a$ без учета слагаемого $bt^3/12$;

b_0 – ширина полки в проекции (рисунок 7.10);

b_e – развернутая ширина полки (рисунок 7.10).

Примечания

1 Значение коэффициента ρ определяют по 7.3.1.7 и формулам (7.15)–(7.18) или по 7.3.1.8 и формулам (7.23), (7.24) при $\psi = 1$.

2 Значение условной гибкости $\bar{\lambda}_d$ определяют по формуле (7.19) или (7.25). При этом вместо σ_{cr} принимают $\sigma_{cr,s}$, определяемое по формулам (7.48), (7.49) или (7.53).

7.4.2.5 Условную гибкость $\bar{\lambda}_d$ и коэффициент снижения несущей способности вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости χ_d следует определять по формулам (7.37)–(7.40).

7.4.2.6 Если сжатые части стенок поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента χ_d для элементов жесткости сжатых полок следует определять, используя $\sigma_{cr,s}$, определяемое по 7.4.2.2 – 7.4.2.4 и методику, приведенную в 7.3.2.9.

При усилении сжатых частей стенок элементами жесткости значения понижающего коэффициента χ_d для полок следует определять по методике, приведенной в 7.3.2.9, с учетом модифицированного критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$, определяемого по 7.4.4.1.

7.4.2.7 Эффективную площадь элементов жесткости полки $A_{s,red}$ определяют по формуле (7.41).

При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь элементов жесткости полки $A_{s,red}$ следует определять с учетом уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в A_s . Уменьшенную толщину элементов жесткости t_{red} определяют по формулам (7.42)–(7.44).

7.4.3 Стенки гофров с элементами жесткости в количестве не более двух

7.4.3.1 Эффективное поперечное сечение стенки, как показано на рисунке 7.11, должно включать в себя:

- а) полосу шириной $s_{ef,n}$, примыкающую к сжатой полке;
- б) эффективную площадь $A_{s,red}$ каждого из элементов жесткости на стенке при их количестве не более двух;
- в) примыкающую к центральной оси эффективного сечения полосу шириной $s_{ef,n}$;
- г) растянутую часть стенки.

7.4.3.2 Площадь начального расчетного сечения элементов жесткости необходимо определять следующим образом:

- для одного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке:

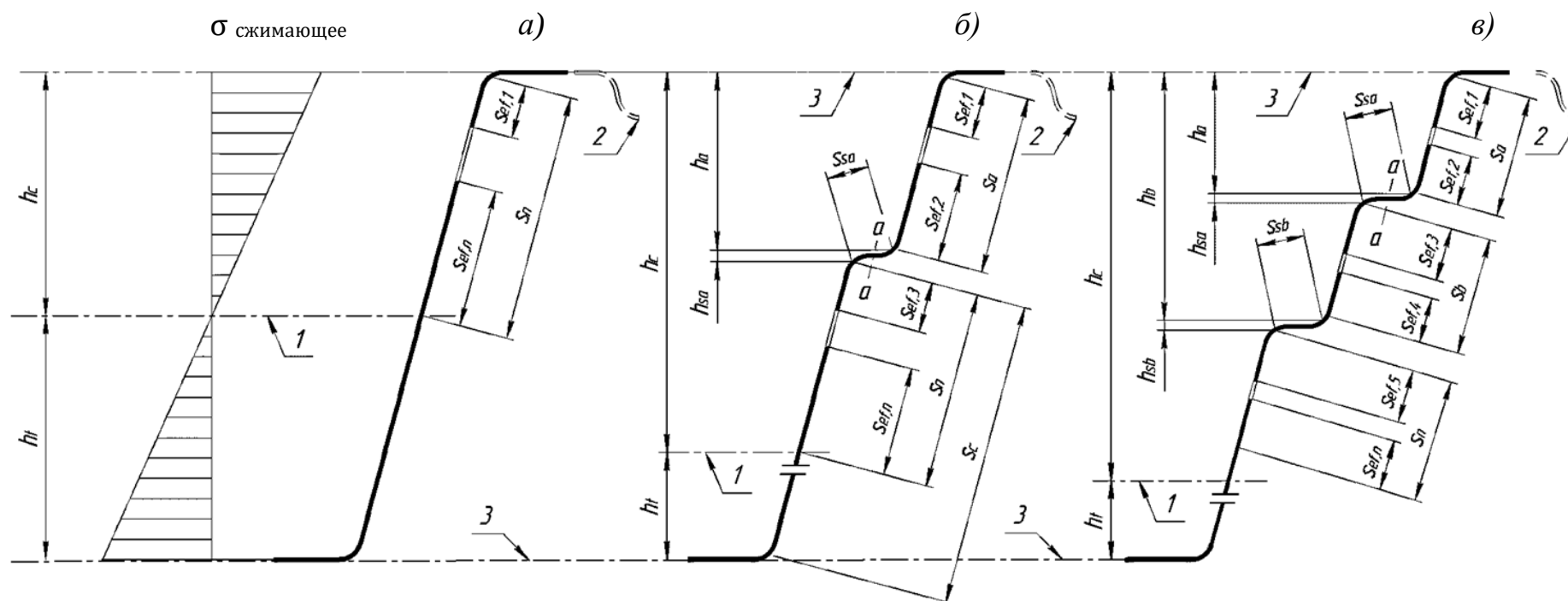
$$A_{sa} = t(s_{ef,2} + s_{ef,3} + s_{sa}); \quad (7.54)$$

- для второго элемента жесткости:

$$A_{sb} = t(s_{ef,4} + s_{ef,5} + s_{sb}), \quad (7.55)$$

где размеры $s_{ef,1}, \dots, s_{ef,n}$, s_{sa} и s_{sb} показаны на рисунке 7.11.

7.4.3.3 Первоначальное положение эффективной нейтральной оси следует определять, используя эффективные сечения горизонтальных сжатых полок и полное поперечное сечение стенок.



а – сечение гофрированного листа со стенкой без элементов жесткости; б – сечение гофрированного листа со стенкой с одним элементом жесткости в сжатой зоне; в – сечение гофрированного листа со стенкой с двумя элементами жесткости в сжатой зоне; 1 – первоначальное положение нейтральной оси в сечении гофрированных листов с эффективным сечением полок и полной площадью стенок;

2 – участки эффективного поперечного сечения сжатых полок с промежуточными элементами жесткости;

3 – центральная ось полки

Рисунок 7.11 – Эффективные поперечные сечения стенок гофрированных листов

7.4.3.4 Определение базовой ширины участков плоской и гофрированной стенок следует начинать с определения теоретической ширины s_w (b_p), s_a , s_b , s_n плоских элементов стенок в соответствии с рисунками 7.3 и 7.11.

Базовую эффективную ширину стенки $s_{ef,0}$ определяют по формуле

$$s_{ef,0} = 0,76t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{com}}}, \quad (7.56)$$

где σ_{com} – напряжение в сжатой полке, рассчитанное для эффективного поперечного сечения (допускается принимать равным R_y).

7.4.3.5 Размеры от $s_{ef,1}$ до $s_{ef,n}$ определяют по формулам

$$s_{ef,1} = s_{ef,0}; \quad (7.57)$$

$$s_{ef,2} = \left(1 + \frac{0,5h_a}{h_c}\right) s_{ef,0}; \quad (7.58)$$

$$s_{ef,3} = \left[1 + \frac{0,5(h_a + h_{sa})}{h_c}\right] s_{ef,0}; \quad (7.59)$$

$$s_{ef,4} = \left(1 + \frac{0,5h_b}{h_c}\right) s_{ef,0}; \quad (7.60)$$

$$s_{ef,5} = \left[1 + \frac{0,5(h_b + h_{sb})}{h_c}\right] s_{ef,0}; \quad (7.61)$$

$$s_{ef,n} = 1,5s_{ef,0}, \quad (7.62)$$

где h_c – расстояние от эффективной нейтральной оси до центральной линии сжатой полки (см. рисунок 7.11);

h_a, h_b, h_{sa} и h_{sb} – размеры, показанные на рисунке 7.11.

7.4.3.6 Размеры $s_{ef,1}, \dots, s_{ef,n}$ следует изначально определять по формулам (7.57)–(7.62), а затем, если рассматриваемый плоский элемент устойчив ($\sigma_{com} < \sigma_{cr}$), корректировать с учетом следующих положений:

– для стенки без элементов жесткости, если $s_{ef,1} + s_{ef,n} \geq s_n$ и вся стенка устойчива, в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,1} = 0,4s_n; \quad (7.63)$$

$$s_{ef,n} = 0,6s_n; \quad (7.64)$$

– для стенки, усиленной элементом жесткости, если $s_{ef,1} + s_{ef,2} \geq s_a$ и часть стенки s_a устойчива, в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/h_c}; \quad (7.65)$$

$$s_{ef,2} = s_a \frac{(1 + 0,5h_a/h_c)}{(2 + 0,5h_a/h_c)}; \quad (7.66)$$

- для стенки с одним элементом жесткости,

если $s_{ef,3} + s_{ef,n} \geq s_n$ и часть стенки s_b устойчива, в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,3} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c]}{2,0 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c}; \quad (7.67)$$

$$s_{ef,n} = s_n \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c}; \quad (7.68)$$

если $s_{ef,3} + s_{ef,4} \geq s_b$ и часть стенки s_b устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,5} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c]}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.69)$$

$$s_{ef,n} = s_b \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.70)$$

если $s_{ef,5} + s_{ef,4} \geq s_n$ и часть стенки s_n устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,5} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c]}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.71)$$

$$s_{ef,n} = s_b \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.72)$$

7.4.3.7 Для одиночного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости критическое напряжение потери устойчивости $\sigma_{cr,sa}$ в упругой стадии вычисляют по формуле

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05E\sqrt{I_{sa}t^3s_1}}{A_{sa}s_2(s_1 - s_2)}; \quad (7.73)$$

где s_1 и s_2 вычисляют по формулам:

- для одиночного элемента жесткости

$$s_1 = 0,9(s_a + s_{sa} + s_c); \quad (7.74)$$

- для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке, с двумя элементами жесткости

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_{sb} + 0,5(s_{sb} + s_c); \quad (7.75)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa}, \quad (7.76)$$

здесь s_c – размер, показанный на рисунке 7.11;

7.4.3.8 Площадь поперечного сечения A_{sa} и момент инерции I_{sa} элементов жесткости стенок определяют в соответствии с рисунком 7.12.

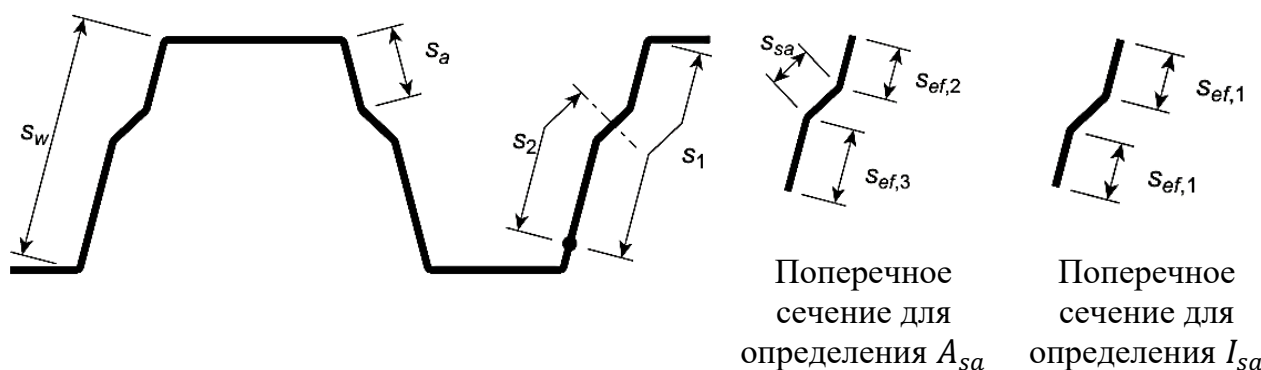


Рисунок 7.12 – Элементы жесткости стенок для трапециевидных гофрированных листов

7.4.3.9 Условную гибкость $\bar{\lambda}_d$ и коэффициент снижения несущей способности вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости χ_d определяют по формулам (7.37)–(7.40).

7.4.3.10 Если сжатые полки поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента χ_d для элементов жесткости стенки следует определять, используя $\sigma_{cr,sa}$ и методику, приведенную в 7.3.2.9.

При усилении сжатых полок элементами жесткости значения понижающего коэффициента χ_d следует определять по методике, приведенной в 7.3.2.9, с учетом модифицированного критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$, определяемого согласно 7.4.4.1.

7.4.3.11 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь одиночного элемента жесткости стенки или элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, $A_{sa,red}$ определяют по формуле

$$A_{sa,red} = \chi_d A_{sa} \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com} \left(1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right)}}, \text{ но } A_{sa,red} \leq A_{sa}. \quad (7.77)$$

7.4.3.12 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь $A_{sa,red}$ следует определять с учетом уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в A_{sa} .

Уменьшенную толщину t_{red} определяют по формулам

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}}} \leq t \quad (\text{при } \sigma_{com} \leq R_y); \quad (7.78)$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{1}{\sigma_{com} \left(1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right)}} \leq t \quad (\text{при } \sigma_{com} \leq R_y); \quad (7.79)$$

где σ_{com} – напряжение в сжатой полке, рассчитанное для эффективного поперечного сечения (допускается принимать равным R_y).

7.4.3.13 Для стенок с двумя элементами жесткости эффективную площадь $A_{sb,red}$ для второго элемента жесткости следует принимать равной A_{sb} .

7.4.4 Гофрированные листы с элементами жесткости на полках и стенках

7.4.4.1 Для гофрированных листов с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках (рисунок 7.13) взаимодействие между потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элементов жесткости полки и стенки) следует учитывать с использованием уточненного значения критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$ для обоих типов элементов жесткости в упругой стадии работы, определенное по формуле

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left(\beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}}\right)^4}}, \quad (7.80)$$

где $\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки, принимаемое по 7.4.2.2 – для полки с одним элементом, по 7.4.2.3 – для полки с двумя элементами жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$ – критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки или элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости (см. 7.4.3.7);

$\beta_s = 1$ – для центрально сжатого профиля.

Для изгибаемого профиля β_s определяют по формуле

$$\beta_s = 1 - \left(\frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right). \quad (7.81)$$

7.4.4.2 При расчете гофрированных профилей, приведенных в ГОСТ 24045, допускается вычислять коэффициенты χ_d элементов жесткости полок и стенок,

используя $\sigma_{cr,s}$ вместо $\sigma_{cr,mod}$. Для иных гофрированных профилей, работающих на изгиб, с элементами жесткости на полках и стенках допускается вычислять коэффициенты χ_d , используя $\sigma_{cr,s}$ вместо $\sigma_{cr,mod}$, если выполняется условие $\sigma_{cr,s} < \sigma_{cr,sa}$.

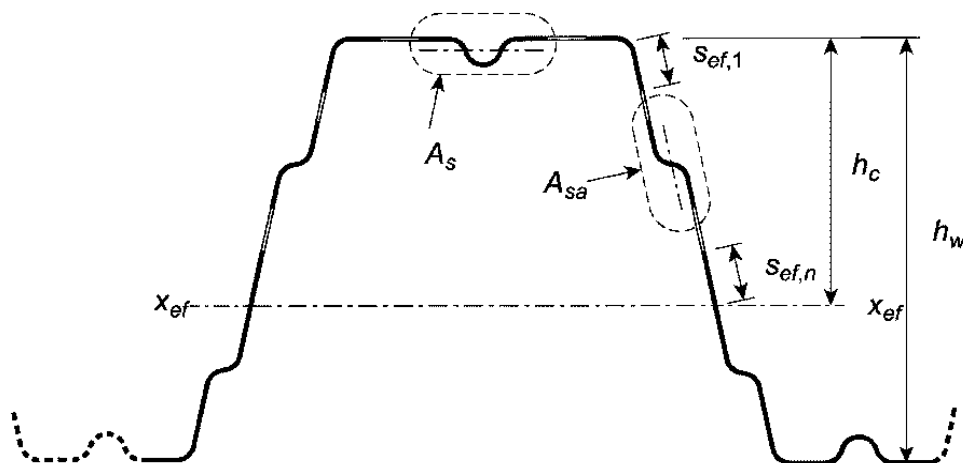


Рисунок 7.13 – Трапециевидный гофрированный лист с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках

7.5 Перфорированные пластины и термопрофиль

7.5.1 Расчет перфорированной пластины

7.5.1.1 Перфорированные листы с круглыми отверстиями, расположенными в форме равностороннего треугольника, как показано на рисунке 7.14, могут быть рассчитаны как неперфорированные путем введения эффективной толщины, приведенной ниже.

П р и м е ч а н и е – Данный метод расчета геометрических характеристик перфорированной пластины идет в запас несущей способности. В качестве альтернативы несущую способность перфорированных пластин допускается определять по результатам испытаний.

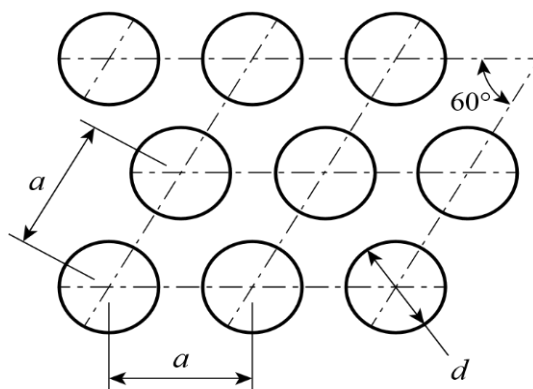


Рисунок 7.14 – Схема расположения отверстий в перфорированной пластине

7.5.1.2 При условии, что $0,2 \leq a/d \leq 0,9$, геометрические характеристики полного поперечного сечения рассчитывают с заменой t на $t_{a,ef}$, вычисляемую по формуле

$$t_{a,ef} = 1,18t \left(1 - \frac{d}{0,9a} \right), \quad (7.82)$$

где a – расстояние между центрами отверстий перфорации (см. рисунок 7.14);
 d – диаметр отверстия перфорации (см. рисунок 7.14).

7.5.1.3 При условии, что $0,2 \leq a/d \leq 0,9$, геометрические характеристики эффективного поперечного сечения рассчитывают по 7.3 с заменой t на $t_{b,ef}$, вычисляемую по формуле

$$t_{b,ef} = t \sqrt[3]{1,18 \left(1 - \frac{d}{a} \right)}. \quad (7.83)$$

7.5.1.4 Несущую способность одной стенки при действии локальной поперечной силы рассчитывают по 8.9 с заменой t на $t_{c,ef}$, вычисляемую по формуле

$$t_{c,ef} = t \left[1 - \left(\frac{d}{a} \right)^2 \frac{s_{per}}{s_w} \right]^{3/2}, \quad (7.84)$$

где s_{per} – наклонная высота перфорированной части стенки;
 s_w – общая наклонная высота стенки.

7.5.2 Расчет термопрофиля

7.5.2.1 Холодногнутые тонкостенные термопрофили (швеллер, Σ -, С- и Z-образные) с щелевой перфорацией стенки (рисунок 7.15) следует рассчитывать с учетом влияния просечек на критическое напряжение потери устойчивости σ_{cr} пластин с перфорацией.

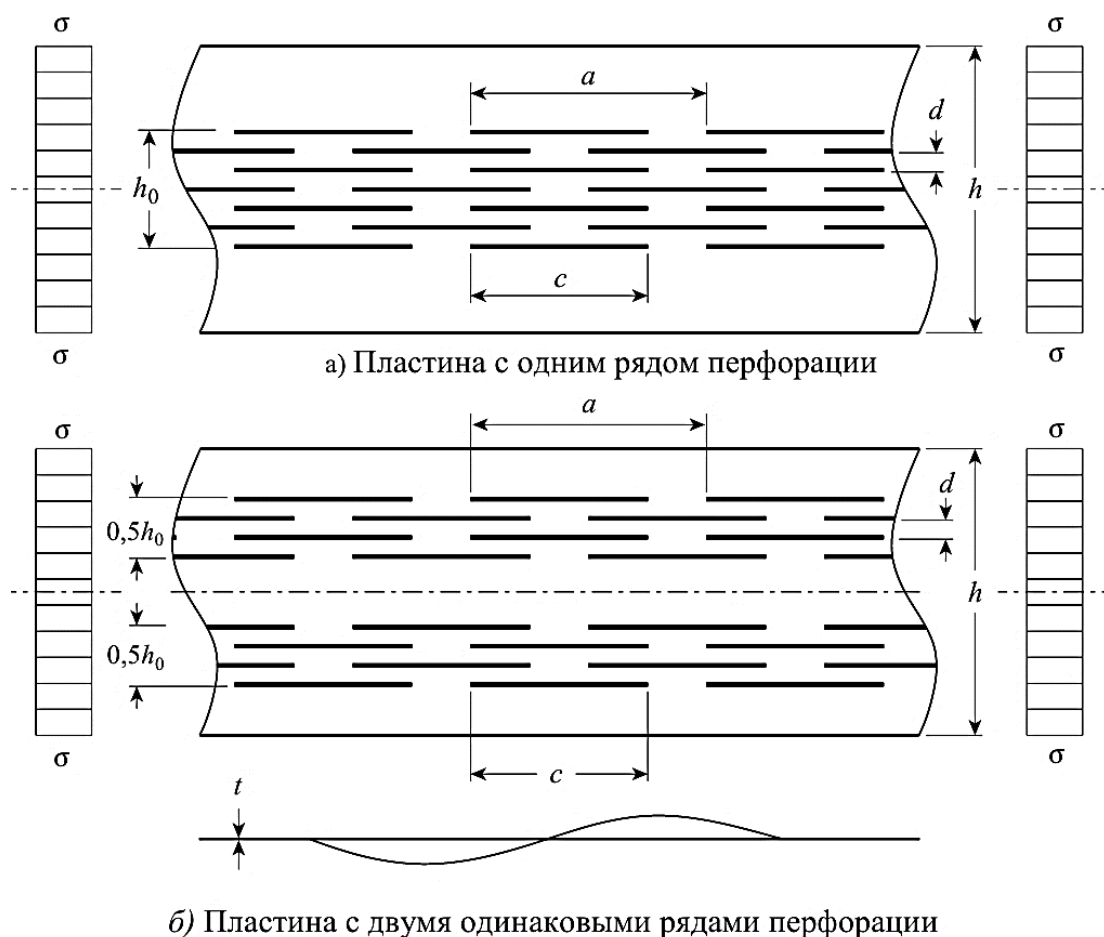


Рисунок 7.15 – Параметры щелевой перфорации термопрофилей

Приведенную ниже методику расчета допускается применять для пластин, размеры и расположение просечек в которых удовлетворяет условию

$$\frac{a}{h} < 0,907 + 0,832 \left(\frac{c}{a} \right) - 8,84 \left(\frac{d}{a} \right) + 0,944 \left(\frac{h_0}{h} \right), \quad (7.85)$$

где a, c, d, h, h_0 – размеры, указанные на рисунке 7.15.

7.5.2.2 В общем случае для пластины (см. рисунок 7.15) стенки или полки с щелевой перфорацией и неравномерным распределением напряжений по ширине критическое напряжение потери устойчивости в упругой стадии определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 D}{h^2 t} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) h^2}, \quad (7.86)$$

$$\text{где } k_{\sigma} = \frac{8(1 + \sqrt{k_2} + k_2 \nu - \nu)}{\sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2} + (1 + \psi)}; \quad (7.87)$$

$$k_2 = \frac{kh}{kh_1 + h_0}; \quad (7.88)$$

$$k = 24(1 - \nu)\beta \frac{d^2}{ac} \quad (7.89)$$

D – цилиндрическая жесткость пластинки;

a – шаг щелевых отверстий вдоль длины пластинки;

c – длина щелевого отверстия;

d – шаг щелевых отверстий в направлении ширины пластинки;

h – теоретическая ширина пластинки, определяемая по 7.2.5;

h_0 – ширина участка с просечками;

h_1 – суммарная ширина участков пластины без просечек $h_1 = h - h_0$;

ν – коэффициент Пуассона ($\nu = 0,3$);

ψ – отношение меньшего напряжения к большему (с учетом знаков, при этом сжатие считают положительным);

β – коэффициент, определяемый по таблице 7.5.

Т а б л и ц а 7.5 – Значения коэффициентов β

a/d	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	∞
β	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

7.5.2.3 Условную гибкость пластины $\bar{\lambda}_p$ определяют по формуле (7.19) в зависимости от критического напряжения σ_{cr} , вычисленного по формуле (7.86). Далее находят коэффициент редукиции ρ в соответствии с 7.3.1.7 или 7.3.1.8 и определяют эффективную ширину по таблицам 7.2 и 7.3.

7.5.2.4 Эффективное поперечное сечение краевых элементов жесткости (при их наличии) термопрофилей с перфорацией на стенках следует выполнять по 7.3.2 с заменой K_1 на $K_{1,t}$, определяемой по формуле

$$K_{1,t} = k_2 \cdot K_1 \quad (7.90)$$

где K_1 – жесткость упругоподатливой связи, определяемая по формуле (7.35);

k_2 – коэффициент, определяемый по формуле (7.88).

7.5.2.5 Несущую способность поперечного сечения термопрофиля от действия поперечной силы и при совместном действии продольной, поперечной сил и изгибающих моментов следует выполнять по 8.7 и 8.8 с заменой Q_w на $Q_{w,tern}$, определяемую по формуле

$$Q_{w,tern} = Q_w \left(1 - \frac{c}{a}\right) \left(2\sqrt{3} \frac{d}{a - c}\right), \quad (7.91)$$

где $\left(2\sqrt{3}\frac{d}{a-c}\right) \leq 1$;

Q_w – несущая способность сплошного (без просечек) поперечного сечения от действия поперечной силы, определяемая по 8.7.1 и по формуле (8.41).

7.5.2.6 Расчет на смятие и потерю устойчивости стенки с перфорацией термопрофиля при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, следует выполнять по 8.9 с заменой t на t_{ef} , определяемую по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_2} \cdot t, \quad (7.92)$$

где k_2 – коэффициент, определяемый по формуле (7.88);
 t – расчетная толщина стенки.

8 Предельные состояния первой группы

8.1 Общие положения расчета

8.1.1 При определении несущей способности поперечного сечения вместо расчета на прочность по предельным состояниям при проектировании допускается использовать результаты экспериментальных исследований.

П р и м е ч а н и е – Результаты экспериментальных исследований следует применять для оценки несущей способности сечений с относительно высоким отношением b_p/t (выходящим за значения, указанные в таблице 7.1) при искривлениях стенки или при учете влияния сдвига, а также в случаях, указанных в 7.1.6 и 7.2.8.

8.1.2 При выполнении расчетов влияние местной потери устойчивости элементов следует учитывать путем использования геометрических характеристик эффективного сечения, определяемого согласно 7.3.

8.2 Расчет элементов сплошного сечения при центральном растяжении и сжатии на прочность и устойчивость

8.2.1 Расчетную несущую способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении N вычисляют по формуле

$$\frac{N}{A_{g,n}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (8.1)$$

8.2.2 Если эффективная площадь нетто $A_{ef,n}$ профиля меньше, чем полная площадь поперечного сечения нетто $A_{g,n}$, прочность при центральном сжатии стержней вычисляют по формуле

$$\frac{N}{A_{ef,n}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (8.2)$$

8.2.3 Если центр тяжести эффективного поперечного сечения не совпадает с центром тяжести полного сечения, то следует учитывать изгибающий момент от смещения центральных осей $x-x$ и $y-y$ относительно положения оси действия силы (см. рисунок 8.1).

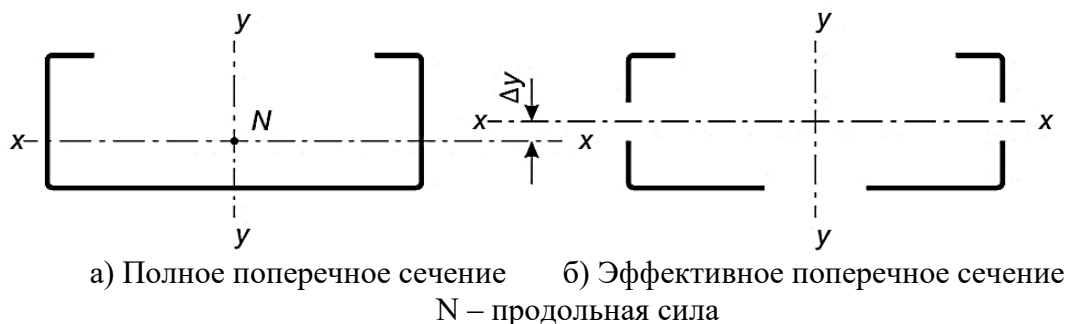


Рисунок 8.1 – Эффективное поперечное сечение при сжатии

Дополнительные моменты ΔM_x и ΔM_y от смещения центральных осей определяют по формулам

$$\Delta M_x = N \cdot \Delta_y, \quad (8.3)$$

$$\Delta M_y = N \cdot \Delta_x, \quad (8.4)$$

где Δ_y и Δ_x – смещение центральных осей $x-x$ и $y-y$ относительно осевых усилий.

Допускается не учитывать эксцентриситет в следующих случаях:

- если эксцентриситет менее 1,5 % размера сечения в направлении эксцентриситета;
- если учет эксцентриситета приводит к более благоприятному результату при определении напряжений.

