

Курулуштагы ченемдик документтер тутуму
КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЭРЕЖЕЛЕРИ

Система нормативных документов в строительстве
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

**ЖЕҢИЛ КОНСТРУКЦИЯЛАРДАН ТУРГАН ТЕЗ ТУРГУЗУЛЧУ
ИМАРАТТАР. ЖЕҢИЛ БОЛОТ ЖУКА ДУБАЛЧАЛУУ
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ (ЖБЖК) ЭСЕПТӨӨ
КР КЭ 31-108:2023**

**БЫСТРОВОВОЗВОДИМЫЕ ЗДАНИЯ ИЗ ЛЕГКИХ
КОНСТРУКЦИЙ. РАСЧЕТ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ
ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (ЛСТК)
СП КР 31-108:2023**

Расмий басылма
Издание официальное

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН МИНИСТРЛЕР КАБИНЕТИНЕ КАРАШТУУ
АРХИТЕКТУРА, КУРУЛУШ ЖАНА ТУРАК ЖАЙ-КОММУНАЛДЫК ЧАРБА БОЮНЧА
МАМЛЕКЕТТИК АГЕНТТИГИ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ АГЕНТСТВО АРХИТЕКТУРЫ, СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
ПРИ КАБИНЕТЕ МИНИСТРОВ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

БИШКЕК 2024

Сөз башы

1 Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетине караштуу архитектура, курулуш жана турак жай-коммуналдык чарба мамлекеттик агенттигинин алдындагы (Мамкурулуш) Жер титирөөгө туруктуу курулуш жана инженердик долбоорлоо мамлекеттик институту тарабынан ИШТЕЛИП ЧЫКТЫ

2 Мамкурулуштун архитектура жана техникалык ченемдөө башкармалыгы тарабынан КИРГИЗИЛДИ

3 Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетинин 2021-жылдын 25-июнундагы №44 токтому менен бекитилген Мамкурулуш жөнүндө жобонун негизинде Мамкурулуштун 2024-жылдын 29-январындагы № 18 буйругу менен БЕКИТИЛИП, 2024-жылдын 13-февралынан тартып ИШКЕ КИРГИЗИЛДИ

Мамкурулуштун уруксатысыз ушул курулуш эрежелеринин расмий басылма катары толугу менен же жарым-жартылай көчүрмөсүн жасоого, аларды тираждоого жана таратууга болбойт.

© Мамкурулуш, 2024

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, терминдер жана аныктамалар	2
3	Жалпы жоболор	2
4	Ийилүүчү жана кысылган элементтердин туруктуулугун баалоо	2
5	Устундун гофрленген дубалчалары	18
6	Борборлоштурулган, борбордон тышкары кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтердин дубалдары	24
7	Борбордук-, борбордон тышкары кысылган, кысылып ийилүүчү жана ийилүүчү элементтердин алкактык листтери (текчелери).....	42
A1	тиркемеси Ченемдик шилтемелер	46
A2	тиркемеси Терминдер жана алардын аныктамалары	47
Б	тиркемеси Борбордук, борбордон тышкаркы кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтердин туруктуулугун эсептөө үчүн коэффициенттер. Колонналардын эсептелген узундугунун коэффициенттерин аныктоо. Бир тепкичтүү колонналар	48
В	тиркемеси Устундарды туруктуулукка эсептөө үчүн фб коэффициенттери...	57
Г	тиркемеси Г.1 Кыйгач кесилиш элементтердин редуцияланган геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо ыкмалары	62
	Г.2 Катуулуктун узунунан кеткен элементтери менен бекемделген пластиналар	67
Д	тиркемеси Элементтердин туурасынан кесилишинин редуцияланган геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо ыкмалары	73

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЭРЕЖЕЛЕРИ

Курулуштагы ченемдик документтердин тутуму

**ЖЕҢИЛ КОНСТРУКЦИЯЛАРДАН ТУРГАН ТЕЗ ТУРГУЗУЛЧУ
ИМАРАТТАР. ЖЕҢИЛ БОЛОТ ЖУКА ДУБАЛЧАЛУУ
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ (ЖБЖК) ЭСЕПТӨӨ**

**Жеңил конструкциялардан турган тез тургузулчу имараттар.
Жеңил болот жука дубалчалуу конструкцияларды (ЖБЖК) эсептөө**

Rapidly constructed buildings from lightweight structures.
Calculation of light steel thin-walled structures (ltss)

Киргизүү датасы – 2024.02.13

1 Колдонуу чөйрөсү

1.1 Бул курулуш эрежелери турак жай, коомдук жана өндүрүштүк багыттагы тез тургузулчу имараттарды куруу үчүн колдонулуучу жеңил болот жука дубалчалуу конструкциялардын эсептөөлөрүн белгилейт, алардын курулушу имараттардын элементтерин тез чогултууга мүмкүндүк берүүчү болттор, бөрктөр менен же ширетүү менен бириктирилген жеңилдетилген панелдерди колдонуу аркылуу калыңдыгы 1,3 мм кем эмес жука болоттон жасалган ийилген тактадан конструкцияларды колдонуу менен жүргүзүлөт.

1.2 Курулуш эрежелери ийилүүчү жана кысылган элементтердин көтөрүү жөндөмүн жана туруктуулугун баалоо үчүн иштелип чыккан.

Элементтердин туурасынан кесилиштеринин редуцияланган геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо ыкмасы Г тиркемесинде берилди.

1.3 Бул курулуш эрежелери 31-07 КЧЖЭни өнүктүрүүгө иштелип чыккан.

2 Ченемдик шилтемелер, терминдер жана аныктамалар

Ушул курулуш эрежелеринде А1 тиркемесинде келтирилген ченемдик шилтемелер жана тизмеси А2 тиркемесинде берилген терминдер жана алардын аныктамалары колдонулган.

3 Жалпы жоболор

3.1 Имараттардын болот конструкцияларын долбоорлоо 31-07 КЧЖЭ жана 20-02 КЧЖЭ талаптарына жооп берилишине уруксат берилет.

3.2 ЖБЖК долбоорлоодо жана эсептөөдө ЭЖ 260.1325800 талаптарын колдонууга жол берилет.

4 Ийилүүчү жана кысылган элементтердин туруктуулугун баалоо

4.1 Ийилүүчү жана кысылган элементтердин туруктуулугун камсыз кылуу үчүн алар төмөнкүлөр менен бекемделишине уруксат берилет:

- дубалдын толук бийиктигине коюлган туурасынан негизги кырлары менен;

- туурасынан кеткен негизги жана узатасынан кеткен кырлары менен;

- туурасынан кеткен негизги жана ортоңку кыска кырлар жана узунунан кеткен кырлар менен (мында ортоңку кыска кырлар кысылган алкактар менен узунунан кеткен кырлардын ортосунда жайгашышы сунушталат).

Алкактар менен чектеш туурасынан кеткен негизги кырлардын ортосунда жайгашкан тик бурчтуу дубал бөлүктөрү (пластинкалар), адатта, туруктуулукка эсептелет. Мында текшерилүүчү пластинанын эсептелген өлчөмдөрү болуп төмөнкүлөр саналат:

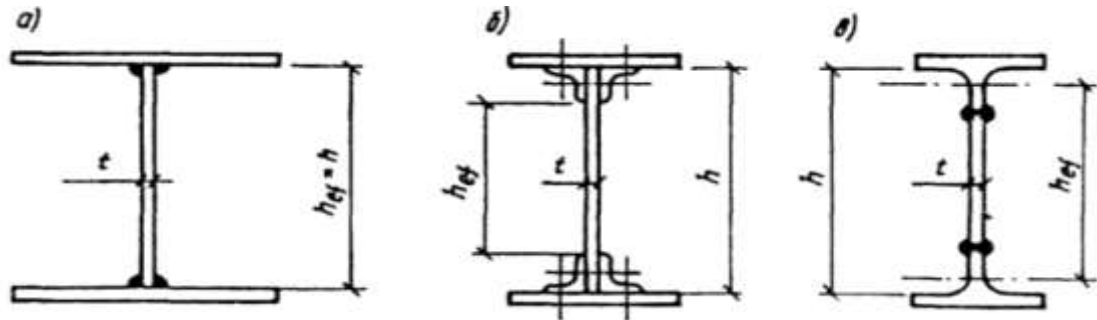
a – туурасынан кеткен негизги кырлардын окторунун ортосундагы аралык;

h_{ef} – дубалдын эсептелген бийиктиги (1-сүрөттү караңыз) ширетилген устундарда дубалдын толук бийиктигине барабар, жогорку бекем болттордогу алкак менен бириктирилген устундарда – устун огуна жакын алкак бурчтарынын четтеринин ортосундагы аралыкка, прокат профилдеринен турган устундарда ички тегеректердин башталыштарынын ортосундагы аралыкка, ийилген профилдерде (2-сүрөттү караңыз) – ойдундун четтеринин ортосундагы аралыкка;

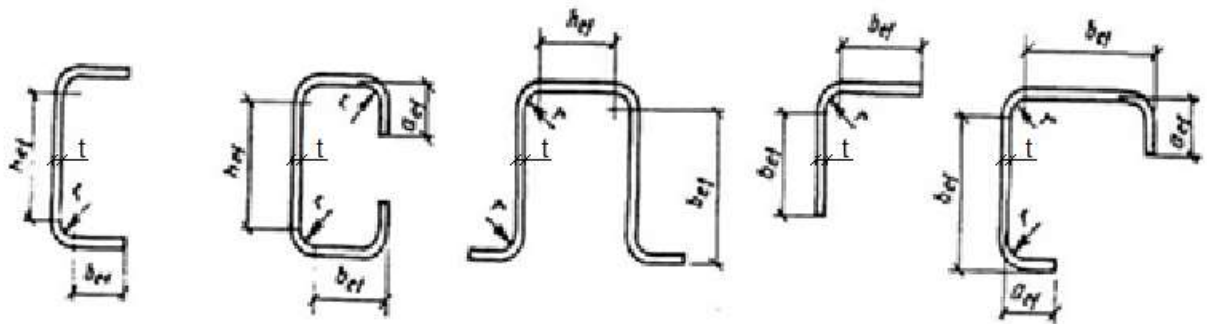
t – дубалдын калыңдыгы.

Дубалдын калыңдыгы 1,3 мм аз болгон учурда УС (уюмдардын стандарттары) же ТШ (техникалык шарттар) иштеп чыгуу сунушталат.

Э с к е р т ү ү – бул КЭде калыңдыгы 1,3 ммден 4 ммге чейин ЖБЖК каралат.



1-сүрөт – Курама устундун дубалынын эсептелген бийиктиги
а – тактадан ширетилген; б – жогорку бышык болттордо; в – тавр менен ширетилген



2-сүрөт – Ийилген профилдердин туурасынан кесилишинин схемалары

4.2 Устундардын дубалдарынын туруктуулугун эсептөөнү чыңалган абалдагы бардык компоненттерди эске алуу менен жүргүзүү сунушталат (σ , τ и σ_{loc}).

ϕ_b коэффициентин эске албастан, брутто кесилиши боюнча материалдын серпилгич иштөөсүнүн божомолунда σ , τ жана σ_{loc} чыңалууларын эсептөө сунушталат.

"Плюс" белгиси менен кабыл алынган дубалдын эсептелген чек арасындагы σ кысуучу чыңалуу жана τ орточо тийиштүү чыңалуу төмөнкү формула боюнча эсептелиши сунушталат:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y \quad (1)$$

$$\tau = \frac{Q}{I_x} S \quad (2)$$

мында h – дубалдын толук бийиктиги;

M жана Q – бөлүктүн ичиндеги учурдун жана туурасынан багытталган күчүнүн орточо мааниси; эгерде бөлүктүн узундугу анын эсептелген бийиктигинен көп болсо, анда M жана Q бөлүктүн бийиктигине барабар болгон

узундугу менен кыйла чыңалган участок үчүн эсептелиши сунушталат; эгерде бөлүктүн чегинде учур же туурасынан багытталган күч белгини өзгөртсө, анда алардын орточо маанилерин бир белги менен бөлүктүн участогунда эсептөө сунушталат.

Топтоштурулган жүктөмдөрдүн астында дубалда σ_{loc} жергиликтүү чыңалууну ($\gamma = 1,1$ болгондо) төмөнкү талаптарга ылайык аныктоо сунушталат.

Устундун дубалынын, анын ичинде туурасынан кеткен-гофрленген устундун бекемдигине эсептөө үчүн жогорку алкакка жүк колдонулган жерлерде, ошондой эле устундун катуулук кырлары менен бекемделбеген таяныч кесилиштеринде төмөнкү формула боюнча σ_{loc} жергиликтүү чыңалууну аныктоого уруксат берилет:

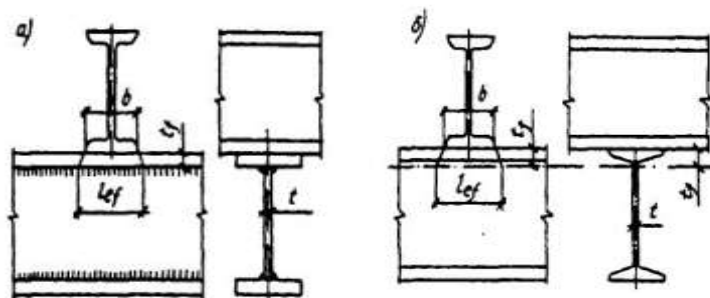
$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (3)$$

мында F – жүктөмдөрдүн эсептик мааниси (күчтүн);

l_{ef} – таянуу шарттарына жараша аныкталган жүктү бөлүштүрүүнүн шарттуу узундугу (4) формуласы боюнча аныкталат; таянуу учуруна 3-сүрөт боюнча.

$$l_{ef} = b + 2t_f \quad (4)$$

мында t_f – эгерде астыңкы устун ширетилген болсо, устундун үстүңкү алкагынын калыңдыгы (3-сүрөттү, а вариантын караңыз), же эгер астыңкы устун прокатталган болсо, текченин сырткы бетинен дубалдын ички тегеректөө башталышына чейинки аралык (3-сүрөттү, б вариантын караңыз).



3-сүрөт-устунга жүктү бөлүштүрүү узундугун аныктоо үчүн схемалар
 а-жалпак же туурасынан кеткен гофрленген дубалдары менен бурчу;
 б-прокатталган

Топтолгон жүк чоюлган алкакка коюлган бөлүктөрдө бир эле учурда σ жана τ же σ_{loc} жана τ чыңалуу абалынын эки компоненти гана эске алынышы сунушталат.

Бир тараптуу алкак тигиштерди устундарда колдонуу сунушталат, анда дубалдардын туруктуулугун текшерүүдө (5) формуланын сол тарабынын мааниси $\bar{\lambda}_w < 3,8$ болгондо $0,9 \gamma_c$ жана $\bar{\lambda}_w \geq 3,8$ болгондо γ_c жогору эмес.

4.3 эгерде формуланын (71) шарттарын 6.11-пунктта аткарууда дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ маанилерден ашпаса, устундардын дубалдарынын туруктуулугун текшерүү талап кылынбайт:

3,5-эки тараптуу алкак тигиштери бар устундарда жериндеги чыңалуу болбосо;

3,2-ошол эле, бир тараптуу алкак тигиштери менен устундарда;

2,5-эки тараптуу алкак тигиштери бар устундарда жериндеги чыңалуу болгондо.

Мында ушул курулуш эрежелеринин 4.10, 4.12 жана 4.13-пункттарынын талаптарына ылайык туурасынан кеткен негизги катуулук кырлары орнотулушу сунушталат.

4.4 Туурасынан кеткен негизги катуулук кырлары менен гана бекемделген симметриялык кесилиш устундарынын дубалдарынын туруктуулугун эсептөө, жериндеги чыңалуу ($\sigma_{loc}=0$) жана дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_w \leq 6$ жок болсо, төмөнкү формула боюнча аткарылышы сунушталат (5):

$$\sqrt{(\sigma \sigma_{cr})^2 + (\tau \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c \quad (5)$$

мында: γ_c – ушул эрежелердин 1-таблицасы боюнча кабыл алынган коэффициент;

4.4.1 Конструктивдүү элементтердин (динамика, алсыроо, жүктөм алдындагы кесилиш формаларынын бузулушу, төмөнкү температуралар, туруктуулукту жоготуу мүмкүндүгү) ишинин өзгөчөлүгүн эсепке алуу үчүн иштөө шарттарынын коэффициенти γ_c колдонулат, ал ченемдик каршылыкка көбөйтүлөт. Бул коэффициенттин мааниси МАМСТ 27751, КР КЧ 53-01 жана 1-таблица боюнча аныкталат.

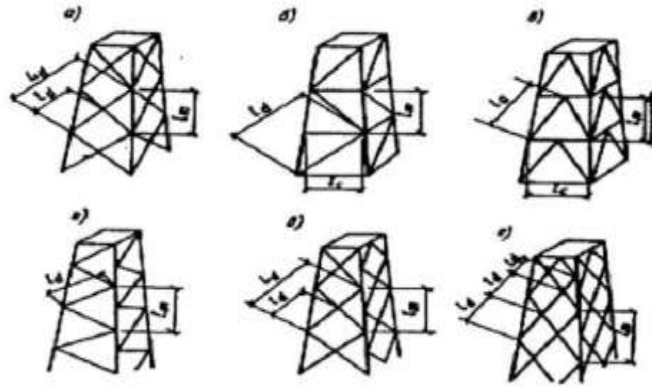
1-таблица

Конструкциялардын элементтери	Иштөө шарттарынын коэффициенти γ_c
1. Жалгыз ийилген профилден устундар жана аралыктар C-, Z- жана Σ - түрүндөгү кесилиш	0,95
2. C- жана Σ кесилиш түрүндөгү кош профилден колонналар жана тирөөчтөр	0,95

1-таблицанын уландысы

Конструкциялардын элементтери	Иштөө шарттарынын коэффициенти γ_c
3. Кош швеллер тирөөчтөн кысылган жана борборунан тышкары кысылган колонналар.	
4. Узун элементтер (кормелер, тартуу, сокмо жана асма)	0,80
5. С- жана Σ кесилиш түрүндөгү кош профилден фермалардын кысылган элементтери	0,90
6. Симметриялык эмес кесилиштердин аралыгы	0,90
7. Туруктуулукту эсептөөдө алкаксыз текчелери менен кош бурчтуу торчолуу конструкциялардын кысылган тавр элементтери	0,75
8. Алкаксыз текчелери менен жалгыз бурчтардын кысылган элементтери	
9. Өзөктөрдүн кысылган курчоолорун жана учурдун мейкиндик кыймылынан борбордон тышкары кысылган өзөктөрдү бошотуучу байланыштарды, кергичтерди, катуу төшөлмөлөрдү, планкаларды бекитүү	0,85
10. Устундардын бекитилбеген дубалчаларынын жана аралыктардын таяныч же курчоолорго тиркелген жергиликтүү жүктөмдүн таасирлерине туруктуулугу	0,85
11. Кесүүчү, суурума болттордо, өз алдынча кесүүчү болттордо жана чың мыктарда (дюбель) иштөөчү туташтыруулар: - калыңдыгы 0,7 мм. чейин темир барагын кысуу - калыңдыгы 2,0 мм. чейин темир барагын кысуу - бөрктүн, же пресс-шайбанын айланасында темир барагын бөлүү темир барагынан турган негизден винтти сууруу	0,8 0,85 1,05 1,05
Эскертүү – $\gamma_c < 1$ коэффициенти эсептөөдө чогуу эске алууга болбойт.	

4.4.2 ЖБЖКны бекитүүнүн башка түрлөрү Д тиркемесинде берилди



4-сүрөт – Мейкиндиктеги торчолуу конструкцияларынын схемалары
 а, б, в – чектеш беттеринде түйүндөр менен бириктирилген; г, д, е – чектеш
 беттеринде түйүндөр менен бириктирилбеген;

(5) формуласында σ_{cr} жана τ_{cr} маанилери (6) жана (7) формулалары боюнча аныкталат:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\lambda^2 w} \quad (6)$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda^2 e_f} \quad (7)$$

(6) формуласында c_{cr} коэффициентин төмөнкүдөй кабыл алуу уруксат берилет: ширетилген устундар үчүн – (8) формула боюнча аныкталуучу δ коэффициентинин маанисине жараша 2-таблица боюнча

2-т а б л и ц а – c_{cr} коэффициентини

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right) \quad (8)$$

мында b_f жана t_f – тиешелүүлүгүнө жараша устундун кысылган алкагынын туурасы жана калыңдыгы;

β – 3-таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициент;

жогорку бекем болттордогу устундар үчүн $c_{cr} = 35,2$.

Кысылган алкактын иштөө шарттары		β
Устундар	Плиталардын үзгүлтүксүз таянган учурда	∞
	Башка учурларда	0.8

(7) формулада $\bar{\lambda}_{ef}$ (9) формула боюнча аныкталат

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (9)$$

мында d – тактачанын азыраак тарабы (h_{ef} же a);

μ – тактачанын көбүрөөк тарабынын азыраак тарабына катышы.

4.5 $\sigma_{loc} = 0$ жеринде чыңалуу жок болгон учурда жана $\tau \leq 0,9 R_s$, $A_f / A_w \geq 0,25$, $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$ учурда пластикалык деформациялардын өнүгүшүн эске алуу менен кайчылаш кесилиш устундарынын дубалдарынын туруктуулугуна эсептөө төмөнкү формуласы боюнча жүргүзүлүшүнө уруксат берилет

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t (A_1 / A_w + \alpha) \quad (10)$$

мында $\alpha = 0,24 - 0,15 (\tau / R_s)^2 - 8,5 \times 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$;

Бул жерде γ_c – 1-таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициент, ал эми τ - (2) формула боюнча аныкталсын.

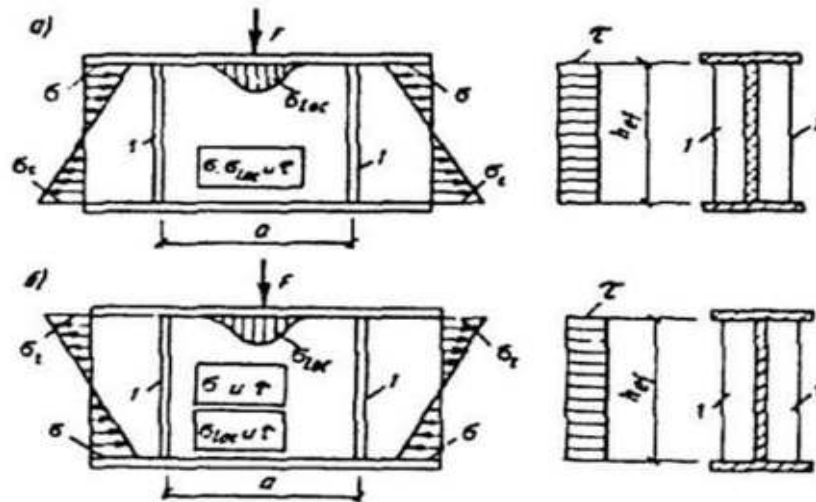
4.6 Туурасынан кеткен негизги катуулук кырлары менен гана бекемделген кайчылаш кесилиш устундарынын дубалдарына туруктуулукту эсептөө (5-сүрөттү караңыз) $\sigma_{loc} \neq 0$ жеринде чыңалуу болгон учурда төмөнкү формула боюнча аткарууга уруксат берилет

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (11)$$

мында γ_c – 1-таблица боюнча кабыл алууга уруксат берилет;

σ , σ_{loc} ; τ – 4.2-п. ылайык аныкталат.

τ_{cr} – (7) формула боюнча аныкталат.



5-сүрөт – (1) негизги туурасынан кеткен катуулук кырлары менен бекемделген устундун схемасы

а – топтоштурулган жүк F кысылган алкакка коюлат; б – ошондой эле чоюлган алкакка

(11) формулада σ_{cr} , $\sigma_{loc, cr}$ маанилери төмөнкү формула боюнча аныктоого уруксат берилет:

а) $a/h_{ef} \leq 0,8$, σ_{cr} болгондо (6) формула боюнча аныкталат, ал эми $\sigma_{loc, cr}$ төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$\sigma_{loc, cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \tag{12}$$

мында c_1 – (8) формула боюнча эсептелүүчү, δ маанисине жана a/h_{ef} катышына жараша 4-таблица боюнча ширетилген устундар үчүн кабыл алынуучу коэффициент, ал эми жогорку бекем болттордогу устундар үчүн – 4 а таблица боюнча;

$\bar{\lambda}_a$ – төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{l} \sqrt{R_y / E} \tag{13}$$

4- т а б л и ц а

δ	с1 с1 мааниси, a / h_{ef} учурда ширетилген устундар үчүн бирдей								
	$\leq 0,5$	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1,6	1.8	$\geq 2,0$
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

4а- т а б л и ц а

a / h_{ef}	0.5	0.6	0,8	1,0	1.2	1,4	1.6	1,8	2,0
c_1	13.7	15,9	20.8	28.4	38,7	51,0	64,2	79,8	94.9

Эгерде чоюлган алкакка күч келсе, анда (8) формула боюнча δ коэффициентин аныктоодо σ_{loc} жана τ гана эске алуу менен дубалды эсептөөдө b_f жана t_f деп тиешелүү түрдө жүк келтирилген чоюлган алкактын туурасын жана калыңдыгын кабыл алууга уруксат берилет;

б) $a/h_{ef} > 0,8$ болгондо жана σ_{loc} / σ катыштары 5-таблицада көрсөтүлгөн маанилерден көп,

σ_{cr} - төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\lambda^2_w} \tag{14}$$

мында c_2 – 6-таблица боюнча аныкталуучу коэффициент;

$\sigma_{loc, cr}$ – (12) формула боюнча, мында $a / h_{ef} > 2$ болгондо $a = 2h_{ef}$ кабыл алуу уруксат берилет;

в) $a / h_{ef} > 0,8$ болгондо $\sigma_{loc, cr} / \sigma$ катышы 5 таблицада көрсөтүлгөн маанилерден көп эмес;

σ_{cr} – (6) формула боюнча;

$\sigma_{loc, cr}$ – (12) формула боюнча, (12) формуладагы жана 4-таблицадагы λ_a эсептөөдө a ордуна $0,5a$ коюу менен;

Баардык учурларда, τ_{cr} бөлүктүн чыныгы өлчөмдөрү боюнча эсептелишине уруксат берилет.

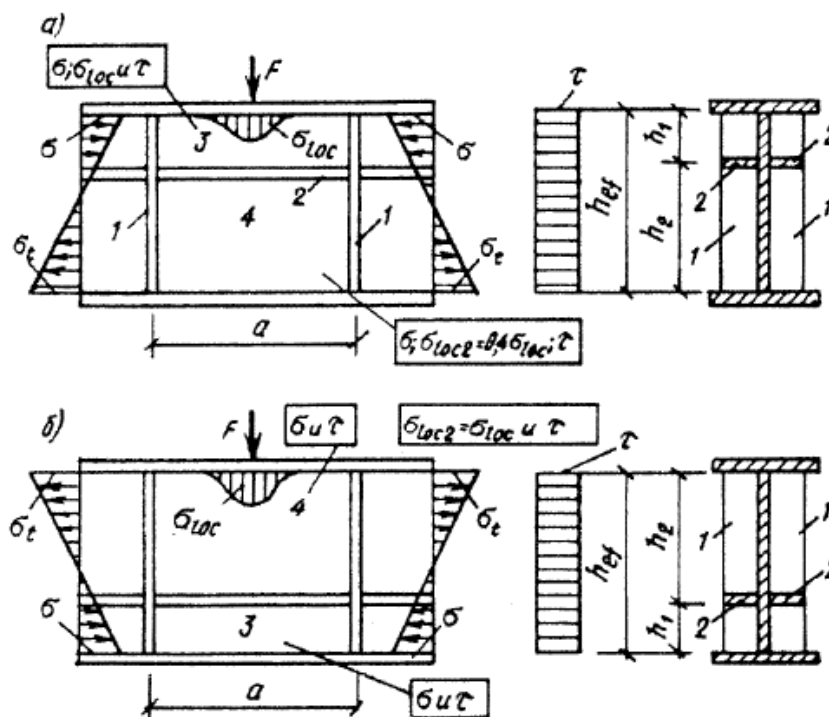
5-т а б л и ц а

Устундар	δ	σ_{loc}/σ болгондо a / h_{ef} , чектик маанилери							
		0.8	0,9	1.0	1,2	1,4	1.6	1.8	>2,0
Ширетилген	< 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	6	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	>30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
Жогорку бекем болттордо	-	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

6-та б л и ц а

a / h_{ef}	<0,8	0,9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	$\geq 2,0$
c_2	2-таблица боюнча, т.а. $c_2 = c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

4.7 Туурасынан кеткен негизги кырлардан тышкары бир узунунан катуулоочу кыр менен бекемделген, бөлүктүн эсептелген (кысылган) чегинен h_1 аралыкта жайгашкан (6-сүрөттү караңыз) кайчылаш кесилиштин устунунун дубалында, бул кыр бөлүктү бөлүп турган эки плитаны өзүнчө эсептөө сунушталат:



6-сүрөт - туурасынан кеткен негизги кырлар жана узунунан катуулоочу кыр менен бекемделген устундун схемасы

- а) топтолгон жүк F кысылган алкакка коюлган;
- б) ошондой эле, чоюлганга;
- 1 – туурасынан кеткен негизги катуулук кыр;
- 2 – узунунан кеткен негизги катуулук кыр;
- 3 – кысылган алкак пластинка;
- 4 – чоюлган алкактагы пластинка.

а) төмөнкү формула боюнча кысылган алкак менен узунунан кеткен кырлардын ортосунда жайгашкан 3-пластинка

$$\sigma / \sigma_{cr1} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr1} + (\tau / \tau_{cr1})^2 \leq \gamma_c \quad (15)$$

мында γ_c – 1-таблица боюнча кабыл алууга сунушталат, ал эми σ , σ_{loc} жана τ – 4.2-п. талаптарына ылайык аныкталат.

σ_{cr1} жана $\sigma_{loc, cr1}$ маанилери (16, 17, 18 жана 19) формулалары боюнча аныкталат:

$$\sigma_{loc} = 0 \quad \sigma_{cr1} = \frac{4,76}{1 - h_1 / h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2} \quad \text{болгондо} \quad (16)$$

$\sigma_{loc} \neq 0$ жана $\mu_1 = \alpha / h_1 \leq 2$ болгондо, мында
$$\bar{\lambda}_1 = \frac{h_1}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\sigma_{cr1} = \frac{1,19\psi}{1 - h_1 / h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}; \quad (17)$$

$$\sigma_{loc,cr1} = (1,24 + 0,476\mu_1) \psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \quad (18)$$

где:
$$\left. \begin{aligned} \psi &= \left(\mu_1 + \frac{1}{\mu_2} \right)^2 \\ \bar{\lambda}_a &= \frac{\alpha}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Эгерде $\alpha / h_1 > 2$ болсо, σ_{cr1} жана $\sigma_{loc, cr1}$ эсептөөдө $a = 2h_1$ кабыл алуу сунушталат; ага текшерилүүчү пластинканын өлчөмдөрүн коюу менен (7) формула боюнча τ_{cr1} аныктоого уруксат берилет;

б) узунунан кеткен кыр менен чоюлган алкактын ортосунда жайгашкан 4-пластинка, төмөнкү формула боюнча:

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1 - 2h_1 / h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2} \leq \gamma_c. \quad (20)$$

$$\sigma_{cr2} = \frac{5,43}{(0,5 - h_1 / h_{ef})^2} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (21)$$

$\sigma_{loc, cr2} - a / h_{ef}$ катышынын маанисин $a/(h_{ef} - h_1)$ маанисине алмаштыруу менен $\delta = 0,8$ болгондо 4-таблица жана (12) формула боюнча аныктоо сунуш кылынат;

τ_{cr2} – ага текшерилүүчү пластинканын өлчөмдөрүн коюу менен (7) формула боюнча аныктоо сунуш кылынат;

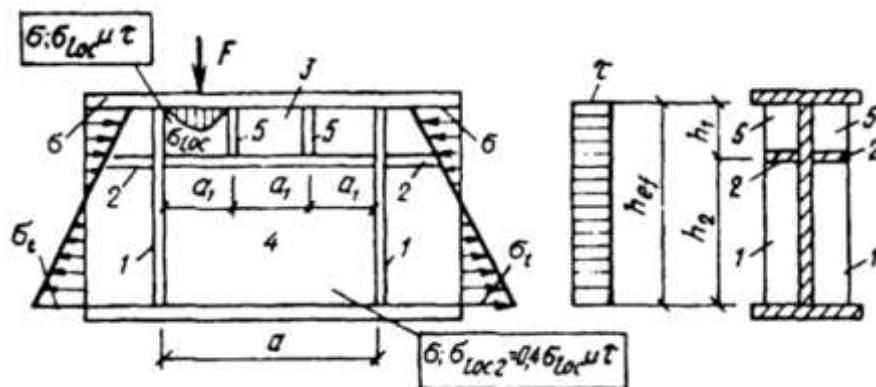
$\sigma_{loc2} = 0,4 \sigma_{loc}$ –кысылган алкакка жүк коюлган учурда (6 а сүрөтүн караңыз)

$\sigma_{loc2} = \sigma_{loc}$ – чоюлган алкакка жүк коюлган учурда (6 б сүрөтүн караңыз)

γ_c – коэффициентти 1-таблица боюнча кабыл алуу сунуш кылынат.