8.2.4 Расчет на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами или другими нагельными креплениями и одиночного растянутого уголка с пределом текучести до 380Н/мм², прикрепляемого одной полкой болтами, поставленными в один ряд по оси, расположенной на расстоянии не менее 0,5b (b – ширина полки уголка) от обушка уголка и не менее 1,2d (d – диаметр отверстия для болта с учетом положительного допуска) от пера уголка, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_{ef,n} R_u} \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1, \quad (8.5)$$

где $\gamma_{c1} = \left(\frac{\alpha_1 A_{n1}}{A_{ef,n}} + \alpha_2 \right) \beta;$

здесь $A_{ef,n}$ – эффективная площадь уголка нетто;

A_{n1} – часть сечения прикрепляемой полки уголка между краем отверстия и пером;

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – принимают по таблице 8.1;

γ_u – коэффициент надежности, в расчетах по временному сопротивлению
 $\gamma_u = 1,3$.

Т а б л и ц а 8.1

Коэффициент	Значения коэффициентов α_1, α_2 и β					
	при одном болте и расстоянии a , равном			при $a \geq 1,5d$ и $s \geq 2d$ при числе болтов в ряду		
	$1,35d$	$1,5d$	$2d$	2	3	4
α_1	1,70	1,70	1,70	1,77	1,45	1,17
α_2	0,05	0,05	0,05	0,19	0,36	0,47
β	0,65	0,85	1,0	1,0	1,0	1,0
П р и м е ч а н и е – В настоящей таблице применены следующие обозначения: a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; s – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий.						

8.2.5 Ветви составных стержней на расчетной длине, равной расстоянию между планками, должны быть проверены на плоскую (продольный изгиб), крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости.

8.2.6 Расчет составных сечений из уголков, швеллеров, С- и Σ -образных профилей, соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как для сплошностенчатых при условии, что участки между соединяющими сварными швами или центрами крайних болтов не превышают $30i$ – для сжатых элементов и $70i$ – для растянутых. При этом дополнительно ветви сжатых составных сечений следует проверять на плоскую, крутильную либо изгибно-крутильную формы потери устойчивости при центральном сжатии. При наличии в сечении ветвей дополнительных моментов $\Delta M_x(y)$, возникающих от смещения центра тяжести сечения при редукции, следует выполнять проверку ветвей на потерю устойчивости при сжатии с изгибом в соответствии с 8.5.4 и 8.5.5. Расчетную длину ветви следует принимать равной расстоянию между планками или узлами решетки.

8.2.7 Расчет распорок, уменьшающих расчетную длину сжатых элементов, следует выполнять на усилие, равное условной поперечной силе Q_{fic} в основном сжатом элементе по формуле

$$Q_{fic} = \gamma_c \cdot 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (8.6)$$

где N – полное продольное усилие в сжатом элементе;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

8.2.8 Расчет на устойчивость центрально сжатых стержней сплошного сечения следует проводить по формуле

$$\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.7)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии для соответствующей формы потери устойчивости, зависящий от условной гибкости сжатого профиля ЛСТК (4-го класса НДС).

Для центрально сжатых элементов постоянного поперечного сечения значение $\varphi \leq 1,0$ при соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}$ вычисляют по формуле

$$\varphi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}}}, \quad (8.8)$$

$$\text{где } \Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (8.9)$$

здесь α – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, принимаемый по таблице 8.2.

Т а б л и ц а 8.2 – Значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости при центральном сжатии

Кривая потери устойчивости	a	b	c
Коэффициент α	0,21	0,34	0,49

Условную гибкость $\bar{\lambda}$ при плоской форме потери устойчивости при центральном сжатии (продольном изгибе) вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{(\pi \cdot i)} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}}, \quad (8.10)$$

где l_{ef} – расчетная длина стержня;
 i – радиус инерции полного сечения, брутто;
 A_{ef} – эффективная площадь поперечного сечения;
 A_g – площадь полного поперечного сечения.

При плоской форме потери устойчивости (продольном изгибе) соответствующие значения коэффициента устойчивости при центральном сжатии φ в зависимости от $\bar{\lambda}\pi$, где $\bar{\lambda}$ определено по формуле (8.10), приведены в таблице Г.1 приложения Г. Тип сечения принимают по таблице 8.3.

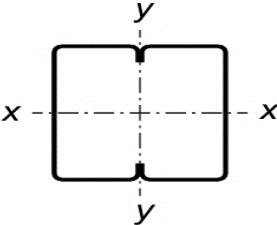
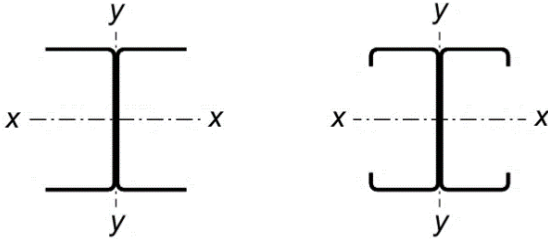
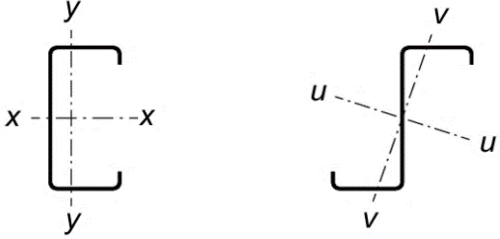
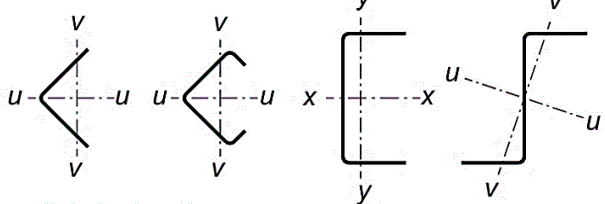
8.2.9 Для элементов несимметричных сечений следует учитывать дополнительный момент $\Delta M_{x(y)}$, вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения (см. рисунок 8.1), а совместное действие осевой силы и момента следует принимать по 8.5.4 и 8.5.5.

8.2.10 Для элементов из открытых кососимметричных поперечных сечений (например, Z-образных) кроме проверки устойчивости продольного изгиба стержень следует проверять на крутильную форму потери устойчивости:

- открытые сечения с одной осью симметрии (см. рисунок 8.2) следует проверять на изгибно-крутильную форму потери устойчивости;

- открытые сечения с несимметричной формой поперечного сечения следует проверять из условия потери устойчивости по крутильной форме или изгибно-крутильной форме потери устойчивости, которая может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

Т а б л и ц а 8.3 – Кривые потери устойчивости для различных типов поперечных сечений

Тип поперечного сечения	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
	Любая	<i>b</i>
	<i>x-x</i> <i>y-y</i>	<i>a</i> <i>b</i>
	Любая	<i>b</i>
 или другое поперечное сечение	Любая	<i>c</i>

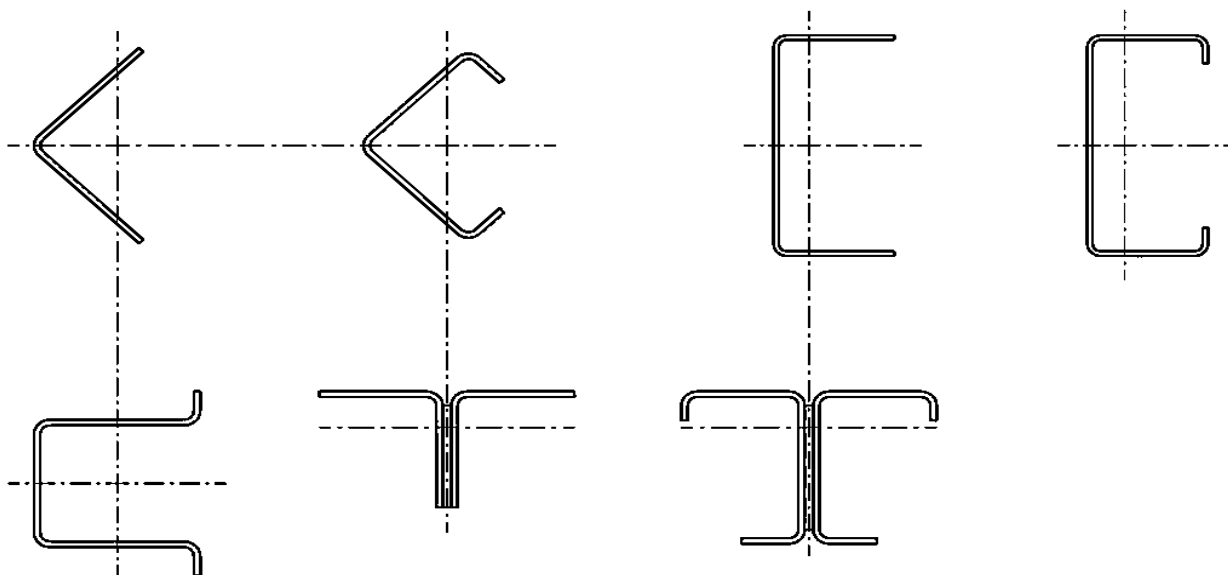


Рисунок 8.2 – Поперечные сечения, предрасположенные к изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

8.2.11 Расчетную несущую способность из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме следует определять в соответствии с 8.2.8, 8.2.12–8.2.16 по формуле (8.7), где коэффициент устойчивости при центральном сжатии φ следует определять в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости, определяемой по формуле (8.11).

8.2.12 Условную гибкость $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{N_{cr}}}, \quad (8.11)$$

где $N_{cr} = N_{cr,T}$ – для крутильной формы потери устойчивости;

$N_{cr} = N_{cr,TF}$ – для изгибно-крутильной формы потери устойчивости.

При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующие значения коэффициента устойчивости при центральном сжатии φ следует определять по таблице Г.1 приложения Г, в зависимости от $\pi \bar{\lambda}_T$, где $\bar{\lambda}_T$ – определено по формуле (8.11). Тип сечения принимают по таблице 8.3.

8.2.13 Критическую силу $N_{cr,T}$ для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии свободно опертого стержня вычисляют по формуле

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_\omega}{l_T^2} \right); \quad (8.12)$$

$$i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 + x_0^2 + y_0^2,$$

где G – модуль сдвига;

I_t – момент инерции при свободном кручении полного сечения;

I_ω – секториальный момент инерции полного сечения;

i_y – радиус инерции полного сечения относительно оси y – y ;

i_x – радиус инерции полного сечения относительно оси x – x ;

i_T – расчетная длина элемента, теряющего устойчивость по крутильной форме (см. 8.2.16);

x_0, y_0 – координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного поперечного сечения.

8.2.14 Для поперечных сечений, симметричных относительно оси x – x ($y_0 = 0$), в упругой стадии критическую силу $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости вычисляют по формуле

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,x}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}} \right)^2 + 4 \left(\frac{x_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}}} \right], \quad (8.13)$$

где $\beta = 1 - (x_0/i_0)^2$;

$N_{cr,x}$ – критическая сила плоской формы потери устойчивости (продольного изгиба) для полного сечения относительно оси x – x по Эйлеру, определяемая по формуле

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 E I_{gx}}{l_{ef}^2}, \quad (8.14)$$

здесь I_{gx} – момент инерции полного сечения брутто относительно оси x – x ;

l_{ef} – расчетная длина стержня.

8.2.15 Для сечения с двумя осями симметрии ($x_0 = y_0 = 0$) критическую силу $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости упругой стадии вычисляют по формуле

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}. \quad (8.15)$$

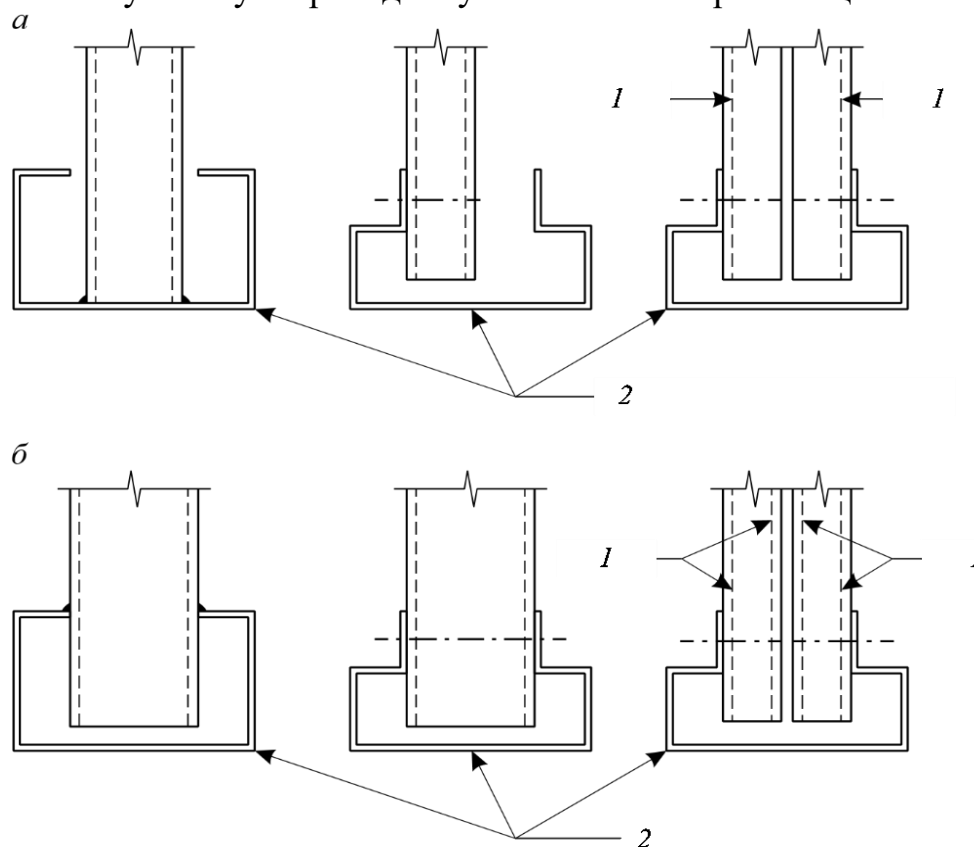
8.2.16 Расчетную длину l_T элемента, теряющего устойчивость по крутильной или изгибно-крутильной форме, следует определять с учетом степени его защемления от кручения и деформации на каждом конце элемента длиной L_T .

В зависимости от типа соединения на концах элемента применяются следующие значения l_T/L_T :

1,0 – для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и деформации (см. рисунок 8.3, а);

0,7 – для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и деформации (см. рисунок 8.3, б).

8.2.17 Условная гибкость ветвей λ , определяемая в соответствии с 8.2.8, на участках между узлами раскрепления решетками должна быть не более 0,73 и не должна превышать условную приведенную гибкость стержня в целом.



a – соединения, обеспечивающие частичное закрепление от кручения и депланации;
б – соединения, обеспечивающие значительное закрепление от кручения и депланации (замкнутые сечения или сечения с болтами, проходящими через две стенки элемента);
 1 – стенка; 2 – сечения колонны, стойки

Рисунок 8.3 – Закрепление от кручения и депланации

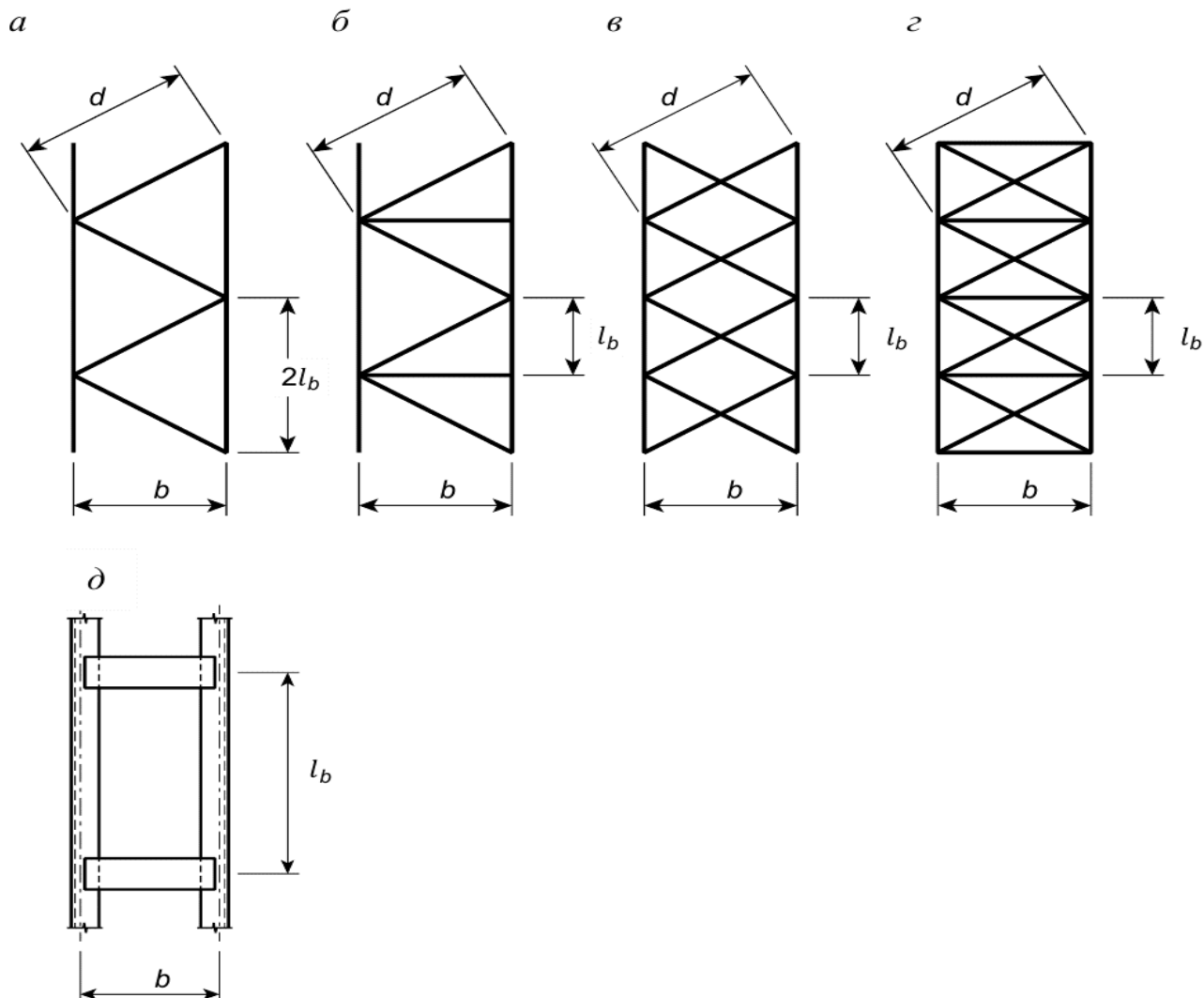
8.3 Расчет элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии на прочность и устойчивость

8.3.1 Расчет на прочность элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии (см. рисунок 8.4) следует выполнять по формулам (8.1) и (8.2), где $A_{g,n}$ и $A_{ef,n}$ – полная и эффективная площади всех рабочих стержней, входящих в состав решетчатого элемента.

8.3.2 При проверке на устойчивость центрально сжатых стержней сквозного сечения с соединительными планками или решетками следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных его ветвей.

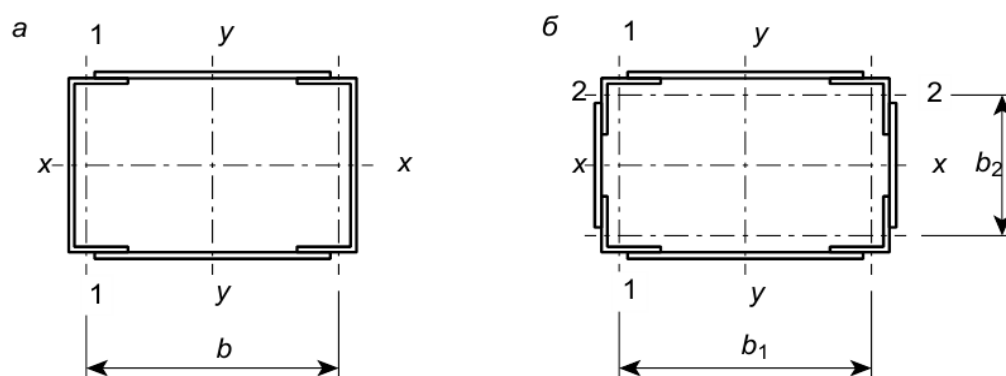
8.3.3 Расчет на устойчивость сжатых стержней сквозного сечения в целом, ветви которых соединены планками или решетками, следует выполнять по формуле (8.7). При этом коэффициент φ относительно свободной оси (перпендикулярной планкам и решеткам) следует определять в соответствии с 8.2.8 для кривой потери устойчивости b (таблица 8.2). Вместо условной гибкости $\bar{\lambda}$,

определяемой по формуле (8.10), принимают значение приведенной условной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$, определяемое в соответствии с 8.3.5. При этом число панелей в сквозных стержнях должно быть не менее шести.



а – треугольная решетка; б – треугольная решетка с распорками; в – крестовая решетка; г – крестовая решетка с распорками; д – сквозной стержень с планками

Рисунок 8.4 – Сквозные стержни с решетками и планками



а – стержень с двумя ветвями; б – стержень с четырьмя ветвями

Рисунок 8.5 – Схемы сечений сквозных стержней

8.3.4 Устойчивость отдельных ветвей должна быть проверена как на плоскую форму потери устойчивости по 8.2.8, так и на крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости по 8.2.11. Следует также учитывать появление дополнительных моментов $\Delta M_{x(y)}$, вызванных смещением центральных осей $x-x$ и $y-y$ относительно осевых усилий в соответствии с 8.2.9, а также местные изгибающие моменты, вызванные расцентровкой решетки.

8.3.5 Приведенную условную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ для сквозных сечений с двумя ветвями (рисунок 8.5, а) вычисляют по формулам (8.16), (8.17):

- для соединения планками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + 0,82(1+n)\bar{\lambda}_{b1}^2}, \quad (8.16)$$

где $n = \frac{I_{b1}b}{I_s l_b}$

- для соединения решетками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \frac{A_{ef}}{A_{d1}\pi^2 E}}, \quad (8.17)$$

где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$.

Приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ для сквозных сечений с четырьмя ветвями (рисунок 8.5, б) вычисляют по формулам (8.18), (8.19):

- для соединения планками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_{max}^2 + 0,82(1+n_1)\bar{\lambda}_{b1}^2 + (1+n_2)\bar{\lambda}_{b2}^2}, \quad (8.18)$$

где $n_1 = \frac{I_{b1}b_1}{I_{s1}l_b}; \quad n_2 = \frac{I_{b2}b_2}{I_{s2}l_b};$

- для соединения решетками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_{max}^2 + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A_{ef} R_y}{A_{d1}\pi^2 E}}, \quad (8.19)$$

где $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}, \quad \alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b},$

здесь A_{ef} – эффективная площадь сечения сквозного стержня в целом;

A_{d1}, A_{d2} – площади полных сечений раскосов решеток (при крестовой решетке – двух раскосов), расположенных в плоскостях, параллельных осям $x-x$ и $y-y$ соответственно;

I_{b1} – момент инерции полного сечения ветви относительно собственной оси, параллельной $y-y$;

I_{b1} – момент инерции полного сечения ветви относительно собственной оси, параллельной $x-x$;

I_s – момент инерции сечения одной планки в плоскости наибольшей жесткости;

I_{s1}, I_{s2} – моменты инерции сечений планок, расположенных параллельно осям $x-x$ и $y-y$ соответственно, в плоскости их наибольшей жесткости;

$b (b_1, b_2)$ – расстояния между центрами тяжести сечений ветвей (см. рисунок 8.5);

I_b, d – размеры по рисунку 8.4;

$\bar{\lambda}_{b1}$ – условная гибкость ветви относительно собственной оси, параллельной $y-y$, определяемая по формуле (8.10);

$\bar{\lambda}_{b2}$ – условная гибкость ветви относительно собственной оси, параллельной $x-x$, определяемая по формуле (8.10);

$\bar{\lambda}_y$ – условная гибкость сквозного стержня в целом относительно оси $y-y$ (см. рисунок 8.5), определяемая по формуле (8.10);

$\bar{\lambda}_{max}$ – наибольшая из условных гибкостей сквозного стержня в целом относительно осей $x-x$ или $y-y$, определяемая по формуле (8.10);

8.3.6 В сквозных стержнях с планками условная гибкость отдельной ветви $\bar{\lambda}_{b1}, \bar{\lambda}_{b2}$, на участке между сварными швами или крайними болтами, прикрепляющими планки, должна быть не менее 0,37.

8.3.7 В сквозных стержнях с решетками условная гибкость отдельных ветвей между узлами решеток должна быть не более 0,73 и не должна превышать условную приведенную гибкость λ_{ef} стержня в целом.

8.3.8 Расчет соединительных планок и элементов решеток сжатых стержней сквозного сечения следует выполнять на условную поперечную силу Q_{fic} , принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле (8.6), где N – полное продольное усилие в сквозном стержне; φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый при расчете сквозного стержня в плоскости планок или решеток.

8.3.9 Условную поперечную силу Q_{fic} следует распределять поровну между решетками и планками, лежащими в плоскости, перпендикулярной оси, относительно которой проводят проверку устойчивости.

8.3.10 Расчет соединительных планок и их креплений (рисунок 8.4, д) следует выполнять, как расчет элементов безраскосных ферм, на совместное

действие силы F_s , срезающей планку, и момента M_s , изгибающего планку в ее плоскости, значения которых следует определять по формулам:

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{b}, \quad (8.20)$$

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2}, \quad (8.21)$$

где Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

8.3.11 Расчет элементов соединительных решеток составных стержней следует выполнять как расчет элементов решеток плоских ферм. При расчете раскосов решеток (рисунок 8.4, а–в) усилие в раскосе следует определять по формуле

$$N_d = \alpha_d \frac{Q_s l_b}{b}, \quad (8.22)$$

где α_d – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для решетки по рисунку 8.4 а, б, и 0,5 – по рисунку 8.4, в;

Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки;
 b, d – размеры по рисунку 8.4.

При расчете раскосов крестовой решетки с распорками (рисунок 8.4, з) следует учитывать дополнительное усилие N_{ad} , возникающее в каждом раскосе от обжатия ветвей и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha_d \frac{N_d A_d}{A_b}, \quad (8.23)$$

$$\alpha_d = dl_b^2 / (2b^3 + d^3);$$

A_b, A_d – полные площади сечений одной ветви и одного раскоса соответственно;

N_b – усилие в одной ветви стержня.

8.3.12 Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, следует выполнять в соответствии с 8.2.7.

8.4 Расчет элементов сплошного сечения при изгибе на прочность и устойчивость

8.4.1 Расчет поперечного сечения по прочности при действии изгибающего момента относительно одной из главных осей $M_{x(y)}$ следует выполнять:

- если момент сопротивления эффективного сечения $W_{ef,x(y),min}$ меньше, чем момент сопротивления полного упругого сечения $W_{g,x(y),min}$, расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{M_{x(y)}}{W_{ef,x(y),min}R_y\gamma_c} \leq 1; \quad (8.24)$$

- если момент сопротивления эффективного сечения $W_{ef,x(y),min}$ равен моменту сопротивления полного упругого сечения $W_{g,x(y),min}$:

$$\frac{M_{x(y)}}{W_{g,x(y),min}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (8.25)$$

Расчет элементов сплошного сечения при изгибе в двух главных плоскостях на прочность следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_y}{W_{ef,y}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (8.26)$$

где $W_{ef,x(y)}$ – момент сопротивления эффективного сечения относительно осей $x-x$ или $y-y$, вычисленный для соответствующей точки сечения.

В формуле (8.26) необходимо учитывать знаки напряжений, вызываемых изгибающими моментами M_x и M_y в соответствующих точках поперечных сечений, для нахождения максимального напряжения в сечении.

Формулы (8.24)–(8.26) применимы при соблюдении следующих условий:

а) изгибающие моменты действуют только относительно главных осей поперечного сечения;

б) конструктивный элемент не подвержен свободному или стесненному кручению либо надежно закреплен по своей длине от кручения и влияния изгибно-крутящего бимомента B ; конструктивный элемент не подвержен крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости или плоской форме потери устойчивости изгиба;

в) угол φ между стенкой и полкой профиля более 60° .

П р и м е ч а н и е – При действии в сечении элемента крутящего момента или изгибно-крутящего бимомента и отсутствии надежного его закрепления от кручения расчет поперечного сечения по прочности следует выполнять в соответствии с 8.10.

8.4.2 Эффективные моменты сопротивления $W_{ef,x(y)}$ при изгибе элемента в двух главных плоскостях допускается определять раздельно, т. е. на основе эффективного поперечного сечения, соответствующего изгибу только относительно той главной оси, относительно которой вычисляют момент сопротивления.

Допускается вычислять моменты сопротивления $W_{ef,x(y)}$ для одного и того же эффективного сечения, полученного с учетом фактического распределения напряжений в его элементах при многопараметрическом напряженном состоянии.

П р и м е ч а н и е – При расчете W_{ef} отношение $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, используемое для определения эффективных участков стенки, следует вычислять с использованием сечения, состоящего из эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки (см. рисунок 8.6).