4.8 3- пластинканы кошумча кыска туурасынан кеткен кырлар менен бекемдегенде аларды узунунан кеткен кырга чейин жеткирүүгө уруксат берилет (7-сүрөттү караңыз).

Бул учурда, 3-пластинканы эсептөө (15) - (19) формулалары боюнча жүргүзүлүшү сунушталат, анда a чондугу a_1 менен алмаштырылышы сунушталат, мында a_1 чектеш кыска кырлардын окторунун ортосундагы аралык (7-сүрөттү караңыз). 4-пластинканы эсептөө 4.7-п. б талаптарына ылайык жүргүзүлүшүнө уруксат берилет.



7-сүрөт – туурасынан кеткен негизги катуулук кырлары (1), дубал бөлүгүнүн кысылган алкактагы пластинкага жана (3) жана чоюлган алкактагы (4) пластинкасына бөлгөн узунунан кеткен катуулук кырлары (2), ошондой эле кыска катуулук кырлары (5) менен бекемделген устундун схемасы

4.9 Асимметриялык кесилиш устундарынын (бир кыйла өрчүгөн кысылган алкак менен) дубалдарынын туруктуулугунун эсептөө төмөнкү өзгөртүүлөрдү эске алуу менен 4.4, 4.6 – 4.8-пунктчалардын формулалары боюнча аткарылышы сунушталат:

туурасынан кеткен катуулук кырлары менен гана бекемделген дубалдар үчүн (6) жана (14) формулаларында жана 6-таблица h_{ef} мааниси нейтралдуу октон бөлүктүн эсептик (кысылган) чегине чейинки эки эселенген аралыкка барабар кабыл алынышы сунушталат. $a / h_{ef} > 0,8$ жана $\sigma_{loc} \neq 0$ болгондо σ_{loc} / σ маанисине

карабастан 4.6 б жана 4.6 в -пунктчаларында көрсөтүлгөн эки эсептөөнү аткаруу сунушталат;

кысылган зонада жайгашкан кайчылаш кырлар жана узунунан кеткен бир кыр менен бекемделген дубалдар үчүн:

а) (16), (17), жана (20) формулаларда h_1/h_{ef} ордуна

$$\frac{\alpha h_1}{2h_{ef}} \text{ коюу сунушталат}$$

б) (21) формулада $(0,5 - h_1/h_{ef})$ ордуна $\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}}\right)$ коюу сунушталат.

Бул жерде $\alpha = (\sigma - \sigma_t) / \sigma$, мында σ_t – бөлүктүн эсептик чегиндеги четки чоюлган чыңалуу (“минус” белгиси менен).

Өрчүгөн чоюлган (жүктөлбөгөн) алкак учурда σ жана τ чыңалууларынын бир эле мезгилде аракетин менен туруктуулугуна эсептөө (51) формула боюнча жүргүзүүгө уруксат берилет.

4.10 Эгерде $\bar{\lambda}_w$ устундун капталдарынын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн мааниси кыймылдуу жүк болбогондо 3,2 жана устундун алкагында кыймылдуу жүк болгондо 2,2 ашса, устундардын капталдары туурасынан кеткен катуулук кырлары менен бекемделишине уруксат берилет.

Негизги кайчылаш кырлардын ортосундагы аралык $\bar{\lambda}_w > 3,2$ болгондо $2h_{ef}$ жана $\bar{\lambda}_w < 3,2$ болгондо $2,5h_{ef}$ ашпоосуна уруксат берилбейт.

Устундун дубалы 4.4, 4.6-4.9-пунктчалары боюнча текшерүүлөрдү канааттандырган жана устундун жалпы туруктуулугу төмөнкү талаптардын аткарылышы менен камсыз кылынган шартта, жогоруда көрсөтүлгөн кырлардын ортосундагы аралыктан $3h_{ef}$ маанисине чейин ашып кетүүгө уруксат берилет, мында кысылган алкак үчүн l_{ef}/b мааниси жогорку алкакка берилген жүк үчүн 7-таблицадагы формулалар боюнча аныкталган маанилерден ашпоосу сунушталат.

- устундун туруктуулугун текшерүү талап кылынбайт:

а) туташ катуу настил аркылуу жүктү өткөргөн учурда, кысылган алкакка үзгүлтүксүз таянган жана аны менен бекем байланган (жалпак профилдүү металл настил, толкундуу болот ж. б.);

б) керилген алкактын туурасы кысылган курдун туурасынан 0,75 кем эмес болгон, кыйла өрчүгөн кысылган алкак менен жана кайчылаш эки тавр менен кесилишкен устун үчүн 7-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу маанилерден ашпаган b кысылган алкагынын туурасына карата l_{ef} устунунун эсептик узундугунун катышы учурунда.

7-таблица

Жүк коюлган жер	Прокаттык жана ширетилген устундардын туруктуулугун эсептөө талап кылынбаган эң чоң l_{ef}/b мааниси ($1 \leq h/b < 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$ болгондо)
Жогорку алкакка	$l_{ef}/b = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Төмөнкү алкакка	$l_{ef}/b = \left[0,57 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,92 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Байланыштын ортосундагы устундун бөлүгүн же таза ийилүүнү эсептөөдө жүктү колдонуу деңгээлине карабастан	$l_{ef}/b = \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
<p>7-таблицада кабыл алынган белгилөөлөр:</p> <p>b жана t – кысылган алкактын туурасы жана калыңдыгы;</p> <p>h – а алкактык такталардын окторунун ортосундагы аралык (бийиктик).</p> <p>Эскертүүлөр</p> <p>1. Жогорку бекем болттордо алкактык бириктирүүлөрү бар устундар үчүн 7-таблицанын формулалары боюнча алынган l_{ef}/b маанилерин 1,2 коэффициентке көбөйтүү сунушталат.</p> <p>2. 7-таблицанын формулаларындагы $b/t < 15$ катышы менен устундар үчүн $b/t = 15$ кабыл алуу сунушталат.</p>	

Кысылган алкакты горизонталдык тегиздикте бекитүү, адатта, иш жүзүндөгү же шарттуу туурасынан кеткен күч менен эсептелет. Бул учурда, шарттуу туурасынан кеткен күчүн төмөнкүдөй аныктоо сунушталат:

кысылган курамдуу конструктивдик туташтыруучу элементтерин (планкаларды, торчолорду, эки тавр сымал узунунан жана туурасынан кеткен гофрленген дубалдарын) эсептөө өзөктүн бүткүл узундугу боюнча туруктуу кабыл алынуучу жана (22) формула боюнча аныкталуучу Q_{fic} шарттуу туурасынан кеткен күчкө аткарылуусу сунуш кылынат

$$Q_{fic} = 7,15 \times 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi, \tag{22}$$

мында N – курамдуу өзөктөгү узунунан кеткен аракет;

φ – бириктирүүчү элементтердин тегиздигиндеги курама өзөк үчүн алынган узунунан ийилүү коэффициенти.

Q_{fic} шарттуу туурасынан кеткен күчтү бөлүштүрүү сунушталат:

- туруктуулукту текшерүү жүргүзүлүп жаткан огуна перпендикуляр тегиздикте жаткан планкалардын (торлордун) ортосунда бирдей болгон бириктирүүчү планкалар (торлор) гана болгондо;

- туташ тактаны жана бириктирүүчү планкалар (торчолор) болгондо - баракка параллель тегиздикте жаткан планкалардын (торчолордун) жана тактанын ортосунан экиге бөлүнөт;

- тең жактуу үч тараптуу курама өзөктү эсептөөдө бир тегиздикте жайгашкан туташтыруучу элементтердин системасына туура келген шарттуу туурасынан кеткен күч $0,8Q_{fic}$ барабар кабыл алуу сунушталат;

- (22) формула боюнча айрым чекиттерге бекитилгенде, анда $\lambda = l_{ef}/i$ ийкемдүүлүгү боюнча φ аныкталуусу сунушталат (бул жерде i – горизонталдык тегиздикте кысылган алкактын кесилишинин инерция радиусу), ал эми N (23) формула боюнча эсептелиши сунушталат;

$$N = (A_f + 0.25 A_w)R_y \quad (23)$$

- формула боюнча үзгүлтүксүз бекитилгенде

$$q_{fic} = 3 Q_{fic}/l \quad (24)$$

мында q_{fic} – устундун алкагынын узундугу бирдигине шарттуу туурасынан кеткен күч;

Q_{fic} – формула боюнча аныкталуучу шарттуу туурасынан кеткен күч, мында $\varphi = 1$ кабыл алынышы, ал эми N – (23) формула боюнча аныкталышы сунушталат.

Чоң кыймылсыз топтолгон жүктөр колдонулган жерлерге жана тирөөчтөргө туурасынан кеткен кырлар орнотулушу сунушталат.

Туурасынан кеткен кырлар менен гана бекитилген дубалда, алардын b_h чыгып турган бөлүгүнүн туурасы эки тараптуу кайчылаш кырлар үчүн $h_{ef}/30+40$ мм кем эмес болуусу, бир тараптуу кыр үчүн $h_{ef}/24+50$ мм кем эмес;

t_s кырынын калыңдыгы $2b_h\sqrt{R_v/E}$ кем эмес болуусу сунушталат.

Устундардын дубалчаларын канат менен дубалга ширетилген жалгыз бурчтардан бир жактуу туурасынан кеткен катуулук кырлары менен бекемдөөгө жол берилет. Мындай кырлардын инерция моменти, дубалдын чети менен эң жакын кырына дал келген огуна карата эсептелгенде, эки тараптуу кайчылаш кырына караганда кем болбоосу сунушталат.

4.11 Дубалды бир узунунан кеткен кыр менен бекемдөөдө кырлардын J_s кесилиштеринин зарыл болгон инерция моменттерин аныктоо сунушталат:

кайчылаш кырлар үчүн төмөнкү формула боюнча:

$$J_s = 3h_{ef} t^3 \tag{25}$$

узунунан кеткен кыр үчүн – анын чектик маанилерин эсепке алып, 8-таблицанын формуласы боюнча.

8-т а б л и ц а

h_l/h_{ef}	Узунунан кеткен кырга кесилишинин инерциясынын зарыл учуру	Чектик маанилери	
		минималдык $J_{sl, min}$	максималдык $J_{sl, max}$
0,20	$(2.5-0,5a / h_{ef}) a^2 t^3 / h_{ef}$	$1,5 h_{ef} t^3$	$7 h_{ef} t^3$
0,25	$(1.5-0,4a / h_{ef}) a^2 t^3 / h_{ef}$	$1,5 h_{ef} t^3$	$3,5 h_{ef} t^3$
0,30	$1,5 h_{ef} t^3$	-	-

Э с к е р т ү ү – J_{sl} эсептөөдө h_l/h_{ef} аралык маанилери үчүн сызыктуу интерполяцияга жол берилет.

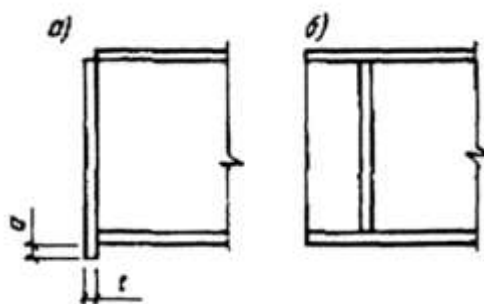
Капталдын бир жагына узунунан жана туурасынан кеткен кырларды жайгаштырууда алардын ар биринин кесилиштеринин инерция моменттери капталдын четине эң жакын кыры менен дал келген огуна карата эсептелет.

Туурасынан кеткен жана узунунан кеткен катуулук кырларынын чыгып турган бөлүгүнүн минималдуу өлчөмдөрү 4.10-пункттун талаптарына ылайык кабыл алынышы сунушталат.

4.12 Орнотмонун үстүндөгү курама кесилиш устундун дубалынын бөлүгү, анын катуулук кырлары менен бекемделгенде, таяныч реакциясы жүктөлгөн тирөөч катары тегиздиктен узунунан ийилүүгө эсептелиши сунушталат. Бул тирөөчтүн эсептелген кесилишине катуулуктун кыры жана кырлардын ар бир тарабынын $0,65t\sqrt{E/R_p}$ с туурасы менен дубал тилкеси кириши сунушталат. Орнотмонун эсептелген узундугу дубалдын бийиктигине барабар болушу сунушталат.

Таянычтын төмөнкү учтары (8-сүрөттү караңыз) кертилген же тыгыз бүгүлүп же устундун төмөнкү алкагына ширетилиши сунушталат. Таяныч реакциясынын аракетин учурунда бул кесилиштердеги чыңалуу төмөнкүлөрдөн ашуусуна уруксат берилбейт: биринчи учурда (8 а- сүрөттү караңыз) - $a < 1,5 t$ болгондо прокат болоттун R_p майыгышуусуна жана R_y кысылуушуна, ал эми экинчи учурда R_p майыгышуусуна (8 б сүрөттү караңыз) эсептелген каршылыгы.

Тирөөч кырдын устундун төмөнкү алкакка ширетүүдө ширетүүчү тигиштер таяныч реакциясынын таасири адатта, эсепке алынат.



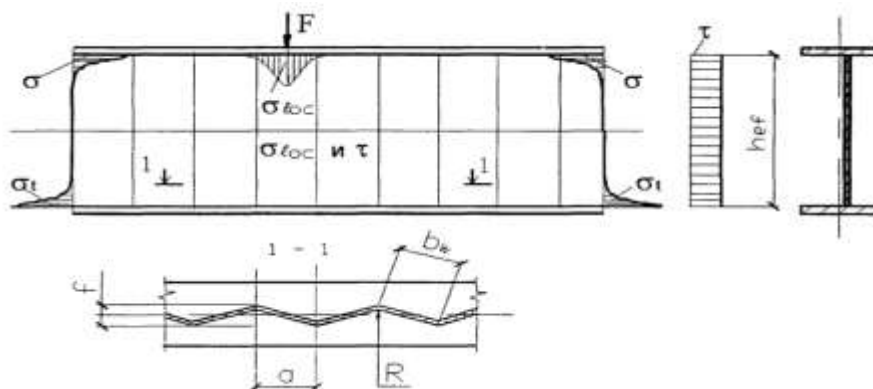
8-сүрөт – катуулук таяныч кырынын түзүлүшүнүн схемасы

а – капталын сүргүлөө колдонуу менен; б-капталдан алыс, төмөнкү алкакка бекем жантайып же ширетилген.

4.13 Топтолгон жүктүн жогорку алкагына карата колдонулган жерде жайгашкан бир тараптуу катуулук кыры дубалдын орто тегиздигинен орнотмонун эсептелген кесилишинин оордук борборуна чейинки аралыкка барабар эксцентриситет менен кысылган орнотмо катары эсептелиши сунушталат. Бул орнотмонун эсептелген кесилишине катуулуктун кырынын кесилиши жана кырлардын ар бир тарабынын туурасы $0,65t\sqrt{E/R_v}$ болгон дубал тилкелери камтылышына уруксат берилет. Орнотмонун эсептелген узундугу дубалдын бийиктигине барабар болушу сунушталат.

5 Устундун гофрленген дубалчалары

5.1 Алардын туруктуулугун жогорулатуу жана металл сыйымдуулугун азайтуу үчүн устундардын дубалдары устундардын узунунан турган огуна карата туурасынан кеткен гофрленген болоттон жасалышы сунушталат (9-сүрөттү караңыз).



9-сүрөт – Гофрленген дубалчасы менен устундун схемасы

Алкактар менен гофр чокуларынын ортосунда камтылган гофрленген дубалдын тик бурчтуу бөлүктөрү (пластинки) жериндеги туруктуулукка эсептелиши сунушталат. Бул учурда, текшерилип жаткан пластинканын эсептелген параметрлери төмөнкүлөр болуп саналат:

a – гофр аралыктары; $R = 5 t_w$ – тегеректөө радиусу; b_w – гофр панелинин туурасы;

h_{ef} – дубалдын болжолдуу бийиктиги (1-сүрөттү караңыз), гофрленген дубал менен ширетилген устундарда дубалдын толук бийиктигине барабар – h_w ;

t_w – гофр дубалдарынын калыңдыгы.

Алкак менен чектеш туурасынан кеткен негизги катуулаткычтардын (ортоңку же акыркы) ортосунда камтылган гофрленген дубалдын (пластинанын) тик бурчтуу бөлүктөрү, жалпы туруктуулукка эсептелиши сунушталат.

Бул учурда, текшерилип жаткан пластинканын эсептелген параметрлери төмөнкүлөр болуп саналат: h_w , b_w , t_w жана f - гофр толкундарынын бийиктиги.

5.2 Гофрленген устундардын дубалдарынын туруктуулугун эсептөө төмөндө көрсөтүлгөн чыңалган абалынын компоненттерин эске алуу менен жүргүзүлүшү сунушталат:

$\tau_{xy, \max}$ – (26) формуласы боюнча чыгарылган эсептелген жүктөн устундун дубалындагы максималдуу тийишүү чыңалуусу

$$\tau_{x,y, \max} = Q_{\max} / (h_w t_w \gamma_{wc}) \quad (26)$$

мында Q_{\max} – устундагы максималдуу туурасынан кеткен күч;

$\gamma_{wc} = 0,9$ – кесилишке кайчылаш гофрленген дубалдын иштөө шарттарынын коэффиценти;

σ_{loc} – топтолгон жүктүн астында туурасынан кеткен гофрленген дубалдагы локалдык чыңалуу (кысылган же чоюлган алкакка колдонулат; σ_{loc} 4.2-пункттун талаптарына ылайык аныкталат.

5.3 Локалдык чыңалуу жок болгон учурда ($\sigma_{loc} = 0$) кайчылаш кесилиштин устундарынын дубалчаларынын гофр панелинин жериндеги туруктуулугуна эсептөөнү (27) формула боюнча эсептөө сунушталат.

$$\tau_{x,y, \max} / \tau_{p,cr} \leq \gamma_c \quad (27)$$

мында $\tau_{p,cr}$ – гофр панелинин туруктуулугунун жериндеги жоготуусунун критикалык тийишүү чыңалуусу. Гофр панелинин туруктуулугунун жериндеги жоготуусунун критикалык тийишүү чыңалуусун багыттаган үч бурчтуу сызыктуу контурлуу гофрлер үчүн төмөнкү формула боюнча аныкталышы сунушталат

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_S}{\bar{\lambda}_c^2} \quad (28)$$

мында $\bar{\lambda}_c$ – гофр панелинин шарттуу ийкемдүүлүгүн формула боюнча эсептөө сунушталат

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (29)$$

$C_{p,cr}$ – дубалдын бийиктиги жана гофр панелдин туурасынын катышына жараша 9-таблицада алынган коэффициент (h_w/b_w):

9- Таблица

h_w/b_w	1	2	3	5	∞
$C_{p,cr}$	9,34	6,47	6,04	5,71	5,34

5.4 Локалдуу чыңалуу жок болгон учурда кайчылаш кесилиш устундарынын туурасынан кеткен гофрленген дубалынын жалпы туруктуулугун эсептөө ($\sigma_{loc} = 0$) бул формула боюнча эсептөө сунушталат

$$\tau_{x,y, \max} / \tau_{o,cr} \leq \gamma_c \quad (30)$$

мында $\tau_{x,y, \max}$ – ошондой эле, (27) формуладагыдай;

$\tau_{o,cr}$ – гофр дубалчасынын туруктуулугунун жалпы жоготуусунун критикалык тийишүү чыңалуусу

Гофр дубалчасынын туруктуулугунун жалпы жоготуусунун критикалык тийишүү чыңалуусун багыттаган үч бурчтуу сызыктуу гофрлер үчүн, кийинки формуласы боюнча аныкталышы сунушталат

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (31)$$

мында $\bar{\lambda}_w$ – кайчылаш толкундуу дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгүн кийинки формула боюнча эсептөө сунушталат:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (32)$$

$C_{o,cr}$ – (33) формула боюнча b_w жана f гофр параметрлеринин катышына жараша аныкталуучу коэффициент

$$C_{o,cr} = 5,34 + (5,5 \beta^2 - 0,6) \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4(7\beta^2 - 5)}} \quad (33)$$

бул жерде $\beta = h_w/b_w$ – гофрленген дубалдын бийиктигинин гофр панелинин туурасына катышы

$\gamma = 0,91(f/t_w)^2$ – үч бурчтуу сызыктуу гофрленген дубалдын погондук катуулугунун ошол эле калыңдыктагы жалпак дубалдын цилиндрдик катуулугуна болгон катышы.

$\gamma > 4(7\beta^2 - 5)$ болгондо $C_{0,cr}$ коэффициентинин мааниси γ дан көз каранды эмес жана гофрленген дубалдын туруктуулугун текшерүү (27) формула боюнча гана жүргүзүлүшү сунушталат.

5.5 Локалдуу чыңалуу ($\sigma_{loc} = 0$) болгон учурда кайчылаш кесилиштеги устундардын гофрленген дубалдарынын жериндеги туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлүүгө сунушталат

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{p,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \tag{34}$$

мында σ_{loc} жана $\tau_{xy,max}$ – 5.2-п. талаптарына ылайык аныкталсын;

$\tau_{p,cr}$ – (28) формула боюнча эсептелген гофрдын, панелдин туруктуулугун локалдык жоготуунун критикалык тийишүү чыңалуулары;

$\sigma_{loc,cr}$ – топтолгон жүктүн аракетинде гофрленген дубалдагы критикалык локалдык (нормалдуу) чыңалуу; $\sigma_{loc,cr}$ (35) формула боюнча аныктоо сунушталат

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{0,8 \cdot C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_c^2} \tag{35}$$

мында $\bar{\lambda}_c$ – ошондой эле, (29) формуладагыдай;

C_1 – (36) формула боюнча эсептелген b_w/h_w катышына жана δ маанисине жараша 10-таблица боюнча гофрленген дубалы бар ширетилген устундар үчүн кабыл алынган коэффициент

$$\delta = 0,8 \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 \tag{36}$$

мында b_f жана t_f – тиешелүүлүгүнө жараша устундун кысылган алкагынын туурасы жана калыңдыгы.

10- т а б л и ц а

S	b_w/h_w барабар болгон учурда гофрленген дубалдары бар устундар үчүн C_1 маанилери				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
1	7,73	8,50	9,34	10,30	11,30
2	7,67	8,50	9,50	10,60	11,80
4	7,57	8,50	9,53	10,70	12,00
≥ 6	7,69	8,67	9,77	11,02	12,40

5.6 Локалдык чыңалуу ($\sigma_{loc} = 0$) болгондо кайчылаш кесилиштеги устундардын туурасынан жасалган гофрленген дубалынын жалпы туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула менен эсептелиши сунушталат

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{o,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (37)$$

мында σ_{loc} жана $\tau_{xy,max}$ – 5.2-п талаптарына ылайык аныкталат;

$\tau_{o,cr}$ – (31) формула боюнча эсептелген гофр дубалдын туруктуулугун жалпы жоготуунун критикалык тийиштүү чыңалуулары;

$\sigma_{y,cr}$ – F топтолгон жүктөлгөн күч менен шарттуу орнотмолор катары тегиздиктен узунунан бүгүлүү үчүн эсептелген гофрленген дубалдын туруктуулугун жалпы жоготуунун критикалык нормалдуу чыңалуулары; $\sigma_{y,cr}$ төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$\sigma_{y,cr} = \varphi R_y \leq \sigma_{loc,cr} \quad (38)$$

мында $\varphi = \lambda = 2,5 h_w/f$ формуласы менен эсептелген шарттуу орнотмонун ийкемдүүлүгү үчүн коэффициент.

$\sigma_{y,cr} > \sigma_{loc,cr}$ болгон учурларда (37) формула боюнча гофрленген дубалдын жалпы туруктуулугун текшерүүдө $\sigma_{y,cr}$ ордуна $\sigma_{loc,cr}$ кабыл алынышы сунушталат.

5.7 (34) жана (37) формула боюнча гофрленген дубалдын туруктуулугун текшерген учурда төмөнкү шарттар сунушталат:

1 Натыйжалуу локалдык чыңалуулардын (σ_{loc}) гофр панелдин жериндеги жоготуусунун критикалык чыңалууларына ($\sigma_{loc,cr}$) катышы кийинки формула боюнча эсептелген мааниден ашуусу сунушталбайт

$$\sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr} \leq 0,75 \gamma_c \quad (39)$$

мында γ_c – 1-таблица боюнча кабыл алуу сунушталат.

2 Топтолгон жүк үстүнкү элементтен устундун узунунан огуна салыштырмалуу берилүүчү эксцентриситеттин чоңдугу $0,25f$ ашуусу сунушталбайт.

5.8 Эгерде чоң кыймылсыз топтолгон жүктөр колдонулган жерлерде (34) жана (37) формулалар боюнча текшерүүдө алардын туруктуулугу камсыз кылынбаса, устундардын гофрленген дубалдары туурасынан кеткен катуулагыч кырлар менен бекемделиши сунушталат. Туурасынан кеткен катуулагыч кырларын 4.10-пунктунун талаптарына ылайык дайындалышы сунушталат.

5.9 Устундун гофрленген дубалынын тирөөчтүн үстүндөгү курамдык кесилиши, катуулагыч кырлар менен бекемделгенде, 4.12-пунктуна ылайык эсептелиши жана конструкцияланышы сунушталат.

5.10 Жука дубалчалуу профилден конструкцияларды эсептөө

5.10.1 Жука дубалчалуу металл конструкцияларында конструктивдүү элементтердин жалпы көтөрүү жөндөмүн камсыз кылган шартта конструктивдүү элементтин кыйгач профилин түзгөн (мисалы, С түрүндөгү дубал жана текчелер, же эки кырдуу профилдин) кысылган элементтеринин жергиликтүү туруктуулугун жоготууга жол берилет.

5.10.2 Элементтин жергиликтүү туруктуулугун жоготуусу кыйгач кесилиштин геометриялык мүнөздөмөсүн редуциялоо жолу менен эсептөөдө эске алынат: кыйгач кесилиштин аянты (A_{ef} , b_{ef} , t_{ef}) каршылык көрсөтүү учурун (W_{ef}) жана инерция учурун (I_{ef}). Редуцияланган мүнөздөмөлөрдү аныктоо ыкмасы 7.3. пунктта берилди.

5.10.3 Конструктивдүү элементтердин ар бир түрү үчүн биринчи жана экинчи чектик абалдар боюнча редуцияланган мүнөздөмөлөрдү эске алуу менен көтөрүү жөндөмдүүлүгүн текшерүү жүргүзүүгө уруксат берилет. Борбордук кысылган кесилиштин мисалында көтөрүү жөндөмүн текшерүүнү төмөнкү формула боюнча аткаруу сунушталат:

$$\frac{\gamma_m F}{\gamma_c \cdot R_n \cdot G_{ef}} \leq 1,$$

Мында F – жүктөмдүн жана таасирдин оңтойсуз айкалыш элементинде максималдуу эсептелген күч фактору;

G_{ef} - өзөктүн кыйгач кесилишинин редуцияланган геометриялык параметри, бул жүктөм менен таасирдин айкалышы үчүн;

R_n – болоттун ченемдик каршылыгы, убактылуу каршылык көрсөтүү же туруксуздуктун чеги;

γ_m – материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти;

γ_c – иштөө шарттарынын коэффициенти;

Э с к е р т ү ү – F күч факторун эсептөөдө γ_n – имараттардын жана курулмалардын жоопкерчилиги боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти эске алынуусу сунушталат.

Экинчи чектик абал боюнча текшерүүнү кесилиш редуциясын эске алуу менен ченемдик жүктөмдүн конструкцияга таасиринен формула боюнча аткаруу сунушталат:

$$f \leq f_u,$$

мында f – четтөө (урчук) же конструкциянын элементинин жылышуусу;

f_u – четтөөнүн чеги (урчук), же конструкциянын элементинин жылышуусу.

5.10.4 Профилдин кесилишинин геометриялык мүнөздөмөсүн аныктоодо профилдин бурчтарынын тегеректелген радиустарын эсепке албаган болжолдуу

ыкманы тандоо сунушталат. Эгерде ички радиус $r \leq 5t$ и $r \leq 0,10b_p$ болсо, бүктөмдүн бурчтарынын радиустарынын кесилиштин көтөрүү жөндөмүнө таасири эске алынбашы мүмкүн. Мындай учурда бурчтун алдына кошулган кыйгач кесилиш жалпак элементтерден турат деп эсептөөгө жол берилет (7.3. сүрөткө ылайык бардык жалпак элементтер, анын ичинде узун элементтер үчүн b_p кабыл алуу менен). Кыйгач кесилиштин ийкемсиздик мүнөздөмөсүн аныктоодо бүктөм бурчтарынын таасирлерин эске алуу сунушталат.

5.10.5 Теориялык кендиктин өлчөмү b_p жана h_w профилдердин кыйгач кесилишин жалпак участокторунун бийиктиги бурчтардын бүктөм бурчтарын эске алуу менен коңшу бурчтук элементтердин орточо чекиттеринен баштап ченөө сунушталат.

6 Борборлоштурулган, борбордон тышкары кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтердин дубалдары

6.1 6.2-пунктта көрсөтүлгөн учурларды кошпогондо, 10-сүрөткө ылайык борбордон кысылган ($m=0$), ошондой эле борбордон тышкары кысылган жана кысылган ийилүүчү ($m>0$) элементтерде эсептелген дубалдын бийиктигинин калыңдыгына h_{ef}/t катышы, эреже катары, $\bar{\lambda}_{UW}$ маанилери, ашпоосу сунушталат, мында $\bar{\lambda}_{UW}$ маанилери 11-таблицага ылайык аныкталышына уруксат берилет.

11-таблица

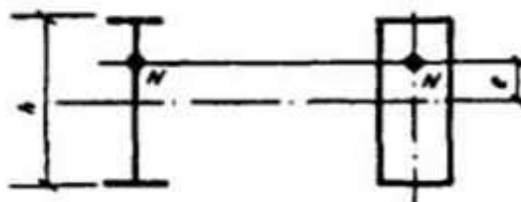
Салыштырмалуу эксцентриситет	Элементтин кесилиши	Маанилер $\bar{\lambda}$ жана $\bar{\lambda}_1$	$\bar{\lambda}_{UW}$ аныктоо формулалары
$m=0$	Эки тавр сымал	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$, бирок 2,3 ашпайт
	Куту сымал. швеллердик прокаттык	$\bar{\lambda} < 1,0$ $\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$, бирок 1,6 ашпайт
	Швеллердик, прокаттыкты кошпогондо	$\bar{\lambda} < 0,8$ $\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,0$ $\bar{\lambda}_{UW} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$, бирок 1,6 ашпайт

11-таблицанын уландысы

Салыштырмалуу эксцентриситет	Элементтин кесилиши	Маанилер $\bar{\lambda}$ жана $\bar{\lambda}_1$	$\bar{\lambda}_{UW}$ аныктоо формулалары
$m \geq 1,0$	Эки тавр сымал, куту сымал	$\bar{\lambda}_1 < 2,0$ $\bar{\lambda}_1 \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_1$, бирок 3.1 ашпайт

1-таблицада кабыл алынган белгилер: $\bar{\lambda}$ - борбордук кысуудагы туруктуулуктун негизинде алынган элементтин шарттуу ийкемдүүлүгү; $\bar{\lambda}_1$ – учурдун тегиздигинде туруктуулугу үчүн эске алынган элементтин шарттуу ийкемдүүлүгү.

Э с к е р т ү ү – Куту сымалдарга жабык тик бурчтуу профилдер кирет (курамдык, ийилген, тик бурчтуу жана чарчы). Куту сымал кесилиште $m > 0$ болгон учурда $\bar{\lambda}_{UW}$ мааниси ийилүүчү моменттин тегиздигине параллелдүү дубал үчүн аныкталышы сунушталат. $0 < m < 1,0$ маанилери үчүн $\bar{\lambda}_{UW}$ мааниси $m = 0$ жана $m = 1,0$ боюнча эсептелген маанилердин ортосундагы сызыктуу интерполяция аркылуу аныкталышы сунушталат.



10-сүрөт – 2 тавр сымал жана кутуча сымал кесилиштеринин борбордон тышкары кысылган элементтеринин схемасы

Үч бурчтуу формадагы гофр бар узунунан кеткен гофрленген дубалы менен эки тавр сымал кесилиш элементтери үчүн гофр панелинин туурасынын дубалдын калыңдыгына b_w/t_w катышы (11-сүрөттү караңыз) $\bar{\lambda}_{UW} \sqrt{E/R_y}$ маанилеринен ашпоосу сунушталат, мында $\bar{\lambda}_{UW}$ маанилери $m = 0$ болгондо 11-таблицага ылайык аныкталат.

Мамычалардын узунунан кеткен гофрленген дубалынын калыңдыгы төмөнкү өлчөмдөн кем болбошуна уруксат берилет

$$t_w \geq \sqrt{\frac{3 g_{fic} \cdot f}{R_{yw}}} \tag{40}$$

мында g_{fic} – (24) жана (22) формулалары менен аныкталат, мында $N/\varphi = A_f R_{yf}$ мамычанын алкагын көтөрүү жөндөмдүүлүгү, а l – туурасынан кеткен катуулагыч кырлардын ортосундагы аралык.

6.2 Үч бурчтуу гофр бар узунунан гофрленген дубалы менен эки тавр сымал кесилишинин борбордон кысылган, ошондой эле борбордон тышкары кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтери үчүн (11-сүрөттү караңыз) дубалдын жалпы туруктуулугу төмөнкү формула боюнча текшерилет.

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr,o}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,o}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (41)$$

мында σ – дубалдагы максималдуу нормалдуу чыңалуу:

τ – иш жүзүндөгү же шарттуу туурасынан кеткен күчү менен дубалдын тийишүү чыңалуусу;

$\sigma_{cr,o}$ – Үч бурчтуу гофр бар узунунан гофрленген дубалда нормалдуу критикалык чыңалуу

$\sigma_{cr,o}$ (42) формула боюнча аныкталат

$$\sigma_{cr,o} = \frac{C_o \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (42)$$

тиешелүү түрдө $\bar{\lambda}_w$ төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (43)$$

бул жерде $h_{ef} = b_1 > h$ – гофр дубалдын кенейген бийиктиги (бош дубалдын туурасы);

t_w – гофр дубалдын калыңдыгы.

Туурасынан кеткен кыр жок болгон учурда же аларды $\ell > h \sqrt{\frac{f}{t_w}}$ кадам менен орноткондо C_o коэффициентти төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$C_o = 0,91 + 1,23 (f/t_w) \quad (44)$$

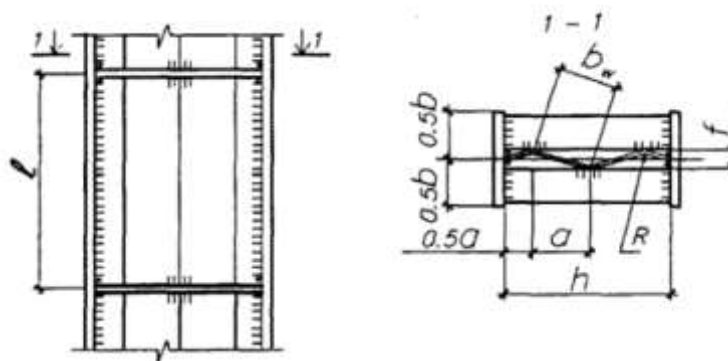
мында f - гофр толкунунун бийиктиги.

Туурасынан кеткен кырларды $\ell > h \sqrt{\frac{f}{t_w}}$ кадам менен орноткондо C_o коэффициентти төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$C_o = 0,65 \left[0,91 \left(\frac{f \cdot b_1}{t_w \cdot \ell} \right)^2 + (\ell/b_1)^2 + 1,4 \right] \quad (45)$$

Тийишүү критикалык чыңалууну $\tau_{cr,o}$ төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$\tau_{cr,o} = \frac{3,5 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (46)$$



11-сүрөт – Туурасынан кеткен гофр дубалы менен эки тавр

6.3 Туурасынан кеткен гофр дубалы менен эки тавр кесилишинин борбордон кысылган, ошондой эле борбордон тышкары кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтери үчүн дубалдын бийиктигинин анын калыңдыгына карата катышы h_{ef}/t_w 6.2-пункт менен жөнгө салынбайт. Гофрленген дубалдын калыңдыгы 4.10 жана 6.4, 6.18-пункттарга ылайык бекемдиктин жана туруктуулуктун шарттарынан, ошондой эле технологиялык эске алуулардан аныкталат.

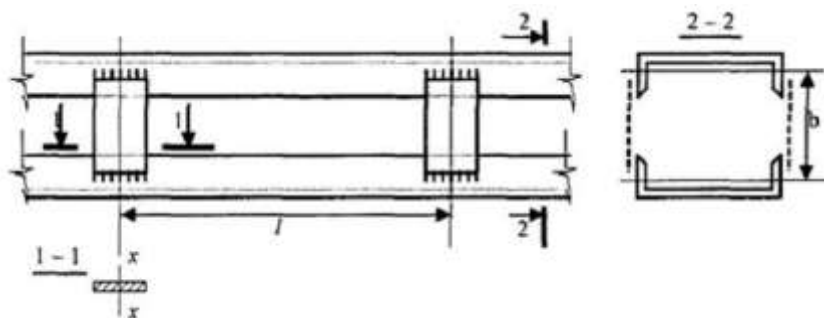
6.4 Туташтыргыч планкаларды жана аларды бекитүүнү эсептөө (12-сүрөттү караңыз) кыйгач кергичсиз фермалардын элементтерин: планканы кырккан F күчүнө эсептөө катары төмөнкү формула боюнча аткарылат

$$F = Q_s l / b \tag{47}$$

момент M_1 – төмөнкү формула боюнча анын тегиздигинде планканы ийүү

$$M_1 = Q_s l / 2 \tag{48}$$

мында Q_s – бир беттин планкасына таасир этүүчү шарттуу туурасынан кеткен күч.



12-сүрөт – Планкалардагы курамдык өзөк

Бириктирүүчү торчолорду эсептөө фермалардын торчолорун эсептөө катары жүргүзүлүшү сунушталат. Кыйгач кергичи менен кайчылаш тордун кайчылаш кергичтерди эсептөөдө (13-сүрөттү караңыз) алкактарды кысуудан ар бир кергичте пайда болгон жана төмөнкү формула менен аныкталуучу кошумча N_{ad} аракетин эске алуу сунушталат

$$N_{ad} = aN \frac{A_d}{A} \quad (49)$$

мында N – өзөктүн бир бутагына аракет;

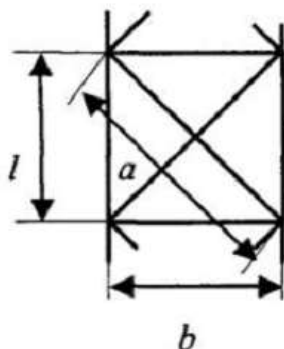
A – бир бутактын кесилиш аянты;

A_d – бир кыйгач кергичтин кесилиш аянты;

a – төмөнкү формула боюнча аныкталуучу коэффициент

$$a = al^2 / (a^3 + 2b^3) \quad (50)$$

мында a , l жана b – 13-сүрөттө көрсөтүлгөн өлчөмү



13- сүрөт – Кыйгач кергич менен кайчылаш торчонун схемасы

6.5 Эки тавр сымал жана куту сымал кесилиштердин борбордон тышкары кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтери үчүн (10-сүрөттү караңыз) эсептелген дубалдын бийиктигинин h_{ef} калыңдыгына t катышы $a = (\sigma - \sigma_1) / \sigma$ маанисине жараша аныкталышы сунушталат (σ - плюс белгиси менен алынган жана φ_e , φ_{exy} коэффициенттерин эсепке албастан же φ менен эсептелген дубалдын эсептелген чегиндеги эң жогорку кысуучу чыңалуу; σ_1 – дубалдын карама-каршы эсептелген чектериндеги тиешелүү чыңалуу) жана ушул курулуш эрежелеринин 5.1-пункту боюнча $a \leq 0,5$ болгондо аныкталуучу маанилерден ашпоосу сунушталат

$a \geq 1$ – формула боюнча

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (51)$$

мында $\beta = 1,4 (2\alpha - 1) / (\tau / \sigma)$ (бул жерде $\tau = (Q/th - \text{каралган кесилиштеги орточо тийишүү чыңалуу})$; $0,5 < a < 1$ болгондо – $a = 0,5$ жана $a = 1$ боюнча эсептелген маанилердин ортосундагы интерполяция аркылуу жана төмөнкү тартипте эсептелет:

- туруктуу кесилиштеги борбордон тышкары кысылган элементтердин симметрия тегиздиги менен дал келген эң катуу катуу тегиздикте ($J_x > J_y$) ийилген учурдун аракет тегиздигинен туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлүүсү сунушталат

$$N / (c\varphi_y A) \leq R_y \gamma_c \quad (52)$$

мында c – 6.6-талаптарга ылайык эсептелген коэффициент;

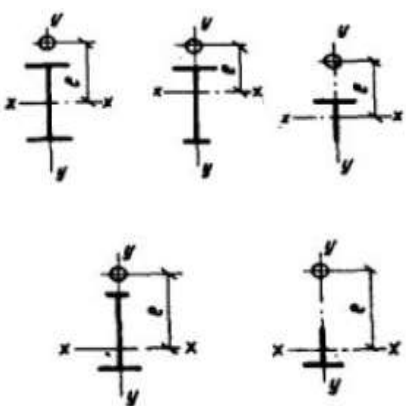
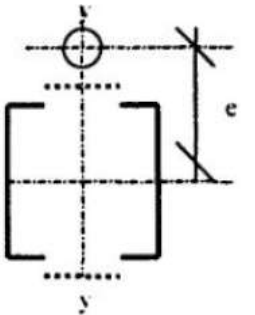
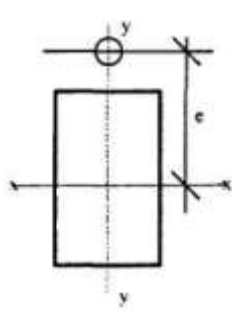
φ_y – 6.8-талаптарга ылайык эсептелген коэффициент.

6.6 (52) формуладагы c коэффициенти төмөнкү формула боюнча $m_x \leq 5$ салыштырмалуу эксцентриситеттин маанилеринде аныкталышы сунушталат

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \tag{53}$$

мында α жана β – 12 таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициенттер.

12-таблица

Кесилиштин типтери	Коэффициенттердин маанилери			
	α болгондо		β болгондо	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
<p>Ачык</p> 	0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
<p>Жабык</p> <p>Торчолор менен (планкалар менен)</p>  <p>Тугаш</p> 	1-0,3 J_2 / J_1	$1 - (0,35 - 0,05 m_x) J_2 / J_1$	1	$1 - \left(1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}}\right) x$ $x \left(2^{\frac{1}{2}} - 1\right);$ $J_2 / J_1 < 0,5$ болгондо $\beta = 1$
	0,6	$0,55 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$

12-таблицада кабыл алынган маанилер:

J_1 жана J_2 – у-у симметрия огуна карата тиешелүүлүгүнө жараша чоңураак жана кичине такталардын инерция моменттери;

φ_c - $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_c}$ болгондо φ_y маанилери

Э с к е р т т ү ү – Торлору (же планкалары) бар аралык өзөктөр үчүн α жана β коэффициенттеринин маанилери өзөктүн узундугу боюнча экиден кем эмес аралык диафрагмалар болгондо жабык кесилиштер үчүн кабыл алынышы сунушталат. Болбосо ачык эки тавр сымал кесилиштердин өзөгү үчүн белгиленген коэффициенттер кабыл алынуусу сунушталат.

$$c = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b) \quad (54)$$

формула боюнча $m_x \geq 10$ салыштырмалуу эксцентриситеттин маанилери болгондо мында φ_b –кысылган алкактын эки же андан көп бекиткичтери менен устунга карата 6.9-талаптарына жана В тиркемесине ылайык аныкталган коэффициент; жабык кесилиштер үчүн $\varphi_b = 1,0$;

$$c = c_5 (2 - 0,2 m_x) + c_{10} (0,2 m_x - 1) \quad (55)$$

формула боюнча $5 < m_x < 10$ салыштырмалуу эксцентриситеттин маанилери болгондо

мында c_5 $m_x=5$ болгондо (53) формула боюнча аныкталат, ал эми c_{10} $m_x = 10$ болгондо (54) формула боюнча аныкталат.

Салыштырмалуу эксцентриситет m_x аныктоодо эсептик моменти M_x төмөнкүдөй кабыл алынышы сунушталат:

- моменттин аракет тегиздигине перпендикуляр жылышуудан бекитилген, учтарында шарнирдик таянычтары бар өзөктөр үчүн;

- узундуктун орто үчтөн бир бөлүгүндөгү максималдуу момент (бирок өзөктүн узундугу боюнча эң чоң моменттин жарымынан кем эмес);

- бир учу кысылган жана экинчи бош учу бар өзөктөр үчүн - кыстармадагы момент (бирок кысмтармадан өзөктүн узундугунун үчтөн бир бөлүгүндө жайгашкан кесилиштеги моменттен кем эмес).

$\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R}$ ийкемдүү болгондо коэффициент с ашуусу сунушталбайт: жабык кесилиштин өзөктөрү үчүн – бирдиктер;

симметриянын эки огу бар эки тавр сымал кесилиштин өзөктөрү үчүн - төмөнкү формула менен аныкталган маанилер

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16 M_x^2}{\mu (N h)^2}}} \quad (56)$$

мында

$$\begin{aligned} \delta &= 4\rho / \mu, \\ \rho &= (J_x + J_y) / (A h^2), \\ \mu &= 2 + 0,156 \frac{J_t}{A h^2} \lambda^2 y \\ J_t &= 0,433 \sum b_i t_i^3 \end{aligned} \quad (56a)$$

бул жерде b_i жана t_i – кесилишти түзгөн такталардын туурасы жана калыңдыгы;

h – алкактардын окторунун ортосундагы аралык;

симметриясынын бир огу бар эки тавр жана тавр сымал кесилиш үчүн с коэффициенттери формула (57) жана В тиркемесинде аныкталган маанилерден ашпоосу сунушталат.

6.7 400 МПа га чагуу чеги менен болот дубалдын кысылган зонасында (4100 кгс/см²) төмөнкү шарттар, адатта, аткарылышы сунушталат:

$$\sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq \beta R_y$$

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_v$$

$$\sigma_{loc,v} + \sigma_{f,v} \leq R_v$$

$$\sigma_{xv} + \sigma_{locx,v} + \tau_{f,xv} \leq R_x$$

мында

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M}{W_{xn}}; & \tau_{xy} &= \frac{Q}{ht}; & \sigma_{loc,y} &= \frac{\gamma_{f1} F}{tl_{ef}} \\ \sigma_{loc,x} &= 0,25\sigma_{loc,y}; & \tau_{loc,xy} &= 0,3\sigma_{loc,y}; \\ \sigma_{fy} &= \frac{2M_f t}{J_f}; & \tau_{f,xy} &= 0,25\sigma_{fy}; \end{aligned} \right\} \quad (57)$$

β – кесилген устундарды эсептөө үчүн 1,15 жана кесилбеген устундардын тирөөчтөрүнүн кесилиштерин эсептөө үчүн 1,3кө барабар кабыл алынуучу коэффициент.

(57) формулаларында:

M жана Q – эсептелген жүктөмдөн устундун кесилишинде ийилүүчү учуру жана туура күчү;

γ_{f1} – жүктөмдөр жана таасир этүүлөр боюнча ченемдерди талаптарына ылайык кабыл алынуучу крандын өзүнчө дөңгөлөгүнө топтолгон вертикалдуу жүктөмдү жогорулатуунун коэффициенти;

F – динамикалуулук коэффициентин эсепке албастан крандын дөңгөлөгүнө эсептелген басым;

l_{ef} – төмөнкү формула боюнча аныкталуучу шарттуу узундук

$$l_{ef} = c^3 \sqrt{J_{lf}/t} \quad (58)$$

бул жерде c – ширетилген же прокатталган устундар үчүн 3,25, жогорку бекемделген болторго кармалган устундар үчүн – 4,5 коэффициент;

J_{lf} – устун алкагынын жана кран рельсасынын инерциясынын жеке учурларынын же рельсанын жана алкактын биргелешкен жумушун камсыздоочу

шовтор менен рельсаны ширеткен учурда рельсанын жана алкактын жалпы учурунун суммасы;

$$M_t - \text{төмөнкү формула боюнча аныкталуучу жергиликтүү айлануучу учуру}$$

$$M_t = F e + 0,75Q_t h_f \quad (59)$$

бул жерде e – 15 мм барабар кабыл алынуучу шарттуу эксцентриситет;

Q_t – жүктөмдөр жана таасир тийгизүүлөр боюнча ченемдердин талаптарына ылайык кабыл алынуучу көпүрө крандын кыйшаюусунан жана кран жолдорунун параллель болбогонунан келип чыккан туурасынан эсептелген горизонталдык жүктөм;

h – крандык рельсанын бийиктиги;

$I_f = I_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$ рельсанын жана алкактын айлануу инерциясынын жеке учурларынын суммасы, мында t_f жана b_f – устундун үстүнкү (кысылган) алкагынын жоондугу жана туурасы.

6.7-пунктундагы бардык чыңалууларды “плюс” белгиси менен кабыл алуу сунушталат.

6.8 N күчү менен борбордук кысууга кабылган бүтүн элементтин туруктуулугуна карата эсептөөнү төмөнкү формула боюнча аткаруу сунушталат:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_s \gamma_c \quad (60)$$

φ мааниси 0 болгондо $\bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (61)$$

$2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$ болгондо

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}^2 \quad (62)$$

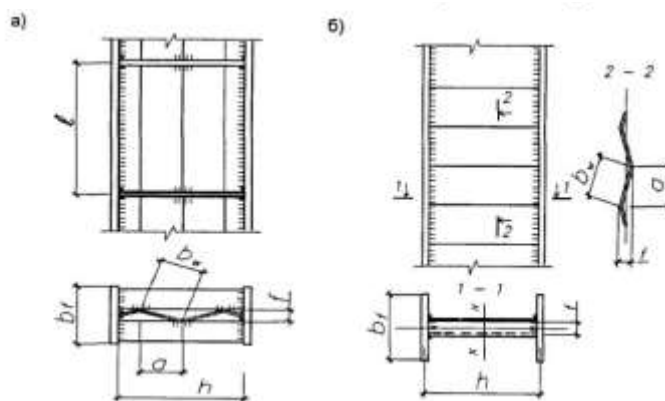
$\bar{\lambda} > 4,5$ болгондо

$$\varphi = \left(\frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})} \right) \quad (63)$$

формуласы боюнча аткаруу сунушталат.

Узата-гофрланган дубал менен эки тавр кесилишинин элементтерин эсептөөдө (14а-сүрөтүн кара) А эки алкактын жана гофрлардын ачылган узундугун эске алуу менен эсептелген гофрланган дубалды брутто аянттарынын суммасына барабар болуп кабыл алынат.

Эки тавр кесилишинин элементтерин узата-гофрланган дубал менен эсептөөдө (14б-сүрөтүн кара) А эки алкактын брутто аянтынын суммасына барабар кабыл алуу сунушталат. Симметриялуу эки таврдын узата-гофрланган дубал менен кесилишүү инерциясынын радиусун $i_x = 0,5h$; $i_y = 0,29v_f$ (мында h – эки тавр алкактарынын оордугунун борборлорунун ортосундагы аралык, v_f – алкактын туурасы) шарты боюнча аныктоо сунушталат.



14-сүрөт – Гофраланган дубалдар менен эки таврлар
 а – узатасынан гофралары менен; б – туурасынан гофралары менен

Симметриялуу эмес эки таврлар үчүн ар бир алкактын туруктуулугу анын тегиздигинде текшерилет.

6.9 Дубалдын тегиздигинде ийилүүчү жана 6.10 жана 6.11-пункттардын талаптарына жооп берген тегиз дубал менен эки тавр кесилишинин устундарынын туруктуулугун эсептөө

$$\frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_s \gamma_c \quad (64)$$

мында W_c - кысылган алкак үчүн аныктоо сунушталат;

φ_b - Б тиркемесине ылайык белгиленүүчү коэффициент.

l_{ef} устундун эсептелген узундугу үчүн φ_b маанини аныктоодо кысылган алкактын бекитүү чекиттеринин кайчылаш жылышууларынын ортосундагы аралыкты кабыл алуу сунушталат (узатасынан жана кайчылаш байланыштарынын түйүндөрү, катуу каптоону бекитүүнүн чекиттери); байланыштар жок болгон учурда, чекиттердин ортосундагы аралык $l_{ef} = l$ (мында l – устундун өткөн жери) консолдун эсептөө узундугу үчүн кабыл алуу сунушталат: $l_{ef} = l$ горизонталдык тегиздикте кысылган алкактын бекемделиши жок болгон учурда (мында l – консолдун узундугу); алкакты консолдун аягында жана узундугу боюнча бекитүүдө горизонталдык тегиздикте консолдун аягында кысылган алкакты бекитүүнүн чекиттеринин ортосундагы аралык.

Дубалдын тегиздигинде ийилүүчү жана 6.10 жана 6.11-пункттардын талаптарына жооп берген жалпак дубал менен эки тавр кесилишинин устундарынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткаруу сунушталат

$$\sigma = \frac{N_f}{\varphi_f A_f} \leq R_s \gamma_c \quad (65)$$

мында φ_f – коэффициент Б тиркемесине ылайык, $\lambda = l_{ef}/i_f$ карата аныкталат.

Мында l_{ef} – ушул пункттун көрсөтмөлөрү боюнча аныкталат, ал эми i_f горизонталдык тегиздикте кысылган алкактын кесилиш инерциясынын радиусу – $i_f = 0,29W_f$ формуласы боюнча.

6.10 Негизги тегиздиктердин биринде ийилүүчү тегиз дубал менен (ийкемдүү дубал устундарынан, тешилген дубал жана кран алдындагы устундардан тышкары) элементтеринин бекемдигин эсептөө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлөт

$$\frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c \quad (66)$$

Негизги тегиздиктердин биринде ийилүүчү туурасынан кеткен гофраланган дубалы менен элементтердин алкактарынын бекемдигин эсептөө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлүшү сунушталат

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f h_l} \leq R_y \gamma_c \quad (67)$$

мында $h_l = h_w + t_f$ – алкактардын оордук борборлорунун ортосундагы аралык.

Ийилүүчү элементтердин кесилишиндеги тийишкен чыңалуулардын маанилери τ төмөнкү шарттарды канааттандырууга уруксат берилет:

- жалпак дубал менен элементтер үчүн

$$\tau = \frac{QS}{J_t} \leq R_s \gamma_c \quad (68)$$

- туурасынан кеткен гофраланган дубал менен элементтер үчүн

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} \leq R_s \gamma_c \gamma_{wc} \quad (69)$$

мында γ_{wc} – кесилишке туурасынан кеткен гофрленген дубалдын иштөө шарттарынын коэффициенти 0,9 га барабар.

Болттор үчүн тешиктер менен дубалдын бекемдиги начарлаганда (68) жана (69) формулаларындагы τ маанини α коэффициентине көбөйтүү сунушталат, ал төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\alpha = a/(a-d) \quad (70)$$

мында a – тешиктердин кадамы; d – тешиктин диаметри.

6.11 (66) жана (67) формулалары боюнча эсептелген устундардын капталдары үчүн төмөнкү шарттар аткарылышы сунушталат:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c \quad (71)$$

мында $\sigma_x = \frac{M}{J_n} y$ – дубалдын ортосунун тегиздигинде нормалдуу чыңалуулар (туурасынан кеткен гофра дубалдарын кошпогондо), устундун параллелдик огу;

σ_y – ошол эле, устундун перпендикулярдуу октору, анын ичинде (3) формуласы боюнча аныкталуучу σ_{loc} ;

τ_{xy} – (70) формуласын эске алуу менен (68) жана (69) формулалары боюнча эсептелинуучү тийишүү чыңалуусу.

(71) формуласы боюнча өзүнүн белгилери менен алынуучу σ_x жана σ_y чыңалуусун, ошондой эле τ_{xy} устундун бир эле чекитинде аныктоо сунушталат.

Туурасынан кеткен гофраланган дубал менен эки тавр устундарын эсептөөдө $\sigma_x = 0$ кабыл алуу сунушталат.

6.12 6.5. пунктунда белгиленген эки тавр жана кутуча сымалдан айырмаланган кесилиштери менен (тавр кесилишин кошпогондо) кысылган ийилүүчү элементтери жана борбордон тышкары кысылган үчүн h_{ef}/t катышынын маанисин 0,75 коэффициентине көбөйтүү сунушталат.

6.13 $\bar{\lambda}$ 0,8 баштап 4 чейин шарттуу ийилүүсү менен тавр кесилишинин борбордук-, борбордон тышкары- кысылган жана кысылып ийилүүчү элементтер үчүн жоондугу $1 \leq b_f/h_{ef} \leq 2$ болгондо таврдын капталынын эсептөө бийиктигине карата катышы

$$\frac{h_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (72)$$

формуласы боюнча аныкталуучу мааниден ашпоосу сунушталат, мында b_f – таврдын текчесинин туурасы; h_{ef} – дубалдын эсептелүүчү бийиктиги.

(72) формуласында $\bar{\lambda} < 0,8$ же $\bar{\lambda} > 4$ маанисинде тиешелүү түрдө $\bar{\lambda} = 0,8$ же $\bar{\lambda} = 4$ кабыл алуу сунушталат.

Чектелген ийилиши боюнча элементти дайындоодо, ошондой эле h_{ef}/t эң көп маанисин эсептөө менен тиешелүү негиздөөдө $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$ (мында $\varphi_m = \varphi$ же $\varphi_m = \varphi_e$, $\sigma = N/A$) коэффициентине көбөйтүү сунушталат, бирок 1,25 ашык эмес.

Чектелген ийилиши боюнча элементтин кесилишин дайындоодо, ошондой эле эсептөөнүн тиешелүү негиздөөсүндө эң чоң маанилерин $h_{ef}/t \sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$ коэффициентине көбөйтүү сунушталат (мында $\varphi_m = \varphi$ же $\varphi_m = \varphi_e$, $\sigma = N/A$), бирок 1,25тен ашык эмес.

6.14 Эсептелген бийиктиги h_{ef} болгон жана ортосунда жайгашкан кош туурасынан кеткен кыр менен бекитилген дубалдар үчүн эки тавр кесилишинин борбордук кысылган элементтеринде, 6.1. пунктунда белгиленген h_{ef}/t маанисин $J_{sl} / (h_{ef} t^3) \leq 6$ болгондо төмөнкү формула боюнча аныкталган β коэффициентине көбөйтүү сунушталат

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{J_{sl}}{h_{ef} t^3} \left(1 - 0,1 \frac{J_{sl}}{h_{ef} t^3} \right) \quad (73)$$

мында J_{sl} – туурасынан кеткен кырдын кесилишинин инерциясынын учуру.

Борбордон тышкары кысылган же кысып ийилген элементтин дубалын бекемдөөдө, дубалдын ортосунда жайгашкан инерция учуру $J_{sl} \geq 6h_{ef}^3$ менен узунунан кеткен кыр менен бекемдөөдө, алкак жана кырдын огунун ортосундагы дубалдын эң көп жүктөлгөн бөлүгүн өз алдынча пластина катары карап, 6.1 жана 6.5-пункттардын талаптарына ылайык текшерүү сунушталат.

Кырды дубалдын бир жагына жайгаштырууда анын инерциясынын учуру дубалдын эң жакын чеги менен айкалышкан огуна карата эсептелүүсү сунушталат.

Катуулуктун узатасынын кеткен кырларды элементтердин эсептешүү кесилиштерине кошуу сунушталат.

Узатасынан кеткен кырды гофра дубал түрүндө аткарган учурда h_{ef} эсептөөдө гофранын ачылган туурасын эсепке алуу сунушталат.

Катуулуктун узунунан кеткен кырларынын чыгып турган бөлүгүнүн минималдуу өлчөмдөрү ушул курулуш эрежелеринин 4.10-пунктунун талаптарына ылайык кабыл алуу сунушталат.

6.15 h_{ef}/t иш жүзүндөгү мааниси 6.1. пункту боюнча аныкталуучу маанисинен ашкан учурларда (борбодо кысылган элементтер үчүн бирок эки эседен көп эмес), эсептөө формулаларында A маанисинин ордуна h_{red} дубалдын бийиктиги менен эсептелген (кутуча кесилишинде h_{red} жана h_{red1} кесилишти пайда кылган жана ийилүүнүн тегиздигине параллель жана перпендикулярдуу жайгашкан пластинкалар үчүн) A_{red} маанисин алуу сунушталат:

Эки тавр жана швеллер кесилиштери үчүн

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red}) t ;$$

Кутуча кесилиши үчүн:

$$\text{Борбордук кысууда } A_{red} = A - 2 (h_{ef} - h_{red})t - 2 (h_{ef1} - h_{red1})t_1 ;$$

Борбордон тышкары кысууда жана ийилүү менен кысууда $A_{red} = A - 2 (h_{ef} - h_{red})t ;$

h_{red} маанисин аныктоо сунушталат: швеллер кесилишинин борбордук кысылган элементтери үчүн

$$h_{red} = t \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y} \tag{74}$$

формуласы боюнча, мында $\bar{\lambda}_{UW}$ – 11-таблица боюнча кабыл алынуучу швеллер кесилишинин дубалынын шарттуу ийкемдүүлүгү 11;

төмөнкү формула боюнча эки тавр жана кутуча кесилишинин борбордук кысылган элементтер үчүн

$$h_{red} = t \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \tag{75}$$

мында $\bar{\lambda}_{UW}$ – 11-таблицасы боюнча кабыл алынуучу тиешелүү кесилиштин

капталынын шарттуу ийкемдүүлүгү $m = 0$; $\bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ h_{red1} эсептөөдө

$\bar{\lambda}_{w1} = \frac{h_{ef1}}{t_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ барабар кабыл алынуучу капталынын шарттуу ийкемдүүлүгү,

k – эки тавр кесилиши үчүн бирдей кабыл алынуучу коэффициент,

$k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}$ ($\bar{\lambda} > 3,5$ болгондо $\bar{\lambda} = 3,5$ катары кабыл алуу сунушталат) жана

кутуча кесилиш үчүн $k = 2,9 + 0,2 \bar{\lambda} - 0,7 \bar{\lambda}_w$ ($\bar{\lambda} > 2,3$ болгондо $\bar{\lambda}_w = 2,3$ катары кабыл

алуу сунушталат); мында $\bar{\lambda}$ – 11-таблица боюнча кабыл алынуучу шарттуу ийкемдүүлүк;

борбордон тышкары кысылган жана кысылып ийилген элементтер үчүн (74)

формуласы боюнча, мында $\bar{\lambda}_{UW}$ маанисин 11-таблица боюнча эсептөө сунушталат,

ал эми k мааниси $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$ болгондо.

Дубалдын эсептелген бийиктигинин көрсөтүлгөн өзгөртүүлөрү (60), (76), (81) жана (82) формулалары жана ушул курулуш эрежелери боюнча эсептөөдө A кесилиш аянтын аныктоо үчүн гана кабыл алынышы сунушталат.