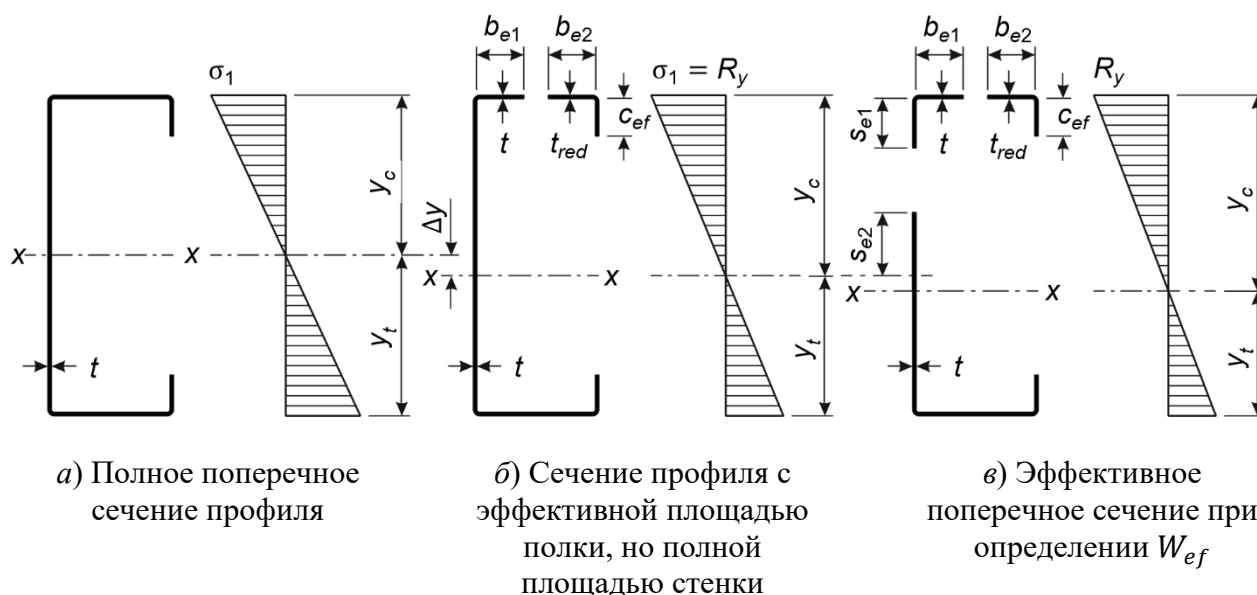


Рисунок 8.6 – Эффективное поперечное сечение (при $\sigma_{com}=R_y$) для определения предельного изгибающего момента

8.4.3 Расчет на устойчивость плоской формы изгиба для балок постоянного сечения, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента, следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.27)$$

где χ_{LT} – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба;

$W_{ef,x}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения, вычисленный для крайнего сжатого волокна.

Примечание – При определении $W_{ef,x}$ отверстия на конце балки учитывать не следует.

8.4.4 Для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение $\chi_{LT} \leq 1$ при соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ вычисляют по формуле

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad (8.28)$$

где

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]; \quad (8.29)$$

здесь α_{LT} – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства принимаемый по таблице 8.4 (при этом кривые потери устойчивости следует принимать по таблице 8.3).

Условную гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ef,x} R_y}{M_{cr}}}, \quad (8.30)$$

где M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии. Определение M_{cr} для сечений с двумя осями симметрии и с одной осью симметрии (при изгибе в плоскости симметрии) приведено в приложении Д. Определение M_{cr} для прогонов С- и Z-образного сечений приведено в приложении Б;

Значения χ_{LT} в зависимости от $\pi \bar{\lambda}_{LT}$, где $\bar{\lambda}_{LT}$ определяют по формуле (8.30), приведены в таблице Г.1 приложения Г.

Т а б л и ц а 8.4 – Значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба

Кривая потери устойчивости	a	b	c
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49

8.4.5 При определении M_{cr} принимают геометрические характеристики полного поперечного сечения брутто и учитывают условия загрузки, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента.

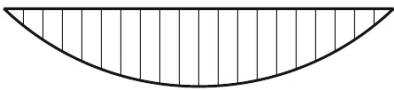
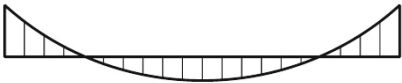
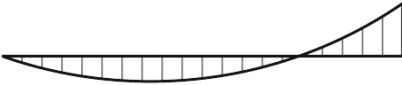
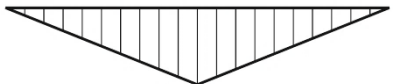
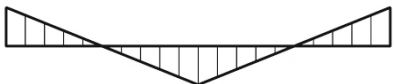
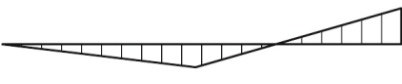
Для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления понижающий коэффициент χ_{LT} возможно скорректировать согласно формулам (8.31), (8.32):

$$\chi_{LT,m} = \frac{\chi_{LT}}{f_m} \leq 1, \quad (8.31)$$

$$f_m = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \leq 1, \quad (8.32)$$

где k_c – поправочный коэффициент, принимаемый по таблице 8.5.

Т а б л и ц а 8.5 – Значения поправочного коэффициента k_c

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

8.4.6 Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должно быть рассчитано на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу следует определять в соответствии с СН КР 53-01.

8.5 Расчет элементов сплошного сечения при совместном действии изгиба и продольной силы на прочность и устойчивость

8.5.1 При совместном действии изгибающих моментов и продольной сжимающей силы и отсутствии поперечной силы должно выполняться условие прочности

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (8.33)$$

где A_{ef} – эффективная площадь поперечного сечения при действии центрального сжатия;

$W_{ef,x(y)}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси x – x или y – y , вычисленный для соответствующей точки сечения;

$\Delta M_{x(y)}$ – дополнительные изгибающие моменты от смещения (при редукции) центральных осей x – x и y – y относительно положения оси действия силы (см. 8.2.3).

В формуле (8.33) необходимо учитывать знаки напряжений, вызываемых продольной силой N и изгибающими моментами M_x и M_y в соответствующих точках поперечного сечения, для нахождения максимального напряжения в сечении.

Если при действии сжатия с изгибом все части поперечного сечения находятся в сжатом состоянии, то моменты сопротивления $W_{ef,x(y)}$, как и площадь A_{ef} , следует определять от действия центрального сжатия.

Допускается вычислять площадь A_{ef} и моменты сопротивления $W_{ef,x(y)}$ для одного и того же эффективного сечения, полученного с учетом фактического распределения напряжений в его элементах при многопараметрическом напряженном состоянии.

Формула (8.33) применима при соблюдении следующих условий:

а) изгибающие моменты действуют только относительно главных осей поперечного сечения;

б) конструктивный элемент не подвержен свободному или стесненному кручению либо надежно закреплен по своей длине от кручения и влияния изгибно-крутящего бимоента B ;

в) угол φ между стенкой и полкой профиля более 60° .

П р и м е ч а н и я

1 Значения N , $M_{x(y)}$ и $\Delta M_{x(y)}$ следует принимать для наиболее невыгодного сочетания нагрузок, вызывающего наибольшие нормальные напряжения в сечении.

2 При действии в сечении элемента крутящего момента или изгибно-крутящего бимоента и отсутствии надежного его закрепления от кручения расчет поперечного сечения по прочности следует выполнять в соответствии с 8.10.

8.5.2 При проверке на устойчивость внецентренно сжатых стержней составного сечения, ветви которых соединены друг с другом непосредственно стенками или через прокладки (рисунок 8.7), следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных его ветвей. При непрерывном соединении ветвей

друг с другом по всей длине элемента выполнять проверку устойчивости отдельных ветвей не требуется.

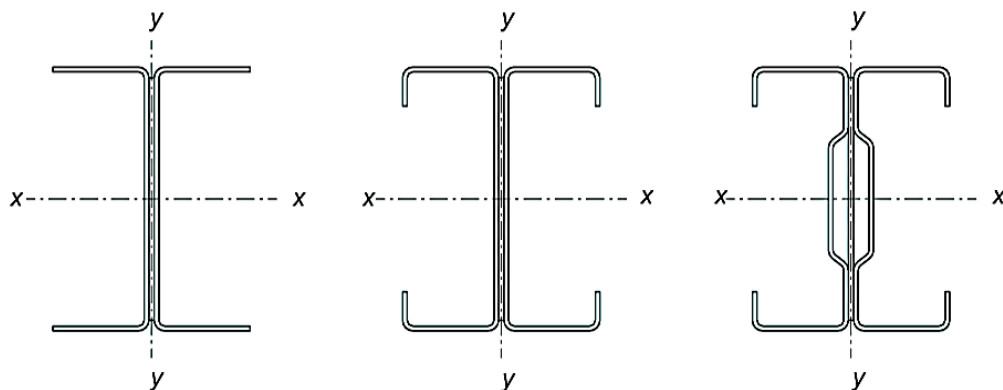


Рисунок 8.7 – Сечения сплошных стержней колонн и стоек

8.5.3 Проверку на потерю устойчивости сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) элементов с одной или двумя осями симметрии, при условии отсутствия стесненного кручения, следует выполнять в соответствии с положениями 8.5.4 и 8.5.5, которые учитывают начальные несовершенства, приведенные в 5.5.

Проверку проводят с учетом соответствующих расчетных длин элементов.

При этом следует различать:

- элементы, не испытывающие деформации кручения, например замкнутые сечения или сечения, раскрепленные от кручения;
- элементы, испытывающие деформации кручения, например элементы открытого сечения и не раскрепленные от кручения.

8.5.4 Для сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) элементов постоянного сечения с одной или двумя осями симметрии должны выполняться условия общей устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{xx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{xy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.34)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{yx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.35)$$

где N , M_x и M_y – расчетные значения сжимающей силы и максимальных моментов относительно осей $x-x$ и $y-y$ соответственно (для элементов с одной осью симметрии M_x – момент в плоскости симметрии сечения);

ΔM_x , ΔM_y – дополнительные изгибающие моменты от смещения (при редукации) центральных осей $x-x$ и $y-y$ относительно положения оси действия силы (см. 8.2.3);

$W_{ef,x(y)}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси $x-x$ или $y-y$, вычисленный для крайнего сжатого волокна;

φ_x и φ_y – понижающие коэффициенты при плоской форме потери устойчивости при центральном сжатии;

χ_{LT} – понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба, определяемый по 8.4.4. Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения, $\chi_{LT} = 1,0$;

$k_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy}$ – коэффициенты взаимодействия (см. приложение E).

8.5.5 Допускается для проверки устойчивости сжато-изгибаемых элементов, у которых плоскость действия момента M_x совпадает с плоскостью симметрии сечения, использовать упрощенную формулу

$$\left(\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} \leq 1,0, \quad (8.36)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по наименьшему из значений, соответствующих плоской, крутильной, или изгибно-крутильной форме потери устойчивости (см. 8.2.8–8.2.17);

χ_{LT} – понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба (см. 8.4.4). Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения, $\chi_{LT} = 1,0$.

8.5.6 В формулах (8.34) – (8.36) допускается определять эффективные геометрические характеристики отдельно (от действия соответствующего им силового фактора). Если при действии сжатия с изгибом все части поперечного сечения находятся в сжатом состоянии, то моменты сопротивления $W_{ef,x(y)}$ как и площадь A_{ef} , следует определять от действия центрального сжатия.

Допускается также вычислять площадь A_{ef} и моменты сопротивления $W_{ef,x(y)}$ для одного и того же эффективного сечения, полученного с учетом фактического распределения напряжений в его элементах при многопараметрическом напряженном состоянии.

8.6 Расчет элементов сквозного сечения при совместном действии изгиба и продольной силы на прочность и устойчивость

8.6.1 Расчет на прочность элементов сквозного сечения при совместном действии изгибающих моментов и продольной силы и отсутствии поперечной силы следует выполнять по формуле (8.33). При наличии поперечной силы влияние последней следует учитывать по 8.8.

8.6.2 При проверке на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней сквозного сечения с соединительными планками или решетками следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных его ветвей.

8.6.3 Расчет стержня в целом относительно свободной оси ($y-y$), когда планки и решетки расположены в плоскостях, параллельных плоскости действия момента, выполняют по формуле (8.36). При этом коэффициент φ следует

определять в соответствии с 8.2.8 для кривой потери устойчивости b (таблица 8.2), где вместо условной гибкости $\bar{\lambda}$, определяемой по формуле (8.10), принимают значение приведенной условной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$, определяемое в соответствии с 8.3.5. Коэффициент χ_{LT} определяют в соответствии с 8.4.4 для кривой потери устойчивости b (таблица 8.4). Число панелей в сквозных стержнях должно быть не менее шести.

8.6.4 Расчет отдельных ветвей сквозных стержней следует выполнять с учетом требований 8.3.4, 8.3.6, 8.3.7.

8.6.5 При расчете отдельных ветвей сквозных стержней с решетками продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия N_{ad} от момента. Значение этого усилия следует вычислять по формулам:

- при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной к оси $y-y$, для стержней с двумя ветвями (рисунок 8.5, а):

$$N_{ad} = \frac{M_y}{b}; \quad (8.37)$$

- то же, для стержней с четырьмя ветвями (рисунок 8.5, б):

$$N_{ad} = 0,5 \frac{M_y}{b_1}; \quad (8.38)$$

- при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной к оси $x-x$, для стержней с четырьмя ветвями (рисунок 8.5, в):

$$N_{ad} = 0,5 \frac{M_x}{b_2}; \quad (8.39)$$

где b, b_1, b_2 – размеры, указанные на рисунке 8.5.

При изгибе стержня сквозного сечения с четырьмя ветвями в двух плоскостях усилие N_{ad} определяют по формуле

$$N_{ad} = 0,5 \left(\frac{M_y}{b_1} + \frac{M_x}{b_2} \right). \quad (8.40)$$

8.6.6 При расчете отдельных ветвей сквозных стержней с планками следует учитывать дополнительное усилие N_{ad} от момента M и местный изгиб ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

8.6.7 Расчет на устойчивость сквозных стержней из двух сплошностенчатых ветвей, симметричных относительно оси $x-x$, с решетками в двух параллельных плоскостях, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует выполнять:

- для стержня в целом – в плоскости, параллельной плоскостям решеток, согласно требованиям 8.6.3, принимая эксцентриситет приложения нагрузки относительно оси $x-x$ сквозного сечения $e_x = 0$ (рисунок 8.8);

- для отдельных ветвей – как внецентренно сжатых элементов в соответствии с 8.5.4, 8.5.5. При этом продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия от момента M_y (8.6.5), а момент M_x распределять между ветвями как $M_{xb} = N_b e_x$. Если момент M_x действует в плоскости одной из ветвей, то следует считать его полностью передающимся на эту ветвь. При расчете ветвей в плоскости решеток их расчетную длину следует определять по максимальному расстоянию между узлами решетки. При расчете ветвей из плоскости решеток их расчетную длину следует определять, как для стоек постоянного сечения в зависимости от условий закрепления их концов в соответствии с СН КР 53-01

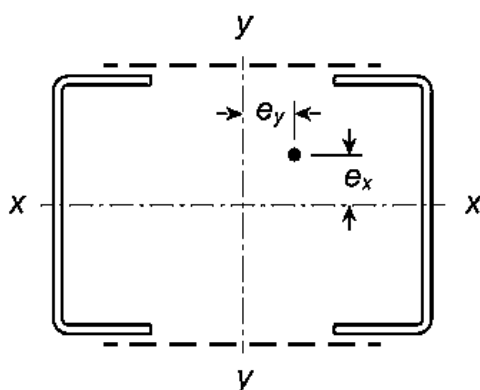


Рисунок 8.8 – Сечение сквозного стержня, подверженного сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях

8.6.8 Расчет соединительных планок или решеток сквозных внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней следует выполнять согласно 8.3.10, 8.3.11 на поперечную силу, равную большему из двух значений: фактической поперечной силе Q , определенной при расчете стержня как элемента безраскосной фермы, или условной поперечной силе Q_{fic} , вычисляемой согласно 8.3.8, 8.3.9.

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, следует соединять ветви сквозных внецентренно сжатых элементов решетками.

8.6.9 Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины внецентренно сжатых элементов, следует выполнять в соответствии с 8.2.7.

8.7 Расчет на прочность при действии поперечной силы

8.7.1 Расчет балочных конструкций на поперечную силу выполняют в зонах у крайних опор и зонах над промежуточными опорами (в неразрезных балочных системах, где поперечные силы оказывают существенное влияние на несущую способность стенок балок, особенно в зонах промежуточных опор, где максимальная поперечная сила сочетается со значительным изгибающим моментом и в отдельных случаях с продольной силой).

Несущую способность Q_w поперечного сечения от действия поперечной силы вычисляют по формуле

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{\sin \alpha}, \quad (8.41)$$

где R_s – расчетное сопротивление при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки, приведенное в таблице 8.6;

h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

α – угол наклона стенки относительно полок.

Т а б л и ц а 8.6 – Расчетные сопротивления R_s при сдвиге

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре*
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58R_y$	$0,58R_y$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48R_y / \bar{\lambda}_w$	$0,48R_y / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67R_y / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48R_y / \bar{\lambda}_w$
* Элементы жесткости на опоре, такие как: ребра жесткости, установленные для предотвращения искривлений стенки и рассчитанные на восприятие опорной реакции.		

8.7.2 Условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ вычисляют по формулам:

- для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (8.42)$$

- для стенок с продольными элементами жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34R_y}{k_t E}}, \quad \text{но} \quad \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (8.43)$$

$$\text{где} \quad k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}; \quad (8.44)$$

I_s – момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенного, относительно оси $a-a$, проходящей через центр тяжести сечения ребра, параллельно плоскости стенки (см. рисунок 8.9);

s_d – общая наклонная высота стенки (при наличии наклона), включая периметр продольного ребра жесткости по осевой линии (см. рисунок 8.9);

s_w – наклонная высота стенки (см. рисунок 8.9);

s_p – наибольшая наклонная высота плоского участка стенки (см. рисунок 8.9).

8.7.3 Устойчивость от сдвига (поперечной силы) считается обеспеченной для стенок без элементов жесткости с отношением

$$\frac{h_w}{t} < \frac{72}{\eta} \varepsilon, \quad (8.45)$$

где h_w – высота вертикальной стенки, для наклонной стенки $h_w = s_w$;
 $\eta = 1,20$ – для сталей с классом прочности до 450. Для стали с более высоким классом прочности следует применять $\eta = 1,0$;
 ε – определяют по формуле (7.22).

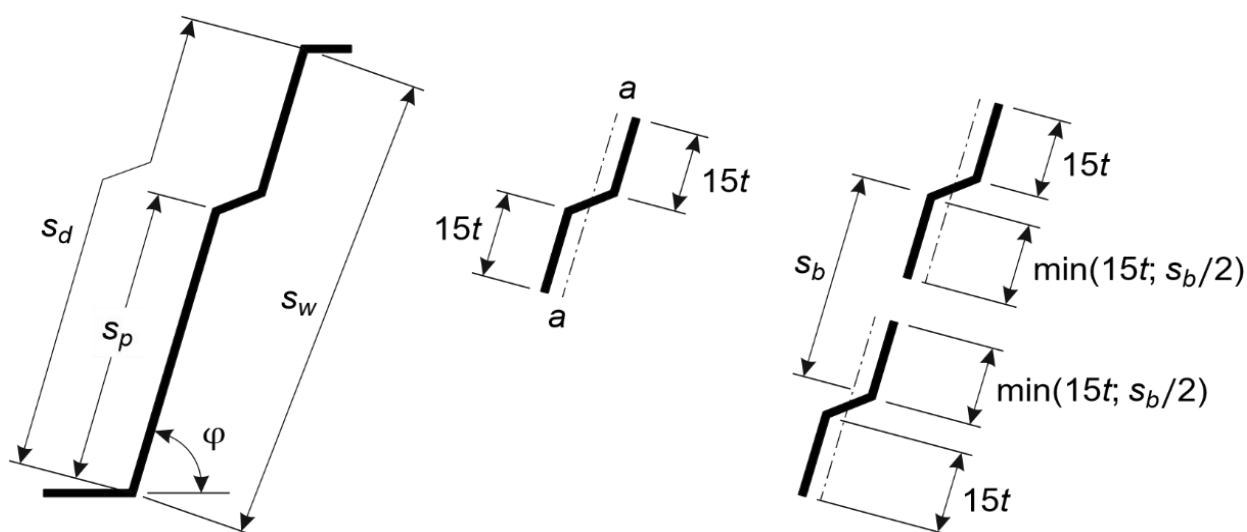


Рисунок 8.9 – Стенка с продольными элементами жесткости

8.8 Расчет на совместное действие продольной, поперечной сил и изгибающих моментов

Для поперечных сечений при совместном действии осевой силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q влияние последней не учитывается при $Q \leq 0,5Q_w$, где Q_w – см. 8.7.1.

При $Q > 0,5Q_w$ при совместном действии осевой силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q расчетное значение несущей способности поперечного сечения следует определять по 8.5 с уменьшенным значением расчетного сопротивления R_y , определяемого по формуле

$$(1 - \rho_Q)R_y, \quad (8.46)$$

$$\text{где } \rho_Q = \left(\frac{2Q}{Q_w} - 1 \right)^2. \quad (8.47)$$

8.9 Расчет потери устойчивости стенки от местной нагрузки

8.9.1 Расчет на смятие и потерю устойчивости стенки профиля при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, следует проводить исходя из значения местной нагрузки на стенку Q_r которая должна удовлетворять условию

$$Q_r \leq Q_{w,p}, \quad (8.48)$$

где $Q_{w,p}$ – несущая способность стенки при местном поперечном воздействии.

8.9.2 Поперечное сечение с одной стенкой без элементов жесткости (см. рисунок 8.10) должно соответствовать следующим критериям:

$$h_w/t \leq 220; \quad r/t \leq 6; \quad 45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ,$$

где h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

r – внутренний радиус углов;

φ – угол наклона стенки относительно полок (в градусах).

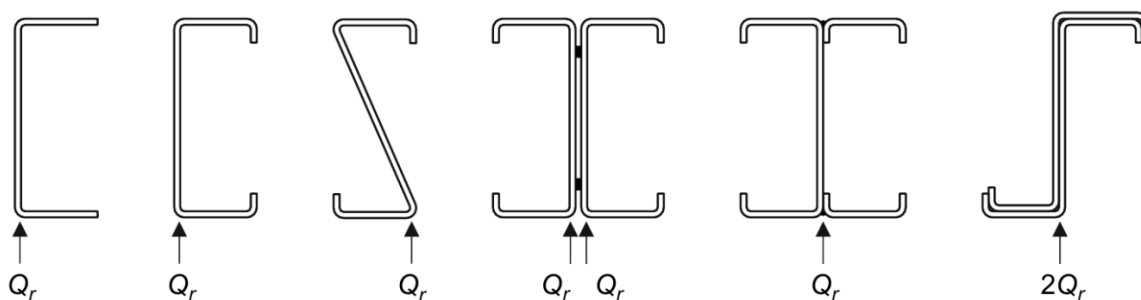


Рисунок 8.10 – Примеры сечений профилей с одной стенкой

8.9.3 Несущую способность на одну гладкую стенку при местном поперечном воздействии $Q_{w,p}$ в виде опорной реакции или местной нагрузки вычисляют по формуле

$$Q_{w,p} = \gamma_c C t^2 \sin \varphi \left(1 - C_r \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left(1 + C_b \sqrt{\frac{b}{t}} \right) \left(1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right), \quad (8.49)$$

где C – коэффициент по таблицам 8.7–8.11;

t – толщина стенки;

φ – угол между плоскостью стенки и плоскостью опорной поверхности;

r – внутренний радиус изгиба;

C_r – коэффициент, учитывающий гибкость стенки, по таблицам 8.7–8.11;

b – длина опорной части или местной распределенной нагрузки;

C_b – коэффициент, учитывающий длину приложения локальной нагрузки на опоре или в пролете, по таблицам 8.7–8.11;

h – высота плоской части стенки профиля;

C_h – коэффициент, учитывающий высоту стенки, по таблицам 8.7–8.11.

П р и м е ч а н и я

1 Для конструктивных элементов, состоящих из двух и более стенок, значение $Q_{w,p}$ рассчитывают для каждой стенки профиля и суммируют.

2 Концевое приложение опорной реакции или местной нагрузки от свободного края элемента должно быть менее или равно $1,5h_w$.

3 Приложение двух местных противоположно направленных нагрузок, приложенных к двум полкам элемента, должно быть менее или равно $1,5h_w$.

4 Приложение двух местных противоположно направленных нагрузок, приложенных к одной полке элемента, должно быть равно или более $1,5h_w$.

Т а б л и ц а 8.7 – Составные стержни из двух швеллеров, С-образных и Σ -образных профилей, соединенных стенками

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка окаймлена	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	20	0,15	0,05	0,003	$\frac{r}{t} \leq 5$
Не закрепленная на опоре	Полка окаймлена	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	20,5	0,17	0,11	0,001	$\frac{r}{t} \leq 3$
		На две полки	Концевая	15,5	0,09	0,08	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Промежуточная	36	0,14	0,08	0,04	
	Неокаймленная полка	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	20,5	0,17	0,11	0,001	$\frac{r}{t} \leq 3$
Примечания 1 Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \leq 210$; $b/h \leq 1,0$; $h/t \leq 220$. 2 Коэффициенты C приведены для составных двутавров, полученных от соединения стенок непосредственно друг к другу либо через соединительные элементы (сухари). 3 Расстояние между осями креплений сухарей изгибаемых элементов должны быть не более $30i$.								

Т а б л и ц а 8.8 – Стержни из одиночных швеллеров и С-образных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 9$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	$\frac{r}{t} \leq 5$
		На две полки	Концевая	7,5	0,08	0,12	0,048	$\frac{r}{t} \leq 12$
			Промежуточная	20	0,10	0,08	0,031	$\frac{r}{t} \leq 12$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	
		На две полки	Концевая	13	0,32	0,05	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Промежуточная	24	0,52	0,15	0,001	
	Полка без отгиба	На одну полку	Концевая	4	0,40	0,60	0,03	$\frac{r}{t} \leq 2$
			Промежуточная	13	0,32	0,10	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
		На две полки	Концевая	2	0,11	0,37	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
			Промежуточная	13	0,47	0,25	0,04	
П р и м е ч а н и е – Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \leq 210$; $b/h \leq 2,0$; $h/t \leq 220$.								

Т а б л и ц а 8.9 – Стержни из одиночных Z-образных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 9$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	$\frac{r}{t} \leq 5$
		На две полки	Концевая	9	0,05	0,16	0,052	$\frac{r}{t} \leq 12$
			Промежуточная	24	0,07	0,07	0,04	$\frac{r}{t} \leq 12$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	5	0,09	0,02	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	
		На две полки	Концевая	13	0,32	0,05	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Промежуточная	24	0,52	0,15	0,001	
	Полка без отгиба	На одну полку	Концевая	4	0,40	0,60	0,03	$\frac{r}{t} \leq 2$
			Промежуточная	13	0,32	0,10	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
		На две полки	Концевая	2	0,11	0,37	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
			Промежуточная	13	0,47	0,25	0,04	
Примечание – Значения коэффициентов действительны для отношений $\frac{b}{t} \leq 210$; $b/h \leq 2,0$; $h/t \leq 220$.								

8.9.4 Поперечные сечения с двумя и более стенками, включая гофрированные листы (см. рисунок 8.11), без элементов жесткости должны соответствовать следующим критериям:

- расстояние от нагруженного участка до свободного края должно быть не менее 40 мм;
- размеры поперечных сечений должны удовлетворять соотношениям:

$$h_w/t \leq 220 ;$$

$$r/t \leq 10 ;$$

$$45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ .$$

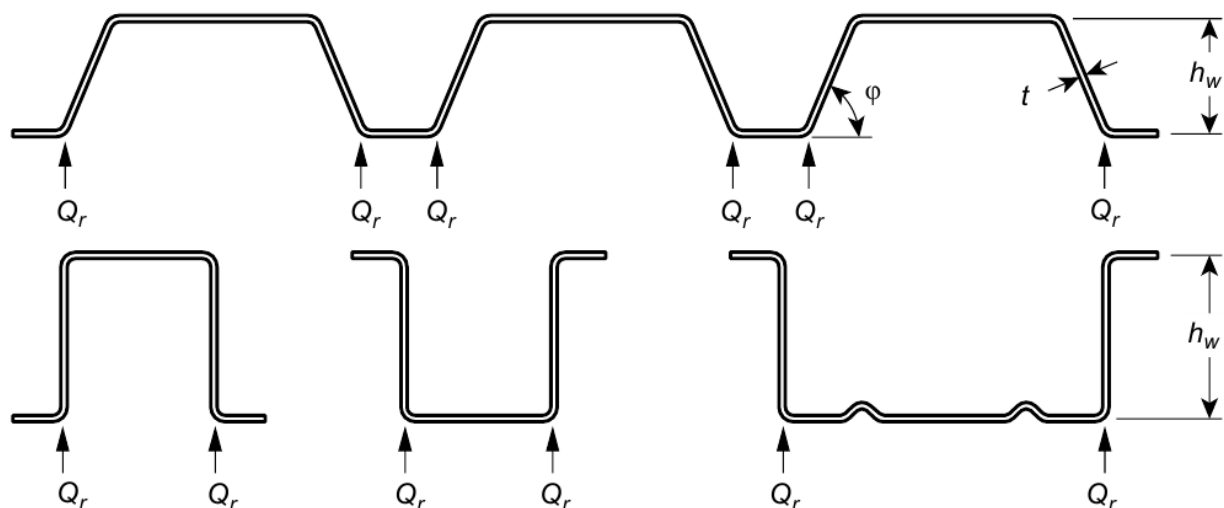


Рисунок 8.11 – Примеры сечений профилей с одной стенкой

8.9.5 Несущую способность на одну гладкую стенку гофрированных профилей (профилированных настилов), кассетных и шляпных профилей $Q_{w,p}$ при местном поперечном воздействии в виде опорной реакции или местной нагрузки следует определять по формуле (8.49). Значения коэффициентов C, C_r, C_b, C_h приведены в таблице 8.10 – для профилированных настилов и в таблице 8.11 – для одиночных кассетных и шляпных профилей.