6.16 Симметриянын тегиздиги менен туура келген учурдун аракеттенүү тегиздигинде борбордон тышкары кысылган жана кысылып ийилген элементтердин туруктуулугун эсептөөнү төмөнкү формула боюнча жүргүзүү сунушталат

$$\frac{N}{\varphi_s A} \leq R_y \gamma_c \quad (76)$$

(76) формуласында φ_s коэффициентин аныктоо сунушталат:

а) тегиз капталдуу стержендер үчүн $\bar{\lambda}$ шарттуу ийкемдүүлүгүнө карата жана

$$m_{ef} = \eta m \quad (77)$$

формуласы боюнча аныкталуучу m_{ef} эксцентриситетке карата келтирилген,

мында η – B тиркемеси, $B.7$ -таблицасына ылайык аныкталуучу кесилиш формасынын таасиринин коэффициенти;

$m = \frac{eA}{W_c}$ – салыштырмалуу эксцентриситет (бул жерде e – эксцентриситет;

W_c – эң көп кысылган волокно үчүн кесилиштин каршылыгынын учуру);

б) ийилиштин тегиздигине параллел тегиздиктерде жайгашкан торлор же планкалар менен тешип өтүүчү стержендер үчүн жана туурасынан кеткен гофра капталдары менен эки таврдан стержендер үчүн шарттуу келтирилген ийкемдүүлүгүнө $\bar{\lambda}_{ef}$ (λ_{ef} 13-таблицасы боюнча) жана

$$m = e \frac{A_a}{J} \quad (78)$$

формуласы боюнча аныкталуучу салыштырмалуу эксцентриситетке карата m ,

мында a – ийилиштин тегиздигине перпендикулярдуу кесилиштин негизги огуна эң катуу кысылган бутактын огуна чейинки аралык, бирок бутактын капталынын огуна чейинки аралыктан аз эмес.

Эксцентриситетти эсептөөдө $e = M/N$ M жана N маанилерин 6.19-пунктка ылайык кабыл алуу сунушталат.

Туруктуулукту эсептөө тегиз капталдуу стержендер үчүн $m_{ef} > 20$ болгондо жана тешип өтүүчү стержендер үчүн $m > 20$ болгондо талап кылынбайт, мындай учурда эсептөөнү ийилүүчү элементтер үчүн сыяктуу жүргүзүү сунушталат.

Туруктуулукту эсептөө тегиз капталдуу стержендер үчүн $m_{ef} > 20$ болгондо жана тешип өтүүчү стержендер үчүн талап кылынбайт, мындай учурда эсептөөнү ийилүүчү элементтер үчүн сыяктуу жүргүзүү сунушталат.

6.17 Деформациялануу чеги 530 МПа (5400 кгс/см²) жогору болоттон жасалган борбордон тышкары кысылган жана кескин симметриялуу эмес кесилиштерге (КР КЧ 53-01дин Б.2-таблицагы боюнча 10 жана 11 кесилиштеринин типтери) ээ болгон элементтер, (76) формуласы боюнча эсептөөдөн тышкары төмөнкү формула боюнча бекемдиги текшерилүүсү сунушталат

$$\left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{nt}} \right| \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} \quad (79)$$

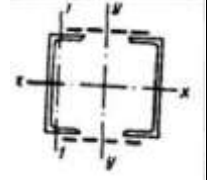
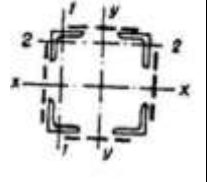
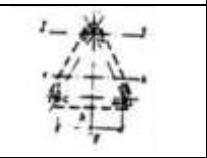
мында W_{nt} маанисин чоюлган волокно үчүн, ал эми δ коэффициентин төмөнкү формула боюнча эсептөө сунушталат

$$\delta = 1 - \frac{N \lambda^2}{(\pi^2 EA)} \quad (80)$$

6.18 Ийилиштин тегиздигине параллель тегиздиктеринде жайгашкан торлор менен борбордон тышкары кысылган тешип өткөн стержендерде, жалпысынан (76) формуласы боюнча стержендин туруктуулугун эсептөөдөн тышкары (80) формуласы боюнча борбордук кысылган стержендер катары өз алдынча бутактар текшерилүүсү сунушталат.

Ар бир бутактагы узатасынан кеткен күчтү учурдан кошумча аракетти эске алуу менен аныктоо сунушталат. y -у огуна перпендикулярдуу тегиздикте ийилүүдө бул аракеттин мааниси (13-таблицаны кара) төмөнкү формуласы боюнча аныкталуусу сунушталат: $N_{ad} = M/b$ - 1 жана 3 тибиндеги кесилиштер үчүн; $N_{ad} = M/2b$ - 2 типтеги кесилиш үчүн; 3 тибиндеги кесилиш үчүн x - x огуна перпендикулярдуу тегиздикте ийилүү учурундагы аракет $N_{ad} = 1.16M/b$ (мында b – бутактардын окторунун ортосундагы аралык).

13- т а б л и ц а

Кесилиш- тин тиби	Кесилиш- тин схемасы	Тешип өткөн кесилиштеги курама стержендердин келтирилген ийилүүсү λ_{ef}		
		болгондо планкасы менен		Торлор менен
		$J_s l / (J_b b) < 5$	$J_s l / (J_b b) \geq 5$	
1		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82\lambda_1^2(1+n)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + a_1 \frac{A}{A_{d1}}}$
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82[\lambda_1^2(1+n_1) + \lambda_2^2(1+n_2)]}$	$\lambda_e = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$	$\frac{\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A(\frac{\alpha_1}{A_{d1}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}})}}$
3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82\lambda_3^2(1+3n_3)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1.3\lambda_3^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + a_1 \frac{2A}{3A_d}}$

Планкалары бар борбордон тышкары кысылган тешип өтүүчү стержендердин өз алдынча бутактарын иш жүзүндөгү же шарттуу узатасынан кеткен күчтөн (ийилген ферманын алкактарындагыдай) бутактардын учурдагы жана жергиликтүү ийилишин эске алуу менен борбордон тышкары кысылган элементтер катары туруктуулукка текшерип туруу сунушталат.

Тешип өткөн борбордон тышкары кысылган стержендердин кошуучу планкаларын жана торлорун эсептөөнү 6.4-пунктунун талаптарына ылайык эки маанинин чоңуна барабар узатасынан кеткен күчкө карата жүргүзүү сунушталат: (22) формула боюнча 4.10-пунктунун талаптарына ылайык эсептелинүүчү иш жүзүндөгү узатасынан кеткен күчтү Q же шарттуу узатасынан кеткен күчтү O_{fic} .

Иш жүзүндөгү узатасынан кеткен күч шарттуудан чоң болгон учурда тешип өткөн борбордон тышкары кысылган элементтердин бутактарын планка менен бириктирүү эреже катары болбойт.

Эки тавр кесилишиндеги борбордон тышкары кысылган стержендердин туурасынан кеткен гофра капталдарын эсептөөнү эки мааниден чоңуна барабар туурасынан кеткен күчкө карата жүргүзүү сунушталат: (22) формула боюнча 4.10-пунктунун талаптарына ылайык эсептелинүүчү иш жүзүндөгү узатасынан кеткен күчтү Q же шарттуу узатасынан кеткен күчтү Q_{fic} .

6.19 Узатасынан кеткен күчтүн N жана ийилүүчү учурдун M эсептөө маанилерин элементте болоттун ийкемдүү деформацияланышынын

болжолдорунда деформацияланбаган схема боюнча системаны эсебинен жүктөмдүн бир эле айкалышы үчүн кабыл алуу сунушталат.

Ушуну менен бирге M маанисин төмөнкүгө барабар катары кабыл алуу сунушталат:

алкактык системалардын туруктуу кесилишинин колоннасы үчүн – колоннанын узундугунун чегинде эң чоң учурга карата;

тепкичтик колонналар үчүн – туруктуу кесилиштин участогунун узундугунда эң чоң учурга карата;

бир аягы бекитилген, экинчи аягы бош колоннасы үчүн – жасалгалоо учуруна карата, бирок жасалгалоодон колоннанын узундугунун үчтөн бир бөлүгүнө дал келген учурдан кем эмес;

түйүндөн тышкары жүктү кабыл алуучу фермалардын жана түзүмдүк плиталардын кысылган жогорку алкактары үчүн – ийкемдүү кесилбеген устун катары алкактын эсебинен аныкталуучу алкактын панелинин узундугунун орточо үчтөн бир бөлүгүнүн чегинде эң чоң учурга карата;

ийилүүнүн тегиздиги менен дал келген симметриянын бир огу бар шарнирге бекитилген жана кесилиштери менен кысылган стержендер үчүн, – 14-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу учурларга карата.

14-таблица

M_{max} ылайык келген салыштырмалуу эксцентриситет	Шарттуу ийилгичтиги менен M эсептик маанилери	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$m \leq 3$	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4} (M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leq 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_1)$
14-таблицада кабыл алынган белгилер: M_{max} – стержендин узундугунун чегинде эң ийилүүчү учуру; M_1 – стержендин орточо үчтөн бир бөлүгүнүн чегинде эң чоң ийилүүчү учуру, бирок $0.5 M_{max}$ аз эмес; m – формуласы боюнча аныкталуучу салыштырмалуу эксцентриситет $\tau = M_{max} A / (N W_c)$. Эскертүү – Баардык учурларда $M \geq 0,5 M_{max}$ кабыл алуу сунушталат.		

6.20 $\lambda_x > \lambda_y$ болгондо эң аз катуулук тегиздигиндеги ийилүүчү борбордон тышкары кысылган элементтерди ($J_y < J_x$ и $e_y \neq 0$), (76) формуласы боюнча эсептөө, ошондой эле борбордук кысылган стержендер катары учурдун аракет тегиздигинен туруктуулугу төмөнкү формула боюнча текшерилет

$$\frac{N}{\varphi_x A} \leq R_y \gamma_c \quad (81)$$

мында φ_x – 6.8-пунктунун талаптарына ылайык кабыл алынуучу коэффициент.

$\lambda_x \leq \lambda_y$ болгондо учурдун аракет тегиздигинен туруктуулукту текшерүү талап кылынбайт.

6.21 Эки негизги тегиздикте кысылууга жана ийилүүгө дуушар болгон үзгүлтүксүз стержендердин туруктуулугун эсептөө, эң чоң калыңдыктагы тегиздиктин ($J_x > J_y$) симметриянын тегиздиги менен дал келген учурда төмөнкү формула боюнча аткаруу сунушталат

$$\frac{N}{\varphi_{exy} A} \leq R_y \gamma_c \quad (82)$$

мында $\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6 \sqrt[3]{c} + 0,4 \sqrt[4]{c})$

мында φ_{ey} формулаларда m жана λ тиешелүү түрдө m_y жана λ_y алмаштыруу менен 6.16 талаптарына ылайык, ал эми c – 6.6. талаптарына ылайык аныктоо сунушталат.

Бирдей эмес текчелери менен эки тавр кесилишиндеги стержендер үчүн $m_{ef,y} = \eta m_y$ келтирилген салыштырмалуу эксцентриситетти эсептөөдө η коэффициентин 8 типтеги кесилиш үчүн сыяктуу аныктоо сунушталат.

Эгерде $m_{ef,y} < m_x$ болсо, анда (82) формуласы боюнча эсептөөдөн тышкары (76) жана (52) формулалары боюнча кошумча текшерүү жүргүзүү сунушталат, $c_y = 0$ кабыл алуу менен.

Салыштырмалуу эксцентриситеттердин маанилерин төмөнкү формулалар боюнча аныктоо сунушталат:

$$m_x = e_x \frac{A}{W_{cx}} \quad m_y = e_y \frac{A}{W_{cy}} \quad (83)$$

мында W_{cx} жана W_{cy} – x - x жана y - y ылайык келген окторго салыштырмалуу эң кысылган волокно үчүн кесилиштердин каршы келүү учурлары.

Эгерде $\lambda_x > \lambda_y$ болсо, анда (82) формуласы боюнча эсептөөдөн тышкары (76) формуласы боюнча кошумча текшерүү жүргүзүү сунушталат, $c_y = 0$ кабыл алуу менен.

Эң чоң калыңдыктагы тегиздик симметриянын тегиздигине ылайык келбеген учурда ($J_x > J_y$) m_x эсептөө маанисин 25%га жогорулатуу сунушталат.

6.22 Тегиз колонналардын, анын ичинде узатасынан кеткен гофраланган дубалдары $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$ болгон учурда бири экеничисинен $(2.5-3,0)h_{ef}$ аралыкта жайгашкан калыңдыктын туурасынан кеткен кырлар менен бекемдөө сунушталат; ар бир башындагы элементте кеминде эки кыр болуусуна уруксат берилет.

Туурасынан кеткен калыңдыктын кырларынын чыгып туруучу бөлүгүнүн минималдуу өлчөмүн ушул ченемдердин 4.10 пунктунун талаптарына ылайык кабыл алуу сунушталат.

7 Борбордук-, борбордон тышкары кысылган, кысылып ийилүүчү жана ийилүүчү элементтердин алкактык листтери (текчелери)

7.1 Алкактык листтердин (текчелердин) үстүнүн эсептелинүүчү туурасын b_{ef} төмөнкү абалга барабар кылып кабыл алуу сунушталат:

ширетилүүчү элементтерде – дубалдын кырынан (тигиш жагынан дубалдын четинен бир тараптуу тигилиште) алкактык листтин (текченин) четине чейин; прокаттык профилдерде – ички тегеректөөнүн башталышынан текченин четине чейин; ийилген профилдерде (2-сүрөт) - дубалдын четинен алкактын (текченин) четине чейин.

Туурасынан кеткен гофраланган капталы менен эки тавр үчүн алкактык листтердин ашыкчасынын (текчелеринин) b_{ef} эсептелинүүчү туурасын $b_{ef} = 0,5 (b + 0,7f)$ барабар катары алуу сунушталат, мында b – алкактын туурасы, f – гофранын толкунунун бийиктиги.

Шарттуу ийкемдүүлүгү 0,8ден 4 чейинки борбордук, борбордон тышкары кысылган жана кысылып ийилүүчү элементтерде алкактык листтердин ашыкчасынын (текчелеринин) b_{ef} эсептелинүүчү туурасына t карата 15-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу маанилерден ашык эмес кабыл алуу сунушталат.

15-таблицанын формулаларында $\bar{\lambda} < 0,8$ же $\bar{\lambda} > 4$ маанисинде тиешелүү түрдө төмөнкүнү кабыл алуу сунушталат $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

15- т а б л и ц а

Текченин (алкактык листтин) жана элементтин кесилишинин мүнөздөмөсү	Эң чоң катыштар b_{ef}/t
Чети иштетилбеген эки тавр жана тавр	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Кырлар менен иштетилген эки тавр жана тавр	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,54 + 0,15\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Бирдей бурчтарга жана ийилген профилдерге чети иштетилбеген (швеллерди кошпогондо)	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Бирдей бурчтарга жана ийилген профилдерге чети иштетилген	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,50 + 0,18\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Текчелери бирдей эмес бурчтун жана швеллер текчесинин чоң иштетилбеген	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Кырлар менен иштетилген жана ийилген профилдердин планкалары менен күчөтүлгөн	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

7.2 Ийилүүчү элементтерде кысылган алкактын ашыкчасынын туурасынын b_{ef} калыңдыгына t карата катышын 16-таблица боюнча аныкталуучу мааниден ашык эмес кабыл алуу сунушталат.

16- т а б л и ц а

Ийилүүчү элементтердин эсептелиши	Свестин мүнөздөмөсү	Катыштардын эң чоң маанилери b_{ef}/t ¹⁾
Ийилгич деформациялоонун чегинде	Чети иштетилбеген	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	Кырлар менен иштетилген	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Пластикалык деформациялардын өнүгүүсүн эске алуу менен ²⁾	Иштетилбеген	$b_{ef}/t = 0,11 h_{ef}/t_w$ но не более $0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Кырлар менен иштетилген	$b_{ef}/t = 0,16 b_{ef}/t_w$ но не более $0,75 \sqrt{E/R_y}$

16- таблицанын уландысы

Ийилүүчү элементтердин эсептелиши	Свестин мүнөздөмөсү	Катыштардын эң чоң маанилери b_{ef}/t ¹⁾
<p>¹⁾Туурасынан кеткен гофра капталы менен эки тавр үчүн b_{ef} 8.1-пунктунун көрсөтмөлөрүнө ылайык кабыл алуу сунушталат.</p> <p>²⁾ $h_{ef}/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}$ болгондо катыштын эң чоң маанисин b_{ef}/t төмөнкүдөй кабыл алуу сунушталат: – чети иштетилбеген свес үчүн $b_{ef}/t = 0,3 \sqrt{E/R_y}$; кырлар менен иштетилген свес үчүн $b_{ef}/t = 0,450,3 \sqrt{E/R_y}$. 16-таблицада кабыл алынган белгилер: h_{ef} – устундун эсептелген бийиктиги t_w – устундун дубалынын калыңдыгы.</p>		

7.3 Текченин иштетилген кырларынын бийиктиги a_{ef} анын огуна өлчөнөт жана планкалар менен күчөтүлбөгөн (13-сүрөттү кара) элементтерде $0,3b_{ef}$ жана планкалар менен күчөтүлгөн элементтерде $0,2b_{ef}$ аз болбоосуна уруксат берилет, ушуну менен бирге кырдын калыңдыгы $2a_{ef}\sqrt{E/R_y}$ аз болбоого уруксат берилет.

7.4 Куту сымал кесилиштеги борбордук кысылган элементтерде алкактын эсептелген туурасынын калыңдыгына карата эң чоң катышын b_{ef}/t 11-таблица боюнча куту сымал кесилиштин капталдары үчүн сыяктуу кабыл алуу сунушталат.

Куту сымал кесилиштердин борбордон тышкары кысылган жана кысылып ийилүүчү элементтерде эң чоң катышты b_{ef}/t төмөнкүдөй кабыл алуу сунушталат:

$m \leq 0,3$ болгондо – борбордук кысылган элементтер үчүн сыяктуу;

$m \geq 1,0$ жана $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04 m$ болгондо

$$b_{ef}/t = \sqrt{E/R_y};$$

$m \geq 1,0$ жана $\bar{\lambda} > 2 + 0,04 m$ болгондо

$$b_{ef}/t = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Салыштырмалуу эксцентриситеттин маанилеринде $0,3 < m < 1$ эң чоң катыштарды b_{ef}/t $m = 0,3$ жана $m = 1$ болгондо эсептелген b_{ef}/t маанилеринин ортосундагы маанилердин ортосунда линиялык интерполяциясы менен аныктоо сунушталат.

7.5 Борбордук-, борбордон тышкары кысылган жана кысылып ийилүүчү элементтердин чектелген ийкемдүүлүгү боюнча кесилишин, ал эми ийилүүчү элементтердин – чектелген ийилиштер боюнча дайындоодо, ошондой эле эсептөөнүн тиешелүү негиздемесинде ашыкчанын эсептик туурасынын b_{ef}/t

калыңдыгына карата катышынын эң чоң мааниси коэффициентке $\sqrt{R_y \varphi_m} / \sigma$ көбөйтүлүшү сунушталат, бирок 1,25 ашык эмес.

Мында кабыл алуу сунушталат:

борбордук-, борбордон тышкары кысылган жана кысылып ийилүүчү элементтер үчүн: φ_m - φ , φ_e , φ_{exy} маанилеринин эң кичинеси, φ менен, элементтин туруктуулугун текшерүүдө колдонулуучу $\sigma = N/A$;

ийилүүчү элементтер үчүн: $\varphi_m = 1$; σ – эки мааниден чоңураагы

$\sigma = M/W \varphi_b$ же $\sigma = (M_x / J_x) y \pm (M_y / J_y) x$.

А1 тиркемеси

Ченемдик шилтемелер

Ушул курулуш эрежелеринде төмөнкү документтерге ченемдик шилтемелер пайдаланылды:

КР КЧ 20-02:2018* «Жер титирөөгө туруктуу курулуш. Долбоорлоо ченемдери»;

КЧ 53-01:2022 Болот конструкциялар. Долбоорлоонун ченемдери;

КЧЖЭ 31-07:2011 «Жеңил конструкциялардан тез тургузулчу имараттар. Долбоорлоонун ченемдери»;

КР КЧ 53-01:2022 «Болот конструкциялары. Долбоорлоо ченемдери»;

ЭЖ 260.1325800.2016 «Муздак ийилген цинктелген профилдерден жана гофрленген барактардан жасалган жука дубалдуу темир конструкциялар».

МАМСТ 27751-2014 «Курулуш конструкцияларынын жана негиздеринин ишенимдүүлүгү».

Э с к е р т ү ү – Бул КЭни колдонууда шилтеме алынчу документтердин иш-аракеттерин текшерүү максатка ылайыктуу:

- жалпы колдонуудагы маалыматтык системада – Кыргызстандарттын официалдуу сайтында, тийиштүү жылга стандартташтыруу боюнча документтердин кварталдык, жылдык Каталогунда;

- курулуш боюнча «Курулуш каталогунун (КК)» Кыргыз Республикасынын территориясында тийиштүү жылга колдонуудагы ченемдик документтеринде.

Эгер шилтемелик документ алмаштырылган (өзгөртүлгөн) болсо, анда бул КЧны колдонгон учурда алмаштырылган (өзгөртүлгөн) документ жетекчиликке алынган ылайык.

Эгер шилтемелик документ алмаштыруусуз жокко чыгарылган болсо, анда ага шилтеме берилгендеги жобо бул шилтеме тийиштүү болбогон бөлүгүндө пайдаланылат.

А2 тиркемеси

Терминдер жана алардын аныктамалары

1 жеңилдетилген конструкциялар: Объекттин көтөрүмдүүлүгүн сактоо менен алардын массасын, наркын, даярдалышын жана орнотулушун азайтууга алып келүүчү конструкциялар. Оң натыйжа жаңы материалдарды, жука дубалдуу конструкцияларды жана структуралык чечимдерди колдонуу аркылуу жетишилет. Жеңилдетилген типтеги имараттардын көтөрүмдүүлүгү курулуш участогунун кыртыштык шарттарын жана сейсмикалык таасирлерди эске алуу менен аныкталат.

2 тез курулуучу конструкциясынан имараттар: Имараттардын элементтерин тез чогултууга мүмкүндүк берүүчү болттор, бөрктөр менен же ширетүүдө бириктирилген жеңил панелдерди колдонуу менен калыңдыгы 1,3 мм кем эмес жука болот листтеринен жасалган прокаттык, ийилген лист конструкцияларды пайдалануу менен курулуучу имараттар.

3 курчоочу конструкциялар: Сырткы жана ички дубалдар, үстүнкү кабаттардын, жертөлөлөрдүн, техникалык жайлардын үстүндөгү жабуулар, жабуулар; өзүнчө панелдер, оюктарды толтуруулар (терезелер, витраждар, витриналар, фонарлар, эшиктер жана дарбазалар) жана сэндвич-панелдер (алардын ортосунда күйбөй турган жана (же) оңой күйбөй турган изолятор катмары бар цинктелген жана сырдалган металлдын эки барагынан турган конструкция).

4 жеңил болоттон жука дубалдуу конструкциялар (ЖБЖДК): Турак жай, коомдук жана өндүрүштүк максаттар үчүн тез курулуучу имараттарды куруу үчүн колдонулган калыңдыгы 1,3 мм кем эмес жука болоттон жасалган курулуш конструкциялары, КР КЧжЭ 31-07.

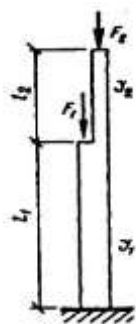
Б тиркемеси

Борбордук, борбордон тышкаркы кысылган жана кысылган ийилүүчү элементтердин туруктуулугун эсептөө үчүн коэффициенттер. Колонналардын эсептелген узундугунун коэффициенттерин аныктоо. Бир тепкичтүү колонналар

Бир тепкичтүү колоннанын астыңкы участогу үчүн эсептелген узундуктун коэффициенттерин μ_1 төмөнкүгө карата кабыл алуу сунушталат

$n = \frac{J_2 l_2}{J_1 l_1}$ жана чоңдуктар $\alpha = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}$ (мында J_1, J_2, l_1, l_2 – инерция моменти

кесилиштердин жана узундуктардын инерциясынын учурлары колоннанын төмөнкү жана жогорку участокторуна ылайык Б.1 сүрөтү жана $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}$:



Б.1-сүрөтү – Бир тепкичтүү колоннанын схемасы

КР КЧ 53-01дин И.1 таблицасы боюнча ар кандай бекиткичтерден бош болгон жогорку аяктоосунда;

КР КЧ 53-01дин И.2-таблицасы боюнча бурулуп кетүүдөн бекитилген жогорку аяктоосунда жана анын эркин жылышуу мүмкүнчүлүгүндө;

Шарнир менен бекитилген же бурулуп кетүүдөн бекитилген кыймылсыз жогорку аяктоосунда, колоннанын астыңкы участогу үчүн μ_1 коэффициенттин маанисин төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}} \quad (\text{Б.1})$$

мында $\mu_{12} - F_1 = 0$ болгондо төмөнкү участоктун эсептөө узундугунун коэффициенти;

$\mu_{11} - F_2 = 0$ болгондо төмөнкү участоктун эсептөө узундугунун коэффициенти.

μ_{12} жана μ_{11} коэффициенттеринин маанилерин төмөнкүдөй кабыл алуу сунушталат:

жогорку аягы шарнирге бекитилген учурда – КР КЧ 53-01дин И.3-таблицасы боюнча;

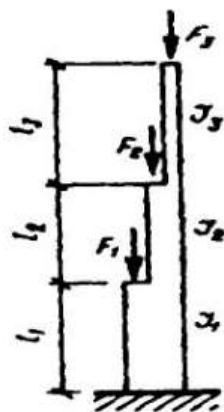
бурулуп кетүүдөн бекитилген кыймылсыз жогорку аягында – КР КЧ 53-01 И. 4-таблицасы боюнча.

Бардык учурларда колоннанын жогорку участогу үчүн μ_2 эсептелген узундугунун коэффициенттери төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат $\mu_2 = \mu_1/\alpha \leq 3$

Эки тепкичтүү колонналар

КР КЧ 53-01дин И.5 жана ушул Тиркеменин Б.1 таблицаларында келтирилген жогорку аягын бекитүү шартында эки тепкичтүү колоннанын астынкы участогу үчүн эсептөө учундугунун коэффициенты μ_1 Б.2-сүрөтү төмөнкү формула боюнча

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \mu_{m1}^2 + (\beta_2 \mu_{m2}^2 + \mu_{m3}^2)(1 + \delta_2)^2 J_1 / J_{1m}}{1 + \beta_1 + \beta_2}} \quad (\text{Б.2})$$



Б.2-сүрөтү – Эки тепкичтүү колоннанын схемасы

мында $\mu_{m1}, \mu_{m2}, \mu_{m3}$ – Б.3-сүрөтүнүн схемалары боюнча бир тепкичтүү колонналар үчүн КР КЧ 53-01дин И.5 жана ушул Тиркеменин Б.1 таблицалары боюнча аныкталуучу коэффициенттер;

$$\beta = \frac{F_2}{F_3}; \beta = \frac{F_2}{F_3}; \delta = l_2 / l_1$$

F_1, F_2, F_3 - тепкич пайда болгон жерлерде жана колоннанын жогорку жагында келтирилген узундугуна кеткен күчтөр;

J_{1m} - төмөнкү формула боюнча аныкталуучу l_1 жана l_2 участкактору үчүн инерция учурунун орточо мааниси формуласы боюнча

$$J_{1m} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2} \quad (\text{Б.3})$$

J_{2m} - төмөнкү формула боюнча аныкталуучу l_2 жана l_3 участкактору үчүн инерция учурунун орточо мааниси

$$J_{2m} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3} \quad (\text{Б.4})$$

J_1, J_2, J_3 - кесилиштердин жана узундуктун инерциясынын учуру

J_1, J_2, J_3 - колоннанын астынкы, ортонку жана жогорку участоктору.

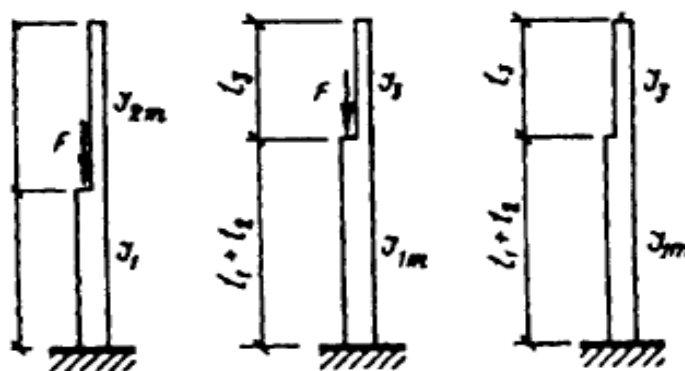
l_2 узундугу болгон орточо участок үчүн эсептөө узундугунун коэффициенттеринин маанилери μ_2 төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2 \tag{Б.5}$$

ал эми l_3 узундугу болгон жогорку участок үчүн эсептөө узундугунун коэффициенттеринин маанилери μ_3 төмөнкү формула боюнча аныктоо сунушталат

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \leq 3 \tag{Б.6}$$

мында $\alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1(F_2 + F_3)}{J_2(F_1 + F_2 + F_3)}}; \alpha_3 = \frac{l_3}{l_1} \sqrt{\frac{J_1 F_3}{J_3(F_1 + F_2 + F_3)}}$



Б.3-сүрөтү – Бир тепкичтүү колонналардын схемалары (КР КЧ 53-01дин И.5 жана ушул Тиркеменин Б.1 таблицаларына карата),

а – F күчү колоннанын астынкы участогуна коюлган; б – ошол эле, орточо участогуна, в – ошол эле, жогорку участогуна

Б. 1 т а б л и ц а с ы – туруктуу кесилиштеги колонналардын жана тирөөчтөрдүн эсептөө узундуктарын аныктоо үчүн коэффициенттер μ

Бекитүүнүн жана жүктөмдүн түрүнүн схемасы				
μ	1,0	0,7	0,5	2,01
Бекитүүнүн жана жүктөмдүн түрүнүн схемасы				
μ	1,0	2,0	0,725	1,12

Б.2- т а б л и ц а с ы – Борбордук кысылган элементтердин узатасынан кеткен ийлишинин коэффициенттери ϕ

Ийилгичтиги λ	Эсептөө каршылыгы R МПа (кг/см ²) болгон болоттон жасалган элементтери үчүн коэффициенттер ϕ											
	200 (2050)	40 (2450)	280 (2850)	20 (3250)	60 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	99
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	94	89
180	233	196	170	150	135	123	112	104	97	91	85	81
190	210	177	154	136	122	111	102	94	88	82	77	73
200	191	161	140	124	111	101	93	86	80	75	71	67
210	174	147	128	113	102	93	85	79	74	69	65	62
220	160	135	118	104	94	86	77	73	68	64	60	57

Примечание – Значение коэффициентов ϕ в таблице увеличены в 1000 раз.