Т а б л и ц а 8.10 – Профилированные настилы с несколькими стенками

Конструкция опоры и полок	Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \leq 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	$\frac{r}{t} \leq 10$
	На две полки	Концевая	9	0,12	0,14	0,04	$\frac{r}{t} \leq 10$
		Промежуточная	10	0,11	0,21	0,02	
Закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \leq 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	
	На две полки	Концевая	6	0,16	0,17	0,05	$\frac{r}{t} \leq 5$
		Промежуточная	17	0,10	0,10	0,046	—

Т а б л и ц а 8.11 – Стержни из одиночных кассетных и шляпных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		C	Cr	Cb	Ch	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	17	0,13	0,13	0,04	$\frac{r}{t} \leq 10$
		На две полки	Концевая	9	0,10	0,07	0,03	$\frac{r}{t} \leq 10$
			Промежуточная	10	0,14	0,22	0,02	$\frac{r}{t} \leq 4$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$\frac{r}{t} \leq 4$
			Промежуточная	17	0,13	0,134	0,04	

8.9.6 Несущую способность стенки, усиленной продольными элементами жесткости, при местном поперечном воздействии определяют по 8.9.7 для поперечных сечений с продольными элементами жесткости, образованными двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полок (рисунок 8.12), таким образом, чтобы выполнялось условие

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12, \quad (8.50)$$

где e_{max} – больший эксцентриситет точек гiba стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки (см. рисунок 8.12).

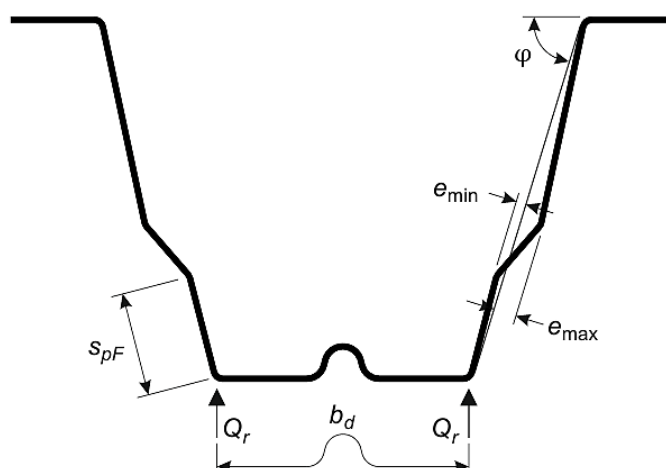


Рисунок 8.12 – Стенка с продольными элементами жесткости

8.9.7 Для сечений со стенками, усиленными продольными элементами жесткости, удовлетворяющими условию (8.50), несущую способность стенки при местном поперечном воздействии определяют умножением ее соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости, приведенной в 8.9.3 или 8.9.5, на коэффициент k_{as} , определяемый по формуле

$$k_{as} = 1,45 - 0,05 \frac{e_{max}}{t}, \quad \text{но} \quad k_{as} \leq 0,95 + 35000 t^2 \frac{e_{min}}{s_{pF} b_d^2}, \quad (8.51)$$

где b_d – развернутая ширина нагруженной полки (см. рисунок 8.12);

e_{min} – меньший эксцентриситет точекгиба относительно прямой линии, соединяющей концы стенки (см. рисунок 8.12);

s_{pF} – наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке (см. рисунок 8.12).

8.9.8 Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента M_p и местной нагрузки или опорной реакции Q_r должно удовлетворять условиям:

$$M_p/M_R \leq 1, \quad (8.52)$$

$$Q_r/Q_{w,p} \leq 1, \quad (8.53)$$

$$\frac{M_p}{M_R} + \frac{Q_r}{Q_{w,p}} \leq 1,25, \quad (8.54)$$

где M_p – изгибающий момент в сечении профиля на промежуточной опоре;
 M_R – предельный изгибающий момент для сечения, определяемый по формуле $M_R = R_y \gamma_c \cdot W_{ef,x,min}$

Q_r – опорная реакция или местная нагрузка на одну стенку профиля;

$Q_{w,p}$ – несущая способность стенки при местном поперечном воздействии (см. 8.9.3).

8.9.9 В формуле (8.54) принимают соответствующее краю опоры значение момента M_p .

8.10 Расчет на прочность при кручении

8.10.1 Если нагрузки приложены с эксцентриситетом относительно центра сдвига поперечного сечения, то необходимо учитывать влияние кручения.

8.10.2 При определении влияния крутящего момента положение центральной оси и центра изгиба принимают в полном поперечном сечении.

8.10.3 Нормальные напряжения от осевой силы N и изгибающих моментов M_x, M_y следует определять с использованием соответствующих эффективных поперечных сечений, определяемых по 7.3. Касательные напряжения от поперечных сил, свободного кручения, нормальные и касательные напряжения от

стесненного кручения определяют с использованием геометрических характеристик полного сечения.

8.10.4 В поперечных сечениях, подверженных кручению, должны быть выполнены следующие условия:

$$\sigma_{\tau} = R_y \gamma_c, \quad (8.55)$$

$$\tau_t = R_s \gamma_c, \quad (8.56)$$

$$\sqrt{\sigma_t^2 + 3\tau_t^2} \leq 1,1 R_y \gamma_c, \quad (8.57)$$

где σ_{τ} – расчетное суммарное нормальное напряжение, рассчитанное для соответствующего рассматриваемого эффективного поперечного сечения;

τ_t – расчетное суммарное касательное напряжение, рассчитанное для полного поперечного сечения.

Суммарное нормальное напряжение σ_t и суммарное касательное напряжение τ_t вычисляют по формулам:

$$\sigma_t = \sigma_N + \sigma_{Mx} + \sigma_{My} + \sigma_w, \quad (8.58)$$

$$\tau_t = \tau_{Qx} + \tau_{Qy} + \tau_{tor} + \tau_w, \quad (8.59)$$

где σ_N – нормальное напряжение от осевой силы N (определяется для эффективного поперечного сечения);

σ_{Mx} – нормальное напряжение от изгибающего момента M_x (определяется для эффективного поперечного сечения);

σ_{My} – нормальное напряжение от изгибающего момента M_y (определяется для эффективного поперечного сечения);

σ_w – нормальные напряжения от деформации (определяются для полного поперечного сечения);

τ_{Qx} – сдвигающее напряжение от поперечной силы Q_x (определяется для полного поперечного сечения);

τ_{Qy} – сдвигающее напряжение от поперечной силы Q_y (определяется для полного поперечного сечения);

τ_{tor} – касательное напряжение от свободного кручения (определяется для полного поперечного сечения);

τ_w – касательное напряжение от деформации (определяется для полного поперечного сечения).

9 Кассетные профили, раскрепленные гофрированными листами

9.1 Общие положения

9.1.1 Кассетный профиль представляет собой большой профиль в виде лежащего швеллера с отгибами стенок, как это показано на рисунке 9.1. Узкие отгибы стенок должны быть раскреплены из плоскости прикрепляемым к ним стальным гофрированным листом.

9.1.2 Несущую способность стенок кассетных профилей на срез и восприятие местной поперечной нагрузки определяют в соответствии с 8.7 и 8.9, но с учетом значения M_c .

Предельный момент M_c для кассетного профиля определяют по 9.1.3 и 9.2.1, с учетом следующих требований:

- геометрические размеры соответствуют диапазонам, приведенным в таблице 9.1;
- высота гофров на широкой полке h_u не превышает $h/8$, где h – общая высота кассетного профиля.

П р и м е ч а н и е – Если параметры вновь рассчитываемого профиля отличаются от вышеприведенных требований, то его несущая способность определяется экспериментом.

9.1.3 В качестве альтернативы предельный момент, воспринимаемый кассетным профилем от внешней эксплуатационной нагрузки, допускается определять посредством испытаний. При этом испытательное оборудование не должно создавать местные нагрузки в элементе сечения кассетного профиля и в особенности в стенках.

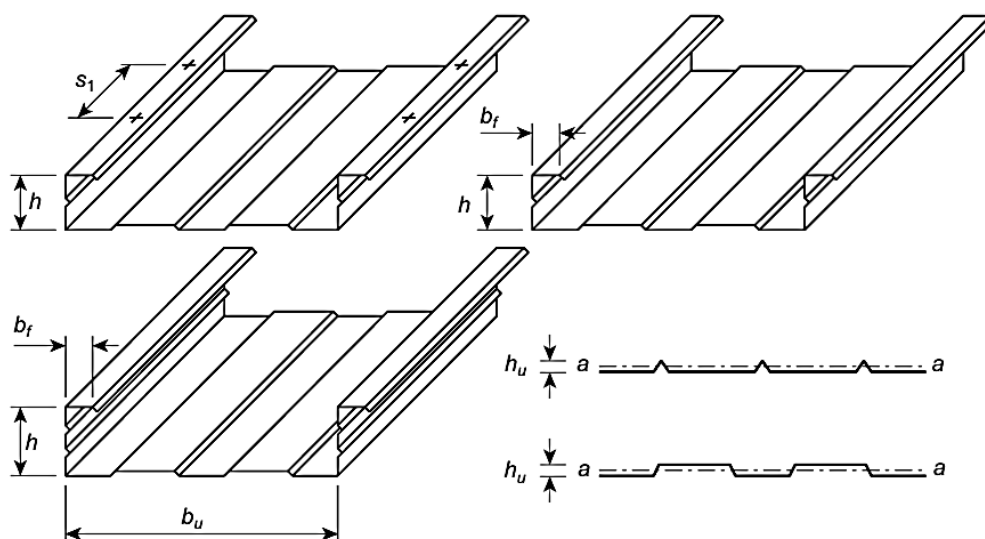


Рисунок 9.1 – Типовая геометрия кассетных профилей

Т а б л и ц а 9.1 – Предельные параметры кассетного профиля

Наименование параметра	Предельные значения параметра
Толщина листа	$0,75 \text{ мм} \leq t_{nom} \leq 1,5 \text{ мм}$
Ширина отгиба стенки	$30 \text{ мм} \leq b_f \leq 60 \text{ мм}$
Высота стенки	$60 \text{ мм} \leq h \leq 200 \text{ мм}$
Ширина полки	$300 \text{ мм} \leq b_u \leq 600 \text{ мм}$
Момент инерции на единицу ширины	$I_a/b_u \leq 10 \text{ мм}^4 / \text{мм}$
Шаг между метизами, раскрепляющими узкие полки	$s_1 \leq 1000 \text{ мм}$

9.2 Несущая способность при действии изгибающего момента

9.2.1 Сжатая широкая полка сечения

9.2.1.1 Предельный момент, который воспринимается кассетным профилем при сжатой широкой полке, определяют с учетом возможности потери местной устойчивости сжатыми элементами профиля с использованием поэтапной процедуры на рисунке 9.2:

- этап 1. Определяют эффективную площадь всех сжатых частей поперечного сечения, основываясь на отношении напряжений $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, полученных с использованием эффективной ширины сжатых полок, но при полной площади стенок.

Наличие мелкой гофрировки в стенках не принимается во внимание, и стенку принимают гладкой;

- этап 2. Находят центр тяжести эффективного поперечного сечения и определяют предельный момент M_c по формуле

$$M_c = 0,8W_{ef,min}R_y, \quad (9.1)$$

$$\text{где } W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_c}, \quad \text{но } W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_t}. \quad (9.2)$$

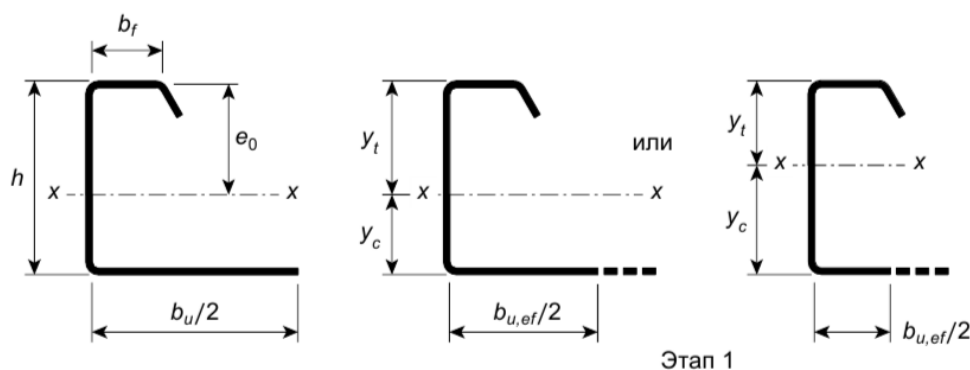


Рисунок 9.2, лист 1 – Определение предельного момента при сжатой широкой полке

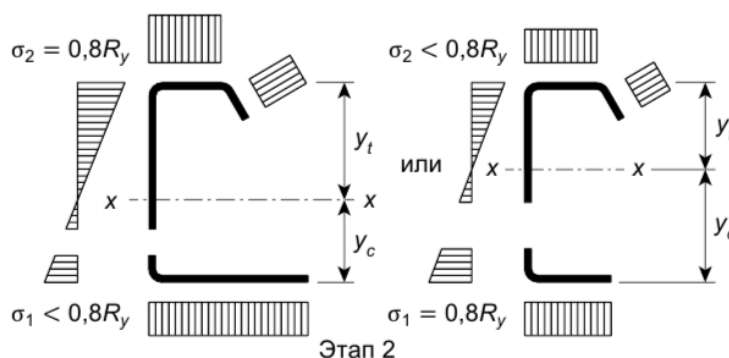


Рисунок 9.2, лист 2

9.2.2 Растянутая широкая полка сечения

9.2.2.1 Предельный момент для кассетного профиля с растянутой широкой полкой определяют с использованием поэтапной процедуры, представленной на рисунке 9.3.

При определении параметров поперечного сечения кассетного профиля учитывают, что при изгибе растянутая широкая полка будет искривляться в сторону нейтральной оси сечения профиля:

- этап 1. Определяют центр тяжести полного поперечного сечения;

- этап 2. Определяют эффективную ширину широкой растянутой полки $b_{u,ef}$ с учетом ее возможного искривления по формуле

$$b_{u,ef} = \frac{53,3 \cdot 10^{10} e_0^2 t^3 t_{eq}}{h L b_u^3}, \quad (9.3)$$

где b_u – полная ширина широкой полки (см. рисунок 9.1);

e_0 – расстояние от центральной оси полного поперечного сечения до центральной оси узких полок (см. рисунок 9.3);

h – общая высота кассетного профиля;

L – пролет кассетного профиля;

t_{eq} – эквивалентная толщина широкой полки, определяемая по формуле

$$t_{eq} = (12I_a/b_u)^{1/3}, \quad (9.4)$$

где I_a – собственный момент инерции сечения широкой полки (см. рисунок 9.1);

- этап 3. Определяют эффективную площадь всех сжатых частей, основываясь на отношении напряжений $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, полученных с использованием эффективной ширины полок, но при полной площади стенок;

- этап 4. Находят центр тяжести эффективного поперечного сечения и определяют несущую способность M_b из условия потери устойчивости плоской формы изгиба, используя следующие формулы:

$$M_b = 0,8\beta_b W_{ef} R_y, \quad \text{но} \quad M_b \leq 0,8 W_{ef,t} R_y, \quad (9.5)$$

$$\text{где} \quad \frac{W_{ef,min}}{I_{x,ef}} = \frac{1}{y_c} \quad W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_t} \quad (9.6)$$

β_b – поправочный коэффициент, принимаемый:

$$\beta_b = 1,0 \quad \text{– при } s_1 \leq 300 \text{ мм};$$

$$\beta_b = 1,5 - \frac{s_1}{2000} \quad \text{– при } 300 \text{ мм} \leq s_1 \leq 1000 \text{ мм};$$

s_1 – расстояние между метизами (шаг), прикрепляющими гофрированный лист к узким полкам профиля и раскрепляющими узкие полки из плоскости (см. рисунок 9.1).

9.2.2.2 Искривление широкой полки при определении прогибов не учитывается.

9.2.2.3 Для упрощения практических расчетов момент, воспринимаемый кассетным профилем с широкой полкой без элементов жесткости, допускается определять приближенно, принимая эффективную площадь сечения растянутой широкой полки равной площади сечения двух сжатых узких полок.

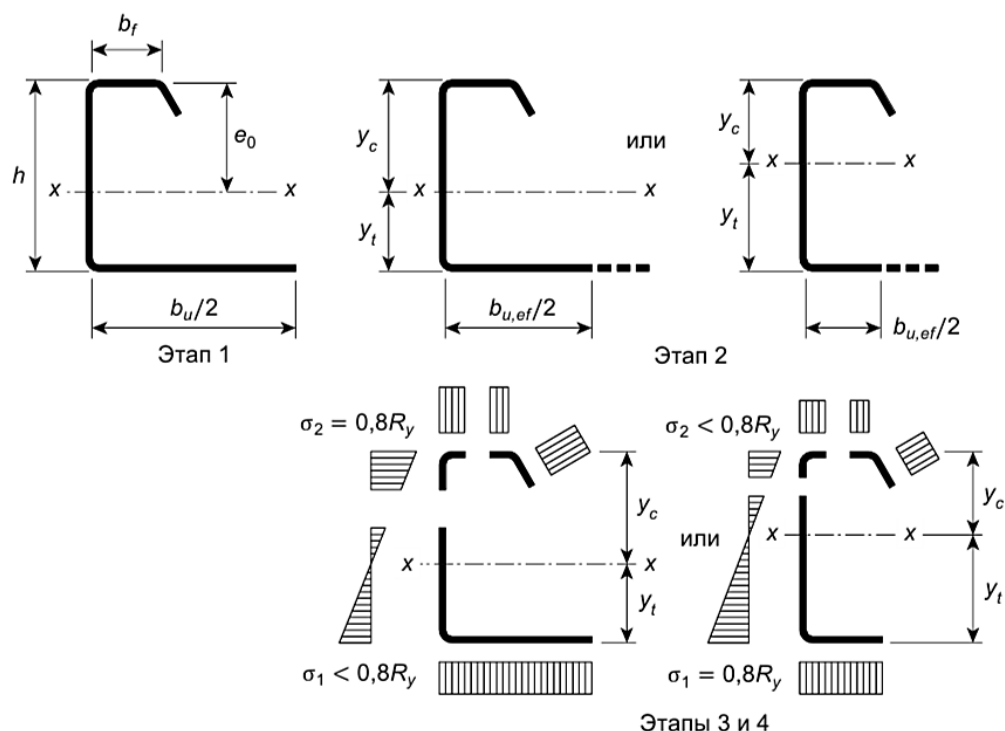


Рисунок 9.3 – Определение предельного момента при растянутой широкой полке

9.2.3 Момент инерции для определения прогибов

Эффективное поперечное сечение для определения прогибов рассчитывают по 9.2.1 и 9.2.2, но с заменой R_y на $R_y/1,50$.

10 Предельное состояние по деформациям конструкций

10.1 Правила расчета предельного состояния по деформациям конструкций, приведенные в СНиП 2.01.07, применимы и для стальных конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей.

10.2 При расчете холоднодеформированных профилей по второму предельному состоянию следует использовать геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, с учетом редукиции сжатых частей сечений, полученных в 7.3 и 7.4 (I_{ef}). Прогибы определяют в предположении упругой работы стали.

10.3 В качестве альтернативы 10.2 при определении прогибов вместо I_{ef} допускается принимать момент инерции I_f , рассчитываемый с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений по формуле

$$I_f = I_g - \frac{\sigma_g}{\sigma} (I_g - I_{ef}), \quad (10.1)$$

где I_g – момент инерции полного поперечного сечения;

σ_g – максимальное сжимающее напряжение от изгиба (по абсолютному значению) при расчете по второй группе предельных состояний, основанное на полном поперечном сечении;

σ – максимальное напряжение (наибольшее по абсолютному значению) в эффективном поперечном сечении в пределах рассматриваемой расчетной длины;

I_{ef} – момент инерции эффективного поперечного сечения с учетом потери местной устойчивости, вычисленной при максимальном напряжении $\sigma \geq \sigma_g$.

10.4 Момент инерции эффективного сечения I_{ef} (или I_f) принимают переменным вдоль пролета. Допускается принимать постоянное значение момента инерции, полученное из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

11 Расчет соединений

11.1 Расчет несущей способности элементов в соединениях на метизах

11.1.1 В соединениях конструкций из тонкостенных гнутых профилей используют следующие типы соединений:

- на болтах нормальной точности с шайбами под головкой винта и гайкой;
- самонарезающих винтах, установленных в предварительно просверленные отверстия диаметром на 0,5–0,8 мм меньше, чем диаметр стержня винта по резьбе;
- самонарезающих, самосверлящих винтах, установленных без предварительного сверления отверстий;
- «слепых» заклепках со стальным корпусом;
- дюбелях, установленных с помощью порохового монтажного пистолета для соединений элементов ЛСТК толщиной не менее 3 мм.

11.1.2 Несущую способность соединений на «слепых» заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях следует определять с учетом данных, приведенных в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650, либо, в случае отсутствия данных в стандартах, по результатам испытаний. В этом случае несущую способность одного метиза определяют по формуле

$$F_{\theta} = \frac{F_{\theta n}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.1)$$

где $F_{\theta n}$ – нормативная несущая способность метиза по одному из условий работы соединения, полученная по результатам испытаний или приведенная в стандарте;

γ_{m2} – коэффициент надежности соединения, принимаемый по 11.1.15.

11.1.3 Расчетную несущую способность «слепых» заклепок в соединениях, работающих на сдвиг, определяют из следующих условий:

- из условия смятия соединяемых элементов расчетную несущую способность одной заклепки определяют по формулам

$$F_b = \frac{\alpha R_{un} dt}{\gamma_{m2}}, \text{ но} \quad (11.2)$$

$$F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{(1,2 \gamma_{m2})}, \quad (11.3)$$

где α – принимают по таблице 11.1;

R_{un} – временное сопротивление стали соединяемых элементов, принимаемое по таблице 6.2;

d – диаметр заклепки;

t – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

e_1 – расстояние от края элемента до центра отверстия (см. рисунок 11.1);

Т а б л и ц а 11.1 – Значения коэффициента α

Наименование крепежного элемента	Формулы для определения коэффициента α
«Слепые заклепки»	При $t = t_1$ $\alpha = 3,6 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$ при $t_1 \geq 2,5t$ $\alpha = 2,1;$ при $t < t_1 \leq 2,5t$ α – по линейной интерполяции
Самонарезающие винты	При $t = t_1$ $\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$ при $t_1 \geq 2,5t$ и $t < 1,0$ мм $\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$ при $t_1 \geq 2,5t$ и $t \geq 1,0$ мм $\alpha = 2,1;$ при $t < t_1 \leq 2,5t$ α – по линейной интерполяции
Дюбели	$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1$
П р и м е ч а н и е – В настоящей таблице применены следующие обозначения: t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов; t_1 – толщина наиболее толстого из соединяемых элементов.	

- из условия прочности соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под заклепки расчетную несущую способность заклепочного соединения определяют по формуле

$$F_n = \frac{A_{net} R_{yn}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.4)$$

где A_{net} – площадь сечения нетто наиболее тонкого соединяемого элемента;

- из условия среза тела заклепки расчетную несущую способность одной заклепки определяют по формуле

$$F_v = \frac{F_{vn}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.5)$$

где F_{vn} – нормативная несущая способность заклепки на срез.

11.1.4 Расчетную несущую способность «слепых» заклепок в соединениях, работающих на растяжение, следует определять:

- с учетом разрыва тела заклепки F_t – по формуле (11.1) с учетом нормативного значения несущей способности заклепки на растяжение;

- с учетом возможного отрыва более тонкого соединяемого элемента F_p – по результатам испытаний в соответствии с 11.1.2.

11.1.5 Расчетную несущую способность самонарезающих и самосверлящих винтов в соединениях, работающих на сдвиг, определяют из следующих условий:

- из условия смятия соединяемых элементов расчетную несущую способность одного винта F_b определяют по формуле (11.2), где d – номинальный диаметр винта;

- из условия прочности соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под самонарезающие винты расчетную несущую способность соединения F_n определяют по формуле (11.4);

- из условия среза тела винта расчетную несущую способность одного винта F_v определяют по формуле (11.5), где F_{vn} – нормативная несущая способность самонарезающего винта на срез, приведенная в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650.

11.1.6 Расчетную несущую способность самонарезающих и самосверлящих винтов в соединениях, работающих на растяжение, определяют из следующих условий:

- из условия прочности соединяемого элемента на отрыв через пресс-шайбу расчетную несущую способность одного винта при действии статических нагрузок определяют по формуле

$$F_p = \frac{d_w t R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.6)$$

- из условия прочности соединяемого элемента на отрыв через пресс-шайбу расчетную несущую способность одного винта при действии ветровых нагрузок в сочетании со статическими и без них определяют по формуле

$$F_p = \frac{0,5d_w t R_{un}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.7)$$

где d_w – диаметр пресс-шайбы или головки винта;

t – толщина элемента, испытывающего вырыв через пресс-шайбу;

- из условия вырыва винта из базового элемента (основного металла) расчетную несущую способность одного винта определяют по формулам:

$$F_0 = \frac{0,45 d t_{sup} R_{un,sup}}{\gamma_{m2}}, \quad \text{если } t_{sup}/S < 1 \quad (11.8)$$

или

$$F_0 = \frac{0,65 d t_{sup} R_{un,sup}}{\gamma_{m2}}, \quad \text{если } t_{sup}/S < 1 \quad (11.9)$$

где t_{sup} – толщина базового элемента, к которому крепится винт (основного металла);

d – номинальный диаметр винта;

$R_{un,sup}$ – временное сопротивление стали метиза;

S – шаг резьбы винта;

- расчетную несущую способность одного самонарезающего винта из условия разрыва тела винта F_t определяют по формуле (11.1) с учетом нормативного значения разрушающей нагрузки разрыва винта, приведенного в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650.

11.1.7 В соединениях на пристреливаемых дюбелях временное сопротивление стали дюбелей при растяжении должно быть не менее 2000 МПа при твердости по Роквеллу не менее 55.

11.1.8 Расчетную несущую способность пристреливаемых дюбелей в соединениях, работающих на сдвиг, определяют из следующих условий:

- из условия смятия соединяемых элементов расчетную несущую способность одного дюбеля определяют по формуле

$$F_b = \frac{3,2 R_{un} d t}{\gamma_{m2}}, \quad (11.10)$$

где d – номинальный диаметр дюбеля;

t – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

- из условия прочности соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под дюбели расчетную несущую способность соединения F_n определяют по формуле (11.4);

- из условия среза тела дюбеля расчетную несущую способность одного дюбеля F_v определяют по формуле (11.5), где F_{vn} – несущая способность дюбеля на срез, определенная по результатам испытаний (см. 11.1.2).

11.1.9 Расчетную несущую способность пристреливаемых дюбелей в соединениях, работающих на растяжение, определяют из следующих условий:

- из условия прочности соединяемого элемента на отрыв через головку дюбеля несущую способность одного дюбеля F_p определяют:

а) при действии статических нагрузок – по формуле (11.6);

б) при действии ветровых нагрузок в сочетании со статическими и без них – по формуле (11.7), где d_w – диаметр головки дюбеля;

- из условий вырыва одного дюбеля из базового элемента расчетную несущую способность F_0 , а также разрыва тела дюбеля F_t определяют по результатам испытаний (см. 11.1.2).

11.1.10 Требуемое количество дюбелей при действии на соединение силы N , проходящей через центр тяжести соединения, определяют по формулам:

- если сила N вызывает сдвиг соединения:

$$n_c \geq \frac{N}{F_{min}}, \quad (11.11)$$

где F_{min} – наименьшее из значений F_b или F_v , вычисленных согласно 11.1.8;

- если сила N вызывает растяжение соединения:

$$n_c \geq \frac{N}{F_{min}} \alpha_1, \quad (11.12)$$

где F_{min} – минимальное из значений F_p , F_0 или F_t , вычисленных согласно 11.1.9;

$\alpha_1 = 1,1$ – коэффициент, учитывающий многократное воздействие нагрузки.

11.1.11 Несущую способность одноболтового соединения следует определять в зависимости от вида напряженного состояния по формулам:

$$F_v = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; \quad (11.13)$$

- при срезе:

$$F_b = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c; \quad (11.14)$$

- при смятии:

$$F_t = R_{bt} A_{bn} \gamma_c. \quad (11.15)$$

- при растяжении:

где R_{bs} , R_{bt} – расчетные сопротивления одноболтовых соединений при срезе и растяжении в соответствии с СН КР 53-01;

R_{bp} – расчетное сопротивление одноболтового соединения при смятии, принимаемое по таблице 11.2 (при смятии элементов из оцинкованной стали) либо СН КР 53-01 (при смятии неоцинкованных фасонки и других элементов);

A_b, A_{bn} – площадь сечения стержня болта брутто и резьбовой части нетто соответственно;

n_s – число расчетных срезов одного болта;

d_b – наружный диаметр стержня болта;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, смещающихся в одном направлении;

γ_b – коэффициент условия работы соединения, определяемый по СН КР 53-01;

γ_c – коэффициент условий работы (см. таблицу 5.1).

Т а б л и ц а 11.2 – Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un} , Н/мм ²	Расчетные сопротивления R_{bp} , Н/мм ² , смятию элементов, соединяемых болтами класса точности	
	А	В
300	465	390
330	510	430
360	560	475
390	610	515
420	640	540
450	690	580
480	730	615
510	775	655
П р и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений, указанные в настоящей таблице, вычислены по формулам СН КР 53-01 с округлением до 5 Н/мм ² .		

11.1.12 При действии на болтовое соединение силы N , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае количество болтов в соединении следует определять по формуле

$$n_f = \frac{N}{F_{min}}, \quad (11.16)$$

где F_{min} – минимальное из значений F_v , F_b или F_t , вычисленных согласно 11.1.11.

11.1.13 При действии на болтовое соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Усилие в наиболее нагруженном болте $N_{b,max}$ не должно превышать меньшего из значений F_v и F_b , вычисленных по 11.1.11.

11.1.14 При одновременном действии на метиз сдвига N_c и растяжения N_p , при условии, что N_c и N_p определены расчетом, наиболее напряженный метиз следует проверять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_p}{F_t}\right)^2 + \left(\frac{N_c}{F_v}\right)^2} \leq 1. \quad (11.17)$$

При этом дополнительно следует проверять несущую способность метиза по одновременному смятию и вырыву из-под головки метиза наиболее тонкого из соединяемых элементов по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_p}{F_p}\right)^2 + \left(\frac{N_c}{F_b}\right)^2} \leq 1. \quad (11.18)$$

11.1.15 Значения коэффициента γ_{m2} для винтовых, заклепочных и дюбельных соединений в зависимости от характера их работы приведены в таблице 11.3.

Т а б л и ц а 11.3 – Коэффициенты условий работы соединений на самонарезающих винтах, «слепых» заклепках и дюбелях

Характер работы соединения		γ_{m2}		
		Самонарезающие винты	«Слепые» заклепки	Дюбели
Соединения с метизами, работающими на срез				
Смятие соединяемых элементов	$0,5 \leq t \leq 0,7$ мм	1,6	1,5	1,25
	$0,7 < t \leq 2,0$ мм	1,45		
Разрыв соединяемого элемента по сечению нетто		1,1	1,1	
Соединения с метизами, работающими на растяжение				
Отрыв элемента через пресс-шайбу		1,2	1,25	1,25
Вырыв метиза из элемента		1,1	—	
Примечание – Во всех других случаях работы соединений, а также если нормативная несущая способность метиза определена по результатам испытаний (см. 11.1.2) значение $\gamma_{m2} = 1,25$.				

11.1.16 При применении соединения на самонарезающих и самосверлящих винтах, «слепых» заклепках и дюбелях должны быть соблюдены условия, приведенные в таблице 11.4.

11.1.17 Прогнозируемый срок службы метизов должен быть не менее срока службы несущих конструкций каркаса. Подтверждение срока службы осуществляется на основании опытных данных или натурных испытаний в соответствии с действующими стандартами.

Т а б л и ц а 11.4

Тип соединения на метизах	Характер работы соединения	Условия применения метизов в соединении	Диапазон применения соединения
Соединения на самонарезающих и самосверлящих винтах	Сдвиг	$F_v \geq 1,2F_b$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
	Растяжение	$F_t \geq 1,2F_p$; $F_t \geq 1,2F_0$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $0,5 \leq t \leq 1,5$ мм; $t_1 \geq 0,9$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
Соединения на «слепых» заклепках	Сдвиг	$F_v \geq 1,2F_b$	$2,6 \leq d \leq 6,4$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
	Растяжение	$F_t \geq 1,2F_p$	
Дюбельные соединения	Сдвиг	$F_v \geq 1,5F_b$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; для $d = 3,7$ мм $t_{sup} \geq 4,0$ мм; для $d = 4,5$ мм $t_{sup} \geq 6,0$ мм; для $d = 5,2$ мм $t_{sup} \geq 8,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
Дюбельные соединения	Растяжение	$F_t \geq 1,2F_p$; $F_t \geq 1,2F_0$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; для $d = 3,7$ мм $t_{sup} \geq 4,0$ мм; для $d = 4,5$ мм $t_{sup} \geq 6,0$ мм; для $d = 5,2$ мм $t_{sup} \geq 8,0$ мм; $0,5 \leq t \leq 1,5$ мм; $t_1 \geq 6,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
П р и м е ч а н и я 1 В настоящей таблице применены следующие обозначения: t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов; t_1 – толщина наиболее толстого из соединяемых элементов; d – номинальный диаметр метиза; t_{sup} – толщина базового элемента, к которому крепится метиз (винт или дюбель); R_{un} – временное сопротивление стали соединяемых элементов. 2 Метизы допускается использовать в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний. 3 Закладная головка заклепки/головка винта может быть расположена над более тонким из соединяемых элементов.			

11.2 Требования к расстановке метизов в соединениях

11.2.1 Минимально допустимые расстояния между метизами и от их осей до краев соединяемых элементов представлены на рисунке 11.1 и принимаются по таблице 11.5.

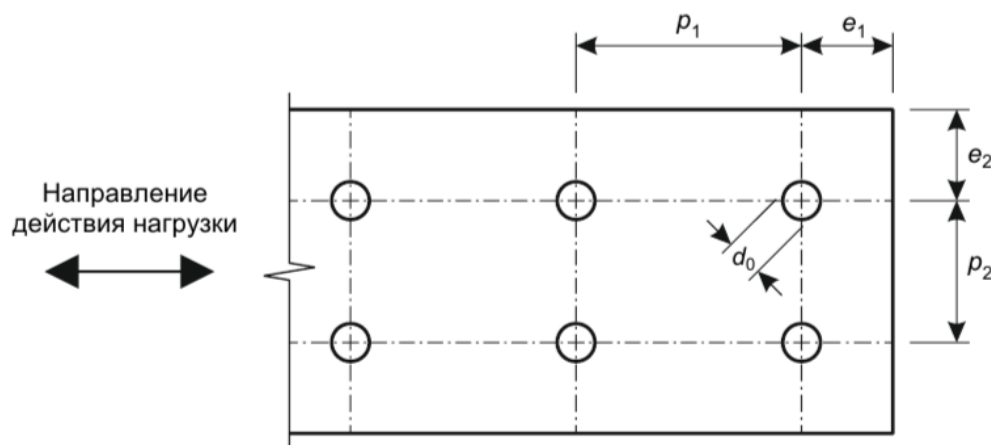


Рисунок 11.1 – Расположение метизов в соединении

Т а б л и ц а 11.5 – Минимальные допустимые расстояния между метизами от их осей до краев соединяемых элементов

В миллиметрах

Размер по рисунку 11.1	Тип метиза			
	Заклепка $2,6 \leq d \leq 6,4$	Самонарезающий винт $3,0 \leq d \leq 8,0$	Дюбель $2,6 \leq d \leq 6,4$	Болт (<i>min</i> М6*)
e_1	$1,5d_0^*$	$3,0d$	$4,5d$	$2,0d_0$ (при $t > 2,0$); $3,0d_0$ (при $t \leq 2,0$)
e_2	$1,5d_0$	$1,5d$	$4,5d$	$1,5d_0$
p_1	$3,0d_0$	$3,0d$	$4,5d$	$2,5d_0$
p_2	$3,0d_0$	$3,0d$	$4,5d$	$2,5d_0$
* d_0 – диаметр отверстия под заклепку или болт.				

11.2.2 Диаметр отверстий под винты должен отвечать требованиям технических регламентов изготовителя. Эти регламенты должны быть основаны на следующих критериях:

- момент закручивания должен быть больше, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;
- момент закручивания должен быть меньше, чем момент, вызывающий срез резьбы или головки метиза;
- момент закручивания должен быть менее 2/3 момента, срезающего головку метиза;

- закладная головка заклепки, а также головки самонарезающих винтов и дюбелей должны быть расположены над более тонким из соединяемых листов;
- приведенные выше правила расчета «слепых» заклепок применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более чем на 0,1 мм.

11.3 Требования к проектированию сварных соединений, выполненных контактной точечной сваркой

11.3.1 Точечную сварку, выполняемую контактным методом либо методом проплавления, следует использовать для прокатного или оцинкованного проката толщиной до 4,0 мм при условии, что более тонкая соединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

11.3.2 Расчетную несущую способность сварных точек вычисляют по приведенным ниже формулам.

Несущую способность на смятие и разрыв F_{tb} вычисляют по формулам

$$\text{если } t \leq t_1 \leq 2,5t \quad F_{tb} = \frac{2,7\sqrt{t}d_s R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.19)$$

если $t_1 > 2,5t$ то F_{tb} принимают равным наименьшему из значений:

$$F_{tb} = \frac{2,7\sqrt{t}d_s R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.20)$$

$$F_{tb} = \frac{0,7d_s^2 R_{un}}{\gamma_{m2}}; \quad (11.21)$$

$$F_{tb} = \frac{3,1td_s R_{un}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.22)$$

где t – толщина наиболее тонкого присоединенного элемента или листа, мм;

t_1 – толщина наиболее толстого присоединенного элемента или листа;

d_s – внутренний диаметр электрозаклепки, равный:

- при сварке проплавлением $d_s = 0,5t + 5$ мм;

- при сварке сопротивлением $d_s = 5\sqrt{t}$;

γ_{m2} – коэффициент надежности соединения (см. 11.3.3).

Несущую способность края элемента на разрыв F_e вычисляют по формуле

$$F_e = \frac{1,4te_1 R_{un}}{\gamma_{m2}}. \quad (11.23)$$

Несущую способность соединения по сечению нетто F_n вычисляют по формуле (11.4).

Несущую способность на срез F_v вычисляют по формуле

$$F_v = \frac{\pi d_s^2 R_{un}}{4\gamma_{m2}}. \quad (11.24)$$

Примечание – В соединении должны соблюдаться следующие условия:

$$F_v \geq 1,25F_{tb}; \quad F_v \geq 1,25F_e; \quad \Sigma F_v \geq 1,25F_n.$$

Расположение точек сварки в соединении приведено на рисунке 11.1, где $2d_s \leq e_1 \leq 6d_s$; $3d_s \leq p_1 \leq 8d_s$; $e_2 \leq 4d_s$; $3d_s \leq p_2 \leq 6d_s$.

11.3.3 При определении несущей способности сварных точек в соответствии с 11.3.2 коэффициент надежности соединения принимают равным $\gamma_{m2} = 1,25$.

11.3.4 Размер d_s сварной точки должен быть подтвержден посредством испытаний на срез с использованием нахлесточных образцов с одиночным креплением, как показано на рисунке 11.2. Толщины соединяемых элементов образца должны быть равны реализованным в каждом конкретном случае.

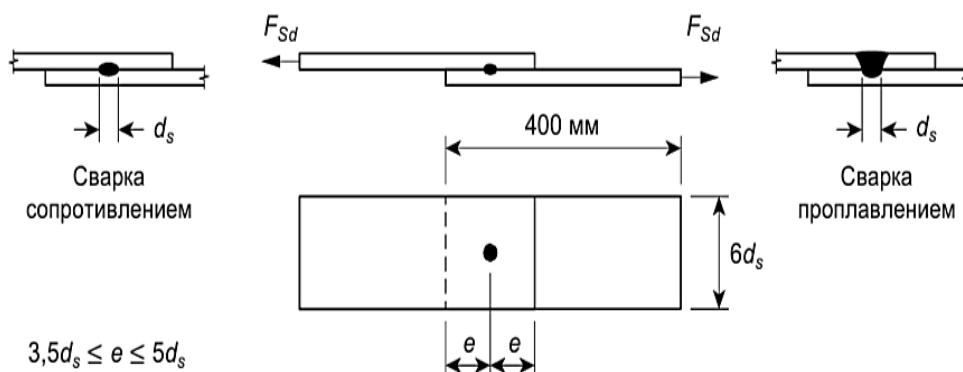


Рисунок 11.2 – Образцы для испытаний на срез сварных точек

11.4 Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами

11.4.1 Требования настоящего подраздела следует применять при проектировании сварных соединений внахлестку, выполненных дуговой сваркой, с основным материалом толщиной не более 4,0 мм. Для основного материала большей толщины несущую способность сварных швов следует определять по СН КР 53-01.

11.4.2 Размеры сварных швов необходимо выбирать таким образом, чтобы прочность соединения определялась толщиной соединяемого элемента или листа, но не сварным швом. Это требование выполняется, если сечение сварного шва не менее наименьшей из толщин присоединяемых элементов или листов.

11.4.3 Расчетную несущую способность F_w углового сварного шва необходимо определять следующим образом:

- для флангового шва:

$$\text{если } L_{w,s} \leq b \quad F_w = \frac{tL_{w,s} \left(\frac{0,9 - 0,45L_{w,s}}{b} \right) R_{un}}{\gamma_{m2}} ; \quad (11.25)$$

$$\text{если } L_{w,s} > b \quad F_w = \frac{0,45tbR_{un}}{\gamma_{m2}} ; \quad (11.26)$$

- для лобового шва:

$$\text{если } L_{w,s} \leq b \quad F_w = \frac{tL_{w,e} \left(\frac{1,0 - 0,30L_{w,e}}{b} \right) R_{un}}{\gamma_{m2}} , \quad (11.27)$$

где b – ширина соединяемой части или листа (рисунок 11.3);

$L_{w,s}$ – расчетная длина флангового шва (рисунок 11.3);

$L_{w,e}$ – расчетная длина лобового шва (рисунок 11.3);

γ_{m2} – коэффициент надежности соединения, принимаемый равным для соединений с угловыми швами $\gamma_{m2} = 1,25$.

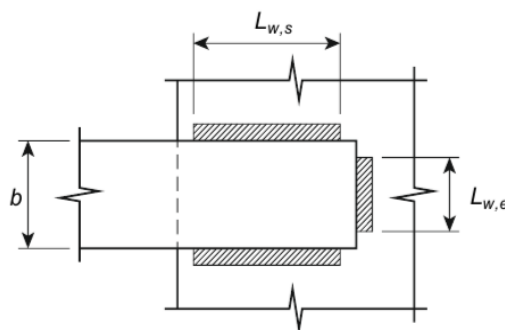


Рисунок 11.3 – Соединение с угловыми швами

11.4.4 Если в одном соединении используют сочетание лобовых и фланговых угловых швов, общую несущую способность сварного соединения следует определять как сумму несущих способностей лобовых и фланговых швов. При этом необходимо учитывать положение центра тяжести и соответствующее распределение усилий.

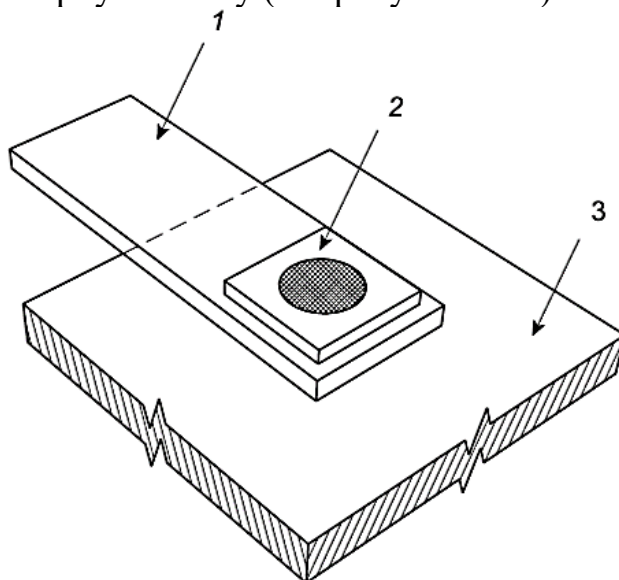
11.4.5 Угловые швы с эффективной длиной менее $8t$ (t – толщина более тонкого из соединяемых элементов) в расчетных соединениях не допускаются.

11.5 Требования к проектированию сварных соединений, выполненных дуговой точечной сваркой

11.5.1 Дуговую точечную сварку следует применять только в соединениях, работающих на сдвиг, и не следует использовать для соединения элементов или листов, общая толщина $\sum t$ которых превышает 4 мм.

11.5.2 Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр d_s не менее 10 мм.

11.5.3 Если толщина присоединяемого элемента или листа менее 0,7 мм, то следует использовать сварную шайбу (см. рисунок 11.4).



1 – присоединительный элемент или лист; 2 – сварная шайба; 3 – несущий элемент

Рисунок 11.4 – Дуговая точечная сварка со сварной шайбой

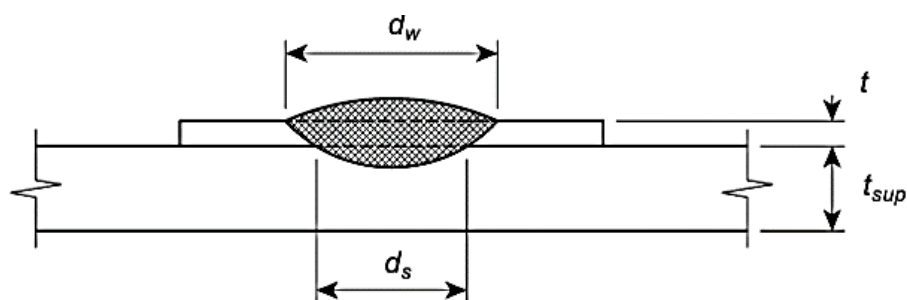
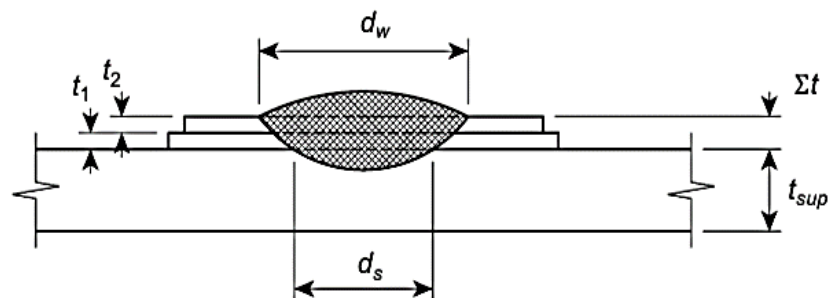
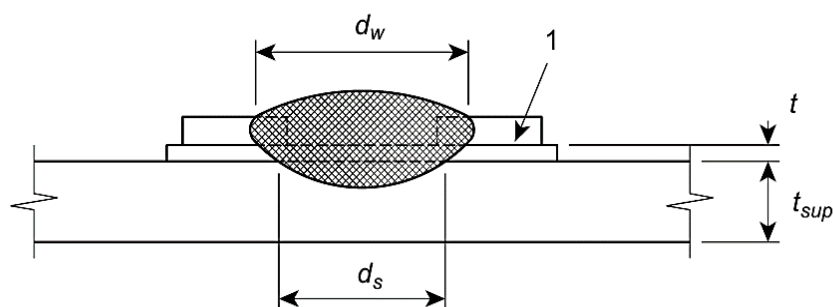
11.5.4 Минимальные расстояния e_{min} от центра круглой дуговой сварной точки до ближайшего края соседней сварной точки или до конца соединяемого элемента вдоль срезающего усилия вычисляют по формулам:

$$e_{min} = 1,8 \frac{F_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} < 1,15 ; \quad (11.28)$$

$$e_{min} = 2,1 \frac{F_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} \geq 1,15 ; \quad (11.29)$$

где γ_{m2} – коэффициент надежности соединения, принимаемый равным для соединений, выполненных дуговой точечной сваркой, $\gamma_{m2} = 1,25$.

11.5.5 Минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до края в любом направлении усилия присоединяемого элемента должно быть не менее $1,5d_w$, где d_w – видимый диаметр сварной точки (см. рисунок 11.5).

а) Присоединение одного листа ($\Sigma t = t$)б) Присоединение двух листов ($\Sigma t = t_1 + t_2$)

в) Присоединение одного листа с применением сварной шайбы 1 – сварная шайба

Рисунок 11.5 – Точечная дуговая сварка

11.5.6 Минимальное расстояние в свету между овальной сварной точкой и краем листа в любом направлении усилия должно быть не менее $1,0d_w$

11.5.7 Расчетную несущую способность на срез F_w круглой сварной точки определяют по формуле

$$F_w = \frac{\pi}{4} d_s^2 R_{wf}, \quad (11.30)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление по материалу сварной точки, принимаемое в соответствии с СН КР 53-01;

d_s – внутренний диаметр сварной точки, вычисляемый по формуле

$$d_s = 0,7d_w - 1,5 \Sigma t, \quad \text{но} \quad d_s \geq 0,55d_w, \quad (11.31)$$

где d_w – видимый диаметр дуговой сварной точки (см. рисунок 11.5).

F_w не должна превышать значений, определяемых из следующих условий:

$$\text{если } \frac{d_p}{\sum t} \leq 18 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \quad \text{то } F_w = \frac{1,5 d_p \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.32)$$

$$\text{если } 18 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} < \frac{d_p}{\sum t} < 30 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \quad \text{то } F_w = 27 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \cdot \frac{(\sum t)^2 R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.33)$$

$$\text{если } \frac{d_p}{\sum t} \geq 30 \left(\frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \quad \text{то } F_w = \frac{0,9 d_p \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.34)$$

где d_p – эффективный внешний диаметр сварной точки, определяемый следующим образом:

- для соединения одиночного листа или элемента толщиной t :

$$d_p = d_w - t; \quad (11.35)$$

- для соединения нескольких листов или элементов общей толщиной $\sum t$:

$$d_p = d_w - 2 \sum t. \quad (11.36)$$

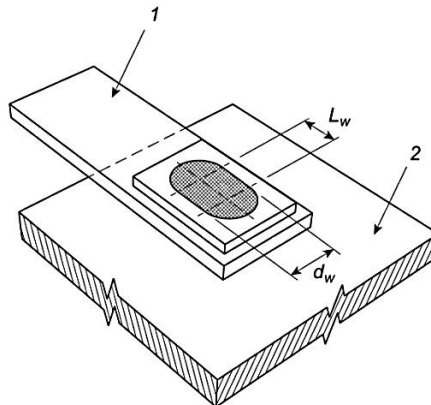
11.5.8 Расчетную несущую способность на срез F_w овальной сварной точки определяют по формуле

$$F_w = \left[\frac{\pi}{4} d_s^2 + L_w d_s \right] R_{wf}, \quad (11.37)$$

но F_w не должно превышать значений, вычисляемых по формуле

$$F_w = \frac{(0,5 L_w + 1,67 d_p) \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}}, \quad (11.38)$$

где L_w – длина овальной сварной точки (см. рисунок 11.6).



1 – присоединяемый элемент или лист; 2 – несущий элемент

Рисунок 11.6 – Овальная сварная точка

12 Требования к программному обеспечению для расчетов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей

12.1 Компьютерные программы в части процесса верификации должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 12207.

12.2 Компьютерные программы в части процесса полного сопровождения программных средств должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 14764.

12.3 Следует проводить расчеты в программных комплексах, прошедших верификацию по соответствующим разделам настоящих строительных правил.

13 Требования по обеспечению коррозионной стойкости

13.1 Требования настоящего раздела распространяются на проектирование защиты от коррозии стальных тонкостенных строительных конструкций из холодногнутого профиля и гофрированных листов. Проектирование защиты от коррозии строительных конструкций из стальных тонкостенных холодногнутого оцинкованных профилей следует выполнять в соответствии с требованиями СП КР 22-104.

В настоящем разделе определены технические требования к защите от коррозии строительных конструкций зданий и сооружений при воздействии газообразных агрессивных сред с температурой от минус 45 °С до плюс 50 °С.

13.2 Проектирование нового строительства и реконструкции зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутого оцинкованных профилей необходимо осуществлять с учетом опыта эксплуатации аналогичных строительных объектов. При этом следует предусматривать анализ коррозионного состояния конструкций и защитных покрытий с учетом условий эксплуатации. Антикоррозионную защиту как правило, следует производить в заводских условиях. Покрытие антикоррозионной защиты как правило, выполняется толщиной не менее 200-300 мкм. Проектирование зданий и сооружений со средней, сильной степенью агрессивности и с повышенной влажностью не допускается.

13.3 При проектировании защиты от коррозии для нового строительства исходными данными являются:

1) продолжительность пребывания на поверхности конструкций фазовой пленки влаги по ГОСТ 9.039;

2) характеристики газовой агрессивной среды (газы, аэрозоли): вид и концентрация агрессивных газов, наличие аэрозолей солей и пыли, температура и влажность воздуха в здании (сооружении) и снаружи с учетом преобладающего направления ветра, а также с учетом возможного изменения характеристик среды в период эксплуатации строительных конструкций;

3) механические, термические и биологические воздействия на строительные конструкции.

13.4 При проектировании защиты от коррозии реконструируемых зданий и сооружений, выполненных с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей, исходными являются данные о фактическом состоянии строительных конструкций с анализом причин их повреждения.

13.5 Конструкции зданий и сооружений должны быть доступны для периодической диагностики (непосредственного или дистанционного мониторинга), ремонта или замены поврежденных конструкций. При отсутствии возможности обеспечения этих требований конструкции первоначально должны быть защищены от коррозии на весь период эксплуатации.

13.6 Проектировать стальные конструкции зданий и сооружений нормального уровня ответственности, подвергающихся в процессе эксплуатации агрессивному воздействию средней и сильной степеней, не допускается.

13.7 Проектирование стальных конструкций из сталей 09Г2 и 14Г2 зданий и сооружений, находящихся в слабоагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В, не допускается.

13.8 При проектировании конструкций из разнородных металлов для эксплуатации в агрессивных средах необходимо предусматривать меры по предотвращению контактной коррозии в зонах контакта разнородных металлов.

13.9 В составе проекта необходимо указать теплотехнический расчет с проектными решениями и исполнением. Должно быть исключено промерзание конструкций отапливаемых зданий и образование конденсата на их поверхности.

13.10 Для исключения появления конденсата в конструкциях необходимо создать правильный температурно-влажностный режим (естественная и принудительная вентиляция помещений), устройство в конструкциях осушающих продухов, аэраторов.

Форма конструкций и конструктивные решения зданий и сооружений должны исключать образование плохо вентилируемых зон и участков, где возможно накопление агрессивных к строительным конструкциям газов, паров, пыли, влаги.

13.11 Срок службы защитных цинковых покрытий на ограждающих конструкциях в зависимости от условий эксплуатации с различной категорией коррозионной агрессивности следует определять по СП КР 22-104. При определении срока службы защитных цинковых покрытий на несущих конструкциях категорию коррозионной агрессивности среды принимают на одну ступень выше.

13.12 Срок службы защитных покрытий на несущих и ограждающих конструкциях из тонколистового оцинкованного проката с дополнительным лакокрасочным покрытием следует устанавливать, как суммарный в соответствии со сроком службы лакокрасочных покрытий по СП КР 22-104 и сроком службы систем цинкового покрытия по СП КР 22-104.

13.13 Выбор марок материалов и толщины защитно-декоративных лакокрасочных покрытий для дополнительной защиты от коррозии стального тонколистового оцинкованного проката следует проводить с учетом срока службы лакокрасочного покрытия в конкретных условиях эксплуатации.

13.14 Прогнозируемый срок службы покрытия следует устанавливать по результатам ускоренных климатических испытаний образцов покрытий, изготавливаемых в соответствии с требованиями СП КР 22-104. Ускоренные испытания покрытий следует проводить по ГОСТ 9.401.

13.15 Защиту сварных соединений следует выполнять лакокрасочными или металлическими покрытиями в соответствии с СП КР 22-104.

14 Требования по пожарной безопасности и огнестойкости

14.1 Степень огнестойкости зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует устанавливать в соответствии с требованиями Законами Кыргызской Республики Технический регламент «О пожарной безопасности», Безопасность зданий и сооружений и СН КР 21-01.

14.2 Огнестойкость конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей должна быть обеспечена мероприятиями в виде огнестойких покрытий конструктивных элементов или обшивкой из огнестойких плитных материалов, количество слоев которой необходимо подбирать под конкретные противопожарные требования.

14.3 Условие пожарной безопасности конструкции является ограничением для применения различных видов утеплителей в системах, где несущая способность комбинированных стен определяется взаимодействием между легкими стальными профилями и утепляющим наполнителем (например пенополистиролом или пенополиуретаном), находящимся между стальными профилями.

Приложение А

Методика определения ударной вязкости тонколистовых элементов толщиной до 4,0 мм при отрицательных температурах

А.1 Область применения

Настоящее приложение распространяется на испытания тонколистового проката, в том числе на оцинкованный холодногнутый профиль, толщиной до 4,0 мм.

А.2 Метод отбора образцов

А.2.1 Метод вырезки заготовок для изготовления образцов, ориентация оси концентратора, технология вырезки заготовок и изготовления образцов – в соответствии с требованиями ГОСТ 9454.

А.2.2 При вырезке заготовок образцов необходимо избегать наклепа и нагрева, изменяющих свойства металла, если не предусмотрено иное в нормативных документах и технической документации на продукцию.

А.2.3 Допускается использовать образцы с необработанными поверхностями, размеры которых соответствуют требованиям образцов типа 4 или 14 по ГОСТ 9454.

А.2.4 Листы профиля толщиной 3,0–4,0 мм допускается испытывать на ударную вязкость в виде отдельных пластин с концентратором.

А.2.5 Из образцов толщиной до 2,5 мм изготавливают пакет толщиной не менее 3,0 мм. При изготовлении пакетного образца следует использовать один и тот же профиль с одинаковой толщиной (то есть из одной партии профиля).

А.3 Конструктивные особенности изготовления пакетного образца

А.3.1 Плоские заготовки размерами 55x8 мм собирают в пакет общей толщиной не менее 3,0 мм.

А.3.2 Пакетный образец с помощью струбцин закрепляют от взаимного смещения плоских заготовок.

А.3.3 На расстоянии $(17,5 \pm 0,1)$ мм от оси надреза размечают два отверстия.

А.3.4 Сверление пакетного образца проводят сверлом диаметром 2,2 мм. Плоские заготовки в пакете стягивают винтами диаметром 2,0 мм.

А.3.5 На пакетном образце со стороны, противоположной движению ударного механизма копра, наносят V- или U-образный надрез. Требования к геометрии и точности изготовления надреза – в соответствии с ГОСТ 9454.

А.3.6 Поверхность торца пакетного образца подвергают механической зачистке заподлицо со стороны удара молота для сохранения его устойчивости при испытании.

А.4 Аппаратура и материалы

А.4.1 Испытания на ударный изгиб пакетного образца проводят с помощью копра с номинальной потенциальной энергией маятника 300 Дж (30,0 кг·м).

А.4.2 Конструктивные особенности копра принимают по ГОСТ 9454. Допускается применять способы охлаждения образцов и термометры по ГОСТ 9454.