Б.3-т а б л и ц а с ы – симметриянын тегиздиги менен дал келген аракетинин тегиздигинде борбордон тышкары кысылган тегиз дубал стержендеринин туруктуулугун текшерүү үчүн коэффициенттери ϕ_e

Шарттуу ийкемдүү- лүк	m_{ef} келтирилген салыштырмалуу эксцентриситетте коэффициенттер ϕ_e												
	0,1	0.25	0.5	0.75	1.0	1,25	1,5	1,75	2.0	2.5	3.0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$													
0.5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1.5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2.0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3.0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3.5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4.0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4.5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5.0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5.5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6.0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6.5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7.0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8.0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9.0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042
0.5	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090
1.0	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086
1,5	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082
2.0	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079
2.5	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076
3.0	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073

Б.3 таблицасынын уландысы

Условная гибкость	Коэффициенты ϕ_e при приведенном относительном эксцентриситете												
	0,1	0.25	0.5	0.75	1.0	1,25	1,5	1,75	2.0	2.5	3.0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$													
3.5	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069
4,0	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066
4,5	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064
5,0	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062
5.5	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060
6.0	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057
6,5	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054
7.0	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052
8.0	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047
9.0	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043
10,0	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039
11.0	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035
12,0	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032
13,0	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030
14,0	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029
<p>Эскертүүлөр</p> <p>1 ϕ_e коэффициенттердин маанилери таблицада 1000 эсе жогорулатылды.</p> <p>2 ϕ_e маанисин ϕ маанилеринен жогору эмес кабыл алуу.</p>													

Б.4-т а б л и ц а – симметриянын тегиздиги менен дал келген учурдагы аракеттин тегиздигинде борбордон тышкары кысылган (кысылган-ийилүүчү) тешип өтүүчү стержендердин туруктуулугун текшерүү үчүн φ_e коэффициенттери

Шарттуу келтирилген ийилүүсү	Салыштырмалуу эксцентриситетте m болгондо φ_e коэффициенттери												
	0.1	0,25	0.5	0,75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$													
0.5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200
1.0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197
1.5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183
2.5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175
3.0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165
3.5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155
4.0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145
4.5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136
5.0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127
5.5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118
6.0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109
6.5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102
7.0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095
8.0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082
9.0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062
11.0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054
12.0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041

Б.4-таблицанын уландысы

Шарттуу келтирилген ийилүүсү	Салыштырмалуу эксцентриситетте m болгондо φ_e													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$														
0.5	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1.0	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1.5	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2.0	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2.5	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025
<p>Эскертүүлөр</p> <p>1 φ_e коэффициенттердин маанилери таблицада 1000 эсе жогорулатылды.</p> <p>2 φ_e маанисин φ маанилеринен жогору эмес кабыл алуу.</p>														

Эки тавр жана тавр кесилиштери үчүн c_{\max} коэффициенттери

Б.4-сүрөтүндөгү симметриянын бир огу менен эки тавр кесилиштери үчүн c_{\max} коэффициентин төмөнкү формула боюнча эсептөө сунушталат

$$c_{\max} = \frac{2}{[1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} (\alpha_x - \frac{e_x}{h})^2}]} \quad (\text{Б.7})$$

мында $\alpha_x = (h_1 J_1 - h_2 J_2) / (J_y h)$;

$e_x = \frac{M_x}{N}$ өз белгиси менен кабыл алынуучу х-х огуна карата кысуучу күчтү тиркөөнүн эксцентриситети (Б.4-сүрөтүндө e_x «плюс» белгиси менен көрсөтүлгөн);

h- алкактардын окторунун ортосундагы аралык;

$$\mu = \frac{8J_1 J_2}{J_y^2} + 0,156 \frac{J_t}{A h^2} \lambda_y^2;$$

$$B = 1 + \frac{2\beta e_x}{p h};$$

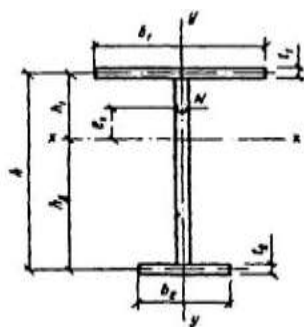
$$\delta = 4p / \mu$$

J_1 жана J_2 - у-у огуна карата чоң жана кичине алкактарына тиешелүү инерция учуру;

$$p = (J_x + J_y) / (A h^2) + \alpha_x^2;$$

J_t жана β - 53-01 КР КЧнын Ж.5 жана ушул эреженин В Тиркемесинин В.3-таблицаары үчүн аныктамаларда келтирилген формулалар боюнча аныкталуучу чоңдуктар.

Тавр кесилиштери үчүн c_{\max} коэффициентинин мааниси J_t эсептөөдө $J_2 = 0$, ошондой эле $b_2 = 0$ жана $t_2 = 0$ (Б.4-сүрөтү) кабыл алуу менен эки тавр кесилиштери үчүн сыяктуу аныктоо сунушталат.



Б.4-сүрөтү – борбордон тышкары кысууда симметриянын бир огу менен эки тавр кесилишинин схемасы

В тиркемеси

Устундарды туруктуулукка эсептөө үчүн φ_b коэффициенттери

φ_b коэффициенттерин аныктоо үчүн симметриянын эки огу менен эки тавр кесилишиндеги устундар үчүн формуласы боюнча

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{sf}}\right)^2 \frac{E}{R_y} \quad (\text{B.1})$$

мында ψ маанисин жүктөмдүн мүнөзүнө жана төмөнкү формулалары боюнча эсептелинүүчү α параметри жана жүктөмдүн мүнөзүнө карата В.1 жана В.2-таблицаалары боюнча кабыл алуу сунушталат:

а) прокаттык эки тавр үчүн

$$\alpha = 1,54 \frac{J_x}{J_y} (l_{sf}/h)^2 \quad (\text{B.2})$$

мында l_{sf} - 6.9.п. талаптарына ылайык аныкталуучу устундун жана консолдун эсептелинүүчү узундугу;

h - кесилиштин толук узундугу;

J_x - бураганда инерциянын учуру;

б) үч листтен түзүлгөн ширетилген эки тавр, ошондой эле өтө бекем болтторго бекитилген алкактык кошулмалар менен эки тавр устундар үчүн

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{sf} t_1}{h b_f}\right)^2 \left(1 + \frac{\alpha t^3}{b_f t_1^3}\right) \quad (\text{B.3})$$

мында белгиленген:

ширетилген эки таврлар үчүн:

t – дубалдын калыңдыгы;

b_f жана t_1 – устундун алкагынын туурасы жана калыңдыгы;

h – алкактардын окторунун ортосундагы аралык;

a - 0,5 h барабар өлчөм;

өтө бекем болтторго бекитилген алкактык кошулмалар менен эки тавр устундар үчүн:

t – дубалдын калыңдыгынын жана вертикалдуу алкактык бурчтардын суммасы;

b_f – алкактын листтеринин туурасы;

t , - алкактын листтеринин калыңдыгынын жана алкактык бурчтун горизонталдык текчесинин суммасы;

h – алкактык листтер топтомунун окторунун ортосундагы аралык;

a – горизонталдык текченин калыңдыгын эсептеп чыгуу менен алкактык бурчтун вертикалдуу текчесинин туурасы. Ушул курулуш эрежелеринин (64) формуласында φ_b коэффициентинин маанисин төмөнкүдөй кабыл алууга уруксат берилет: $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$ болгондо; $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$ болгондо, бирок, 1,0 ашык эмес.

В.1-таблица – Симметриянын эки огу менен эки тавр устундары үчүн ψ коэффициенттери

Арышта кысылган алкактын саны	Арышта жүктөмдүн түрү	Жүктөлгөн алкак	α маанисинде ψ үчүн формулалар	
			$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Бекитүүсүз	Бир жерге топтолгон	Үстүнкү Астынкы	$\psi=1,75+0,09\alpha$ $\psi=5,05+0,09\alpha$	$\psi=3,3+0,053 \alpha-4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$ $\psi=6,6+0,053 \alpha-4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
	Тегиз бөлүштүрүлгөн	Үстүнкү Астынкы	$\psi=1,6+0,08\alpha$ $\psi=3,8+0,08\alpha$	$\psi=3,15+0,04 \alpha-2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$ $\psi=5,35+0,04 \alpha-2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Арышты эки бирдей бөлүккө бөлгөн эки же андан ашык	Каалаган	Каалаган	$\psi=2,25+0,07\alpha$	$\psi=3,6+0,04 \alpha-3,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Ортосунда бирөө	Ортосунда топтолгон	Каалаган	$\psi = 1,75 \psi_1$	$\psi = 1,75 \psi_1$
	Төрттөн бир бөлүгүндө топтолгон	Үстүнкү Астынкы	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,6 \psi_1$	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,6 \psi_1$
	Тегиз бөлүштүрүлгөн	Үстүнкү Астынкы	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,3 \psi_1$	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,3 \psi_1$

Эскертүү – Арышта кысылган алкактын эки же андан ашык бекитилиштеринде ψ_1 маанисин ψ барабар катары кабыл алуу сунушталат.

В.2-таблица – симметриянын эки огу менен эки тавр кесилишиндеги каттуу бекитилген консолдор үчүн ψ коэффициенттери

Жүктөмдүн түрү	Жүктөлгөн алкак	α маанисинде жана кысылган алкак жок болгон учурда ψ үчүн формулалар	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Консолдун аягына топтолгон	Үстүнкү	$\psi = 1,0 + 0,16 \alpha$	$\psi = 4,0 + 0,05 \alpha$
	Астынкы	$\psi = 6,2 + 0,08 \alpha$	$\psi = 7,0 + 0,05 \alpha$
Тегиз бөлүштүрүлгөн	Үстүнкү	$\psi = 1,42$	

Эскертүү – Консолдун аягында же узундугу боюнча горизонталдык тегиздикте кысылган алкактын бекиткичтери бар болсо ψ коэффициенттерин бекиткичтери жок консолу үчүн катары аныктоо сунушталат, консолдун аягында үстүнкү алкакка тиркелген топтолгон жүктөм болгон учурду кошпогондо, мындай учурда $\psi=1,75 \psi_1$ (ψ_1 маанисин В.1-таблицасынын эскертүүсүнө ылайык кабыл алуу сунушталат)

2. Симметриянын бир огу менен эки тавр кесилишиндеги устундар үчүн (В.1-сүрөтү) φ_b коэффициенттерин аныктоо үчүн φ_1 жана φ_2 коэффициенттерин төмөнкү формулалар боюнча эсептөө сунушталат:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \quad (B.4)$$

$$\varphi_2 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \quad (B.5)$$

h_1 – кесилиштин оордук борборунан кыйла өнүккөн алкактын огуна чейинки аралык;

h_2 – ошол эле, анча өнүкпөгөн алкактын огуна чейин;

l_{ef} – 6.9-п. талаптарына ылайык аныкталуучу устун жана консолдун эсептелинуучү узундугу;

ψ – төмөнкү формула боюнча эсептелинуучү коэффициент

$$\psi = D (B + \sqrt{B^2 + C}) \quad (B.6)$$

Формуладагы D, C жана B коэффициенттерин 53-01 КР КЧнын Ж.5 жана В.3-таблицаары боюнча аныктоо сунушталат.

$0,9 < n < 1,0$ болгондо эки тавр кесилиштери үчүн ψ коэффициенттери эки тавр кесилиштери үчүн болгондо жана тарвлар үчүн $n = 0,9$ болгондо (Г.6) формуласы боюнча алынган маанилердин ортосунда сызыктуу интерполяциясы менен аныктоо сунушталат.

Топтолгон же тегиз бөлүштүрүлгөн жүктөмдө тавр кесилиши үчүн жана $\alpha < 40$ болгондо ψ коэффициенттерин $(0,8 + 0,004 \alpha)$ көбөйтүү сунушталат.

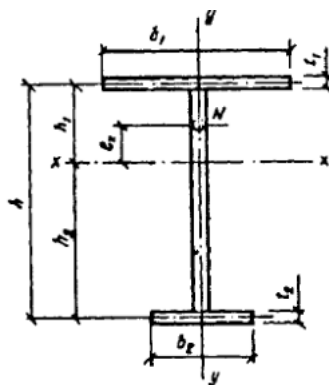
$n > 0,7$ жана $5 \leq l_{ef}/b_2 \leq 25$ болгондо φ_2 коэффициентинин маанисин $(1,025 - 0,015 l_{ef}/b_2)$ көбөйтүү менен азайтуу жана ушуну менен бирге 0,95 ашык эмес кабыл алуу сунушталат.

Анча өнүкпөгөн кысылган алкагы менен устундарда $l_{ef}/b_2 > 25$ маанисине сунушталбайт.

(63) формуласында φ_b коэффициенттеринин маанилерин В.4-таблицасы боюнча кабыл алуу сунушталат, бирок 1,0 ашык эмес.

3 Швеллер кесилишиндеги устундар үчүн φ_b коэффициенттерин эки тавр кесилишиндеги симметриялуу устундары үчүн сыяктуу аныктоо сунушталат; ушуну менен бирге α маанисин (В.2) формуласы боюнча эсептөө, ал эми эсептелген φ_1 маанилерин 0,7ге көбөйтүүгө уруксат берилет.

(В.1) жана (В.2) формулаларындагы J_x , J_y , и J_t маанилерди швеллер үчүн кабыл алуу сунушталат.



В.1-сүрөт – ийилүүдө симметриянын бир огу менен эки тавр кесилишинин схемасы

53-01 КР КЧнын Ж.5-таблицасында кабыл алынган белгилер:

$$n = \frac{J_1}{J_1 + J_2}; \mu = n(1-n)(9,87 + \alpha_1),$$

мында $\alpha = 0,385 \frac{J_1(J_1 + J_2)}{J_1 J_2} (l_{ef}/h)^2$

мында J_1 и J_2 - кесилиштин симметриясынын огуна карата чоң жана кичине алкактардын инерциясынын учурлары;

α - (В.2) формуласы боюнча аныктоо сунушталат, мында бураган учурда кесилиштин инерция учуру $J_c = \frac{\delta}{3} \sum b_i t_i^3$,

мында $b_i t_i$ - кесилишти пайда кылган листтердин туурасы жана калыңдыгы; $\delta = 1,25$ симметриянын бир огу менен эки тавр кесилиши үчүн; $\delta = 1,20$ - тавр кесилиши үчүн.

В.3-таблица – В коэффициенти

Кесилиштин схемасы жана жүктөмдү койгон жери	Жүктөмдө В коэффициенти		
	Аралыктын ортосунда топтолгон	тегиз бөлүштүрүлгөн	таза ийилишке алып келген топтолгон
	δ	μ	β
	$1-\delta$	-1	β
	$1-\delta$	-1	-
	$-\delta$	$-\mu$	-

В.3-таблицасында кабыл алынган белгилер.

$$\delta = n + 0,743\beta, \quad \mu = n + 1,145\beta;$$

$$\beta = \left\{ 0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\} (2n-1),$$

мындае b_1 - устундун кайла өөрчүгөн алкагынын туурасы;

n - 53-01 КР КЧнын Ж.5-таблицасында келтирилген маанини билдирет.

В.4-таблицасы $-\varphi_b$ коэффициенттери

φ_2 мааниси	Кысылган алкактагы коэффициенттер	
	кыйла өөрчүгөн	анча өөрчүгөн эмес
$\varphi_2 \leq 0.85$	$\varphi_b = \varphi_1$	$\varphi_b = \varphi_2$
$\varphi_2 < 0.85$	$\varphi_b = \varphi_1 \left[0,21 + 0,68 \times \left(\frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right]$	$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_2$

Г тиркемеси

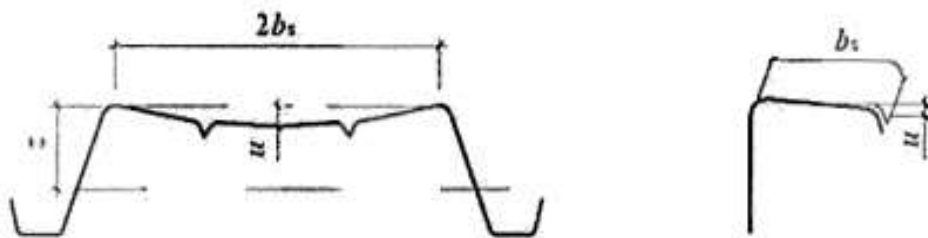
Г.1 Кыйгач кесилиш элементтердин редукцияланган геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо ыкмалары

Г.1.1 Муздак ийилген элементтердин жана профиль барактарынын көтөрүү жөндөмүн жана катуулугун аныктоодо жергиликтүү туруктуулугун жоготууга таасирин жана кыйгач кесилиштин кысылган бөлүгүнүн формасынын туруктуулугун эске алуу сунушталат.

Жука дубалчалуу конструктивдүү элементтин (пластинканын) A_{red} редукцияланган аянты жергиликтүү туруктуулугун жоготкондон кийин төмөнкү формула менен аныкталат

$$A_{red} = \rho \cdot A \quad (\text{Г.1})$$

Г.1.2 Профилдин кысылган жазы текчелеринин ийри болушунун профиль текчелеринин долбоордук огуна карата көтөрүү жөндөмүнө ийилүүдө, же арка профилинин текчелери ийилгенде таасир этүүсүн эске албай коюуга жол берилет. Мында тышкы тарабы кысылган болот, эгерде анын ийри болушу профилдин кесилиш бийиктигинин 5 % түзсө, анын таасири Г.1. сүрөттө көрсөтүлгөн. Эгерде көбүрөөк ийри болсо, анда көтөрүү жөндөмүнүн төмөндөшүн эске алуу сунушталат, мисалы, жазы текчелерди кошууну азайтуу жана дубалдардын мүмкүн болгон бүктөмүн эске алуу жолу менен. Г.1.3 Катуулук элементтери менен жана аларсыз, кысылган жана узун профиль текчелеринин ийри болуу мисалдары жүктөм кошулганга чейин түз абалы Г.1. сүрөттө көрсөтүлдү



Г.1 сүрөтү –Профиль текчелеринин ийри болушу, жүктөм кошулганга чейинки түз абалынын мисалы

Г.1.4 Кысылган текчелердин ийри болушу (текченин бүктөмүнүн нейтралдык окко ички тарапка деформациясын) u төмөндө берилген формула боюнча эсептешет. Эсептөө узунунан кеткен катуулук элементтери менен жана аларсыз кысылган жана узун текчелер үчүн колдонулат, бирок жакын жайгашкан туурасынан кеткен гофралары менен текчелер үчүн колдонулбайт.

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z} \quad (Г.2)$$

Арка устундары үчүн :

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 r} \quad (Г.3)$$

анда b_s – куту сымал жана баш жактагы кесилиштин дубалчаларынын ортосундагы аралыктын жарымы, же текчелердин кошулуусу;

t – текчелердин кендиги;

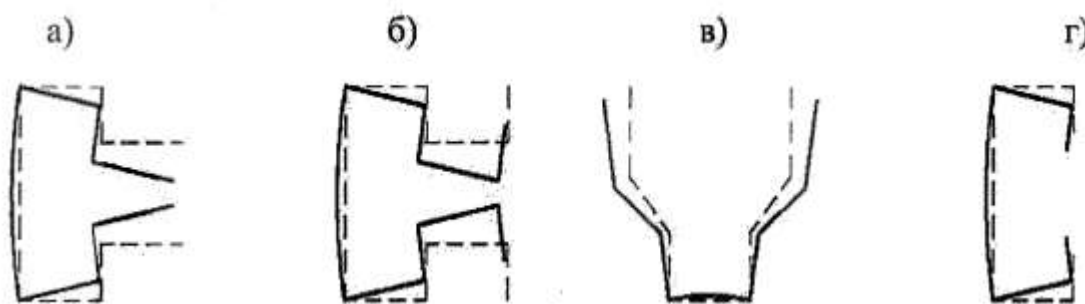
z – каралып жаткан текчеден нейтралдуу окко чейинки аралык;

r – арка устунунун ийри болуу радиусу;

σ_a – толук аянт боюнча эсептелген текчелердеги башкы чыңалуу.

Эгерде чыңалуу натыйжалуу кыйгач кесилиш үчүн эсептелген болсо, башкы чыңалуу ушул чыңалууну текченин толук аянтына карата текченин натыйжалуу аянтынын катышына көбөйтүү аркылуу аныкталат.

Г.1.5 Муздак ийилген профилдердин көтөрүү жөндөмүн жана катуулугун аныктоодо жергиликтүү туруктуулукту жоготуу таасирин жана кесилиш формаларынын туруктуулугун эске алуу сунушталат, бул 7.6. сүрөттөгү учурлар үчүн көрсөтүлдү.



Г.2 сүрөт– Кесилиш формаларынын туруктуулугун жоготуу мисалдары

Г.1.6 Кесилиш формаларынын туруктуулугун жоготууга таасир этиши 7.6 а) – 7.6 г) сүрөттөрдө көрсөтүлгөн учурлар үчүн эске алынышы сунушталат. Бул учурларда кесилиш формаларынын туруктуулугун жоготууга таасир этүүсү тирөөчтөрдүн туруктуулугу сандык ыкма, же башкы текшерүүлөр менен сызыктуу, же сызыктуу эмес эсептөө аркылуу бааланат; Сызыктуу эсептөөнүн жөнөкөй ыкмасы 7.3.2 и 7.3.3. сүрөттөрдө берилди.

Г.1.7 Редукцияланган элементтердин туруктуу калыңдыгында редукция пластинканын кендигинин өзгөрүшүнүн эсебинен жүргүзүлөт $b_{ef} = \rho b$, ошондой эле кендигинин өзгөрүү редукциясын $t_{ef} = \rho t$ жүргүзүүгө да жол берилет.

Бекитилген узунунан кеткен жээктери бар жылмакай кысылган пластиналар үчүн (мисалы, кош кырдуу дубалча, же С-түрүндөгү текче жана стейк), редуциянын коэффициенти төмөнкүдөй аныкталат:

$$\rho = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad (\text{Г.4})$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0; \text{ при } \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad (\text{Г.5})$$

анда $(3 + \psi) > 0$.

Бекитилген узунунан кеткен эки жээги бар жылмакай кысылган пластиналар үчүн, мисалы кош кырдуу, бурчтуу, же швеллердик кесилиш текчелери (асылган текче):

$$\rho = 1,0 \text{ үчүн} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (\text{Г.6})$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (\text{Г.7})$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr}}} \quad (\text{Г.8})$$

анда

Бекитилген узунунан кеткен эки жээги бар жылмакай кысылган пластиналар үчүн (С-түрүндөгү кесилиш дубалчалар жана текчелер), же бир тарабына бекитилген (мисалы, швеллер же бурчтук текчелери), редуциянын коэффициенти σ_{cr} пластинкасынын туруктуулукту жоготуунун кооптуу чыңалышына байланыштуу аныкталат:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} \quad (\text{Г.9})$$

анда k_{σ} – чектик шарттарга жана пластинкадагы чыңалуунун мүнөзүнө көз каранды коэффициент;

b – пластинканын кеңдиги;

t – пластинканын калыңдыгы;

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

Болот пластинканын формуласы $\bar{\lambda}_p$ түрүндө берилет:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28,4 t \epsilon \sqrt{k_{\sigma}}} \quad (\text{Г.10})$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}} \quad (\text{Г.11})$$

анда

Г.7 ылайык альтернативдүү ыкма катары натыйжалуу аянттарды аныктоо үчүн жол берилет эсептелген каршылык көрсөтүүдөн төмөнкү чыңалуунун кысуу деңгээлинде төмөнкү формула колдонулат:

Эки тараптуу бекитүүсү менен жылмакай аралык кысылган пластина үчүн

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \leq 1 \quad (\text{Г.11})$$

бекитүүсү менен урчугуй кысылган жылмакай пластина үчүн (барактын ашыкча бөлүгү)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \leq 1 \quad (\text{Г.12})$$

анда $\bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}$;

σ_{com} – пластинанын жүктөмдөн редуцияланган кесилишинде кысуунун реалдуу чыңалуусу.

ψ – аз чыңалуунун көп чыңалууга карата катышы, кысуу туура болуп эсептелет.

Г.1.8 Редуцияланган кесилиштин геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо үчүн (A_{red} , I_{red} , W_{red}) натыйжалуу кеңдигин b_{ef} , жана k_σ Г.1, Г.2 таблицаларда берилген формулалар боюнча аныкталган коэффициентти билүү сунушталат.

Г.1- т а б л и ц а с ы – Эки жээк менен бекитилген пластиналар

Чыңалууну бөлүштүрүү (кысуу туура)	Натыйжалуу кеңдик b_{ef}
	$\psi = 1$ $b_{ef} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = 0,5b_{ef} \quad b_{e2} = 0,5b_{ef}$
	$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef} \quad b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$

Г.1 -таблицасынын уландысы

Чыңалууну бөлүштүрүү (кысуу туура)				Натыйжалуу кеңдик b_{ef}		
				$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot b / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4b_{ef} \quad b_{e2} = 0,6b_{ef}$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	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	$5,98 (1 - \Psi)^2$
<p>* $\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$ – ушул Г.2. таблицанын сүрөтүндө көрсөтүлгөн чыңалуунун эпюрасына ылайык аз чыңалуунун көп чыңалууга карата катышы.</p>						

Г.2- т а б л и ц а с ы – Бир жээги бекитилген пластиналар

Чыңалууну бөлүштүрүү (кысуу туура)		Натыйжалуу кеңдик b_{ef}	
		$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho c$	
		$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$	

Г.3 - таблицасынын уландысы

Чыңалууну бөлүштүрүү (кысуу туура)			Натыйжалуу кеңдик b_{ef}		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	0	-1	$1 \geq \Psi \geq -3$	
Коэффициент k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\Psi + 0,07\Psi^2$	
			$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1
Коэффициент k_σ	0,43	$0,578 / (\Psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\Psi + 17,1\Psi^2$	23,8
<p>* $\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$ – ушул Г.1 таблицанын сүрөтүндө көрсөтүлгөн чыңалуунун эпюрасына ылайык аз чыңалуунун көп чыңалууга карата катышы.</p>					

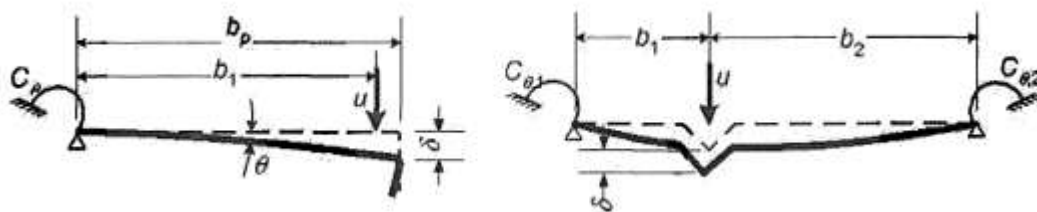
Г.2 Катуулуктун узунунан кеткен элементтери менен бекемделген пластиналар

Г.2.1 Профилдердин узунунан кеткен кесилишин түзгөн пластиналардын катуулугун жана көтөрүү жөндөмдүүлүгүн жогорулатуу үчүн катуулуктун аралыктык жана аймактык элементтери менен бекемделет (Г.3 сүрөттү кара).

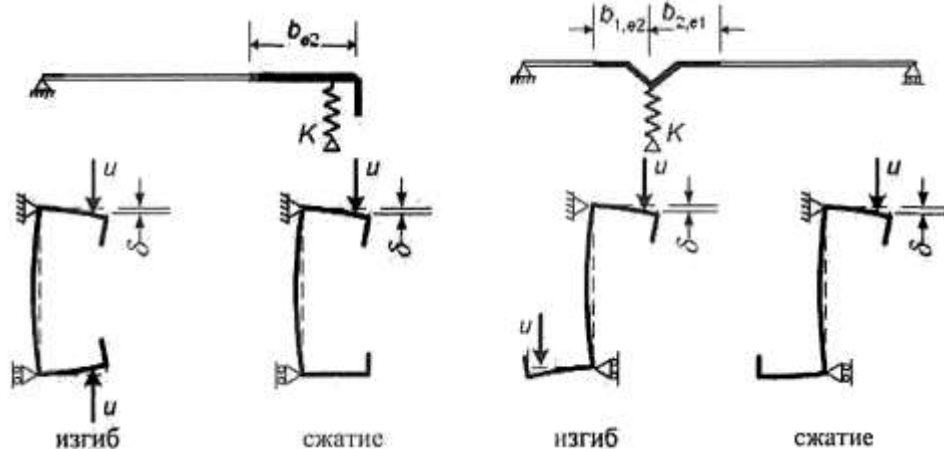
Г.2.2 Катуулук элементтери менен пластинага салынган катуулукка эптүү байланыштардын ийкемсиздиги арыштык бирдиктүү жүктөм тиркемеси менен u эске алынышы сунушталат, Г.3. сүрөтүндө көрсөтүлгөндөй K катуулук байланыштарынын узундук бирдиги төмөнкү формула боюнча эсептелет

$$K = u / \delta, \tag{Г.13}$$

анда δ – катуулук элементинин u оордук борборунда колдонулган b_1 катуулук элементинин туурасынан кеткен кесилишинин натыйжалуу бөлүгүнүн профилдин узундук бирдигине бирдиктүү жүктөмдөн жылышы.



а) анык схема



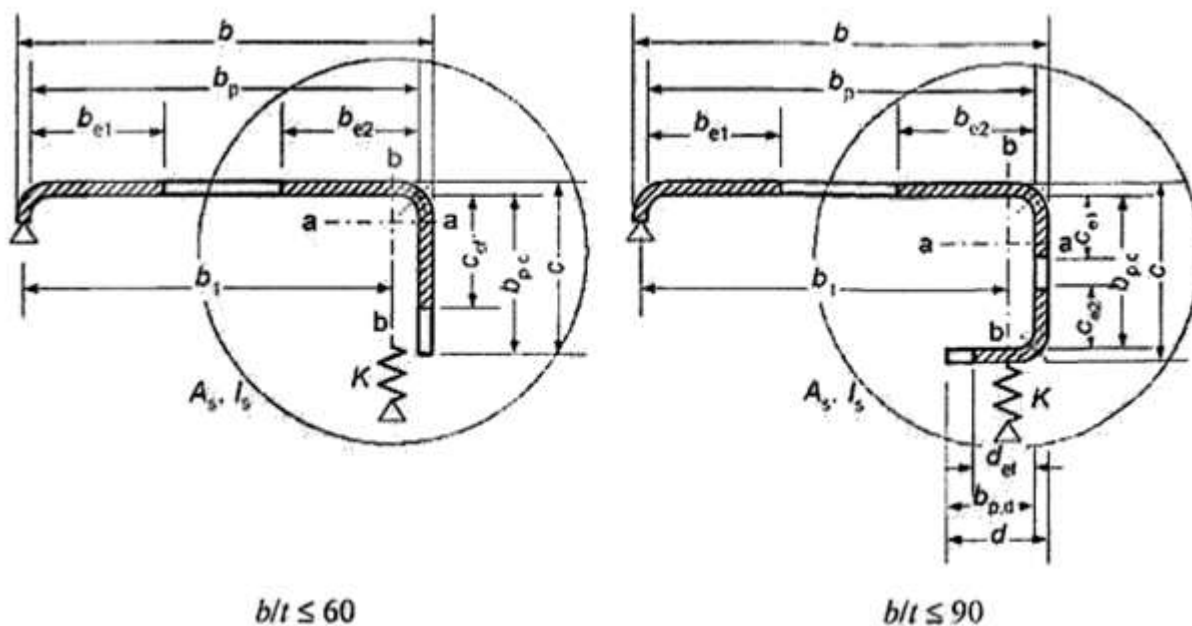
б) эквиваленттик схема

Г.3-сүрөт – Байланыштардын катуулугун аныктоого схемалар

Катуулуктун аймактык элементи үчүн жылдыруу δ төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3}{3} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3} \quad (\text{Г.14})$$

Г.2.3 Четки ийилүүсү менен туурасынан кеткен кесилиш Г.3-сүрөттө көрсөтүлгөндөй катуулуктун вертикалдык элементинен c , же вертикалдык жана горизонталдык элементтерден c жана d , ошондой эле бекитилген пластинканын жалпак участогунун b_p ыктаган натыйжалуу бөлүгүнөн турат.



а) четки бир бүктөм

б) четки эки бүктөм

Г.4-сүрөт – Четки ийилүүлөр

Г.2.4 Дубалчадан жана жогорку, төмөнкү текчелерден турган С- жана Z- түрүндөгү, ага окшош профилдин кесилиштеринин четки ийилүүлөрүн эсептөө бүктөм, же кош бүктөм түрүндөгү катуулук элементтери менен кысылган текчелердин натыйжалуу кеңдигин аныктоо менен башталуусуна уруксат берилет, параметрлери «с» же «с» жана «d» кош бүктөм үчүн Г.1 боюнча аныкталат.

Кысылган текчелердин башталгыч натыйжалуу кесилиши текчеге четки бүктөмү менен коюлган катуулук $K = \infty$ болжолдуу түрдө аныкталат жана чыңалуу R_y барабар.

Г.2.5. Г.3, Г.4. сүрөттө берилген натыйжалуу кеңдиктин баштапкы мааниси b_{e1} жана b_{e2} , Г.1.7 боюнча аныкталат, анда (b_p) эки тарабындагы оперт жалпак элементине жол берилепт.