А.4.3 Для визуального наблюдения поверхностей изломов пакетных образцов применяют оптические приборы с увеличением от 10-кратного до 40-кратного.

А.4.4 Измерение рабочего сечения пакетного образца проводят штангенциркулем по ГОСТ 166.

А.5 Подготовка к испытанию и проведение испытаний

А.5.1 Подготовку и проведение испытаний следует проводить в соответствии с ГОСТ 9454.

А.5.2 Суммарную работу удара пакетного образца определяют по шкале маятникового копра.

А.6 Обработка результатов испытаний

А.6.1 Испытания признают успешными, если произошло разделение пакетного образца на две части. За результат испытания принимают работу удара.

А.6.2 За результат испытания одного слоя (плоской заготовки) пакетного образца принимают частное деления работы удара разрушения пакетного образца на количество слоев в пакете при условии, что все слои (плоские заготовки) разрушились по одному механизму – вязкому или хрупкому.

А.6.3 При появлении в пакетном образце слоев с различным механизмом разрушения следует принять, что вклад слоя с хрупким кристаллическим строением излома равен нулю. Ударную вязкость остальных слоев устанавливают в соответствии с указаниями А.6.2.

А.6.4 При появлении в пакетном образце смешанного механизма разрушения (хрупкий + вязкий, то есть ямочный и/или пластический сдвиг), следует изменением температуры испытания (с шагом от 10 °С до 20 °С) найти условие по виду излома для однозначной трактовки механизма разрушения – вязкий или хрупкий.

А.6.5 За критическую температуру хрупкости тонколистовых сталей толщиной до 4,0 мм принимают температуру, при которой ударная вязкость достигает нормативного (критериального) значения.

А.6.6 За критическую температуру хрупкости стальных тонкостенных холодногнутых профилей марок 220-450 ГОСТ 14918 принимают температуру, при которой ударная вязкость стали составляет 34 Дж/см².

А.6.7 За критическую температуру хрупкости для профилей толщиной 2,5 мм и менее, испытанных на образцах Шарпи (тип 14 по ГОСТ 9454), принимают нормативное значение ударной вязкости 24 Дж/см² при условии, что доля вязкой составляющей излома – не менее 85 %.

А.6.8 Допускается устанавливать нормативное значение ударной вязкости по результатам контрольных испытаний.

А.6.9 Результаты измерений вносят в протокол испытаний.

Приложение Б

Требования по проектированию и расчету отдельных видов конструкций

Б.1 Требования к прогонам и подобным балочным конструкциям

Б.1.1 Требования, приведенные в настоящем разделе, распространяются на прогоны и балки Z-образного, С-образного, Σ -образного, поперечного сечения с $h/t < 160$, $c/t \leq 20$ – для одиночного краевого отгиба, $d/t \leq 20$ – для двойного краевого отгиба.

Примечание – Указанные выше параметры h , t , c и d приведены на рисунках таблицы 7.1.

Б.1.2 Требования настоящего раздела распространяются на раскрепленные из плоскости изгиба однопролетные и неразрезные непрерывные прогоны.

Б.1.3 Требования настоящего раздела также применяют для холодноформованных элементов, используемых в качестве фахверка, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые раскреплены настилом.

Б.1.4 Полное непрерывное раскрепление из плоскости изгиба может создаваться стальным настилом с трапециевидными гофрами или кассетным профилем, непрерывно соединенным с полкой прогона через нижние полки настила. Прогон, соединенный с настилом с трапециевидными гофрами, допускается считать раскрепленным из плоскости, если выполняются требования Б.1.5. В других случаях (например, при креплении настила через верхние полки с применением седловидных шайб) степень закрепления следует определять испытаниями.

Б.1.5 Если настил с трапециевидными гофрами соединен с прогоном и условие, выраженное неравенством (Б.1), удовлетворяется, то прогон можно считать раскрепленным в плоскости настила:

$$S \geq \left(EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2}, \quad (\text{Б.1})$$

где S – сдвиговая жесткость, обеспечиваемая настилом из гофрированного профиля (см. Б.1.9) или кассетного профиля (см. Б.4.5.3) для рассматриваемого элемента;

I_{ω} – секториальный момент инерции полного сечения прогона;

I_t – момент инерции полного сечения прогона при свободном кручении;

I_y – момент инерции полного сечения прогона относительно оси y ;

L – пролет прогона;

h – высота поперечного сечения прогона.

Примечание – Формулу (Б.1) допускается применять для оценки устойчивости поясов балок из плоскости в сочетании с другими типами настила (не рассмотренными в Б.1.9 и Б.4.5.4), при условии, что значение сдвиговой жесткости S определено расчетами, основанными на результатах экспериментальных исследований.

Б.1.6 Прогон должен иметь на опорах детали, препятствующие его кручению и горизонтальному боковому смещению на опорах. Влияние усилий в плоскости настила, которые передаются на опоры прогона, следует учитывать при расчете опорных деталей.

Б.1.7 Соединение прогона с настилом может допускать частичное закрепление прогона от кручения. Это частичное закрепление от кручения может быть представлено в виде угловой связи с жесткостью C_D . Напряжения в свободном поясе, не соединенном непосредственно с настилом, должны быть также рассчитаны с учетом влияния изгиба в рабочей плоскости и кручения, включая изгиб из плоскости в результате искривления поперечного сечения.

Б.1.8 Если свободный пояс однопролетного прогона сжат при отрицательной нагрузке, то в расчете должно быть учтено увеличение напряжений от кручения и изгиба.

Б.1.9 Сдвиговая жесткость настила с трапециевидными гофрами при условии его соединения с прогоном в каждой волне, а также при условии соединения элементов настила между собой в каждой волне в перехлесте в ньютонах определяется на основании эксперимента либо по следующей формуле:

$$S = 1000\sqrt{t^3} \left(50 + 10^3 \sqrt{b_{roof}} \right) \frac{a_{pur}}{h_w}, \text{ (в ньютонах)}, \quad (\text{Б.2})$$

где t – расчетная толщина настила;

b_{roof} – ширина кровли по скату;

a_{pur} – шаг прогонов;

h_w – высота гофров настила.

Примечание – Все размеры приведены в миллиметрах.

Если профилированный настил крепится к прогону через волну, то вместо S следует принимать $0,2S$.

Б.1.10 Сдвиговую жесткость S диафрагмы из кассетных профилей определяют на основании эксперимента либо по Б.4.5.3.

Б.2 Приближенный расчет прогонов и подобных балочных конструкций при отсутствии осевой силы N

Б.2.1 Прогонь С-образного, Z-образного и Σ -образного сечений с дополнительными продольными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитывают при выполнении следующих условий:

- размеры поперечного сечения находятся в пределах, указанных в таблице Б.1;

- прогоны раскреплены непрерывно из плоскости настилом с трапециевидными гофрами, должно удовлетворяться требование неравенства (Б.1);

- прогоны раскреплены от поворота профилированным настилом с трапециевидными гофрами и соблюдены условия, приведенные в таблице Б.1;

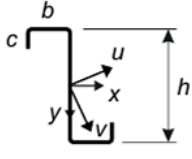
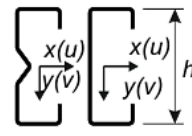
- разрезные прогоны равномерно нагружены по длине, неразрезные прогоны имеют равные пролеты и равномерно нагружены на каждом участке (см. схемы в таблицах Б.3 и Б.4).

Этот метод не может быть использован:

- для систем, использующих стержневые элементы в качестве раскрепления верхней полки прогона;
- для неразрезных прогонов, неразрезность которых обеспечивается за счет их соединения внахлестку или на накладках на опорах;
- если приложены осевые силы N .

П р и м е ч а н и е – Допускается использование данного метода для расчета неразрезных прогонов со стыками внахлестку и на накладках при условии, что стыки расположены в зоне нулевых моментов. В случае несоблюдения прочих условий, приведенных в Б.2.1, должен быть использован метод расчета, приведенный в Б.3, с соблюдением условий Б.3.2.4.

Т а б л и ц а Б.1 – Ограничения в случае применения приближенного метода расчета

Прогоны	Толщина t , мм	b/t	h/t	h/b	c/t	b/c	L/h
	$\geq 1,2$	≤ 55	≤ 160	$\leq 3,43$	≤ 20	$\leq 4,0$	≥ 15
	$\geq 1,2$	≤ 55	≤ 160	$\leq 3,43$	≤ 20	$\leq 4,0$	≥ 15

Б.2.2 Расчетное значение изгибающего момента M должно удовлетворять условию

$$\frac{M}{M_{LT,p}} \leq 1, \quad (\text{Б.3})$$

где
$$M_{LT,p} = R_y \gamma_c W_{ef,x} \frac{\chi_{LT}}{k_d}; \quad (\text{Б.4})$$

χ_{LT} – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием, определяемый в соответствии с 8.4.4, где α_{LT} заменяется на $\alpha_{LT,ef}$, вычисляемый по формуле (Б.5).

В случаях, приведенных в Б.2.3, χ_{LT} принимают равным 1,0;

$W_{ef,x}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси $x-x$;

k_d – коэффициент, учитывающий, что часть прогона не раскреплена, определяемый по формуле (Б.6) и таблице Б.2.

$$\alpha_{LT,ef} = \alpha_{LT} \sqrt{\frac{W_{g,x}}{W_{ef,x}}}, \quad (\text{Б.5})$$

где α_{LT} – коэффициент учета начальных несовершенств по таблице 8.4;
 $W_{g,x}$ – момент сопротивления полного поперечного сечения относительно оси $x-x$;

$$k_d = \left(a_1 - a_2 \frac{L}{h} \right) \geq 1,0, \quad (\text{Б.6})$$

здесь a_1, a_2 – коэффициенты, принимаемые по таблице Б.2;

L – пролет прогона;

h – общая высота прогона.

Т а б л и ц а Б.2 – Значения коэффициентов a_1, a_2

Система	Z-образный прогон		С-образный прогон		Σ -образный прогон	
	a_1	a_2	a_1	a_2	a_1	a_2
Однопролетная балка, нагрузка вниз (прижимная)	1,0	0	1,1	0,002	1,1	0,002
Однопролетная балка, нагрузка вверх (подъемная/отрывающая)	1,3	0	3,5	0,050	1,9	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вниз (прижимная)	1,0	0	1,6	0,020	1,6	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вверх (подъемная/отрывающая)	1,4	0,01	2,7	0,040	1,0	0

Б.2.3 Коэффициент устойчивости χ_{LT} принимают равным 1,0, если однопролетный прогон работает под нагрузкой, действующей вниз (прижимная нагрузка), и верхняя полка прогона раскреплена на всей его длине (выполняется неравенство (Б.1)), или в других случаях, если выполняется условие (Б.7):

$$C_D \geq \frac{M_{g,u}^2}{EI_{g,v}} k_{\vartheta}, \quad (\text{Б.7})$$

где $M_{g,u}$ – момент в полном поперечном сечении относительно главной оси $u-u$ (см. рисунок в таблице Б.1) в пределах упругости:

$$M_{g,u} = W_{g,u} R_y, \quad (\text{Б.8})$$

здесь $I_{g,v}$ – момент инерции полного поперечного сечения относительно второстепенной оси $v-v$ (см. рисунок в таблице Б.1);

k_g – коэффициент, учитывающий статическую схему прогона (таблица Б.3).

C_D – общая жесткость угловой связи, накладываемой настилом на верхнюю полку прогона (см. рисунок Б.1), определяемая по формуле (Б.11).

Примечание – Для С-образных сечений прогонов с равными полками $I_v = I_y$, $W_u = W_x$ и $M_u = M_x$.

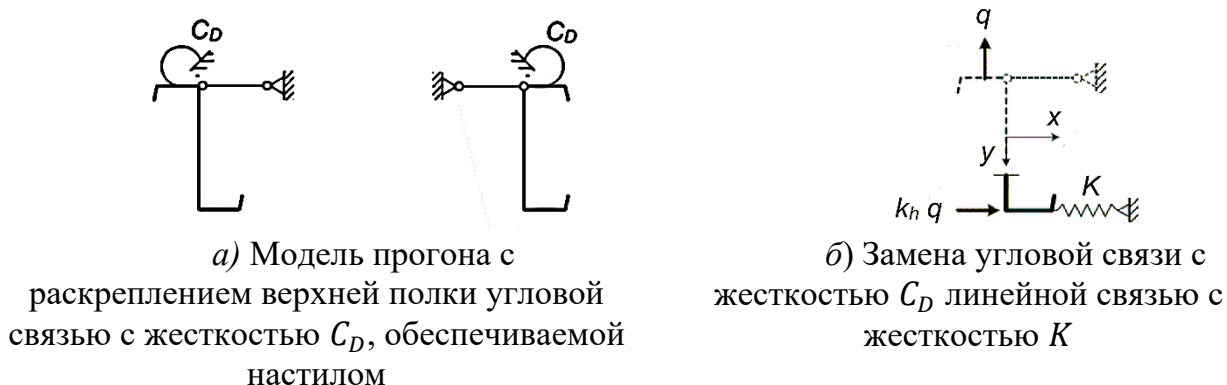
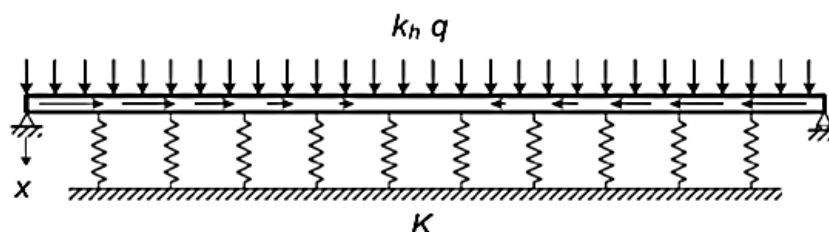


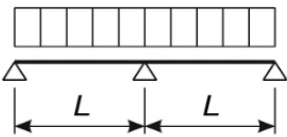
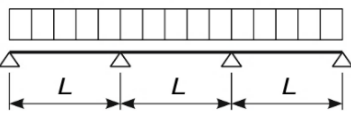
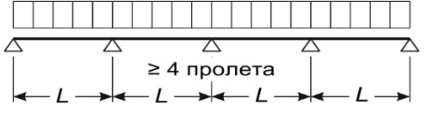
Рисунок Б.1, лист 1 – Моделирование прогонов, раскрепленных настилом



в) Свободный пояс прогона, представленный как балка на упругом основании. Модель, представляющая эффект кручения и изгиба из плоскости (включая искривление поперечного сечения) для однопролетного прогона при подъемной нагрузке

Рисунок Б.1, лист 2

Т а б л и ц а Б.3 – Значения коэффициентов k_{φ}

Статическая схема	Значение коэффициента k_{φ} при приложении нагрузки	
	вниз (прижимная)	вверх (подъемная/отрывающая)
	—*	0,210
	0,07	0,029
	0,15	0,066
	0,10	0,053
* Если однопролетный прогон работает под нагрузкой, действующей вниз (прижимная нагрузка), и верхняя полка прогона раскреплена на всей его длине, то $\chi_{LT} = 1,0$ (в соответствии с Б.2.3).		

Б.2.4 Для случаев, которые не рассматриваются в Б.2.3, коэффициент χ_{LT} рассчитывают по 8.4.4 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$, определяемой по формуле (8.30). При этом предельный момент при потере устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} вычисляют по формуле

$$M_{cr} = \frac{k}{L^*} \cdot \sqrt{GI_t^* EI_v}, \quad (\text{Б.9})$$

где L^* – длина сжатой части свободной полки (принимают равной расстоянию между нулевыми точками эпюры моментов или точками раскрепления нижней полки тяжами);

k – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием и определяемый по таблице Б.4;

I_t^* – фиктивный момент инерции при свободном кручении, учитывающий закрепление от кручения, накладываемое настилом:

$$I_t^* = I_t + C_D \frac{L^2}{\pi^2 G}, \quad (\text{Б.10})$$

здесь I_t – момент инерции при свободном кручении для полного сечения прогона.

П р и м е ч а н и е – В запас несущей способности допускается принимать $I_t^* = I_t$, не учитывая влияние C_D .

Общую жесткость угловой связи C_D , накладываемой настилом на верхнюю полку прогона (см. рисунок Б.1), вычисляют по формуле

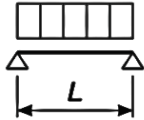
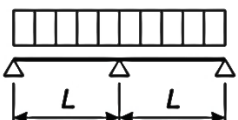
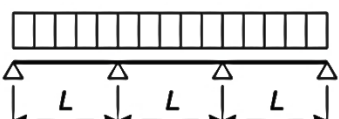
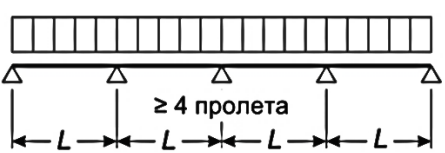
$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A} + 1/C_{D,B} + 1/C_{D,C})}, \quad (\text{Б.11})$$

где $C_{D,A}$ – жесткость угловой связи, создаваемая соединением между настилом и прогоном, определяемая по Б.2.5 или Б.2.6;

$C_{D,B}$ – жесткость угловой связи, обусловленная депланацией поперечного сечения прогона, определяемая по Б.2.8, если свободная полка сжата. Если сжата полка, раскрепленная настилом, то $C_{D,B} = \infty$;

$C_{D,C}$ – жесткость угловой связи, соответствующая изгибной жесткости настила, определяемая по Б.2.9.

Т а б л и ц а Б.4 – Коэффициент k потери устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием для прогонов с горизонтально закрепленной верхней полкой при кручении

Статическая схема	Значение коэффициента k при приложении нагрузки	
	вниз (прижимная)	вверх (подъемная/отрывающая)
	*	10,3
	17,7	27,7
	12,2	18,3
	14,6	20,5
* Если однопролетный прогон работает под нагрузкой, действующей вниз (прижимная нагрузка), и верхняя полка прогона раскреплена на всей его длине, то $\chi_{LT} = 1,0$ (в соответствии с Б.2.3).		

Б.2.5 Принимая, что крепления настила к прогону расположены в середине его полки, значение $C_{D,A}$ для настила с трапецевидными гофрами, соединенного с верхней полкой прогона, определяют следующим образом:

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_{bR} k_A k_{bT}, \quad (\text{Б.12})$$

где

$k_{ba} = (b_a/100)^2$	при $b_a < 125$ мм;
$k_{ba} = 1,25(b_a/100)^2$	при $125 \leq b_a \leq 200$ мм;
$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,1}$	при $t_{nom} \geq 0,75$ мм, благоприятное
положение (см. Б.2.7)	
$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,1}$	при $t_{nom} \geq 0,75$ мм, неблагоприятное
положение	
$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,5}$	при $t_{nom} < 0,75$ мм;
$k_{bR} = 1,0$	при $b_R \leq 185$ мм;

- $k_{bR} = 185/b_R$ при $b_R > 185$ мм;
 - для прижимной (направленной вниз) нагрузки:
 $k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,08$ при $t_{nom} = 0,75$ мм, благоприятное положение;
 $k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,16$ при $t_{nom} = 0,75$ мм, неблагоприятное положение;
 $k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,095$ при $t_{nom} = 1,0$ мм, благоприятное положение;
 $k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,095$ при $t_{nom} = 1,0$ мм, неблагоприятное положение;

здесь A – нагрузка, передаваемая балке настилом, $A[kH/м] \leq 12$ кН/м;

b_a – ширина полки прогона, мм;

b_R – ширина волны настила, мм;

C_{100} – коэффициент поворота, равный $C_{D,A}$ при $b_a = 100$ мм и принимаемый по таблице Б.5;

t_{nom} – номинальная толщина настила.

Значения коэффициентов при толщинах $1,0 \text{ мм} > t_{nom} > 0,75 \text{ мм}$ следует определять линейной интерполяцией:

при $t_{nom} < 0,75$ мм – формула (Б.12) недействительна;

при $t_{nom} > 1,0$ мм – принимают $t = 1,0$ мм;

- для подъемной нагрузки (например, ветровой отсос):

$$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,max}}{b_T}} \quad \text{если } b_T > b_{T,max}, \text{ иначе } k_{bT} = 1; \quad (\text{Б.13})$$

где b_T – ширина полки настила, прикрепленной к прогону;

$b_{T,max}$ – принимают по таблице Б.5;

Б.2.6 В качестве альтернативы Б.2.5 $C_{D,A}$, Н м/м/рад, может быть принят равным

$$C_{D,A} = 130p, \quad (\text{Б.14})$$

где p – количество креплений настила к прогону на 1 пог. м длины прогона (в каждой волне настила учитывается не более одного закрепления).

Формула (Б.14) применима при соблюдении следующих условий:

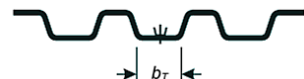
- ширина b_T полки настила в месте крепления к прогону не должна превышать 120 мм;

- номинальная толщина t настила должна быть не менее 0,65 мм;

- расстояние a или $b - a$ (зависящее от направления поворота) между центром метиза и центром поворота прогона должно быть не менее 25 мм (см. рисунок Б.2).

Б.2.7 Положение настила по таблице Б.5 считается благоприятным, если его узкие полки расположены на прогоне, и неблагоприятным, если на прогоне расположены его широкие полки.

Т а б л и ц а Б.5 – Коэффициент поворота C_{100} для стального настила с трапециевидными гофрами

Положение настила		Настил закреплен через полку		Шаг креплений		Диаметр шайбы, мм	C_{100}	$b_{T,max}$
благо- приятное	неблаго- приятное	нижнюю	верхнюю	в каждой волне $e = b_R$	через волну $e = 2b_R$		кН·м/м	мм
Для нагрузки, направленной вниз								
✓		✓		✓		22	5,2	40
✓		✓			✓	22	3,1	40
	✓		✓	✓		K_a	10,0	40
	✓		✓		✓	K_a	5,2	40
	✓	✓		✓		22	3,1	120
	✓	✓			✓	22	2,0	120
Для нагрузки, направленной вверх								
✓		✓		✓		16	2,6	40
✓		✓			✓	16	1,7	40
								
								
Примечания 1 В настоящей таблице применены следующие обозначения: b_g – ширина волны; b_T – ширина полки настила, в месте крепления к прогону; K_a – следует применять стальную седловидную шайбу с $t_w \geq 0,75$ мм; V– сочетание условий по положению настила, креплению и шагу крепления. 2 Значения настоящей таблицы применимы для крепления настила самонарезающими винтами диаметром $\varnothing=6.3$ мм, стальных шайб толщиной $t_w \geq 1,0$ мм.								

Б.2.8 Значение $C_{D,B}$ определяют по формуле

$$C_{D,B} = \frac{Et^3}{4(1 - \nu^2)(h_d + b_{mod})}, \quad (\text{Б.15})$$

где b_{mod} определяют следующим образом:

$b_{mod} = a$ – для случаев, когда под действием нагрузки прогон стремится закрутиться так, что его стенка прижимается к настилу;

$b_{mod} = 2a + b$ – для случаев, когда под действием нагрузки прогон стремится закрутиться так, что обрез его полки (краевой отгиб) прижимается к настилу;

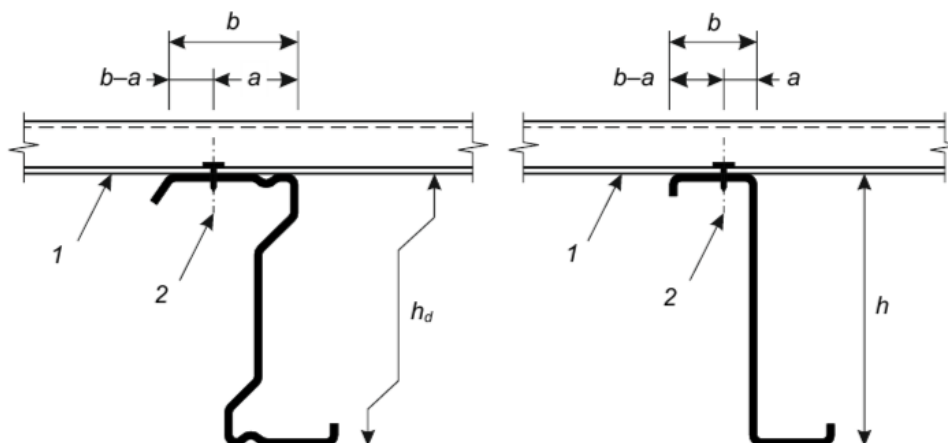
a – расстояние от метиза крепления настила к прогону до его стенки (рисунок Б.2);

b – ширина полки прогона, соединенной с настилом;

h_d – развернутая высота стенки прогона;

t – толщина прогона.

П р и м е ч а н и е – Если нагрузка на прогон направлена вниз, то она считается приложенной к стенке прогона. Если нагрузка направлена вверх, то она считается приложенной в месте крепления настила к полке прогона. При определении направления закручивания прогона следует учитывать эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра сдвига сечения прогона.



1 – настил; 2 – крепление

Рисунок Б.2 – Прогон и прикрепленный настил

Б.2.9 Жесткость $C_{D,C}$, соответствующую изгибной жесткости настила, определяют по формуле

$$C_{D,C} = \frac{kEI_{ef}}{a_{pur}}, \quad (\text{Б.16})$$

где I_{ef} – момент инерции эффективного сечения настила единичной ширины;

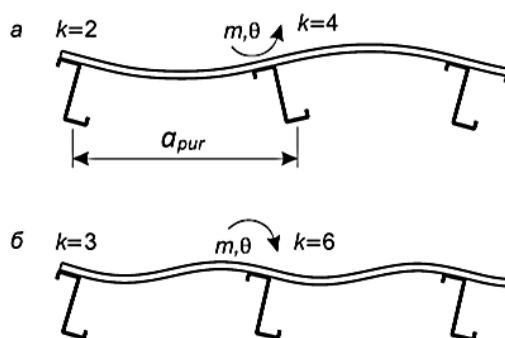
$k = 2$ – для крайнего прогона, ситуация по рисунку Б.3, а;

$k = 3$ – для крайнего прогона, ситуация по рисунку Б.3, б;

$k = 4$ – для среднего прогона, ситуация по рисунку Б.3, а;

$k = 6$ – для среднего прогона, ситуация по рисунку Б.3, б;

a_{pur} – шаг прогонов.

Рисунок Б.3 – К определению $C_{D,C}$

Б.2.10 Следует принимать постоянное значение момента инерции эффективного сечения настила I_{ef} , полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

Б.2.11 Если учитывается влияние депланации поперечного сечения прогона $C_{D,B}$, то в формуле (Б.11) допускается не учитывать $C_{D,C}$, так как общая жесткость угловой связи C_D в основном зависит от значения $C_{D,A}$ и $C_{D,B}$.

Б.2.12 Прогибы следует определять в предположении упругой работы стали.

Б.2.13 Метизы, прикрепляющие настил к прогону, должны проверяться на совместное действие срезающего усилия $g_s e$, действующего в плоскости полки прогона, и растягивающего усилия $g_t e$, где g_s и g_t можно рассчитать по таблице.

Б.6, e – шаг креплений настила к прогону. Срезающее усилие от настила, работающего в качестве диафрагмы жесткости, направленное вдоль прогона, суммируется с усилием поперек прогона g_s геометрически.

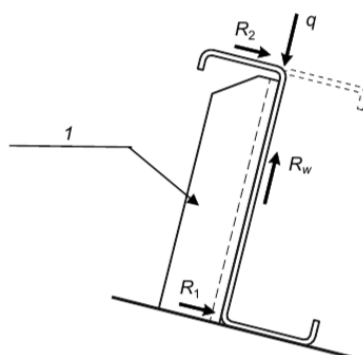
Т а б л и ц а Б.6 – Срезающее и растягивающее усилия на метиз крепления вдоль прогона

Прогон	Приложение нагрузки	Срезающее усилие на единицу длины q_s	Растягивающее усилие на единицу длины q_t
Z-образная	Вниз (прижимная)	$(1+\xi)k_h q$ может быть принято равным 0	0
	Вверх (подъемная/отрывающая)	$(1+\xi)(k_h - a/h)q$	$(\xi k_h q h/a) + q; a \cong b/2$
С-образная	Вниз (прижимная)	$(1-\xi)k_h q$	$\xi k_h q h/a$
	Вверх (подъемная/отрывающая)	$(1-\xi)(k_h - a/h)q$	$(\xi k_h q h/(b-a)) + q$

Коэффициент ξ принимают как $\xi = \sqrt[3]{\zeta}$, где ζ определяют по Б.2.14.

Б.2.14 Метизы, закрепляющие прогоны на опорах, необходимо проверять на действие реакции R_w в плоскости стенки и поперечных реакций R_1 и R_2 в плоскостях полок (рисунок Б.4). Силы R_1 и R_2 определяют по формулам, приведенным в таблице Б.7. Если R_1 положительна, то растягивающая сила в метизе крепления отсутствует. R_2 передается от настила к верхней полке прогона и далее на стропильную конструкцию (главную балку) через соединительный элемент (опорный элемент). Для кровель с уклоном к силе R_2 также должна быть прибавлена скатная составляющая. Реакции на промежуточных опорах неразрезного прогона принимают в 2,2 раза больше значений, приведенных в таблице Б.7.

П р и м е ч а н и е – Для наклонных кровель поперечные нагрузки на прогон рассматривают как составляющие вертикальной нагрузки, направленные перпендикулярно плоскости кровли и параллельно этой плоскости.



1 – опорный элемент
Рисунок Б.4 – Реакции на опоре

Т а б л и ц а Б.7 – Реакции на опоре свободно опертой балки

Балка и нагрузка	Реакция на нижний пояс R_1	Реакция на верхний пояс R_2
Z-образная, нагрузка вниз	$(1 - \zeta)k_h qL/2$	$(1 + \zeta)k_h qL/2$
Z-образная, нагрузка вверх	$-(1 - \zeta)k_h qL/2$	$-(1 + \zeta)k_h qL/2$
C-образная, нагрузка вниз	$-(1 - \zeta)k_h qL/2$	$(1 - \zeta)k_h qL/2$
C-образная, нагрузка вверх	$(1 - \zeta)k_h qL/2$	$-(1 - \zeta)k_h qL/2$

Коэффициент ζ принимают как $\zeta = \sqrt[3]{k_R}$, где k_R – коэффициент, определяемый по Б.2.15.