Г.2.6 Г.4. сүрөттө берилген натыйжалуу кеңдиктин баштапкы маанисин c_{ef} жана d_{ef} төмөнкүдөй жол менен аныктоо сунушталат:

а) бир тараптуу четки бүктөм үчүн:

$$c_{ef} = \rho b_{p,e1} \tag{Г.15}$$

анда ρ туруктуулукту жоготуу коэффициентин k_σ эске алуу менен аныкталат:

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

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

б) четки кош бүктөм үчүн:

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}, \tag{Г.16}$$

анда ρ Г.1.7 боюнча туруктуулукту жоготуу коэффициентин k_{σ} эске алуу менен эки тарабынан көтөрүлгөн пластинка үчүн аныкталат;

$$d_{ef} = \rho b_{p,d}, \tag{Г.17}$$

анда ρ Г.1.6. боюнча туруктуулукту жоготуу коэффициентин k_{σ} эске алуу менен бир тарабынан көтөрүлгөн пластинка үчүн аныкталат.

Четки бүктөмдүн туурасынан кесилишинин A_s натыйжалуу аянты төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$A_s = t (b_{e2} + c_{ef}) \tag{Г.18}$$

же

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{ef}). \tag{Г.19}$$

Э с к е р т ү ү – Зарыл учурда тегеректөө эске алынат.

Г.2.7 Көтөрүү жөндөмүн төмөндөтүү коэффициенти x_d кесилиш формасынын туруктуулугун жоготуунун (катуулуктун четки элементинин туруктуулукту жоготуу жалпак формасы) $\sigma_{cr,s}$ маанисине байланыштуу аныкталат.

Четки бүктөмдүн туруктуулугун жоготуусунун кооптуу чыңалуусу ийкемдүү баскычта $\sigma_{cr,s}$ төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K_1 E I_s}}{A_s}, \tag{Г.20}$$

анда K_1 – текченин узундук бирдигине коюлган бүктөмдүн байланышынын катуулугу;

I_s – натыйжалуу туурасынан кесилиштин a -а борбордук огуна карата A_s , натыйжалуу аянты боюнча аныкталган бүктөмдүн натыйжалуу кесилишинин инерция учуру (кара: Г.3- сүрөт).

Г.2.8 Катуулуктун четки элементтери үчүн байланыштын ийкемсиздигин билдирүү K_1 кысылган текчелер үчүн төмөнкү формула боюнча чыгарылат:

$$K_1 = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 h_w k_f b_1 b_2}, \tag{Г.21}$$

анда b_1 – дубалча менен текченин кесилишинен кысылган текченин четки бүктөмүнүн натыйжалуу аянтынын оордук борборуна чейинки аралык (текченин b_{e2} натыйжалуу бөлүгүн кошкондо) (кара: Г.4- сүрөт);

b_2 – дубалча менен текченин кесилишинен 1 кысылган текченин четки бүктөмдүн натыйжалуу аянтынын оордук борборуна чейинки аралык (текченин натыйжалуу бөлүгүн кошкондо);

h_w – дубалчанын бийиктиги;

$k_f = 0$ – эгерде төмөнкү текче узунунан болсо (б.а. x - x огуна карата ийилген устундар үчүн),

$k_f = 1$ – кысылган симметриялуу кесилиш үчүн.

Катуулуктун аралыктык элементи үчүн жылдыруу δ төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12(1 - \nu^2)}{Et^3}; \quad (\text{Г.22})$$

Г.2.9 Катуулук элементтеринин туруктуулугун жоготуунун жалпак формасынын натыйжасында кырлардын көтөрүү жөндөмүн төмөндөтүү коэффициенти χ_d салыштырмалуу катуулукту $\bar{\lambda}_d$ эске алуу менен төмөнкүдөй жол боюнча аныкталат:

$$\chi_d = 1,0, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \leq 0,65; \quad (\text{Г.23})$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d, \quad \text{если } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38; \quad (\text{Г.24})$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \geq 1,38, \quad (\text{Г.25})$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$$

анда

$\sigma_{cr,s}$ – формула менен аныкталган (Г.20) катуулук элементтери үчүн серпилгич баскычта кооптуу чыңалуу.

Вариант катары катуулук элементтеринин кооптуу чыңалуусу серпилгич баскычта биринчи иреттин туруктуулук эсебинин негизинде сандык эсептөөнү колдонуу менен аныкталышы мүмкүн.

Г.2.10 Катуулук элементинин натыйжалуу кичирейтилген аянты $A_{s,red}$, туруктуулукту жоготуунун жалпак формасын эске алуу менен формула боюнча аныкталат:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{R_{yn}}{\sigma_{com}} \leq A_s, \quad (\text{Г.26})$$

анда σ_{com} – катуулук элементинин борбордук огунун айланасындагы конструкцияга таасир эткен, натыйжалуу туурасынан кеткен кесилиш үчүн эсептелген жүктөмдүн кысуучу чыңалуусу.

Г.2.11 Натыйжалуу туурасынан кеткен кесилиштин геометриялык мүнөздөмөсүн аныктоодо кичирейтилген натыйжалуу аянт $A_{s,red}$, A_s киргизилген бардык элементтер үчүн $t_{red} = t_{A_{s,red}} / A_s$ кичирейтилген калыңдыкты эске алуу менен аныкталууга жол берилет.

Д тиркемеси

Элементтердин туурасынан кесилишинин редукцияланган геометриялык мүнөздөмөлөрүн аныктоо ыкмалары

Д.1 Болот жука дубалчалуу профилден конструкцияларды туташтыруунун негизги түрү катары өзү кесүүчү жана өзү тешүүчү бурамалуу болт жана суурума бекиткичтер менен бекитүү эсептелет.

Металл буюмдарынын атма чың мыктар жана аралаш бекиткичтер сыяктуу башка түрлөрү колдонуудагы тоникалык шарттар жана уюмдардын буюмга болгон стандарттарына ылайык колдонулушу мүмкүн.

Д.2 Болт, бурама, чың мык жана суурума бекиткичтер менен туташтырууда алардын көтөрүүчү жөндөмүн N_{bp} туташтырылган жука дубалчалуу элементтердин бурама, же бекиткич менен тийишкен учурда ийрейүүгө каршылык көрсөтүүсү менен формула боюнча аныкталат.

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c, \quad (\text{Д. 1})$$

анда d_b – өзү кесүүчү бураманын түбүндөгү чуңкурдун бурама сайынын номиналдуу ички диаметри, бекиткич, же чың мыктын диаметри;

$\sum t$ – туташтырылган элементтердин эң кичине жалпы калыңдыгы;

R_{bp} – болттун туташтырылган элементтерге бекемдик чеги боюнча эсептик каршылыгы;

γ_b – болттук туташтыруунун иштөө шарттарынын коэффициенти;

γ_c – туташтырылган элементтердин иштөө шарттарынын коэффициенти.

Д.3 Суурума бекиткичтер, өзү кесүүчү бурамалар жана чың мыктар менен туташтыруулардын чоюлуу бекемдиги F_n улуттук стандарттардын, уюмдун стандарттарынын маалыматтарынын, же чоюлууга ченемдик бекемдиктин маанилери F_{nn} сыноолордун жыйынтыктарынын негизинде формула боюнча аныкталат

$$F_n = \frac{F_{nn}}{\gamma_m}, \quad (\text{Д.2})$$

анда F_{nn} – металл буюмдарынын чоюлууга ченемдик каршылыгы;

γ_m – металл буюмдары боюнча $\gamma_m = 1,25$ коопсуздук коэффициенти.

Д.4 Суурума бекиткичтер, өзү кесүүчү бурамалардын, чың мыктардын жана болттордун негизги металлдын ийилүүсү боюнча көтөрүү жөндөмү F_b формула менен аныкталат:

$$F_b = \alpha \cdot \frac{R_{un}}{\gamma_m} \cdot d \cdot t; \quad (Д.3)$$

бекиткичтер үчүн:

$$F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{1,2 \gamma_m}, \quad (Д.4)$$

анда d – металл буюмдарынын номиналдуу диаметри;

t – туташтырылуучу элементтердин ичинен эң жукасынын калыңдыгы;

t_1 – туташтырылуучу элементтердин ичинен эң калың калыңдык;

α – Д1 таблицасы боюнча аныкталган коэффициент;

γ_m – негизги металлдын коопсуздук коэффициенти.

Д.5 Өзү кесүүчү бурамалардын жана чың мыктардын металл буюмдарынын башындагы жука баракты сууруу боюнча статикалык жүктөмү үчүн көтөрүү жөндөмү F_w формула боюнча эсептешет.

$$F_w = \alpha \cdot R_u \cdot d_w \cdot t, \quad (Д.5)$$

анда R_u – болоттун бекемдиктин чеги боюнча эсептик каршылыгы;

d_w – Өзү кесүүчү бурамалардын (чың мыктын) башынын (болот шайба) диаметри + туташтырылуучу элементтердин эң жукасынын калыңдыгы.

Шамал жүктөмдөрүнүн туруктуу жүктөмдөрү менен айкалышы үчүн жана аларсыз:

$$F_w = 0,5 \alpha \cdot R_u \cdot d_w \cdot t. \quad (Д.6)$$

Д.1- т а б л и ц а с ы – α коэффициентинин мааниси

Бекитүү элементинин аталышы	α коэффициентин аныктоо үчүн формулалар
Суурума бекиткичтер	$t=t_1 \alpha = 3,6\sqrt{t/d} \leq 2,1$; болгондо $F_b \leq \frac{R_{un}e_1 t}{1,2\gamma_m}$ $t_1 \geq 2,5t$ $\alpha=2,1$ болгон учурда $t < t_1 \leq 2,5t$ α болгондо – сызыктуу интерполяция боюнча
Өзү кесүүчү бурамалар	$t=t_1 \alpha = 3,2\sqrt{t/d} \leq 2,1$; болгондо $t_1 \geq 2,5t$ болгондо жана $t < 1,0$ мм $\alpha = 3,2\sqrt{t/d} \leq 2,1$; $t_1 \geq 2,5t$ болгондо жана $t \geq 1,0$ мм $\alpha = 2,1$ $t < t_1 \leq 2,5t$ α болгондо – сызыктуу интерполяция боюнча
Чың мыктар	$\alpha = 3,2\sqrt{t/d} \leq 2,1$
Болттор	$0,75 \leq t \leq 1,25$ мм болгондо $t > 1,25$ мм болгондо $\alpha=1,33$

Д.6 Суурума менен туташтыруунун кесүүгө көтөрүү жөндөмү бекиткичтерде, өзү кесүүчү бурамаларда жана чың мыктарды F_{sr} бузуучу жүктөмдүн ченемдик маанилери боюнча текшерүүлөрүн сыноолор менен формула боюнча аныкташат

$$F_s = \frac{F_{sn}}{\gamma_m}, \tag{Д.7}$$

анда γ_m – металл буюмдары боюнча коопсуздук коэффициенти, $\gamma_m = 1,5$.

Шарттар сакталган учурда;

$$F_s < 1,2F_{rp} \text{ или } \sum F_s < 1,2F_n - \text{бекиткичтер үчүн;}$$

$F_s < 1,2F_{sp}$ или $\sum F_s < 1,2F_n$ – өзү кесүүчү бурамалар үчүн;

$F_s < 1,5F_{dp}$ или $\sum F_s < 1,5F_n$ – чың мыктар үчүн.

Д.7 Өзү кесүүчү бурамалардын тирөөчү элементтен F_{s0} тартууга көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат;

$$\left. \begin{aligned} \text{при } \frac{t_{sup}}{s} < 1 \quad F_{s0} = 0,45dt_{sup}R_u; \\ \text{при } \frac{t_{sup}}{s} \geq 1 \quad F_{s0} = 0,65dt_{sup}R_u, \end{aligned} \right\} \quad \text{Д.8)}$$

анда t_{sup} – бурама же чың мыктар бекитилген тирөөчү элементтин калыңдыгы;
 s – бурама сайынын кадамы.

Чың мыктын тартууга көтөрүү жөндөмдүүлүгүн F_{d0} кесүүгө бузуучу жүктөмдүн ченемдик мааниси боюнча F_{don} сыноо менен аныкталат

$$F_{d0} = \frac{F_{don}}{\gamma_m}, \quad \text{Д.9)}$$

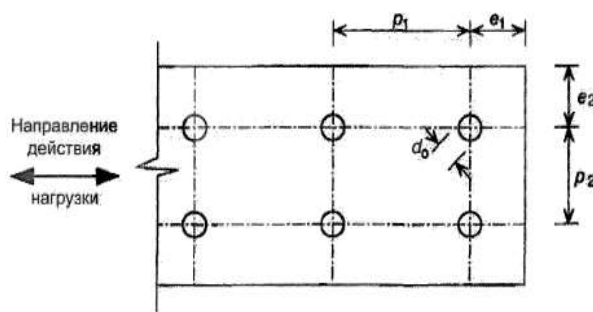
анда γ_m – металл буюмунун материалы боюнча коопсуздук коэффициенти,
 $\gamma_m = 1,25$.

Д.8 Металл буюмдарына бир учурдагы жылыштыруу жана чоюу учурунда $F_{t,r}$ жана $F_{v,r}$ эсептөө менен аныкталган шартта металл буюмдарындагы туташтыруунун көтөрүү жөндөмдүүлүгү төмөнкү формула боюнча аныкталат:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{t,r}}{\min(F_{p,p}, F_{0,p})}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,r}}{\min(F_{b,p}, F_{n,p})}\right)^2} \leq 1. \quad \text{Д.10)}$$

Д.9 Металл буюмдарынын болжолдонгон колдонуу мөөнөтү каркастын көтөрүүчү конструкцияларынын колдонуу мөөнөтүнөн аз болбоосу сунушталат. Колдонуу мөөнөтүн тастыктоо тажрыйбалык сыноолордун, же натуралык сыноолордун негизинде жүргүзүлөт.

Д.10 Металл буюмдарынын ортосундагы жана анын окторунан тартып туташтырылган элементтердин четине чейинки жол бериле турган минималдуу аралык Д.1 сүрөттө берилди жана Д.2 таблицасы боюнча кабыл алынат.



Д.1-сүрөт – Металл буюмдарынын туташтыруудагы жайгашуусу

Д.2 – т а б л и ц а с ы – Металл буюмдарынын ортосундагы жана анын окторунан тартып туташтырылган элементтердин четине чейинки жол бериле турган минималдуу аралык

Миллиметр менен

Д.1 сүрөтү боюнча көлөм	Металл буюмдарынын типтери			
	Бекиткич $2,6 \leq d \leq 6,4$	Өзү тешүүчү бурама $3,0 \leq d \leq 8,0$	Чың мык $2,6 \leq d \leq 6,4$	Болт (минималдуу көлөмү – диаметри б)
e_1	$1,5d_0$	$3,0d_0$	$4,5d_0$	$2,0d_0$
e_2	$1,5d_0$	$1,5d_0$	$4,5d_0$	$1,5d_0$
p_1	$3,0d_0$	$3,0d_0$	$4,5d_0$	$2,5d_0$
p_2	$3,0d_0$	$3,0d_0$	$4,5d_0$	$2,5d_0$

Д.11 Жарым бураманын тешигинин диаметри өндүрүүчүнүн техникалык регламенттеринин талаптарына жооп бериши сунушталат. Бул регламенттер адатта, төмөнкүдөй чен белгилерге негизделген:

- буроо учуру туташтыруучу элементте тешүү үчүн талап кылынган учурдан көбүрөөк болушуна уруксат берилет;

- буроо учуру кесүү, тешүү, же металл буюмдарынын башынын кесүүнү пайда кылган учурунан аз болууга уруксат берилет;

- буроо учуру металл буюмдарынын башынын кесүү учурунан $2/3$ азыраак болууга уруксат берилет;

- бекиткичтин башы, ошондой эле өзү кесүүчү бураманын жана чың мыктын баштары туташтырылуучу барактардын эң жукасынын астында жайгашкан;

- суурума бекиткичтерди эсептөөнүн жогоруда берилген эрежелери тешиктин диаметри бекиткичтин диаметринен $0,1$ мм ашпаган учурларда гана колдонулат.

Курулуштагы ченемдик документтер тутуму
КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЭРЕЖЕЛЕРИ

Система нормативных документов в строительстве
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

**ЖЕҢИЛ КОНСТРУКЦИЯЛАРДАН ТУРГАН ТЕЗ ТУРГУЗУЛЧУ
ИМАРАТТАР. ЖЕҢИЛ БОЛОТ ЖУКА ДУБАЛЧАЛУУ
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ (ЖБЖК) ЭСЕПТӨӨ
КР КЭ 31-108:2023**

**БЫСТРОВОЗВОДИМЫЕ ЗДАНИЯ ИЗ ЛЕГКИХ
КОНСТРУКЦИЙ. РАСЧЕТ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ
ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (ЛСТК)
СП КР 31-108:2023**

Расмий басылма
Издание официальное

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН МИНИСТРЛЕР КАБИНЕТИНЕ КАРАШТУУ
АРХИТЕКТУРА, КУРУЛУШ ЖАНА ТУРАК ЖАЙ-КОММУНАЛДЫК ЧАРБА
МАМЛЕКЕТТИК АГЕНТТИГИ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ АГЕНТСТВО АРХИТЕКТУРЫ,
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
ПРИ КАБИНЕТЕ МИНИСТРОВ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

БИШКЕК 2024

Предисловие

1 РАЗРАБОТНЫ Государственным институтом сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования (ГИССИП) Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете Министров Кыргызской Республики (Госстрой)

2 ВНЕСЕНЫ Управлением архитектуры и технического нормирования Госстроя

3 УТВЕРЖДЕНЫ приказом Госстроя от 29 января 2024 года № 18 и ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ с 13 февраля 2024 года на основе Положения о Госстрое, утвержденного постановлением Кабинета Министров Кыргызской Республики от 25 июня 2021 года № 44

Настоящие Строительные правила не могут быть полностью или частично воспроизведены, тиражированы и распространены в качестве официального издания без разрешения Госстроя.

© Госстрой, 2024

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, термины и определения	2
3	Общие положения	2
4	Оценка устойчивости изгибаемых и сжатых элементов	2
5	Гофрированные стенки балок	17
6	Стенки центрально, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов .	23
7	Поясные листы (полки) центрально-, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов	40
Приложение А1	Нормативные ссылки	43
Приложение А2	Термины и их определения	44
Приложение Б	Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов Определение коэффициентов расчетной длины колонн. Одноступенчатые колонны	45
Приложение В	Коэффициенты φ_b для расчета балок на устойчивость	54
Приложение Г	Г.1 Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов.....	59
	Г.2 Пластины, усиленные продольными элементами жесткости	64
Приложение Д	Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов	69

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

Система нормативных документов в строительстве

**БЫСТРОВЗВОДИМЫЕ ЗДАНИЯ ИЗ ЛЕГКИХ КОНСТРУКЦИЙ.
РАСЧЕТ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
(ЛСТК)**

**Жеңил конструкциялардан турган тез тургузулчу имараттар.
Жеңил болот жука дубалчалуу конструкцияларды (ЖБЖК) эсептөө**

Rapidly constructed buildings from lightweight structures.
Calculation of light steel thin-walled structures (ltss)

Дата введения – 2024.02.13

1 Область применения

1.1 Настоящие строительные правила устанавливают расчеты легких стальных тонкостенных конструкций, применяемых для строительства быстровозводимых зданий жилого, общественного и производственного назначения, строительство которых ведется с использованием гнутолистовых конструкций из тонколистовой стали толщиной не менее 1,3 мм с применением облегченных панелей, соединенных болтами, заклепками или на сварке, обеспечивающих возможность быстрой сборки элементов зданий.

1.2 Строительные правила предназначены для оценки несущей способности и устойчивости изгибаемых и сжатых элементов.

Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов приведены в приложении Г.

1.3 Настоящие строительные правила разработаны в развитие СНиП 31-07.

2 Нормативные ссылки, термины и определения

В настоящих строительных правилах применены нормативные ссылки, приведенные в приложении А1 и термины и их определения, перечень которых приведен в приложении А2.

3 Общие положения

3.1 Проектирование стальных конструкций зданий рекомендуется удовлетворять требованиям СНиП 31-07 и СНиП КР 20-02.

3.2 При проектировании и расчете ЛСТК допускается применение требований СП 260.1325800.

4 Оценка устойчивости изгибаемых и сжатых элементов

4.1 Для обеспечения устойчивости изгибаемых и сжатых элементов их допускается укреплять:

- поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки;
- поперечными основными и продольными ребрами;
- поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром (при этом промежуточные короткие ребра рекомендуется располагать между сжатым поясом и продольным ребром).

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, как правило, рассчитывать на устойчивость. При этом расчетными размерами проверяемой пластинки являются:

а – расстояние между осями поперечных основных ребер;

h_{ef} – расчетная высота стенки (см. рисунок 1) равная в сварных балках полной высоте стенки, в балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах – расстоянию между ближайшими к оси балки краями поясных уголков, в балках, составленных из прокатных профилей, – расстоянию между началами внутренних закруглений, гнутых профилях (см. рисунок 2) – расстоянию между краями выкружек;

t – толщина стенки.

В случае, когда толщина стенки менее 1,3 мм рекомендуется разработать СТО (стандарт организации) или ТУ (Технические условия).

Примечание – В данном СП рассматривается ЛСТК толщиной от 1,3 мм до 4 мм.

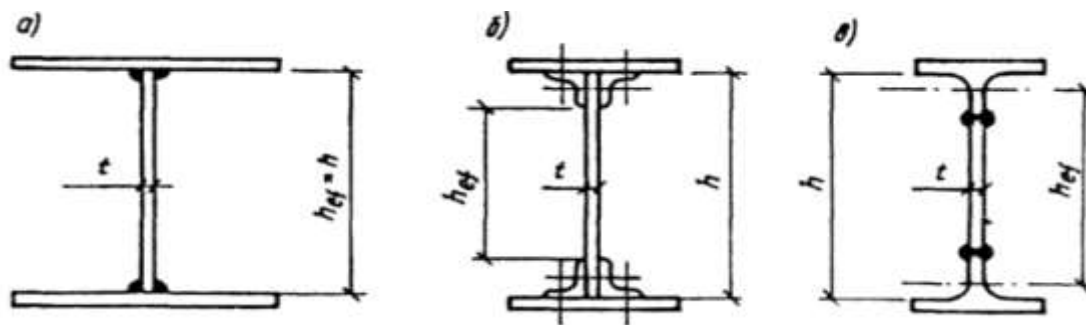


Рисунок 1 – Расчетная высота стенки составной балки
а – сваренной из листов; б – на высокопрочных болтах; в – сварной с таврами

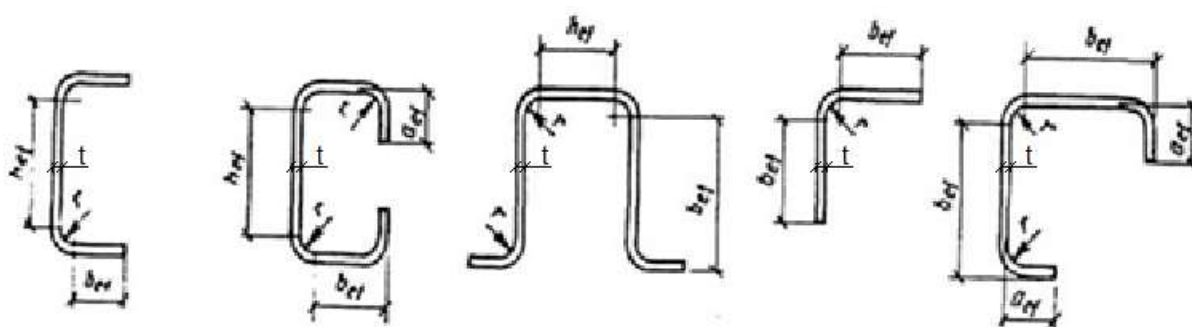


Рисунок 2 - Схемы поперечных сечений гнутых профилей

4.2 Расчет на устойчивость стенок балок рекомендуется выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния (σ , τ и σ_{loc}).

Напряжения σ , τ и σ_{loc} рекомендуется вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента ϕ_b .

Сжимающее напряжение σ у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс», и среднее касательное напряжение τ рекомендуется вычислять по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y \quad (1)$$

$$\tau = \frac{Q}{th} \quad (2)$$

где h – полная высота стенки;

M и Q – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q рекомендуется вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения рекомендуется вычислять на участке отсека с одним знаком.

Местное напряжение σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой (при $\gamma = 1,1$) рекомендуется определять согласно следующим требованиям.

Для расчета на прочность стенки балки, в том числе и поперечно-гофрированной, в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, допускается определять местное напряжение σ_{loc} по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t l_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (3)$$

где F - расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} - условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания, определяется по формуле (4); для случая опирания по рисунку 3.

$$l_{ef} = b + 2t_f \quad (4)$$

где t_f - толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (см. рисунок 3, вариант а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 3, вариант б).

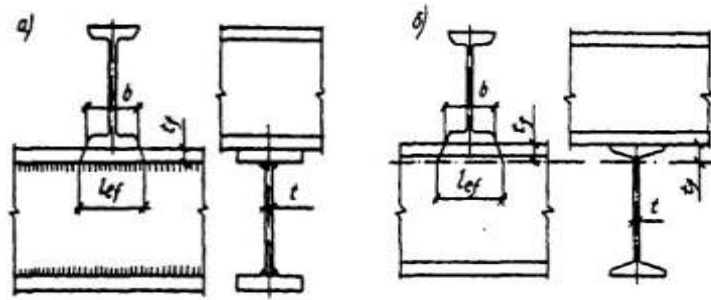


Рисунок 3 – Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку
а – сварную с плоской или поперечно-гофрированной стенками;
б – прокатную

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно рекомендуется учитывать только два компонента напряженного состояния σ и τ или σ_{loc} и τ .

Односторонние поясные швы рекомендуется применять в балках, в которых при проверке устойчивости стенок значения левой части формулы (5) не превышают $0,9 \gamma_c$ при $\bar{\lambda}_w < 3,8$ и γ_c при $\bar{\lambda}_w \geq 3,8$.

4.3 Устойчивость стенок балок не требуется проверять, если при выполнении условий формулы (71) в п. 6.11 условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{l_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает значений:

3,5 – при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами.

При этом рекомендуется устанавливать поперечные основные ребра жесткости согласно требованиям п.п. 4.10, 4.12 и 4.13 настоящих строительных правил.

4.4 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc}=0$) и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ рекомендуется выполнять по формуле (5):

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c \quad (5)$$

где: γ_c - коэффициент, принимаемый по табл. 1 настоящих правил.

4.4.1 Для учета особенностей работы конструктивного элемента (динамика, усталость, искажение формы сечения под нагрузкой, низкие температуры, возможность потери устойчивости) применяют коэффициент условия работы γ_c , на который умножается нормативное сопротивление. Значение данного коэффициента определяют по ГОСТ 27751, СН КР 53-01 и в соответствии с таблицей 1.

Т а б л и ц а 1

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы γ_c
1 Балки, прогоны из одиночных гнутых профилей С-, Z- и Σ - образных сечений	0,95
2 Колонны и стойки из спаренных профилей С- и Σ - образных сечений	0,95
3 Сжатые и внецентренно сжатые колонны из стойки спаренных швеллеров	0,80
4 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки и подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,90
5 Сжатые элементы ферм из спаренных профилей С- и Σ - образных сечений	0,90
6 Прогоны несимметричного сечения	0,90

Продолжение таблицы 1

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы γ_c
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
11 Соединения, работающие на срез, на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях:	
- смятие листа толщиной до 0,7 мм включ.	0,8
- смятие листа толщиной до 2,0 мм включ.	0,85
- отрыв листа вокруг головки или пресс-шайбы	1,05
- вырыв винта из листа основния	1,05
Пр и м е ч а н и е – Коэффициенты $\gamma_c < 1$ в расчетах не рекомендуется учитывать совместно.	

4.4.2 Другие виды крепления ЛСТК приведены в Приложении Д.

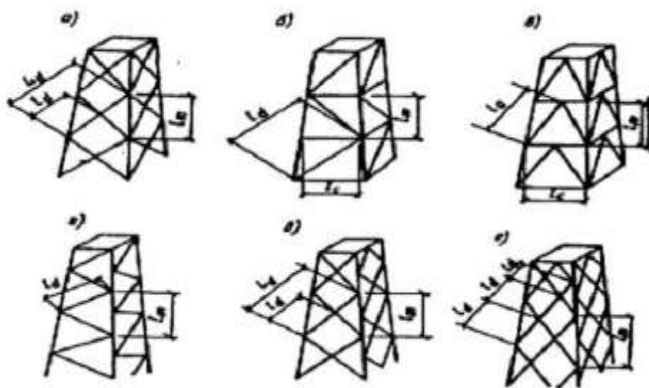


Рисунок 4 – Схемы пространственных решетчатых конструкций
 а, б, в – с совмещенными в смежных гранях узлами;
 г, д, е – с несовмещенными в смежных гранях узлами;

В формуле (5) значения σ_{cr} и τ_{cr} определяются по формулам (6) и (7):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda^2 w} \quad (6)$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda^2 e f} \quad (7)$$

В формуле (6) коэффициент c_{cr} допускается принимать: для сварных балок – по таблице 2 в зависимости от значения коэффициента δ определяемая по формуле (8);

Т а б л и ц а 2 – Коэффициент c_{cr}

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right) \quad (8)$$

где b_f и t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;
 β – коэффициент, принимаемый по таблице 3;
 для балок на высокопрочных болтах $c_{cr} = 35,2$.

Т а б л и ц а 3

Условия работы сжатого пояса		β
Балки	При непрерывном опирании плит	∞
	В прочих случаях	0.8

В формуле (7) $\bar{\lambda}_{ef}$ определяется по формуле (9)

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \tag{9}$$

где d – меньшая из сторон пластинки (h_{ef} или a);

μ - отношение большей стороны пластинки к меньшей.

4.5 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения с учетом развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения $\sigma_{loc} = 0$ и при $\tau \leq 0,9 R_s$, $A_f / A_w \geq 0,25$, $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$ допускается выполнять по формуле

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t (A_f / A_w + \alpha) \tag{10}$$

где $\alpha = 0,24 - 0,15 (\tau / R_s)^2 - 8,5 \times 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$;

Здесь γ_c – коэффициент, принимаемый по таблице 1, а τ - определять по формуле (2).

4.6 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости (см. рисунок 5), при наличии местного напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$ допускается выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \tag{11}$$

где γ_c – допускается принимать по таблице 1;

σ , σ_{loc} ; τ – определять согласно требованиям п.4.2.

τ_{cr} – определять по формуле (7).

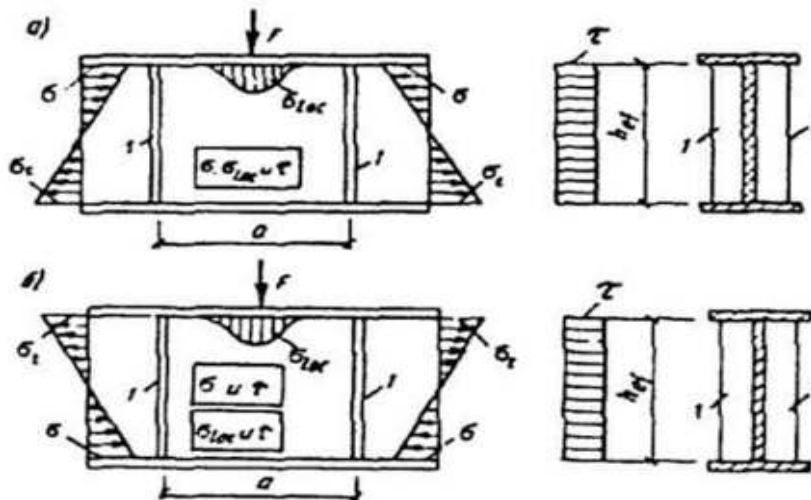


Рисунок 5 – Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1)

а – сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б – то же, к растянутому поясу

Значения σ_{cr} , $\sigma_{loc, cr}$ в формуле (11) допускается определять по следующим формулам:

а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$, σ_{cr} определяется по формуле (6), а $\sigma_{loc, cr}$ по формуле (12):

$$\sigma_{loc, cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \quad (12)$$

где c_1 – коэффициент, принимаемый для сварных балок по таблице 4, в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения δ , вычисляемого по формуле (8), а для балок на высокопрочных болтах – по таблице 4 а;

$\bar{\lambda}_a$ – определяется по формуле (13)

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{R_y / E} \quad (13)$$

Т а б л и ц а 4

δ	Значения c_1 , для сварных балок при a / h_{ef} равном								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

Т а б л и ц а 4а

a / h_{ef}	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
c_1	13,7	15,9	20,8	28,4	38,7	51,0	64,2	79,8	94,9

Если нагружен растянутый пояс, то при расчете стенки с учетом только σ_{loc} и τ при определении коэффициента δ по формуле (8) за b_f и t_f допускается принимать соответственно ширину и толщину нагруженного растянутого пояса;

б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ больше значений, указанных в таблице 5, σ_{cr} - определяется по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (14)$$

где c_2 – коэффициент, определяемый по таблице 6;

$\sigma_{loc, cr}$ – по формуле (12), в которой при $a / h_{ef} > 2$ допускается принимать $a = 2h_{ef}$;

в) при $a / h_{ef} > 0,8$ и отношении $\sigma_{loc, cr} / \sigma$ не более значений, указанных в таблице 5:

σ_{cr} – по формуле (6);

$\sigma_{loc, cr}$ – по формуле (12), но с подстановкой $0,5a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$ в формуле (12) и в таблице 4.

Во всех случаях τ_{cr} допускается вычислять по действительным размерам отсека.

Т а б л и ц а 5

Балки	δ	Предельные значения σ_{loc}/σ при a / h_{ef} ,							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2,0
Сварные	< 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	6	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	>30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
На высокопрочных	-	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Т а б л и ц а 6

a / h_{ef}	<0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
c_2	По табл. 2, т.е. $c_2 = c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

4.7 В стенке балки симметричного сечения, укрепленной кроме поперечных основных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным на расстоянии h_1 от расчетной (сжатой) границы отсека (см. рисунок б), обе

пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, рекомендуется рассчитывать отдельно:

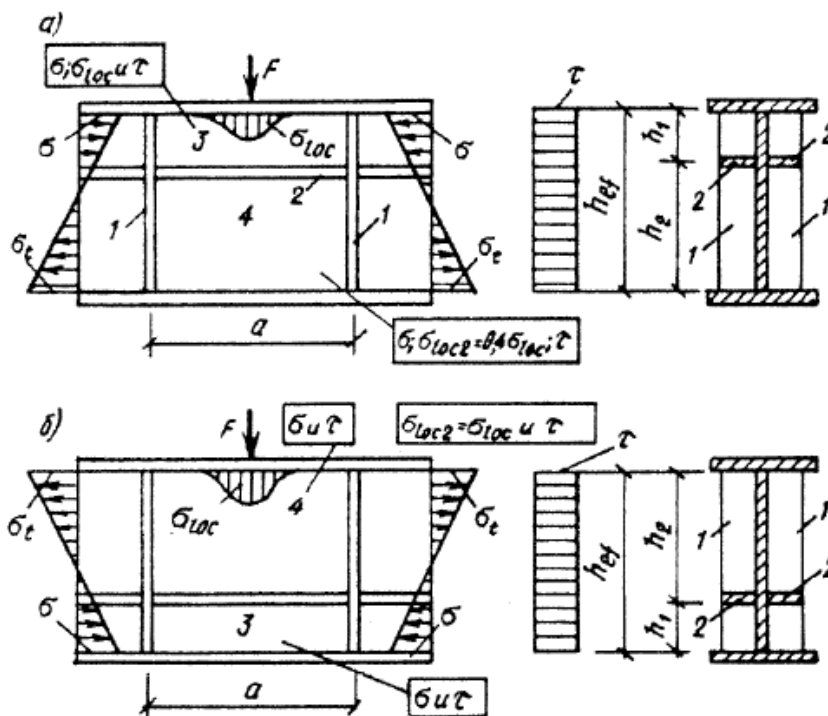


Рисунок 6 – Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами и продольным ребром жесткости

а) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу;

б) то же, к растянутому;

1 – поперечное основное ребро жесткости;

2 – продольное ребро жесткости;

3 – пластинка сжатого пояса;

4 – пластинка у растянутого пояса.

а) пластинку 3, расположенную между сжатым поясом и продольным ребром, по формуле

$$\sigma / \sigma_{cr1} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr1} + (\tau / \tau_{cr1})^2 \leq \gamma_c \quad (15)$$

где γ_c – рекомендуется принимать по табл. 1, а σ , σ_{loc} и τ – определять согласно требованиям п. 4.2.

Значения σ_{cr1} и $\sigma_{loc,cr1}$ рекомендуется определять по формулам (16, 17, 18 и 19):

$$\sigma_{loc} = 0 \quad \sigma_{cr1} = \frac{4,76}{1 - h_1 / h_{ef}} \frac{R_y}{\lambda_1^2} \quad (16)$$

при

где $\bar{\lambda}_1 = \frac{h_1}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ при $\sigma_{loc} \neq 0$ и $\mu_1 = \alpha/h_1 \leq 2$

$$\sigma_{cr1} = \frac{1,19\psi}{1 - h_1/h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}; \quad (17)$$

$$\sigma_{loc,cr1} = (1,24 + 0,476\mu_1) \psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}; \quad (18)$$

$$\text{где: } \left. \begin{aligned} \psi &= \left(\mu_1 + \frac{1}{\mu_1} \right)^2 \\ \bar{\lambda}_a &= \frac{\alpha}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Если $a/h_1 > 2$, то при вычислении σ_{cr1} и $\sigma_{loc,cr1}$ рекомендуется принимать $a = 2h_1$; τ_{cr1} допускается определять по формуле (7) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) пластинку 4, расположенную между продольным ребром и растянутым поясом, по формуле:

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1 - 2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2} \leq \gamma_c. \quad (20)$$

$$\sigma_{cr2} = \frac{5,43}{(0,5 - h_1/h_{ef})^2} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (21)$$

$\sigma_{loc,cr2}$ – рекомендуется определять по формуле (12) и таблице 4 при $\delta = 0,8$ заменяя значение отношения a/h_{ef} значением $a/(h_{ef} - h_1)$;

τ_{cr2} – рекомендуется определять по формуле (7) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

$\sigma_{loc2} = 0,4 \sigma_{loc}$ – при приложении нагрузки к сжатому поясу (см. рисунок 6 а)

$\sigma_{loc2} = \sigma_{loc}$ – при приложении нагрузки к растянутому поясу (рисунок 6 б)

Коэффициент γ_c – рекомендуется принимать по таблице 1.

4.8 При укреплении пластинки 3 дополнительными короткими поперечными ребрами их допускается доводить до продольного ребра (см. рисунок 7).

В этом случае расчет пластинки 3 рекомендуется выполнять по формулам (15) –(19), в которых величина a рекомендуется заменить величиной a_1 , где a_1 – расстояние между осями соседних коротких ребер (см. рисунок 7). Расчет пластинки 4 рекомендуется допускается выполнять согласно требованиям п. 4.7 б.

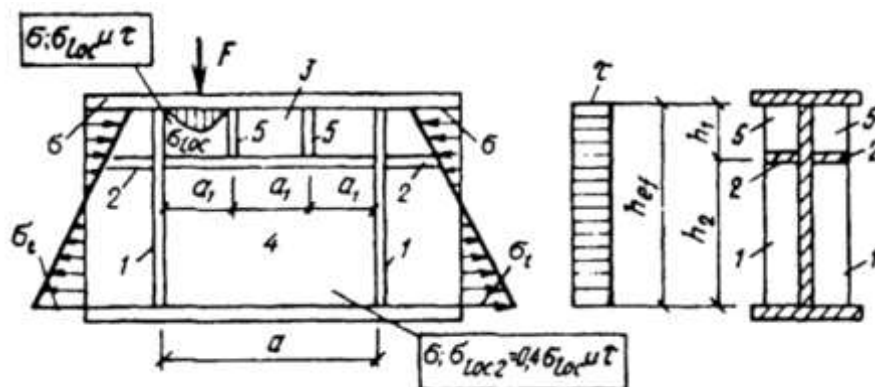


Рисунок 7 – Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1), продольным ребром жесткости (2) разделяющим отсек стенки на пластинку (3) у сжатого пояса и пластинку (4) у растянутого пояса, а также короткими ребрами жесткости (5)

4.9 Расчет на устойчивость стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом) рекомендуется выполнять по формулам п.п. 4.4, 4.6 – 4.8 с учетом следующих изменений:

для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формулах (6) и (14) и таблицы 6 значение h_{ef} рекомендуется принимать равным удвоенному расстоянию от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека. При $a/h_{ef} > 0,8$ и $\sigma_{loc} \neq 0$ рекомендуется выполнять оба расчета, указанные в п.п. 4.6 б и 4.6 в, независимо от значения σ_{loc}/σ ;

для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром, расположенным в сжатой зоне:

а) в формулы (16), (17), и (20) вместо h_1/h_{ef}

рекомендуется подставлять $\frac{\alpha h_1}{2h_{ef}}$

б) в формулы (21) вместо $(0,5 - h_1/h_{ef})$ рекомендуется подставлять $\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}}\right)$

Здесь $\alpha = (\sigma - \sigma_t) / \sigma$, где σ_t – краевое растягивающее напряжение (со знаком «минус») у расчетной границы отсека.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса расчет на устойчивость, при одновременном действии напряжений σ и τ допускается производить по формуле (51).

4.10 Стенки балок допускается укреплять поперечными ребрами жесткости, если значения условной гибкости стенки балки $\bar{\lambda}_w$ превышают 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки и 2,2 – при наличии подвижной нагрузки на поясе балки.

Расстояние между основными поперечными ребрами не рекомендуется

превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

Допускается превышать указанные выше расстояния между ребрами до значения $3h_{ef}$, при условии, что стенка балки удовлетворяет проверкам по п.п. 4.4, 4.6 - 4.9, и общая устойчивость балки обеспечена выполнением следующих требований, причем значения l_{ef}/b для сжатого пояса не рекомендуется превышать значений, определяемых по формулам в таблице 7 для нагрузки, приложенной к верхнему поясу.

- устойчивость балок не требуется проверять:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плоский профилированный металлический настил, волнистую сталь и т.п.);

б) при отношении расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b , не превышающем значений, определяемых по формулам таблицы 7 для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет не менее 0,75 ширины сжатого пояса.

Т а б л и ц а 7

Место приложения нагрузки	Наибольшие значения l_{ef}/b , при которых не требуется расчет на устойчивость прокатных и сварных балок (при $1 \leq h/b < 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$)
К верхнему поясу	$l_{ef}/b = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
К нижнему поясу	$l_{ef}/b = \left[0,57 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,92 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или чистом изгибе	$l_{ef}/b = \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
<p>Обозначения, принятые в таблице 7:</p> <p>b и t – соответственно ширина и толщина сжатого пояса;</p> <p>h – расстояние (высота) между осями поясных листов.</p> <p>Примечания</p> <p>1 Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах значения l_{ef}/b, получаемые по формулам таблицы 7 рекомендуется умножать на коэффициент 1,2.</p> <p>2 Для балок с отношением $b/t < 15$ в формулах таблицы 7 рекомендуется t принимать $b/t=15$.</p>	

Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости, как правило, рассчитывается на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу рекомендуется определять:

расчет соединительных элементов (планок, решеток, продольно- и поперечно- гофрированных стенок двутавров) сжатых составных стержней рекомендуется выполнять на условную поперечную силу Q_{fic} принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \times 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi, \quad (22)$$

где N – продольное усилие в составном стержне;

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Условную поперечную силу Q_{fic} рекомендуется распределять:

- при наличии только соединительных планок (решеток) поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости;

- при наличии сплошного листа и соединительных планок (решеток) – пополам между листом и планками (решетками), лежащими в плоскостях, параллельных листу;

- при расчете равносторонних трехгранных составных стержней условная поперечная сила, приходящаяся на систему соединительных элементов, расположенных в одной плоскости, рекомендуется принимать равной $0,8Q_{fic}$.

- при закреплении в отдельных точках по формуле (22), в которой φ рекомендуется определять по гибкости $\lambda = l_{ef}/i$ (здесь i – радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N рекомендуется вычислять по формуле

$$N = (A_f + 0.25 A_w) R_y \quad (23)$$

- при непрерывном закреплении по формуле

$$q_{fic} = 3 Q_{fic} / l \quad (24)$$

где q_{fic} – условная поперечная сила на единицу длины пояса балки;

Q_{fic} – условная поперечная сила, определяемая по формуле (22), в которой рекомендуется принимать $\varphi = 1$, а N – определять по формуле (23).

В местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов и на опорах рекомендуется устанавливать поперечные ребра.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h рекомендуется для парного симметричного ребра не менее $h_{ef} / 30 + 40$ мм, для одностороннего ребра – не менее $h_{ef} / 24 + 50$ мм; толщина ребра

t_s рекомендуется не менее $2b_{h,n} \sqrt{R_y/E}$

Стенки балок допускается укреплять односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, рекомендуется не меньше, чем для парного симметричного ребра.

4.11 При укреплении стенки одним продольным ребром необходимые моменты инерции J_s сечений ребер жесткости рекомендуется определять:

для поперечных ребер по формуле:

$$J_s = 3h_{ef} t^3 \quad (25)$$

для продольного ребра – по формулам таблицы 8 с учетом его предельных значений.

Т а б л и ц а 8

h_l/h_{ef}	Необходимый момент инерции сечения продольного ребра J_{sl}	Предельные значения	
		минимальные $J_{sl, min}$	максимальные $J_{sl, max}$
0,20	$(2.5-0,5a/h_{ef}) a^2 t^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef} t^3$	$7h_{ef} t^3$
0,25	$(1.5-0,4a/h_{ef}) a^2 t^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef} t^3$	$3,5 h_{ef} t^3$
0,30	$1,5 h_{ef} t^3$	-	-

П р и м е ч а н и е – При вычислении J_{sl} для промежуточных значений h_l/h_{ef} допускается линейная интерполяция.

При расположении продольного и поперечных ребер с одной стороны стенки моменты инерции сечений каждого из них вычисляются относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

Минимальные размеры выступающей части поперечных и продольных ребер жесткости рекомендуется принимать согласно требованиям п. 4.10.

4.12 Участок стенки балки составного сечения над опорой при укреплении его ребрами жесткости рекомендуется рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки рекомендуется включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t\sqrt{E/R_s}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки рекомендуется принимать равной высоте стенки.

Нижние торцы опорных (см. рисунок 8) рекомендуется остrogать либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не допускается превышать: в первом случае (см. рисунок 8 а) – расчетного сопротивления прокатной стали смятию R_p

при $a < 1,5t$ и сжатию R_y при $a > 1,5t$ во втором случае (см. рисунок 8 б) – смятию R_p .

В случае приварки опорного ребра к нижнему поясу балки сварные швы, как правило, рассчитаны на воздействие опорной реакции.

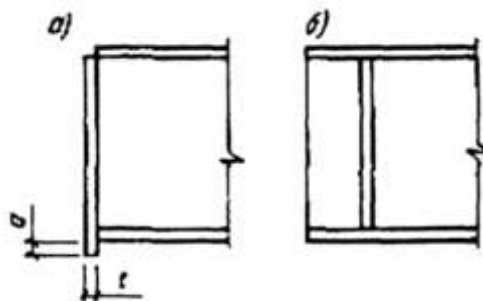


Рисунок 8 – Схема устройства опорного ребра жесткости
а – в торце с применением строжки; б – удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

4.13 Одностороннее ребро жесткости, расположенное в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки, рекомендуется рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки допускается включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t\sqrt{E/R_s}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки рекомендуется принимать равной высоте стенки.

5 Гофрированные стенки балок

5.1 Гофрированные стенки балок. Стенки балок для повышения их устойчивости и снижения металлоемкости рекомендуется выполнять из гофрированной стали с поперечным расположением гофров по отношению к продольной оси балок (см. рисунок 9).

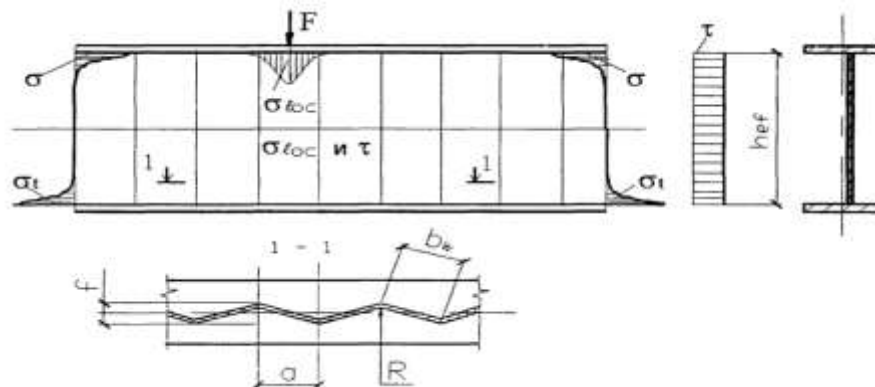


Рисунок 9 – Схема балки с гофрированной стенкой

Прямоугольные отсеки гофрированной стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними вершинами гофров, рекомендуется рассчитывать на местную устойчивость. При этом расчетными параметрами проверяемой пластинки являются:

a – шаг гофров;

$R = 5 t_w$ – радиус закругления;

b_w – ширина панели гофра;

h_{ef} – расчетная высота стенки (см. рисунок 1), равная в сварных балках с гофрированной стенкой полной высоте стенки – h_w ;

t_w – толщина гофрированной стенки.

Прямоугольные отсеки гофрированной стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости (промежуточными или концевыми), рекомендуется рассчитывать на общую устойчивость. При этом расчетными параметрами проверяемой пластинки являются: h_w , b_w , t_w и f – высота волны гофров.

5.2 Расчет на устойчивость гофрированных стенок балок рекомендуется выполнять с учетом указанных ниже компонентов напряженного состояния:

$\tau_{xy, \max}$ – максимальное касательное напряжение в стенке балки от расчетной нагрузки, вычисляемое по формуле

$$\tau_{x,y, \max} = Q_{\max} / (h_w t_w \gamma_{wc}) \quad (26)$$

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила в балке;

$\gamma_{wc} = 0,9$ – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез;

σ_{loc} – локальное напряжение в поперечно-гофрированной стенке под сосредоточенной нагрузкой (приложенной к сжатому или растянутому поясу; σ_{loc} определяется согласно требованиям п. 4.2.

5.3 Расчет на местную устойчивость панели гофра стенок балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) рекомендуется вычислять по формуле

$$\tau_{x,y, \max} / \tau_{p,cr} \leq \gamma_c \quad (27)$$

где $\tau_{p,cr}$ – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра. Для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра рекомендуется определять по формуле

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2} \quad (28)$$

где $\bar{\lambda}_c$ – условную гибкость панели гофра рекомендуется вычислять по формуле

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (29)$$

$C_{p,cr}$ – коэффициент, принимаемый по таблице 9 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофра (h_w/b_w):

Т а б л и ц а 9

h_w/b_w	1	2	3	5	∞
$C_{p,cr}$	9,34	6,47	6,04	5,71	5,34

5.4 Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) рекомендуется вычислять по формуле

$$\tau_{x,y, \max} / \tau_{o,cr} \leq \gamma_c \quad (30)$$

где $\tau_{x,y, \max}$ – то же, что и в формуле (27);

$\tau_{o,cr}$ – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки.

Для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки рекомендуется определять по формуле

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (31)$$

где $\bar{\lambda}_w$ – условную гибкость поперечно-гофрированной стенки рекомендуется вычислять по формуле

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (32)$$

$C_{o,cr}$ – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения параметров гофров b_w и f по формуле

$$C_{o,cr} = 5,34 + (5,5 \beta^2 - 0,6) \sqrt{\frac{\gamma}{4(7\beta^2 - 5)}} \quad (33)$$

Здесь $\beta = h_w/b_w$ – отношение высоты гофрированной стенки к ширине панели гофра

$\gamma = 0,91(f/t_w)^2$ – отношение погонной жесткости гофрированной стенки с гофрами треугольного очертания к цилиндрической жесткости плоской стенки той же толщины.

При $\gamma > 4(7\beta^2 - 5)$ значения коэффициента $C_{o,cr}$ не зависит от γ и проверку

устойчивости гофрированной стенки рекомендуется выполнять только по формуле (27).

5.5 Расчет на местную устойчивость панели гофра гофрированных стенок балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) рекомендуется выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{p,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (34)$$

где σ_{loc} и $\tau_{xy,max}$ – определять согласно требованиям п. 5.2;

$\tau_{p,cr}$ – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели, гофра, вычисленные по формуле (28);

$\sigma_{loc,cr}$ – критические локальные (нормальные) напряжения гофрированной стенки при действии сосредоточенной нагрузки; $\sigma_{loc,cr}$ рекомендуется определять по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{0,8 \cdot C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_c^2} \quad (35)$$

где $\bar{\lambda}_c$ – то же, что и в формуле (29);

C_1 – коэффициент, принимаемый для сварных балок с гофрированной стенкой по таблице 10, в зависимости от отношения b_w/h_w и значения δ , вычисленного по формуле

$$\delta = 0,8 \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 \quad (36)$$

где b_f и t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

Т а б л и ц а 10

S	Значения C_1 для балок с гофрированными стенками при b_w/h_w равном				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
1	7,73	8,50	9,34	10,30	11,30
2	7,67	8,50	9,50	10,60	11,80
4	7,57	8,50	9,53	10,70	12,00
≥ 6	7,69	8,67	9,77	11,02	12,40

5.6 Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) рекомендуется вычислять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{o,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (37)$$

где σ_{loc} и $\tau_{xy,max}$ – определять согласно требованиям п. 5.2;

$\tau_{o,cr}$ – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, вычисленные по формуле (31);

$\sigma_{y,cr}$ – критические нормальные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, рассчитанной на продольный изгиб из плоскости, как условной стойки нагруженной сосредоточенной силой F ; $\sigma_{y,cr}$ рекомендуется определять по формуле

$$\sigma_{y,cr} = \varphi R_y \leq \sigma_{loc,cr} \quad (38)$$

где φ – коэффициент, определяемый для гибкости условной стойки, вычисленной по формуле $\lambda = 2,5 h_w/f$.

В случаях, когда $\sigma_{y,cr} > \sigma_{loc,cr}$ при проверке общей устойчивости гофрированной стенки по формуле (37), рекомендуется принимать $\sigma_{loc,cr}$ вместо $\sigma_{y,cr}$.

5.7 При проверке устойчивости гофрированной стенки по формулам (34) и (37) рекомендуется соблюдать условия:

1 Отношение действующих локальных напряжений (σ_{loc}) к критическим напряжениям местной потери устойчивости панели гофра ($\sigma_{loc,cr}$) не рекомендуется превышать величины, вычисленной по формуле

$$\sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr} \leq 0,75 \gamma_c \quad (39)$$

где γ_c – рекомендуется принимать по таблице 1.

2 Величина эксцентриситета, с которым передается сосредоточенная нагрузка от вышележащего элемента, относительно продольной оси балки не должна превышать $0,25f$.

5.8 Гофрированные стенки балок рекомендуется укреплять поперечными ребрами жесткости, если в местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов не обеспечивается их устойчивость при проверке по формулам (34) и (37). Ширину и толщину поперечных ребер жесткости рекомендуется назначать в соответствии с требованиями п. 4.10.

5.9 Участок гофрированной стенки балки составного сечения над опорой при укреплении его ребрами жесткости рекомендуется рассчитывать и конструировать в соответствии с п. 4.12.

5.10 Расчет конструкций из тонкостенных профилей

5.10.1 В тонкостенных металлических конструкциях допускается потеря местной устойчивости сжатых элементов, составляющих поперечный профиль конструктивного элемента (например, стенки и полки С-образного, либо двутаврового профиля), при условии обеспечения общей несущей способности конструктивного элемента.

5.10.2 Потеря местной устойчивости элемента учитывается в расчете путем, 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.

5.10.3 Для каждого типа конструктивных элементов допускается выполнять проверку несущей способности с учетом редуцированных характеристик по первому и второму предельным состояниям. Проверку несущей способности на примере центрально сжатого сечения рекомендуется проводить по формуле

$$\frac{\gamma_m F}{\gamma_c \cdot R_n \cdot G_{ef}} \leq 1,$$

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;

R_n – нормативное сопротивление стали, временное сопротивление или предел текучести;

γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_c – коэффициент условий работы.

П р и м е ч а н и е – При вычислении силового фактора F рекомендуется учитывать γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений.

Проверку по второму предельному состоянию рекомендуется выполнять от воздействия на конструкцию нормативных нагрузок с учетом редукиции сечения по формуле

$$f \leq f_w$$

где f – прогиб (выгибу или перемещение элемента конструкции);

f_w – предельный прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкций.

5.10.4 При определении геометрических характеристик сечения профилей рекомендуется отдавать предпочтение приближенному способу, без учета

радиусов закругления в углах профилей. Влияние радиусов углов сгиба на несущую способность сечения может не учитываться, если внутренний радиус $r \leq 5t$ и $r \leq 0,10b_p$. В этом случае поперечное сечение допускается 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 рекомендуется учитывать влияние углов сгиба.

5.10.5 Размеры теоретической ширины b_p и высоты h_w плоских участков поперечных сечений профилей с учетом углов сгиба рекомендуется измерять от средних точек соседних угловых элементов.

6 Стенки центрально, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

6.1 Отношение расчетной высоты стенки к толщине h_{ef}/t в центрально-сжатых ($m = 0$), а также во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах по рисунку 10 ($m > 0$), кроме случаев, указанных в п. 6.2, как правило, не рекомендуется превышать значений $\bar{\lambda}_{UW}$, где значения $\bar{\lambda}_{UW}$ допускается определять по таблице 11.

Т а б л и ц а 11

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{UW}$
$m=0$	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$, но не более 2,3
	Коробчатое. швеллерное прокатное	$\bar{\lambda} < 1,0$ $\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
	Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$ $\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,0$ $\bar{\lambda}_{UW} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$, но не более 1,6

Продолжение таблицы 11

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{UW}$
$m \geq 1,0$	Двутавровое, коробчатое	$\bar{\lambda}_1 < 2,0$ $\bar{\lambda}_1 \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_1$, но не более 3.1

Обозначения, принятые в таблице 11: $\bar{\lambda}$ - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральной сжатии; $\bar{\lambda}_1$ - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

Примечание - К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные). В коробчатом сечении при $m > 0$ значение $\bar{\lambda}_{UW}$ рекомендуется определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента. При значениях $0 < m < 1,0$ значение $\bar{\lambda}_{UW}$, рекомендуется определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $m = 0$ и $m = 1,0$.

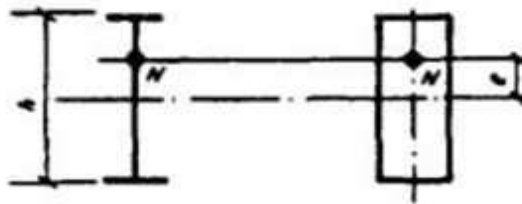


Рисунок 10 - Схема внецентренно-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечений

Для элементов двутаврового сечения с продольно-гофрированной стенкой, имеющей гофры треугольного очертания, отношение ширины панели гофра к толщине стенки b_w/t_w (см. рисунок 11) не рекомендуется превышать значений $\bar{\lambda}_{UW} \sqrt{E/R}$, где значения $\bar{\lambda}_{UW}$ определяется по таблице 11, при $m = 0$.

Толщина продольно-гофрированных стенок колонн допускается не менее величины

$$t_w \geq \sqrt{\frac{3 g_{fic} \cdot f}{R_{yw}}} \tag{40}$$

где g_{fic} - определяется по формулам (24) и (22), в которых $N/\varphi = A_f R_{yf}$ - несущая способность пояса колонны, а l - расстояние между поперечными ребрами жесткости.

6.2 Для центрально-сжатых, а также внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового сечения с продольно-гофрированной стенкой, имеющей гофры треугольного очертания (см. рисунок 11) общая устойчивость стенки проверяется по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr,o}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,o}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (41)$$

где σ – максимальное нормальное напряжение в стенке:

τ – касательное напряжение в стенке от фактической или условной поперечной силы;

$\sigma_{cr,o}$ – нормальное критическое напряжение в продольно-гофрированной стенке с гофрами треугольного очертания

$\sigma_{cr,o}$ определяется по формуле (42)

$$\sigma_{cr,o} = \frac{C_o \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (42)$$

следовательно $\bar{\lambda}_w$ определяется по формуле (43)

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (43)$$

здесь $h_{ef} = b_1 > h$ – развернутая высота гофрированной стенки (ширина заготовки стенки);

t_w - толщина гофрированной стенки.

При отсутствии поперечных ребер или установки их с шагом

$\ell > h \sqrt{\frac{f}{t_w}}$ коэффициент C_o рекомендуется определять по формуле

$$C_o = 0,91 + 1,23 (f/t_w) \quad (44)$$

где f - высота волны гофра.

При установке поперечных ребер с шагом $\ell > h \sqrt{\frac{f}{t_w}}$ коэффициент C_o рекомендуется определять по формуле

$$C_o = 0,65 \left[0,91 \left(\frac{f \cdot b_1}{t_w \cdot \ell} \right)^2 + (\ell/b_1)^2 + 1,4 \right] \quad (45)$$

Касательные критические напряжения $\tau_{cr,o}$ рекомендуется определять по формуле

$$\tau_{\alpha,0} = \frac{3,5 R_y}{\lambda_w^2} \tag{46}$$

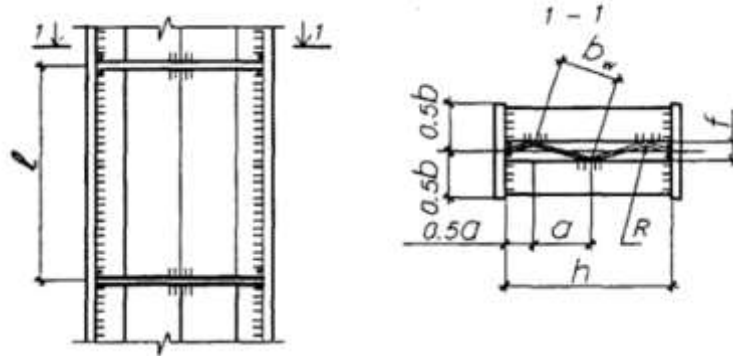


Рисунок 11 – Двутавр с продольно-гофрированной стенкой

6.3 Для центрально-сжатых, а также внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой отношение высоты стенки к ее толщине h_{ef}/t_w п. 6.2 не регламентируется. Толщина гофрированной стенки определяется из условия прочности и устойчивости согласно п. 4.10 и 6.4, 6.18, а также технологическими соображениями.