Б.2.15 Поправочный коэффициент k_R для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий неразрезной многопролетной балки определяют по формулам:

- для первой промежуточной опоры

$$k_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}; \quad (\text{Б.17})$$

- для остальных промежуточных опор

$$k_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}; \quad (\text{Б.18})$$

$$\text{где } R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fy}}, \quad (\text{Б.19})$$

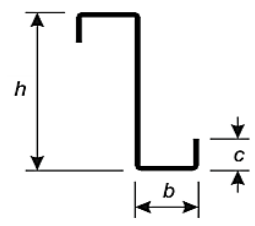
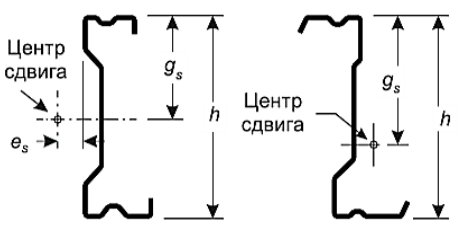
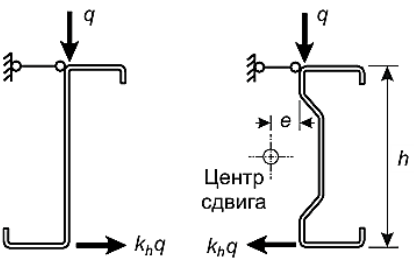
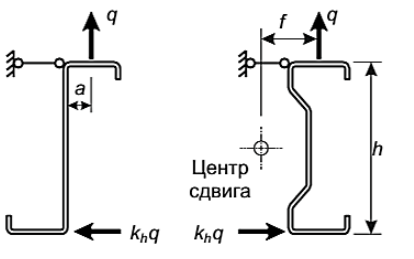
здесь I_{fy} – момент инерции полного поперечного сечения свободной полки с примыкающим к ней участком стенки высотой при изгибе относительно оси y – y (высоту примыкающего участка стенки принимают равной $0,2h$ – для Z-образного и С-образного профилей и $0,17h$ – для Σ -образного профиля);

K – погонная боковая жесткость связи по Б.2.17;

L_a – расстояние между раскреплениями сжатой полки (свободной?), а при их отсутствии – пролет L прогона.

Б.2.16 Значения эквивалентной поперечной нагрузки $k_h q$ определяют по формулам таблицы Б.8.

Т а б л и ц а Б.8 – Преобразование кручения и изгиба из плоскости в эквивалентную поперечную нагрузку $k_h q$

 $k_{h0} = \frac{h \cdot t \cdot (b^2 + 2cb - 2c^2 \frac{b}{h})}{4l_x}$ Типовое симметричное Z-образное сечение	 $k_{h0} = \frac{I_{fy}}{l_x} \cdot \frac{g_s}{h}$ Z-образное, С-образное или Σ-образное сечение
k_{h0} – коэффициент для боковой нагрузки на свободной нижней полке (соответствует нагрузке, приложенной в центре сдвига)	
 $k_h = k_{h0} \quad k_h = k_{h0} + e/h *$ Прижимная нагрузка	 $k_h = k_{h0} - a/h ** \quad k_h = k_{h0} - f/h ***$ Подъемная нагрузка
k_{h0} – коэффициент эквивалентной поперечной нагрузки.	
* Если центр изгиба расположен справа от нагрузки q, то $k_h q$ действует в противоположном направлении. ** Если $a/h > k_{h0}$, то $k_h q$ действует в противоположном направлении. *** Величина f ограничена положением нагрузки q между краями верхней полки.	

Б.2.17 Погонную боковую жесткость связи K (см. рисунок Б.1) на единицу длины определяют по формуле

$$K = \frac{C_D}{h^2}, \quad (\text{Б.20})$$

где C_D – общая жесткость угловой связи, накладываемой настилом на верхнюю полку прогона, определяемая по формуле (Б.11);

h – общая высота прогона (рисунок Б.2).

Б.3 Расчет прогонов и подобных балочных конструкций, раскрепленных настилом, при возможном наличии осевой силы N

Б.3.1 Несущая способность по прочности

Б.3.1.1 Несущую способность поперечного сечения прогона на совместное действие осевой силы и поперечной нагрузки следует определять суммированием напряжений:

- от изгибающего момента M_x ;
- от осевой силы N ;
- от эквивалентной поперечной нагрузки q_h , действующей на свободную полку и вызывающей кручение и изгиб из плоскости (см. Б.2.16 и Б.3.1.3);
- для неразрезных прогонов также должна быть выполнена проверка прочности на совместное действие изгибающего момента и поперечной и продольной сил согласно 8.8.

Б.3.1.2 При наличии в прогонах осевой силы N должны выполняться следующие условия прочности:

- для раскрепленной полки должно быть выполнено условие (8.33), которое примет вид:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (\text{Б.21})$$

где A_{ef} – эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

$W_{ef,x}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси $x-x$, вычисленный для раскрепленной полки;

ΔM_x – дополнительный изгибающий момент от смещения центральной оси $x-x$ относительно положения оси действия силы (см. 8.2.3);

- для свободной полки:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_{fy}}{W_{fy}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (\text{Б.22})$$

где M_{fy} – изгибающий момент в свободной полке (определяемый по (Б.24)), вызванный эквивалентной поперечной нагрузкой q_h , определяемой по (Б.23);

W_{fy} – упругий момент сопротивления полного сечения свободной полки с примыкающей частью стенки при изгибе относительно оси $y-y$ (высоту примыкающего участка стенки принимают равной $0,2h$ – для Z-образного и С-образного профилей и $0,17h$ – для Σ -образного профиля).

Б.3.1.3 Боковую нагрузку q_h на свободной полке, эквивалентную действию кручения и изгиба из плоскости, принимают равной

$$q_h = k_h q, \quad (\text{Б.23})$$

где k_h – коэффициент, определяемый по формулам таблицы Б.8.

Б.3.1.4 Изгибающий момент в свободной полке M_{fy} , вызванный эквивалентной поперечной нагрузкой q_h , определяют (за исключением балки со свободной растянутой полкой, где благодаря благоприятному влиянию кривизны полки и эффекта деформации геометрической схемы момент M_{fy} может быть принят равным нулю) по формуле

$$M_{fy} = k_R M_{0,fy}, \quad (\text{Б.24})$$

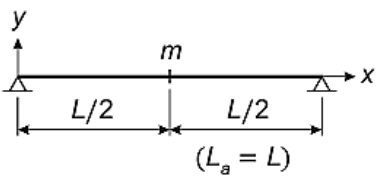
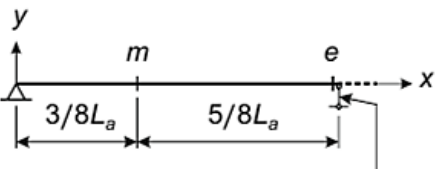
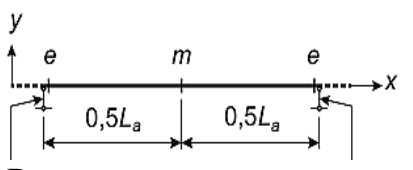
где $M_{0,fy}$ – начальный изгибающий момент в свободной полке без учета упруго-податливой опоры;

k_R – поправочный коэффициент для эффективной упругоподатливой опоры.

Б.3.1.5 Начальный изгибающий момент в свободной полке $M_{0,fy}$ определяют по таблице Б.9 для критических точек в пролете, на опорах, в точках раскрепления и между ними. Область применения таблицы Б.9 ограничена неравенством $R \leq 40$.

Поправочный коэффициент k_R для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий определяют по таблице Б.9 (или с использованием теории расчета балок на упругом основании по Винклеру) с использованием значения коэффициента R для упруго-податливой опоры, определяемого по формуле (Б.19).

Т а б л и ц а Б.9 – Значения начального момента $M_{0,fy}$ и поправочного коэффициента k_R

Расчетная схема прогона	Точка	$M_{0,fy}$	k_R
	m	$\frac{1}{8} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
 Раскрепление или опора	m	$\frac{9}{128} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0314R}{1 + 0,396R}$
 Раскрепление или опора	m	$\frac{1}{24} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0178R}{1 + 0,191R}$

Б.3.2 Несущая способность по устойчивости

Б.3.2.1 Прогоны С-образного, Z-образного и Σ -образного сечений с дополнительными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитывают на выполнение следующих условий устойчивости:

- устойчивости сжатой свободной полки согласно Б.3.2.2;
- устойчивости стенок на действие опорной реакции согласно 8.9.1;
- устойчивости стенок при совместном действии опорной реакции и изгибающего момента на промежуточных опорах в неразрезных прогонах согласно 8.9.8;

- при наличии осевой сжимающей силы N , когда коэффициент устойчивости продольного изгиба относительно главной оси меньше, чем коэффициент устойчивости при проверке устойчивости полки из плоскости (см. Б.3.2.2), например, в случае с множеством раскреплений из плоскости, должна быть выполнена проверка на потерю плоской формы устойчивости (продольный изгиб) согласно 8.2.8.

Б.3.2.2 Если свободная полка сжата, то ее несущую способность по устойчивости возможно оценить, используя выражение

$$\frac{1}{\chi_{fy} R_y \gamma_c} \left(\frac{N}{A_{ef} R_y \gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right) + \frac{M_{fy}}{W_{fy} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (\text{Б.25})$$

где χ_{fy} – коэффициент устойчивости для плоской формы изгиба (плоская форма потери устойчивости свободной полки), определяемый по выражению (Б.26):

$$\chi_{fy} = \frac{1}{\Phi_{fy} + \sqrt{\Phi_{fy}^2 - 0,75 \bar{\lambda}_{fy}^2}} \leq \left(1; \frac{1}{\bar{\lambda}_{fy}^2} \right), \quad (\text{Б.26})$$

где $\Phi_{fy} = 0,5[1 + 0,34(\bar{\lambda}_{fy} - 0,4) + 0,75 \bar{\lambda}_{fy}^2];$ (Б.27)

здесь $\bar{\lambda}_{fy}$ – условная гибкость при проверке свободной полки на устойчивость, определяемая по формуле

$$\bar{\lambda}_{fy} = \frac{L_{fy}}{\pi i_{fy}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (\text{Б.28})$$

где L_{fy} – расчетная длина свободной полки, определяемая согласно Б.3.2.3 и Б.3.2.4;

i_{fy} – радиус инерции полного поперечного сечения свободной полки с примыкающим к ней участком стенки высотой при изгибе относительно оси y – y (высоту примыкающего участка стенки принимают равной $0,2h$ – для Z-образного и С-образного профилей и $0,17h$ – для Σ -образного профиля).

Б.3.2.3 Для прижимной (направленной вниз) или отрывной (направленной вверх) нагрузки при $0 \leq R \leq 200$ расчетную длину свободной полки в проверке на устойчивость при изменении сжимающих напряжений по длине L (см. рисунки Б.5 и Б.6) определяют следующим образом:

$$L_{fy} = \eta_1 L_a (1 + \eta_2 R^{\eta_3})^{\eta_4}, \quad (\text{Б.29})$$

где L_a – расстояние между раскреплениями сжатой свободной полки, а при их отсутствии – пролет L прогона;

R – коэффициент, определяемый по формуле (Б.19); $\eta_1 - \eta_4$ – коэффициенты приведенные в таблицах Б.10 и Б.11, а также Б.3.2.5. Б.3.2.4 Данные таблиц Б.10 и Б.11 применимы только:

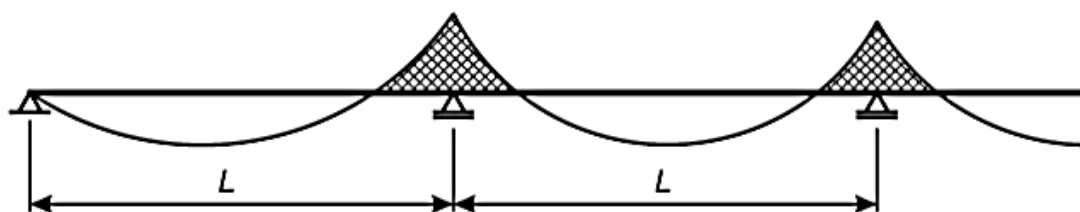
- при отсутствии продольной сжимающей силы N (при наличии продольной сжимающей силы коэффициенты $\eta_1 - \eta_4$ определяют в соответствии с Б.3.2.5;

- для разрезных прогонов, равномерно нагруженных по длине, и неразрезных прогонов, имеющих равные пролеты и равномерно нагруженных на каждом участке;

- для прогонов без стыков внахлестку или на накладках;

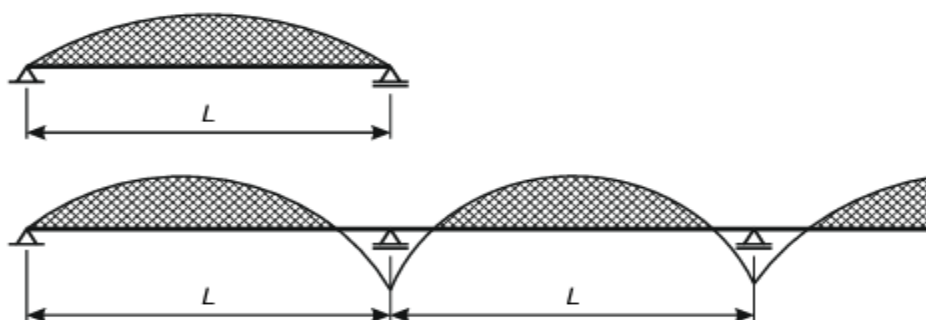
- для прогонов с раскреплениями свободной полки (при их наличии), расположенными на равном расстоянии друг от друга.

П р и м е ч а н и е – Из-за поворота в стыке внахлестку или на накладках момент в пролете может быть больше, чем момент без поворота, что приведет к увеличению расчетной длины в пролете. В этом случае расчет следует вести с учетом требований Б.3.2.5.



П р и м е ч а н и е – Заштрихованы зоны сжатия свободной полки

Рисунок Б.5 – Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии прижимной (направленной вниз) нагрузки



П р и м е ч а н и е – Заштрихованы зоны сжатия свободной полки

Рисунок Б.6 – Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии отрывной (направленной вверх) нагрузки

Т а б л и ц а Б.10 – Коэффициенты η_i при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вниз (прижимной)

Место расположения	Число раскреплений	η_1	η_2	η_3	η_4
Крайний пролет	0	0,414	1,72	1,11	-0,178
Промежуточный пролет		0,657	8,17	2,22	-0,107
Крайний пролет	1	0,515	1,26	0,868	-0,242
Промежуточный пролет		0,596	2,33	1,15	-0,192
Промежуточный и крайний пролеты	2	0,596	2,33	1,15	-0,192
Промежуточный и крайний пролеты	3 и 4	0,694	5,45	1,27	-0,168

Т а б л и ц а Б.11 – Коэффициенты η_i при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вверх (отрывной)

Место расположения	Число раскреплений	η_1	η_2	η_3	η_4
Один пролет	0	0,694	5,45	1,27	-0,168
Крайний пролет		0,515	1,26	0,868	-0,242
Промежуточный пролет		0,306	0,232	0,742	-0,279
Один пролет и крайние пролеты	1	0,800	6,75	1,49	-0,155
Промежуточный пролет		0,515	1,26	0,868	-0,242
Один пролет	2	0,902	8,55	2,18	-0,111
Крайний и промежуточный пролеты		0,800	6,75	1,49	-0,155
Один пролет и крайние пролеты	3 и 4	0,902	8,55	2,18	-0,111
Промежуточный пролет		0,800	6,75	1,49	-0,155

Б.3.2.5 При наличии в прогонах продольной сжимающей силы N , а также, если прогоны не удовлетворяют условиям, приведенным в Б.3.2.4, коэффициенты $\eta_1 - \eta_4$ следует принимать:

- для нагрузки, направленной вниз: $\eta_1 = 0,75$; $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0$;
- для отрывной нагрузки: $\eta_1 = 0,95$; $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0$.

Б.4 Проектирование зданий с учетом диафрагмы жесткости из профилированного листа

Б.4.1 Общие положения

Б.4.1.1 В настоящем разделе рассмотрено взаимодействие между конструктивными элементами и настилом, работающими совместно как части комбинированной конструкции. Требования настоящего раздела относятся только к диафрагмам, изготовленным из стали.

Б.4.1.2 В качестве диафрагм жесткости в покрытиях или в перекрытиях применяют профилированный настил. В стеновых ограждениях в качестве диафрагм жесткости применяют кассетные профили.

Б.4.2 Работа диафрагмы

Б.4.2.1 В расчете необходимо учитывать, что, вследствие своей сдвиговой жесткости и прочности, диафрагмы из настила покрытий, перекрытий или обшивки стены увеличивают общую жесткость и прочность каркаса.

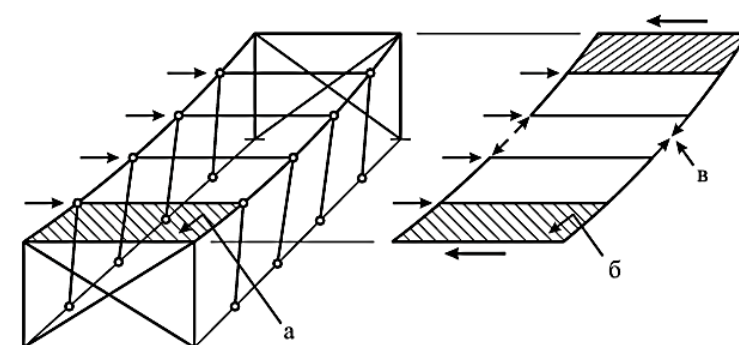
Б.4.2.2 Покрытия и перекрытия рассматривают как балки-стенки, расположенные по всей длине здания, воспринимающие горизонтальные поперечные нагрузки в своей плоскости и передающие их на торцы или промежуточные связевые рамы. Металлический настил рассматривают как стенку балки, воспринимающую сдвигающие поперечные нагрузки в ее плоскости, а краевые элементы – как пояса балки, воспринимающие осевые растягивающие и сжимающие усилия (см. рисунки Б.7 и Б.8).

Б.4.3 Условия применения настила в качестве диафрагмы жесткости

Б.4.3.1 Применение настила в качестве диафрагмы жесткости, являющейся составной частью несущего каркаса, возможно только при следующих условиях:

- настил, кроме обеспечения своей основной функции, должен обладать достаточной сдвиговой жесткостью, чтобы препятствовать перемещениям конструкций в плоскости настила;
- диафрагмы должны иметь продольные краевые элементы, воспринимающие усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы;
- усилия от диафрагм покрытий и перекрытий передаются к фундаментам через связевые рамы, другие диафрагмы или другими методами, препятствующими смещению рам;

- несущая способность соединений должна соответствовать усилиям, передающимся от диафрагмы на основной стальной каркас и объединяющим настил с краевыми элементами для работы в качестве поясов;
- настил рассматривают как неотъемлемую конструктивную часть каркаса, которая не может быть удалена без надлежащей компенсации;
- в проекте, включающем расчеты и чертежи, должно быть обязательно отмечено то, что здание запроектировано с учетом работы диафрагмы жесткости;
- для настила, гофры которого ориентированы вдоль покрытия, усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы, воспринимаются самим настилом;
- сдвиговая жесткость не зависит от направления действия сдвигающей силы (вдоль или поперек гофров);
- поперечная нагрузка не влияет на сдвиговую жесткость настила.

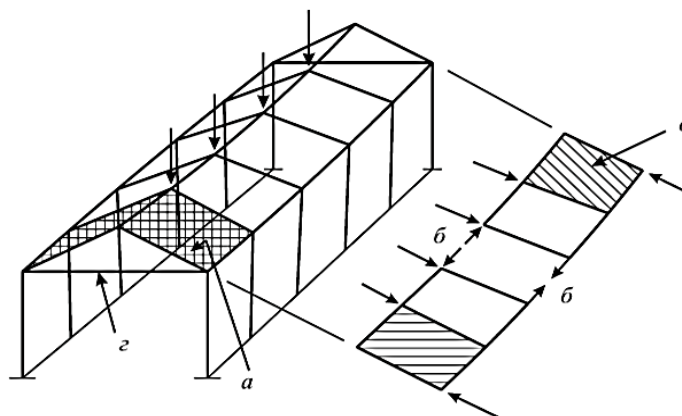


a – настил; *б* – зона сдвига в настиле; *в* – усилия в поясах краевых элементов

Рисунок Б.7 – Работа диафрагмы в здании с плоским покрытием

Б.4.3.2 Расчет с учетом работы вертикальных диафрагм жесткости используют прежде всего для невысоких зданий или для перекрытий и фасадов высоких каркасных зданий.

Б.4.3.3 Диафрагмы применяют для восприятия ветровых, снеговых и других нагрузок, передающихся непосредственно через настил. Их также применяют для восприятия небольших подвижных нагрузок, таких как тормозные усилия от легких подвесных кранов или подъемников на монорельсах. Диафрагмы не применяют для восприятия длительных внешних нагрузок, таких как нагрузка от оборудования и мостовых кранов.



a – настил; b – усилия в поясах краевых элементов; $в$ – зона сдвига в настиле; $г$ – затяжка, требуемая для восприятия усилий от кровельного покрытия

Рисунок Б.8 – Работа диафрагмы в здании с двухскатной кровлей

Б.4.4 Диафрагмы из стального профилированного настила

Б.4.4.1 В диафрагме из профилированного настила (рисунок Б.8) оба торца листов настила должны быть закреплены на опорных элементах самонарезающими винтами, дюбелями, сваркой, болтами или другими типами креплений. Соединения должны работать без отказа, не выдергиваться или не срезаться до разрушения настила. Все типы креплений должны устанавливаться непосредственно через настил в опорный элемент, например через гофры профилированных листов, если не предусмотрены меры по обеспечению эффективной передачи усилий, определяемых расчетом.

Б.4.4.2 Если профилированный настил (с трапецидальными гофрами) соединен со сжатой полкой балки и выполняется условие неравенства (Б.1), то балку допускается рассматривать как непрерывно раскрепленную от бокового смещения в плоскости настила.

Если профилированный настил прикреплен к балке через волну, сдвиговую жесткость следует принимать равной $0,2S$.

П р и м е ч а н и е – Неравенство (Б.1) допускается также использовать при определении поперечной устойчивости полок балки, соединенных с другими типами настила, а не только с трапецидальным профилированным настилом, при условии, что их соединения обоснованы соответствующим расчетом.

Б.4.4.3 Продольные стыки между соседними листами следует выполнять на заклепках, самонарезающих винтах, точечной сварке или на других видах креплений, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до разрушения настила. Шаг таких креплений не должен превышать 500 мм.

Б.4.4.4 Расстояния от креплений всех типов до краев и торцов листов должны быть достаточными для предотвращения преждевременного прорыва кромки настила.

Б.4.4.5 Допускается выполнять без расчета небольшие произвольно расположенные отверстия, расположенные с суммарной площадью не более 3 % перекрываемой площади при условии, что общее расчетное количество креплений сохраняется. Отверстия, занимающие площадь до 15 % перекрываемой площади

(площади поверхности диафрагмы, учитываемой в расчете), размещают согласно детальным расчетам. Участки с большими проемами должны быть разделены на меньшие участки, каждый из которых работает как диафрагма.

Б.4.4.6 Несущая способность диафрагмы на сдвиг определяется минимальным значением предельной прочности продольных стыков или креплений настила на опорах, параллельных гофрам, или для диафрагм, закрепленных только на продольных краевых элементах, креплений листов на торцах (рисунок Б.9). Расчетная несущая способность диафрагмы на сдвиг должна превышать этот минимум, %, не менее чем:

- на 40 – при разрушении креплений листов к прогонам от совместного действия сдвига и ветрового отсоса;
- 25 – при любой другой форме разрушения.

Б.4.4.7 Все настилы, которые образуют диафрагмы, должны быть предварительно рассчитаны на изгиб. Чтобы исключить снижение несущей способности настила на изгиб при его одновременной работе как диафрагмы, следует учитывать, что напряжения в настиле при работе его в качестве диафрагмы жесткости не должны превышать $0,25 R_{yn}/\gamma_m$.

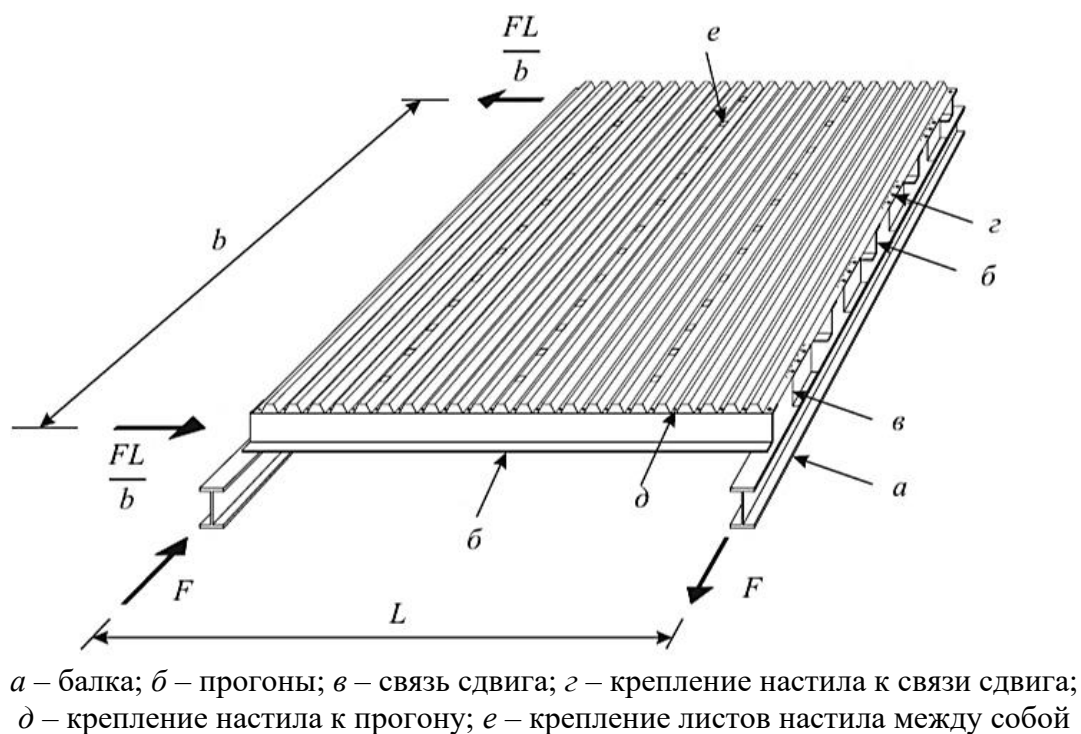


Рисунок Б.9 – Конструкция отдельной панели

Б.4.5 Диафрагмы из кассетных профилей

Б.4.5.1 Кассетные профили, используемые для образования диафрагм, должны иметь широкие полки повышенной жесткости.

Б.4.5.2 Кассетные профили в диафрагмах следует соединять между собой по продольным краям (через стенки) метизами (обычно с помощью заклепок) с шагом

креплений $e_s \leq 300$ мм, расположенных на расстоянии $e_u \leq 30$ мм от широкой полки (рисунок Б.10).

Б.4.5.3 Для стального кассетного профиля сдвиговую жесткость S определяют по формуле

$$S = S_v a_p, \quad (\text{Б.30})$$

где S_v – жесткость диафрагмы из кассетных профилей на единицу длины, определяемая по Б.4.5.4;

a_p – шаг элементов, к которым крепится кассетный профиль (пролет кассетного профиля).

Б.4.5.4 Жесткость диафрагмы из кассетных профилей на единицу длины определяют по формуле

$$S_v = \frac{k_\alpha L_d b_u}{e_s (b - b_u)}, \quad (\text{Б.31})$$

где L_d – общая длина сдвиговой диафрагмы (вдоль пролета кассетных профилей);

b – общая ширина сдвиговой диафрагмы ($b = \sum b_u$);

b_u – ширина кассетного профиля (см. рисунок Б.10);

e_s – расстояние между метизами в направлении пролета (см. рисунок Б.10);

k_α – коэффициент жесткости (см. Б.4.5.5).

Б.4.5.5 Коэффициент жесткости k_α определяют по результатам испытаний. При отсутствии натурных испытаний в запас значение k_α принимают равным 2000 Н/мм.

Б.4.5.6 Сдвигающая сила T_v от расчетных нагрузок в предельной стадии не должна превышать значения $T_{v,R}$, определяемого по формуле

$$T_{v,R} = 8,43 E \sqrt[4]{I_a \left(\frac{t}{b_u} \right)^9}, \quad (\text{Б.32})$$

где I_a – момент инерции широкой полки относительно собственной оси a - a (см. рисунок 9.1);

b_u – ширина кассетного профиля (см. рисунок Б.10).

Б.4.5.7 Сдвигающая сила T_v от нормативных нагрузок не должна превышать значения $T_{v,C}$, вычисляемого по формуле

$$T_{v,C} = \frac{S_v}{750}, \quad (\text{Б.33})$$

где S_v – сдвиговая жесткость диафрагмы на единицу длины, вычисляемая по формуле (Б.31).

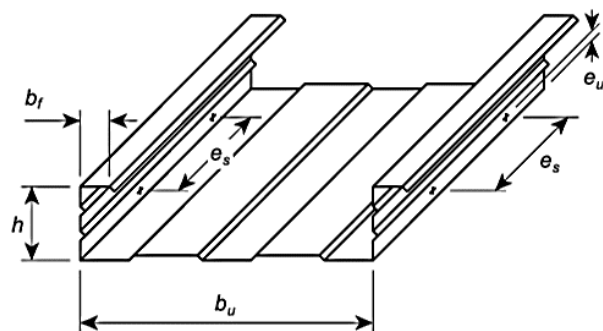


Рисунок Б.10 – Расположение метизов в продольном стыке

Приложение В

Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости

В.1 Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с краевыми отгибами

В.1.1 Расчет одинарного краевого отгиба, укрепляющего полку профиля, следует проводить поэтапно. На рисунке В.1 представлено полное сечение брутто сжатой полки с теоретической шириной b_p и теоретической шириной одинарного краевого отгиба $b_{p,c}$.

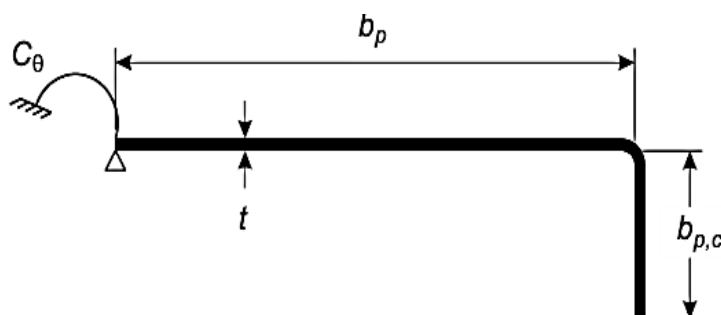


Рисунок В.1 – Сечение сжатой полки с краевыми условиями

В.1.2 Первый этап

Определяют основные параметры начального эффективного поперечного сечения полки с краевым элементом жесткости (см. рисунок В.2).

Для сжатой полки b_p определяют устойчивые участки b_{e1} и b_{e2} в соответствии с таблицей 7.2 и 7.3.1.7 или 7.3.1.8, по формулам (7.15), (7.16) или (7.23) как для пластины, опирающейся по двум сторонам. Предполагается при этом, что элемент жестко подкрепляет пластинку ($K = \infty$), а уровень нормальных сжимающих напряжений в полке равен:

- при определении редукции в соответствии с требованиями, указанными в 7.3.1.7, в формулах таблицы 7.2 принимают $\sigma_1 = R_y$;

- при определении редукции в сечении альтернативным методом, согласно 7.3.1.8, в формулах таблицы 7.2 σ_1 принимают равным максимальному напряжению сжатия в пластине, соответствующему определенной итерации.

Далее рассчитывают значение c_{ef} одинарного краевого отгиба полки по формуле (7.28):

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}.$$

При определении редуционного коэффициента ρ краевого отгиба полки (пластинки шириной $b_{p,c}$) по формулам (7.17), (7.18) или (7.24) значение коэффициента напряженного состояния k_σ определяют по формулам (7.29) и (7.30):

$$k_{\sigma} = 0,5,$$

если $\frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35;$

$$k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2},$$

если $0,35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,60.$

Затем определяют площадь A_s и момент инерции I_s (относительно оси $a-a$) начального расчетного сечения элемента жесткости (см. рисунки 7.8 и В.2).

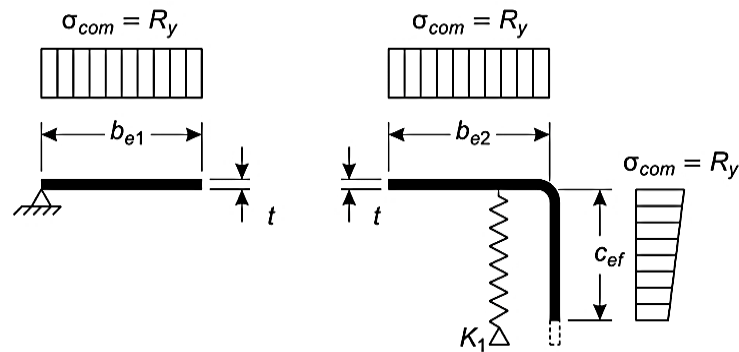


Рисунок В.2 – Первый этап. Начальное эффективное поперечное сечение сжатой полки с элементом жесткости при $K = \infty$ и нормальных напряжениях $\sigma_{com} = R_y$

В.1.3 Второй этап

Определяют критическое напряжение потери устойчивости начального расчетного сечения краевого элемента жесткости, включающего участки b_{e2} и c_{ef} с полной толщиной t , в предположении, что краевой отгиб теряет общую устойчивость как центрально сжатый стержень (см. рисунок В.3).

Критическое напряжение упругой потери устойчивости определяют по формуле (7.34):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 E I_s}}{A_s},$$

где K_1 – жесткость упругоподатливой связи;

I_s – момент инерции начального расчетного сечения краевого элемента жесткости относительно оси $a-a$;

A_s – площадь начального расчетного сечения краевого элемента жесткости из первого этапа (см. рисунки 7.8 и В.2).

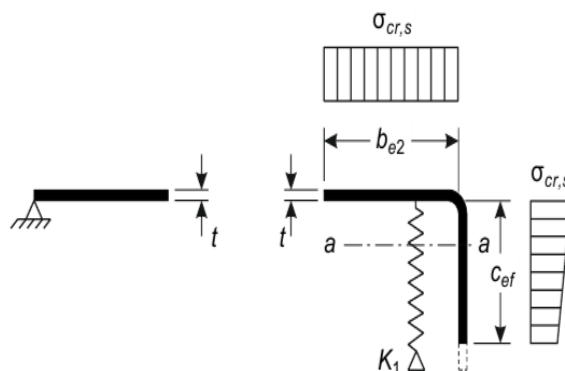


Рисунок В.3 – Второй этап. Критические напряжения потери устойчивости $\sigma_{cr,s}$ краевого элемента жесткости, полученного на первом этапе

Далее определяют коэффициент χ_d снижения несущей способности (см. рисунок В.4) вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) с учетом условной гибкости $\bar{\lambda}_d$ по 7.3.2.9 и формулам (7.37)–(7.40):

$$\chi_d = 1,0, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \leq 0,65;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d, \quad \text{если } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38;$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \geq 1,38,$$

где $\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$.

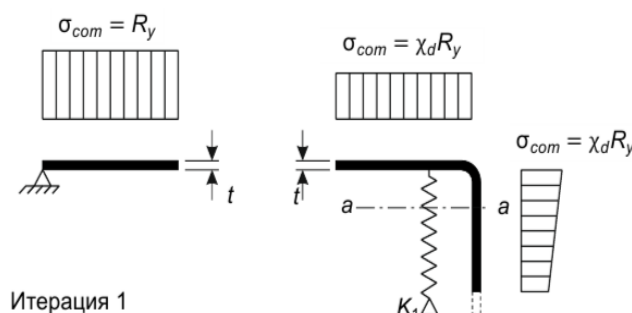


Рисунок В.4 – Второй этап. Сниженная прочность $\chi_d R_y$ для начального расчетного сечения элемента жесткости с площадью A_s

В.1.4 Третий этап

Третий этап не обязателен и предполагает итерационное уточнение значения χ_d , при котором напряжение в элементе жесткости принимают равным $\chi_d R_y$ и при измененных значениях ρ .

Итерацию начинают с модифицированных значений ρ , полученных согласно 7.3.1.7, но вместо $\bar{\lambda}_p$ принимают $\bar{\lambda}_{p,red}$, которую определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d}. \quad (B.1)$$

В формуле (B.1) значение $\bar{\lambda}_p$ принимают из первой итерации, а значение χ_d из предыдущей итерации. При этом размеры устойчивых участков сжатых пластин, примыкающих к элементу жесткости (b_{e2} и c_{ef}) в каждой итерации, уточняют исходя из полных значений b_p и c , а толщина не меняется и принимается равной t (см. рисунок В.5).

Итерации проводят до тех пор, пока не станут выполняться следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$.

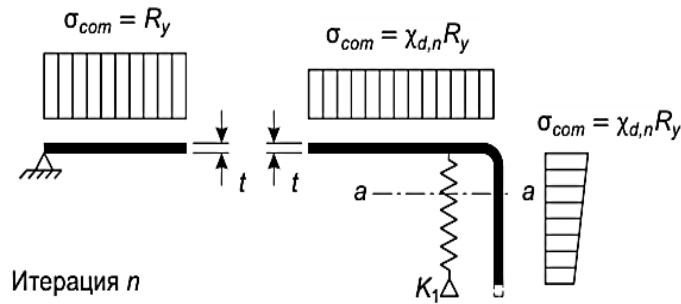


Рисунок В.5 – Третий этап. Сниженная прочность $\chi_{d,n} R_y$ для уточненного расчетного сечения элемента жесткости с площадью $A_{s,n}$ в итерации n

В.1.5 Четвертый этап

Определяют эффективную площадь элемента жесткости.

Эффективную площадь краевого элемента жесткости (см. рисунок В.6) вычисляют по 7.3.2.10 и формуле (7.41):

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s.$$

При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения эффективная площадь $A_{s,red}$ определяется с учетом уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в A_s . Значение t_{red} вычисляется по 7.3.2.11 и формулам (7.42) – (7.44):

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s};$$

$$t_{red} = \chi_d t$$

$$\text{при } \sigma_{com,s} = R_y;$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq t \quad \text{при } \sigma_{com,s} < R_y,$$

где $\sigma_{com,s}$ – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

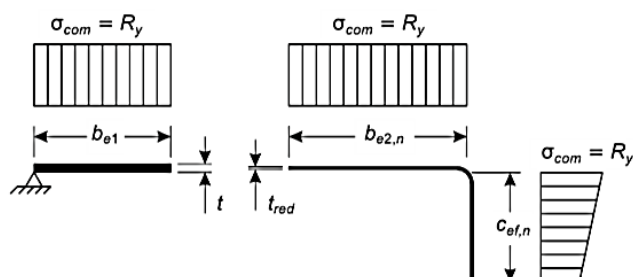


Рисунок В.6 – Четвертый этап. Окончательное эффективное поперечное сечение сжатой полки с краевым элементом жесткости

В.2 Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с промежуточным элементом жесткости

В.2.1 Расчет промежуточного элемента жесткости, подкрепляющего сжатую пластину, следует проводить поэтапно.

В.2.2 Первый этап

Определяют начальное эффективное поперечное сечение пластины с промежуточным элементом жесткости (см. рисунок В.7). В соответствии с таблицей 7.2 и 7.3.1.7 или 7.3.1.8, а также формулами (7.15), (7.16) или (7.23), определяют значения $b_{1,e1}$, $b_{1,e2}$ и $b_{2,e1}$, $b_{2,e2}$. Предполагают при этом, что элемент жестко подкрепляет пластину ($K = \infty$), а уровень нормальных сжимающих напряжений в пластинке равен:

- при определении редукиции в соответствии с 7.3.1.7 в формулах таблицы 7.2 принимают $\sigma_1 = R_y$;
- при определении редукиции в сечении альтернативным методом, указанным в 7.3.1.8, в формулах таблицы 7.2 σ_1 принимают равным максимальному напряжению сжатия в пластинке, соответствующему определенной итерации.

Далее определяют площадь A_s и момент инерции I_s (относительно оси $a-a$) начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости (см. рисунки 7.9 и В.7).

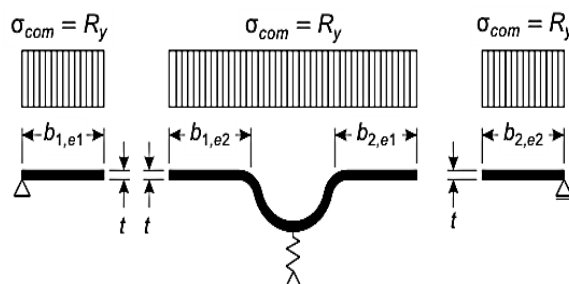


Рисунок В.7 – Первый этап. Начальное эффективное поперечное сечение сжатой пластины с промежуточным элементом жесткости при $K = \infty$, и нормальных напряжениях $\sigma_{com} < R_y$

В.2.3 Второй этап

Определяют критическое напряжение потери устойчивости начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости, включающего участки $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ и b_s с полной толщиной t (см. рисунок В.8), в предположении, что элемент жесткости теряет общую устойчивость как центрально сжатый стержень.

Критическое напряжение упругой потери устойчивости определяют по 7.3.3.5 и формуле (7.46).

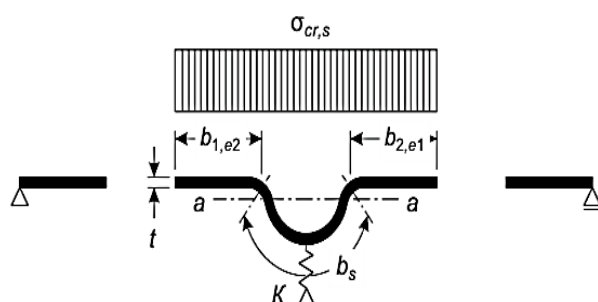


Рисунок В.8 – Второй этап. Критические напряжения потери устойчивости $\sigma_{cr,s}$

Далее определяют коэффициент χ_d снижения несущей способности (см. рисунок В.9) вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) с учетом условной гибкости $\bar{\lambda}_d$ по 7.3.2.9 и формулам (7.37) – (7.40).

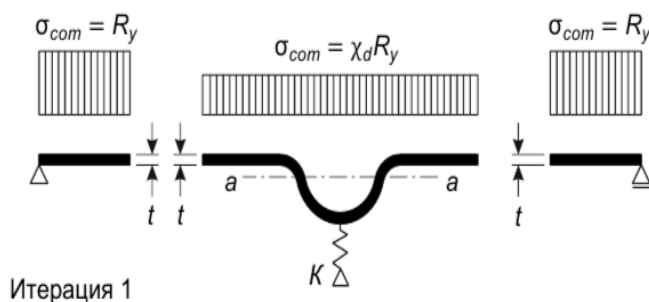


Рисунок В.9 – Второй этап. Сниженная прочность $\chi_d R_y$ для начального расчетного сечения элемента жесткости с площадью A_s

В.2.4 Третий этап

Третий этап не обязателен и предполагает итерационное уточнение значения χ_d , при котором напряжение в элементе жесткости принимают равным $\chi_d R_y$, и при измененных значениях ρ .

Итерацию начинают с модифицированных значений ρ , полученных согласно 7.3.1.7, но вместо $\bar{\lambda}_p$ принимают $\bar{\lambda}_{p,red}$ которую определяют по формуле (В.1).

В формуле (В.1) значение $\bar{\lambda}_p$ принимают по первой итерации, а значение χ_d – по предыдущей. При этом размеры устойчивых участков сжатых пластин, примыкающих к элементу жесткости ($b_{1,e2}$ и $b_{2,e1}$) в каждой итерации уточняют исходя из полных значений b_{p1} и b_{p2} , а толщина не меняется и принимается равной t (см. рисунок В.10).

Итерации проводят до тех пор, пока не станут выполняться следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$.

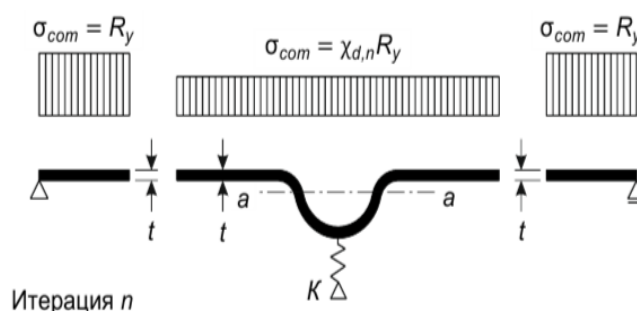


Рисунок В.10 – Третий этап. Сниженная прочность $W_{d,n} R_y$ для уточненного расчетного сечения элемента жесткости с площадью $A_{s,n}$ в итерации n

В.2.5 Четвертый этап

Определяют эффективную площадь сечения элемента жесткости. Эффективную площадь сечения промежуточного элемента жесткости (см. рисунок В.11) вычисляют по 7.3.2.10 и формуле (7.41).

При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения эффективную площадь $A_{s,red}$ определяют с учетом уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в A_s . Значение t_{red} вычисляют по 7.3.2.11 и формулам (7.42)–(7.44).

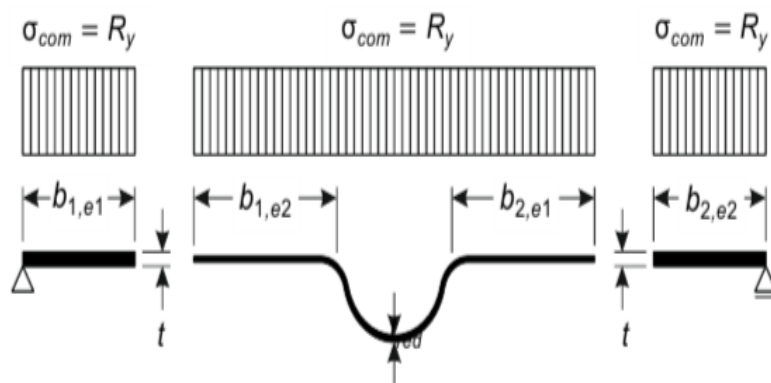


Рисунок В.11 – Четвертый этап. Окончательное эффективное поперечное сечение сжатой пластины с промежуточным элементом жесткости

Приложение Г

Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально сжатых элементов

Таблица Г.1 – Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

Условная гибкость $\bar{\lambda} \pi$	Коэффициенты для сечения типа			Условная Гибкость $\bar{\lambda} \pi$	Коэффициенты для сечения типа		
	a	b	c		a	b	c
0,4	1000	1000	984	5,4	261		255
0,6	994	986	956	5,6	242		241
0,8	981	967	929	5,8	226		
1,2	968	948	901	6,0	211		
1,4	953	927	872	6,2	198		
1,6	938	905	842	6,4	186		
1,8	920	881	811	6,6	174		
2,0	900	855	778	6,8	164		
2,2	877	826	744	7,0	155		
2,4	851	794	709	7,2	147		
2,6	821	760	672	7,4	139		
2,8	786	722	635	7,6	132		
3,0	747	683	598	7,8	125		
3,2	704	643	562	8,0	119		
3,4	660	602	527	8,5	105		
3,6	616	562	493	9,0	094		
3,8	572	524	460	9,5	084		
4,0	526	487	430	10,0	076		
4,2	475	453	402	10,5	0,69		
4,4	431	421	375	11,0	0,63		
4,6	393	392	351	11,5	0,57		
4,8	359		329	12,0	0,53		
5,0	330		308	12,5	0,49		
5,2	304		289	13,0	0,45		
5,4	281		271	14,0	0,39		
Пр и м е ч а н и е – Значения коэффициентов в настоящей таблице увеличены в 1000 раз.							

Приложение Д

Определение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии

Для сечений, у которых плоскость действия момента совпадает с плоскостью симметрии, критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии, в зависимости от расчетной схемы и схемы действия нагрузок, в общем виде вычисляют по формуле

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_{g,y}}{(k_y L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_y}{k_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_{g,y}} + \frac{(k_y L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_{g,y}} + (C_2 y_g - C_3 y_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 y_g - C_3 y_j) \right\} \quad (\text{Д.1})$$

где I_t – момент инерции при свободном кручении полного сечения;

I_ω – секториальный момент инерции полного сечения;

$I_{g,y}$ – момент инерции полного сечения из плоскости действия изгибающего момента;

L – нераскрепленная длина балки;

C_1, C_2, C_3 – коэффициенты, зависящие от формы приложения нагрузки и условий закреплений балок на шарнирных опорах, представленные в таблицах Д.1 и Д.2, другие варианты закреплений представляют с помощью коэффициентов k_y и k_w ;

k_y, k_w – коэффициенты эффективной длины, зависящие от условий закрепления торцевых сечений. k_y зависит от поворота торцевых сечений относительно более слабой оси y – y , а коэффициент k_w характеризует ограничение деформаций сечения. Коэффициенты устанавливают в пределах от 0,5 при ограниченных деформациях до 1,0 при свободных деформациях. В случае свободных деформаций на одном конце балки и ограниченных на другом значение коэффициентов принимают равным 0,7. В запас несущей способности допускается принимать значения $k_y = k_w = 1,0$;

$y_g = (y_a - y_s) - y_a$ и y_s – y координаты точки приложения нагрузки и центра кручения. Координаты положительны, если находятся в сжатой части сечения, и отрицательны в растянутой;

y_j – параметр, отражающий степень асимметрии поперечного сечения относительно оси x – x , равный нулю для сечений балок, симметричны относительно обеих осей. Параметр положителен, если при изгибе напряжения в поясе с наибольшим моментом инерции относительно оси y – y являются сжимающими.

$$y_j = 0,8\psi_f \frac{h_c}{2} \quad , \text{ если } \psi_f \geq 0; \quad (\text{Д.2})$$

$$y_j = \psi_f \frac{h_c}{2} \quad , \text{ если } \psi_f < 0, \quad (\text{Д.3})$$

$$\text{где } \psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}, \quad (\text{Д.4})$$

здесь I_{fc} – момент инерции относительно оси y – y сжатого пояса условного эквивалентного двутавра при изгибе относительно оси x – x (см. рисунок Д.1);

I_{ft} – момент инерции относительно оси y – y растянутого пояса условного эквивалентного двутавра при изгибе относительно оси x – x (см. рисунок Д.1);

h_c – расстояние между центрами тяжести поясов условного эквивалентного двутавра (см. рисунок Д.1).

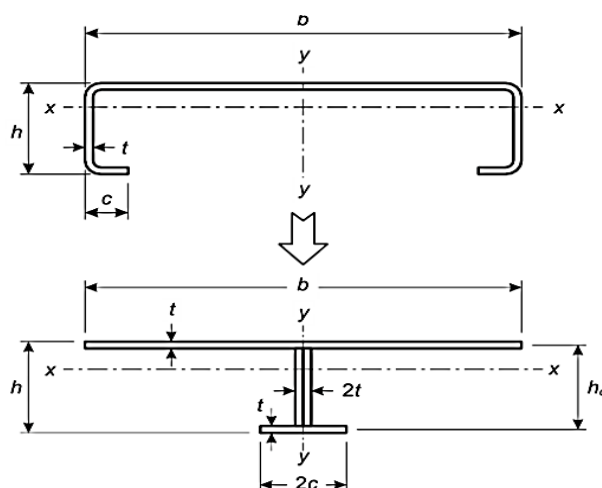
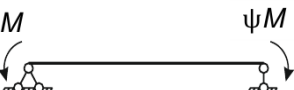
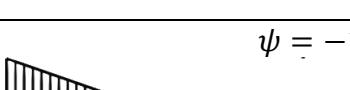


Рисунок Д.1 – Условное представление сечения с одной осью симметрии в виде двутавра для определения параметра y_j

Т а б л и ц а Д.1 – Коэффициенты C_1 , C_2 и C_3 для балок с изгибающей нагрузкой

Нагрузки и граничные условия	Эпюры моментов	k_y	C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,127 0,970	0,454 0,360	0,525 0,438
		1,0 0,5	1,348 1,050	0,630 0,480	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,040 0,950	0,420 0,310	0,562 0,539

Т а б л и ц а Д.2- Коэффициент C_1 и C_3 для балок с моментами на опорах

Нагрузки и граничные условия	Эпюры элементов	k_y	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi = 1$ 	1,0 0,5	1,00 1,05	1,000 1,019	
	$\psi = 0,75$ 	1,0 0,5	1,14 1,19	1,000 1,017	
	$\psi = 0,5$ 	1,0 0,5	1,31 1,37	1,000 1,000	
	$\psi = 0,25$ 	1,0 0,5	1,52 1,60	1,000 1,000	
	$\psi = 0$ 	1,0 0,5	1,77 1,86	1,000 1,000	
	$\psi = -0,25$ 	1,0 0,5	2,06 2,15	1,000 1,000	0,850 0,650
	$\psi = -0,5$ 	1,0 0,5	2,35 2,42	1,000 0,950	1,3-1,2 ψ_f 0,77 ψ_f
	$\psi = -0,75$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	1,000 0,850	0,55 ψ_f 0,33 ψ_f
	$\psi = -1$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	- ψ_f 0,125-0,7 ψ_f	- ψ_f 0,125-0,7 ψ_f
П р и м е ч а н и е – Для балок с моментами на опорах $C_2 \chi_g = 0$; $\psi_f = \frac{I_{f,c} - I_{f,p}}{I_{f,c} + I_{f,p}}$, где $I_{f,c}$ $I_{f,p}$ – момент инерции сжатых и растянутых полок относительно слабой оси у-у. Когда $\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1,0$, C_1 должен быть разделен на 1,05, но быть не менее 1,0.					

Приложение Е

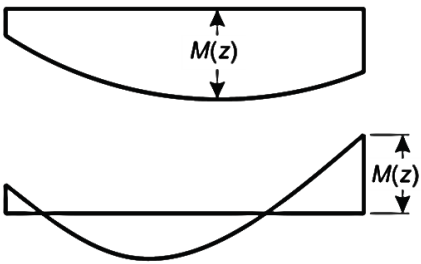
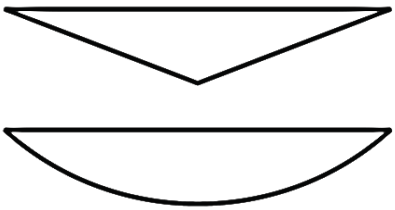
Коэффициенты взаимодействия k_{ij} , учитывающие совместное действие усилий в формулах взаимодействия для сечений, как подверженных, так и не подверженных деформациям кручения

Е.1 Метод 1

Т а б л и ц а Е.1 – Коэффициенты взаимодействия k_{ij}

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения, 4-й класс НДС	Вспомогательные обозначения:
k_{xx}	$C_{m,x} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	$\mu_x = \frac{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}{1 - \varphi_x \frac{N}{N_{cr,x}}}$ $\mu_y = \frac{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}{1 - \varphi_y \frac{N}{N_{cr,y}}}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_{g,x}}$ $C_{m,x} = C_{m,x,0} + (1 - C_{m,x,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}$ $C_{m,y} = C_{m,y,0}$ $C_{m,LT} = C_{m,x}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N}{N_{cr,y}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$ $\varepsilon_x = \frac{M_x}{N} \frac{A_{ef}}{W_{ef,x}}$ $N_{cr,x}$ – критическая сила плоской формы потери устойчивости по Эйлеру относительно оси x-x в упругой стадии для полного сечения; $N_{cr,y}$ – критическая сила плоской формы потери устойчивости по Эйлеру относительно оси y-y в упругой стадии для полного сечения; $N_{cr,T}$ – критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии; I_t – момент инерции полного поперечного сечения при свободном кручении; $I_{g,x}$ – момент инерции относительно оси x-x
k_{xy}	$C_{m,y} \cdot \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	
k_{yx}	$C_{m,x} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	
k_{yy}	$C_{m,y} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	

Т а б л и ц а Е.2 – Коэффициент $C_{m,i,o}$ перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов в таблице Е.1

Эпюра моментов	$C_{m,i,o}$
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{m,i,o} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N}{N_{cr,i}}$
	$C_{m,i,o} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i f_z }{l^2 M_i(z) } \right) \frac{N}{N_{cr,i}}$ где $M_i(z)$ – максимальный момент M_x или M_y; f_z – максимальный прогиб элемента по его длине
	$C_{m,i,o} = 1 - 0,18 \frac{N}{N_{cr,i}}$ $C_{m,i,o} = 1 - 0,03 \frac{N}{N_{cr,i}}$

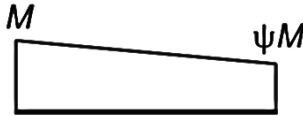
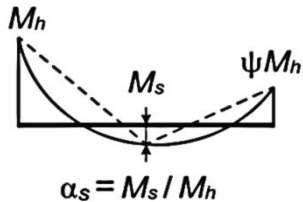
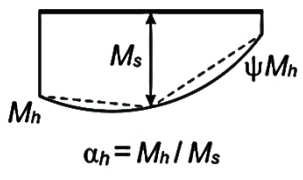
Е.2 Метод 2Т а б л и ц а Е.3 – Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для сечений, не чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Упругие свойства поперечного сечения ЛСТК
k_{xx}	Замкнутые прямоугольные двутавры	$C_{m,x} = \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_x \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right) \leq$ $\leq C_{m,x} = \left(1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right)$
k_{xy}		k_{xx}
k_{yx}		$0,8k_{xx}$
k_{yy}		$C_{m,y} = \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_x \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right) \leq$ $\leq C_{m,y} = \left(1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right)$

Т а б л и ц а Е.4 – Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для сечений, чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения ЛСТК
k_{xx}	k_{xx} из таблицы Е.3
k_{xy}	k_{xy} из таблицы Е.3
k_{yx}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_y}{(C_{m,LT} - 0,25)} \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right] \geq$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{m,LT} - 0,25)} \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right]$
k_{yy}	k_{yy} из таблицы Е.3

Т а б л и ц а Е.5 – Коэффициенты C_m перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов в таблицах Е.3 и Е.4

Эпюра моментов	Границы		$C_{m,x}, C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$	
			Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \alpha_s) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\alpha_s) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,5\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,5\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,5\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$
Примечания				
1 Для элементов, подверженных потере устойчивости, коэффициенты C_m следует принимать соответственно $C_{m,x} = 0,9$ или $C_{m,y} = 0,9$.				
2 $C_{m,x}, C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$ следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления следующим образом:				
коэффициент C_m				

Т а б л и ц а Е.6 – Максимальные значения коэффициентов взаимодействия

Коэффициент взаимодействия	Сечения ЛСТК
k_{xx}	$1,6C_{mx}$
k_{xy}	$1,6C_{my}$
k_{yx}	1,0
k_{yy}	$1,6C_{my}$