6.4 Расчет соединительных планок и их прикрепления (см. рисунок 12) выполняется как расчет элементов безраскосных ферм на: силу F , срезающую планку, по формуле

$$F = Q_s l / b \tag{47}$$

момент M_1 – изгибающий планку в ее плоскости, по формуле

$$M_1 = Q_s l / 2 \tag{48}$$

где Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

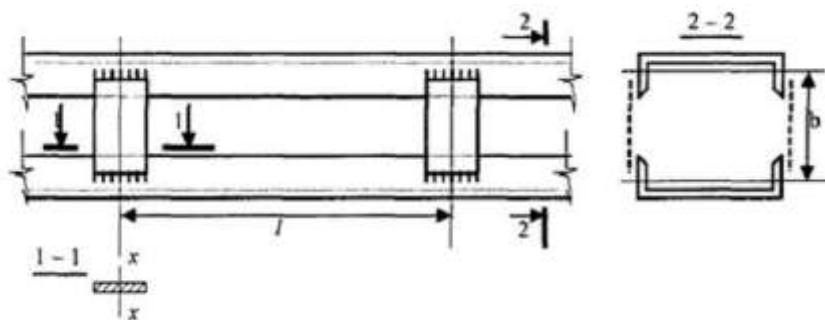


Рисунок 12 – Составной стержень на планках

Расчет соединительных решеток рекомендуется выполняться как расчет решеток ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками (см. рисунок 13) рекомендуется учитывать дополнительное усилие N_{ad} возникающее в каждом раскосе от обжатия поясов и определяемое по

формуле

$$N_{ad} = aN \frac{A_d}{A} \quad (49)$$

где N - усилие в одной ветви стержня;

A - площадь сечения одной ветви;

A_d - площадь сечения одного раскоса;

a - коэффициент, определяемый по формуле

$$a = al^2 / (a^3 + 2b^3) \quad (50)$$

где a , l и b - размеры, указанные на рисунке 13

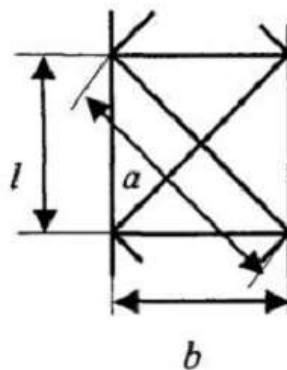


Рисунок 13 – Схема крестовой решетки с распорками

6.5 Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечений (см. рисунок 10) отношение расчетной высоты стенки h_{ef} к толщине t рекомендуется определять в зависимости от значения $\alpha = (\sigma - \sigma_1) / \sigma$ (σ - наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс» и вычисленное без учета коэффициентов φ_e , φ_{exy} или s φ ; σ_1 - соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки) и принимать не более значений, определяемых: при $\alpha \leq 0,5$ - по п. 5.1 настоящего строительных правил;

$\alpha \geq 1$ - по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (51)$$

где $\beta = 1,4 (2\alpha - 1) / (\tau / \sigma)$ (здесь $\tau = (Q/th)$ - среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении); при $0,5 < \alpha < 1$ - интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$, и рассчитываемых в следующем порядке:

- расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, рекомендуется выполнять по формуле

$$N / (c\varphi_y A) \leq R_y \gamma_c \quad (52)$$

где c - коэффициент, вычисляемый согласно требованиям 6.6;

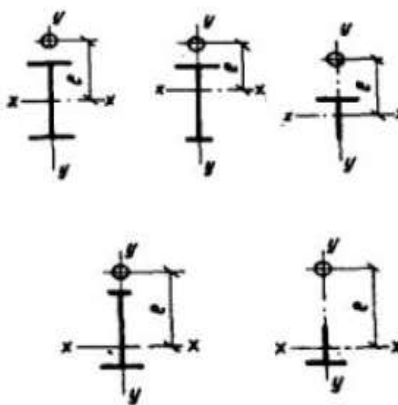
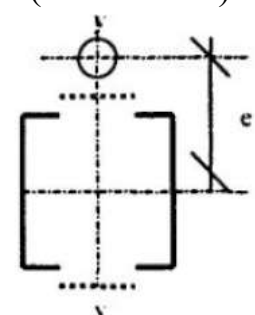
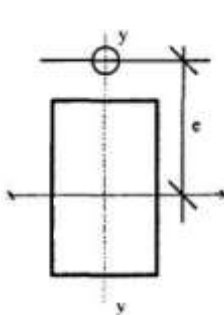
φ_y – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям 6.8.

6.6 Коэффициент c в формуле (52) рекомендуется определять при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ по формуле

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \quad (53)$$

где α и β – коэффициенты, принимаемые по таблице 12.

Т а б л и ц а 12

Типы сечений	Значения коэффициентов			
	α при		β при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
<p>Открытые</p> 	0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_v}$
	1-0,3 J_2 / J_1	$1 - (0,35 - 0,05 m_x) J_2 / J_1$	1	$1 - \left(1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_v}} \right) x$ $x \left(2^{\frac{1}{2}} - 1 \right);$ при $J_2 / J_1 < 0,5$ $\beta = 1$
<p>Замкнутые</p> <p>С решетками (с планками)</p>  <p>Сплошные</p> 	0,6	$0,55 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_v}$

Обозначения принятые в таблице 12:

J_1 и J_2 – моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии $y-y$;

φ_c – значение φ_v при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y}$.

П р и м е ч а н и е – Значения коэффициентов α и β для сквозных стержней с решетками (или планками) рекомендуется принимать как для замкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае рекомендуется принимать коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения.

при значениях относительного эксцентриситета $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b) \quad (54)$$

где φ_b – коэффициент, определяемый согласно требованиям 6.9 и приложения Б, как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений $\varphi_b = 1,0$;

при значениях относительного эксцентриситета $5 < m_x < 10$ по формуле

$$c = c_5 (2 - 0,2 m_x) + c_{10} (0,2 m_x - 1) \quad (55)$$

где c_5 определяется по формуле (53) при $m_x = 5$, а c_{10} определяется по формуле (54) при $m_x = 10$.

При определении относительного эксцентриситета m_x за расчетный момент M_x рекомендуется принимать:

- для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента,
- максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента);
- для стержней с одним зашпеленным, а другим свободным концом – момент в заделке (но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки).

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R}$, коэффициент c не рекомендуется превышать:

для стержней замкнутого сечения – единицы;

для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии – значений, определяемых по формуле

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16 M_x^2}{\mu (N h)^2}}} \quad (56)$$

где

$$\begin{aligned} \delta &= 4\rho / \mu, \\ \rho &= (J_x + J_y) / (A h^2), \\ \mu &= 2 + 0,156 \frac{J_t}{A h^2} \lambda^2 y \\ J_t &= 0,433 \sum b_i t_i^3 \end{aligned} \quad (56a)$$

здесь b_i и t_i – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение;

h – расстояние между осями поясов;

для двутавровых и тавровых сечений с одной осью симметрии коэффициенты c не рекомендуется превышать значений определяемых по формуле (57) и приложения Б.

6.7 В сжатой зоне стенок стали с пределом текучести до 400 МПа

(4100 кгс/см²), как правило, выполняется условия:

$$\sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq \beta R_y$$

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_v$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{f,y} \leq R_v$$

$$\sigma_{xy} + \sigma_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_x$$

где

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M}{W_{xn}}; & \tau_{xy} &= \frac{Q}{ht}; & \sigma_{loc,y} &= \frac{\gamma_{f1} F}{tl_{ef}} \\ \sigma_{loc,x} &= 0,25\sigma_{loc,y}; & \tau_{loc,xy} &= 0,3\sigma_{loc,y}; \\ \sigma_{fy} &= \frac{2M_t t}{J_f}; & \tau_{f,xy} &= 0,25\sigma_{fy}; \end{aligned} \right\} \quad (57)$$

β – коэффициент, принимаемый равным 1,15 для расчета разрезных балок и 1,3 для расчета сечений на опорах неразрезных балок.

В формулах (57):

M и Q – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки от расчетной нагрузки;

γ_{f1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колесо крана, принимаемый согласно требованиям норм по нагрузкам и воздействиям;

F – расчетное давление колеса крана без учета коэффициента динамичности;

l_{ef} – условная длина, определяемая по формуле

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{J_{lf}/t} \quad (58)$$

где c – коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок 3,25, для балок на высокопрочных болтах – 4,5;

J_{lf} – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса;

M_t – местный крутящий момент, определяемый по формуле

$$M_t = F e + 0,75Q_t h_r \quad (59)$$

где e – условный эксцентриситет, принимаемый равным 15 мм;

Q_t – поперечная расчетная горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосами мостового крана и не параллельностью крановых путей, принимаемая

согласно требованиям норм по нагрузкам и воздействиям;

h – высота кранового рельса;

$J_f = J_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$ сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса,

где t_f и b_f – соответственно толщина и ширина верхнего (сжатого) пояса балки.

Все напряжения в п. 6.7 рекомендуется принимать со знаком «плюс».

6.8 Расчет на устойчивость сплошностенчатых элементов, подверженных центральному сжатию силой N , рекомендуется выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_s \gamma_c \quad (60)$$

Значения φ рекомендуется выполнять по формуле при $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (61)$$

при $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}^2 \quad (62)$$

при $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi = \left(\frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})} \right) \quad (63)$$

При расчете элементов двутаврового сечения с продольно-гофрированной стенкой (см. рисунок 14а) рекомендуется принимать A равной сумме площадей брутто двух поясов и гофрированной стенки, вычисленной с учетом развернутой длины гофров.

При расчете элементов двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой (см. рисунок 14б) рекомендуется принимать A равной сумме площадей брутто двух поясов. Радиусы инерции сечения симметричного двутавра с поперечно-гофрированной стенкой рекомендуется определять по условиям $i_x = 0,5h$; $i_y = 0,29v_f$ (где h – расстояние между центрами тяжести поясов двутавра, v_f – ширина пояса).

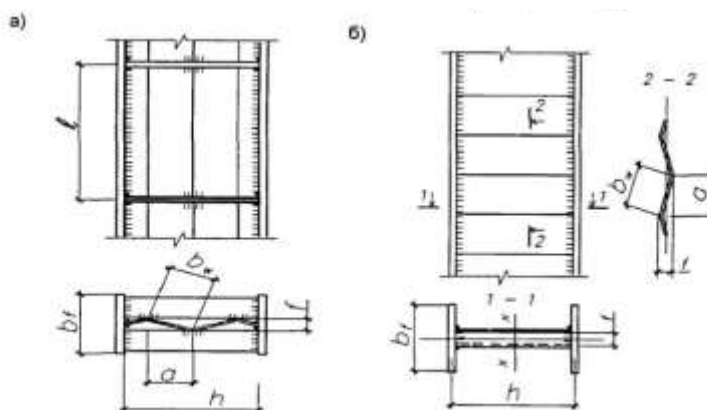


Рисунок 14 – Двутавры с гофрированными стенками
а – с продольными гофраами; б – с поперечными гофраами

Для несимметричных двутавров проверяется устойчивость каждого пояса в его плоскости.

6.9 Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения с плоской стенкой, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям п.п. 6.10 и 6.11.

$$\frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_s \gamma_c \quad (64)$$

где W_c - рекомендуется определять для сжатого пояса;

φ_b - коэффициент, определяемый в соответствии с приложением Б.

При определении значения φ_b за расчетную длину балки l_{ef} рекомендуется принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных и поперечных связей, точками крепления жесткого настила); при отсутствии связей, расстояние между точками $l_{ef} = l$ (где l – пролет балки) за расчетную длину консоли рекомендуется принимать: $l_{ef} = l$ при отсутствии закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости (здесь l – длина консоли); расстояние между точками закреплений сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

Для балок с поперечно-гофрированными стенками, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям п.п. 6.10 и 6.11 расчет на устойчивость сжатых поясов рекомендуется выполнять по формуле

$$\sigma = \frac{N_f}{\varphi_f A_f} \leq R_s \gamma_c \quad (65)$$

где φ_f – коэффициент, определяемый в соответствии с приложением Б, в зависимости от $\lambda = l_{ef}/i_f$.

Здесь l_{ef} – определяется по указаниям настоящего пункта, а i_f радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости – по формуле $i_f = 0,29b_f$.

6.10 Расчет на прочность элементов с плоской стенкой (кроме балок с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной из главных плоскостей, рекомендуется выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c \quad (66)$$

Расчет на прочность поясов элементов с поперечно-гофрированной стенкой, изгибаемых в одной из главных плоскостей, рекомендуется выполнять по формуле

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f h_1} \leq R_y \gamma_c \quad (67)$$

где $h_1 = h_w + t_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов.

Значения касательных напряжений τ в сечениях изгибаемых элементов допускается удовлетворять условиям:

- для элементов с плоской стенкой

$$\tau = \frac{QS}{J_t} \leq R_s \gamma_c \quad (68)$$

- для элементов с поперечно-гофрированной стенкой

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} \leq R_s \gamma_c \gamma_{wc} \quad (69)$$

где γ_{wc} – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез, равный 0,9.

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения τ в формулах (68) и (69) рекомендуется умножать на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = a/(a-d) \quad (70)$$

где a – шаг отверстий; d – диаметр отверстия.

6.11 Для стенок балок, рассчитываемых по формулам (66) и (67) выполняются условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c \quad (71)$$

где $\sigma_x = \frac{M}{J_n} y$ – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки (за исключением поперечно-гофрированных стенок), параллельные оси балки;

σ_y – то же, перпендикулярные оси балки, в том числе σ_{loc} , определяемое по формуле (3);

τ_{xy} – касательное напряжение, вычисляемое по формулам (68) и (69) с учетом формулы (70).

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые по формуле (71) со своими знаками, а также τ_{xy} рекомендуется определять в одной и той же точке балки.

При расчете балок из двутавров с поперечно-гофрированной стенкой рекомендуется принимать $\sigma_x = 0$.

6.12 Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов с сечениями, отличными от двутаврового и коробчатого (за исключением таврового сечения), установленные в п. 6.5 значения отношений h_{ef}/t рекомендуется умножать на коэффициент 0,75.

6.13 Для центрально-, внецентренно- сжатых и сжато-изгибаемых элементов таврового сечения с условной гибкостью $\bar{\lambda}$ от 0,8 до 4 отношение расчетной высоты стенки тавра к толщине при $1 \leq b_f/h_{ef} \leq 2$ не рекомендуется превышать значений, определяемых по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (72)$$

где b_f – ширина полки тавра; h_{ef} – расчетная высота стенки.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (72) рекомендуется принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

При назначении сечения элемента по предельной гибкости, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения h_{ef}/t рекомендуется умножать на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$ (где $\varphi_m = \varphi$ или $\varphi_m = \varphi_e$, $\sigma = N/A$), но не более чем на 1,25.

6.14 В центрально-сжатых элементах двутаврового сечения для стенок, имеющих расчетную высоту h_{ef} и укрепленных парным продольным ребром, расположенным посередине, значение h_{ef}/t , установленное в п. 6.1, рекомендуется умножать на коэффициент β , определяемый при $J_{sl}/(h_{ef}t^3) \leq 6$ по формуле

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{J_{sl}}{h_{ef}t^3} \left(1 - 0,1 \frac{J_{sl}}{h_{ef}t^3} \right) \quad (73)$$

где J_{sl} – момент инерции сечения продольного ребра.

При укреплении стенки внецентренно-сжатого или сжато-изгибаемого элемента продольным ребром жесткости с моментом инерции $J_{sl} \geq 6h_{ef}t^3$, расположенным посередине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясом и осью ребра рекомендуется рассматривать как самостоятельную пластинку и проверять согласно требованиям п.п. 6.1 и 6.5.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции рекомендуется вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки.

Продольные ребра жесткости рекомендуется включать в расчетные сечения элементов.

В случае выполнения продольного ребра в виде гофра стенки при вычислении h_{ef} рекомендуется учитывать развернутую ширину гофра.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости рекомендуется принимать согласно требованиям п. 4.10 настоящих строительных правил.

6.15 В случаях, когда фактическое значение h_{ef}/t превышает значение, определяемое по п. 6.1 (для центрально-сжатых элементов не более чем в два раза), в расчетных формулах за значение A рекомендуется принимать значение A_{red} , вычисленное с высотой стенки h_{red} (в коробчатом сечении определяются h_{red} и h_{red1} для пластинок, образующих сечение и расположенных соответственно параллельно и

перпендикулярно плоскости изгиба):

для двутаврового и швеллерного сечений

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red}) t ;$$

для коробчатого сечения:

$$\text{при центральном сжатии } A_{red} = A - 2 (h_{ef} - h_{red}) t - 2 (h_{ef1} - h_{red1}) t_1 ;$$

$$\text{при внецентренном сжатии и сжатии с изгибом } A_{red} = A - 2 (h_{ef} - h_{red}) t ;$$

Значения h_{red} рекомендуется определять: для центрально-сжатых элементов швеллерного сечения по формуле

$$h_{red} = t \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y} \quad (74)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – условная гибкость стенки швеллерного сечения, принимаемая /по таблице 11;

для центрально-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечений по формуле

$$h_{red} = t \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (75)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – условная гибкость стенки соответствующего сечения, принимаемая по

таблице 11 при $m = 0$; $\bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ условная гибкость стенки, при вычислении h_{red1}

принимаемой равной $\bar{\lambda}_{w1} = \frac{h_{ef1}}{t_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$,

k – коэффициент, принимаемый равным для двутаврового сечения

$k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}$ (при $\bar{\lambda} > 3,5$ рекомендуется принимать $\bar{\lambda} = 3,5$) и для коробчатого сечения

$k = 2,9 + 0,2 \bar{\lambda} - 0,7 \bar{\lambda}_w$ (при $\bar{\lambda} > 2,3$ рекомендуется принимать $\bar{\lambda}_w = 2,3$); здесь $\bar{\lambda}$ – условная гибкость элемента, принятая по таблице 11;

для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле (74),

где значение $\bar{\lambda}_{uw}$ рекомендуется вычислять по таблице 11, а значение k при $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$.

Указанные изменения расчетной высоты стенки рекомендуется принимать только для определения площади сечения A при расчетах по формулам (60), (76), (81) и (82) настоящих строительных правил.

6.16 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения (с учетом требований п.п. 6.17 и 6.18) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, рекомендуется выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c \quad (76)$$

В формуле (76) коэффициент φ_e рекомендуется определять:

а) для сплошностенчатых стержней в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m \quad (77)$$

где η - коэффициент влияния формы сечения, определяемый в соответствии с приложением В, таблица В.7;

$m = \frac{eA}{W_c}$ - относительный эксцентриситет (здесь e - эксцентриситет; W_c - момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна);

б) для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба и для стержней из двутавров с поперечно-гофрированными стенками в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ (λ_{ef} по таблице 13) и относительного эксцентриситета m , определяемого по формуле

$$m = e \frac{Aa}{J} \quad (78)$$

где a - расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

При вычислении эксцентриситета $e = M/N$ значения M и N рекомендуется принимать согласно требованиям п. 6.19.

Расчет на устойчивость не требуется для сплошностенчатых стержней при $m_{ef} > 20$ и для сквозных стержней при $m > 20$, в этих случаях расчет рекомендуется выполнять как для изгибаемых элементов.

6.17 Внецентренно-сжатые элементы, выполненные из стали с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см²) и имеющие резко несимметричные сечения (типы сечений 10 и 11 по таблице Б.2 СН КР 53-01), кроме расчета по формуле (76), рекомендуют проверять на прочность по формуле

$$\left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{nt}} \right| \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} \quad (79)$$

где значение W_{nt} рекомендуется вычислять для растянутого волокна, а коэффициент δ определять по формуле

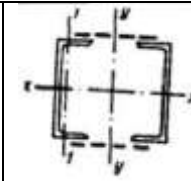
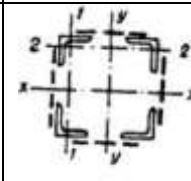
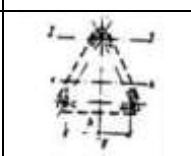
$$\delta = 1 - \frac{N \lambda^2}{(\pi^2 EA)} \quad (80)$$

6.18 В сквозных внецентренно-сжатых стержнях с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме расчета на устойчивость стержня в целом по формуле (76) рекомендуется проверка отдельных ветвей как центрально-сжатые стержни по формуле (80).

Продольную силу в каждой ветви рекомендуется определять с учетом

дополнительного усилия от момента. Значение этого усилия при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси у-у (см. таблицу 13) рекомендуется определять по формулам: $N_{ad} = M/b$ – для сечений типов 1 и 3; $N_{ad} = M/2b$ – для сечения типа 2; для сечения типа 3 при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси х-х, усилие от момента $N_{ad} = 1.16M/b$ (здесь b – расстояние между осями ветвей).

Т а б л и ц а 13

Тип сечения	Схема сечения	Приведенные гибкости λ_{ef} составных стержней сквозного сечения		
		с планками при		С решетками
		$J_s / (J_b b) < 5$	$J_s / (J_b b) \geq 5$	
1		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82\lambda_1^2(1+n)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + a_1 \frac{A}{A_{d1}}}$
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82[\lambda_1^2(1+n_1) + \lambda_2^2(1+n_2)]}$	$\lambda_e = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$	$\frac{\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A(\frac{\alpha_1}{A_{d1}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}})}}$
3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82\lambda_2^2(1+3n_2)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1.3\lambda_2^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + a_1 \frac{2A}{3A_d}}$

Отдельные ветви внецентренно-сжатых сквозных стержней с планками рекомендуется проверять на устойчивость как внецентренно-сжатые элементы с учетом усилий от момента и местного изгиба ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

Расчет соединительных планок или решеток сквозных внецентренно-сжатых стержней рекомендуется выполнять согласно требованиям п. 6.4 на поперечную силу, равную большому из двух значений: фактическую поперечную силу Q или условную поперечную силу O_{fic} вычисляемую согласно требованиям п. 4.10 по формуле (22).

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, соединять планками ветви сквозных внецентренно-сжатых элементов, как правило, не рекомендуется.

Расчет поперечно-гофрированных стенок внецентренно-сжатых стержней двутаврового сечения рекомендуется выполнять на поперечную силу, равную

большему из двух значений: фактическую поперечную силу Q или условную поперечную силу Q_{fic} вычисляемую согласно требованиям п. 4.10 по формуле (22).

6.19 Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе рекомендуется принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения M рекомендуется принимать равными:

для колонн постоянного сечения рамных систем – наибольшему моменту в пределах длины колонн;

для ступенчатых колонн – наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

для колонн с одним зашпеленным, а другим свободным концом – моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины колонны от заделки;

для сжатых верхних поясов ферм и структурных плит, воспринимающих внеузловую нагрузку, – наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;

для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, – моменту, определяемому по формулам таблицы 14.

Т а б л и ц а 14

Относительный эксцентриситет, соответствующий M_{max}	Расчетные значения M при условной гибкости	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$m \leq 3$	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4} (M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leq 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_1)$
<p>Обозначения, принятые в таблице 14: M_{max} – наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 – наибольший изгибающий момент в пределах средней трет длины стержня, но не менее $0.5 M_{max}$; m – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле $\tau = M_{max} A / (N W_c)$. Примечание – Во всех случаях рекомендуется принимать $M \geq 0,5 M_{max}$.</p>		

6.20 Внецентренно-сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ($J_y < J_x$ и $e_y \neq 0$), при $\lambda_x > \lambda_y$ рекомендуется рассчитывать по формуле (76), а также проверять на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x A} \leq R_y \gamma_c \quad (81)$$

где φ_x – коэффициент, принимаемый согласно требованиям п.6.8

При $\lambda_x \leq \lambda_y$ проверки устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

6.21 Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней, подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) с плоскостью симметрии рекомендуется выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{\text{exy}} A} \leq R_y \gamma_c \quad (82)$$

где $\varphi_{\text{exy}} = \varphi_{\text{ey}} (0,6 \sqrt[3]{c} + 0,4 \sqrt[4]{c})$

здесь φ_{ey} рекомендуется определять согласно требованиям 6.16 с заменой в формулах m и λ соответственно на m_y и λ_y , а c – согласно требованиям 6.6.

При вычислении приведенного относительного эксцентриситета $m_{\text{ef.y}} = \eta m_y$ для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент η рекомендуется определять как для сечения типа 8.

Если $m_{\text{ef.y}} < m_x$, то кроме расчета по формуле (82) рекомендуется произвести дополнительную проверку по формулам (76) и (52), принимая $c_y = 0$.

Значения относительных эксцентриситетов рекомендуется определять по формулам:

$$m_x = e_x \frac{A}{W_{\text{cx}}} \quad m_y = e_y \frac{A}{W_{\text{cy}}} \quad (83)$$

где W_{cx} и W_{cy} – моменты сопротивления сечений для наиболее сжатого волокна относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$.

Если $\lambda_x > \lambda_y$, то кроме расчета по формуле (82) рекомендуется произвести дополнительную проверку по формуле (76), принимая $e_y = 0$.

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) с плоскостью симметрии расчетное значение m_x рекомендуется увеличить на 25 %.

6.22 Стенки сплошных колонн, в том числе и продольно-гофрированные, при $h_{\text{ef}}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$ рекомендуется укреплять поперечными ребрами жесткости расположенными на расстоянии $(2,5-3,0)h_{\text{ef}}$ одно от другого; на каждом опорочном элементе допускается не менее двух ребер.

Минимальные размеры выступающей части поперечных ребер жесткости рекомендуется принимать согласно требованиям п. 4.10 настоящих норм.

7 Поясные листы (полки) центрально-, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов

7.1 Расчетную ширину свеса поясных листов (полок) b_{ef} рекомендуется принимать равной расстоянию:

в сварных элементах – от грани стенки (при односторонних швах от грани стенки со стороны шва) до края поясного листа (полки); в прокатных профилях – от начала внутреннего закругления до края полки; в гнутых профилях (рисунок 2) – от края выкружки стенки до края поясного листа (полки).

Для двутавров с поперечно-гофрированной стенкой расчетную ширину свеса поясных листов (полок) b_{ef} рекомендуется принимать равной $b_{ef} = 0,5 (b + 0,7f)$, где b – ширина пояса, f – высота волны гофров.

В центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах с условной гибкостью от 0,8 до 4 отношение расчетной ширины свеса поясного листа (полки) b_{ef} к толщине t рекомендуется принимать не более значений, определяемых по формулам таблицы 15.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формулах таблицы 15 рекомендуется принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

Т а б л и ц а 15

Характеристика полки (поясного листа) и сечения элемента	Наибольшие отношения b_{ef}/t
Неокаймленная двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,54 + 0,15\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная равнополочных уголков и гнутых профилей (за исключением швеллера)	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром равнополочных уголков и гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,50 + 0,18\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная большая неравнополочного уголка и полка швеллера	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром и усиленная планками гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

7.2 В изгибаемых элементах отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к толщине t рекомендуется принимать не более значений, определяемых по таблице 16.

Т а б л и ц а 16

Расчет изгибаемых элементов	Характеристика свеса	Наибольшие значения отношения b_{ef}/t ¹⁾
В пределах упругих деформаций	Неокаймленный	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	Окаймленный ребром	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
С учетом развития пластических деформаций ²⁾	Неокаймленный	$b_{ef}/t = 0,11 h_{ef}/t_w$, но не более $0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Окаймленный ребром	$b_{ef}/t = 0,16 b_{ef}/t_w$, но не более $0,75 \sqrt{E/R_y}$
<p>¹⁾Для двутавров с поперечно-гофрированной стенкой b_{ef} рекомендуется принимать в соответствии с указаниями п. 8.1</p> <p>²⁾При $h_{ef}/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}$ наибольшее значение отношения b_{ef}/t рекомендуется принимать: - для неокаймленного свеса $b_{ef}/t = 0,3 \sqrt{E/R_y}$; для окаймленного ребром свеса $b_{ef}/t = 0,450,3 \sqrt{E/R_y}$. Обозначения, принятые в таблице 16: h_{ef} - расчетная высота балки t_w – толщина стенки балки.</p>		

7.3 Высота окаймляющего ребра полки a_{ef} измеряемая от ее оси, допускается не менее $0,3b_{ef}$ в элементах, не усиленных планками (см. рисунок 13) и $0,2b_{ef}$ – в элементах, усиленных планками, при этом толщина ребра допускается не менее $2a_{ef}\sqrt{E/R_y}$.

7.4 В центрально-сжатых элементах коробчатого сечения наибольшее отношение расчетной ширины пояса к толщине b_{ef}/t рекомендуется принимать по таблице 11 как для стенок коробчатого сечения.

Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах коробчатого сечения наибольшее отношение b_{ef}/t рекомендуется принимать:

при $m \leq 0,3$ – как для центрально-сжатых элементов;

при $m \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04 m$

$$b_{ef}/t = \sqrt{E/R_y};$$

при $m \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} > 2 + 0,04m$

$$b_{ef}/t = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

При значениях относительного эксцентриситета $0,3 < m < 1$ наибольшие отношения b_{ef}/t рекомендуется определять линейной интерполяцией между значениями b_{ef}/t вычисленными при $m = 0,3$ и $m = 1$.

7.5 При назначении сечений центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по предельной гибкости, а изгибаемых элементов – по предельным прогибам, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения отношения расчетной ширины свеса к толщине b_{ef}/t рекомендуется умножать на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$ но не более чем на 1,25.

Здесь рекомендуется принимать:

для центрально-, внецентренно-сжатых и сжато- изгибаемых элементов: φ_m – меньшее из значений φ , φ_e , φ_{exy} , с φ , использованное при проверке устойчивости элемента $\sigma = N/A$;

для изгибаемых элементов: $\varphi_m = 1$; σ – большее из двух значений $\sigma = M/W_{\varphi_b}$ или $\sigma = (M_x/J_x) y \pm (M_y/J_y) x$.

Приложение А1

Нормативные ссылки

В настоящих строительных правилах использованы нормативные ссылки на следующие документы:

СН КР 20-02:2018* «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования»;

СН КР 53-01:2022 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»;

СНиП 31-07:2011 «Быстровозводимые здания из легких конструкций. Нормы проектирования»;

ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований»;

СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов».

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.

Приложение А2

Термины и их определения

1 облегченные конструкции: Конструкции, ведущие к снижению их массы, стоимости, изготовления и монтажа при сохранении несущей способности объекта. Положительный эффект достигается за счет применения новых материалов, тонкостенных конструкций и конструктивных решений. Несущая способность зданий облегченного типа определяется с учетом грунтовых условий участка застройки и сейсмических воздействий.

2 здания из быстровозводимых конструкций: Здания, строительство которых ведется с использованием прокатных, гнутолистовых конструкций из тонколистовой стали толщиной не менее 1,3 мм с применением облегченных панелей, соединенных болтами, заклепками или на сварке, обеспечивающих возможность быстрой сборки элементов зданий.

3 ограждающие конструкции: Наружные и внутренние стены, покрытия, перекрытия над верхними этажами, подвалами, техническими подпольями; отдельные панели, заполнения проемов (окна, витражи, витрины, фонари, двери и ворота) и сэндвич-панели (конструкция из двух листов оцинкованного и окрашенного металла со слоем негорючего и (или) трудногорючего утеплителя между ними).

4 легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК): Строительные конструкции из тонколистовой стали толщиной не менее 1,3 мм, применяемые для строительства быстровозводимых зданий жилого, общественного и производственного назначения и др., согласно требований СНиП КР 31-07.

Приложение Б

Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов. Определение коэффициентов расчетной длины колонн. Одноступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны рекомендуется принимать в зависимости от отношения

$n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$ и величины $\alpha = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}$ (где J_1, J_2, l_1, l_2 – моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего и верхнего участков колонны рисунок Б.1 и $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}$:

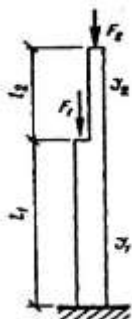


Рисунок Б.1 - Схема одноступенчатой колонны

при верхнем конце, свободном от всяких закреплений, по таблице И.1 СН КР 53-01;

при верхнем конце, закрепленном от поворота, и при возможности его свободного смещения по таблице И.2 СН КР 53-01;

при неподвижном верхнем конце, шарнирно-опертом или закрепленном от поворота, значения коэффициента μ_1 для нижнего участка колонны рекомендуется определять по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}} \quad (\text{Б.1})$$

где μ_{12} - коэффициент расчетной длины нижнего участка при $F_1 = 0$;

μ_{11} – коэффициент расчетной длины нижнего участка при $F_2 = 0$.

Значения коэффициентов μ_{12} и μ_{11} рекомендуется принимать:

при шарнирно-опертом верхнем конце – по таблицам И.3 и СН КР 53-01;

при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота, – по таблице И.4 СН КР 53-01.

коэффициенты расчетной длины μ_2 для верхнего участка колонны во всех случаях рекомендуется определять по формуле $\mu_2 = \mu_1 / \alpha \leq 3$.

Двухступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка двухступенчатой колонны рисунок Б.2 при условиях закрепления верхнего конца, приведенных в таблицах И.5 СН КР 53-01 и Б.1 настоящего Приложения.

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \mu_{m1}^2 + (\beta_2 \mu_{m2}^2 + \mu_{m3}^2)(1 + \delta_2)^2 J_1 / J_{1m}}{1 + \beta_1 + \beta_2}} \tag{Б.2}$$

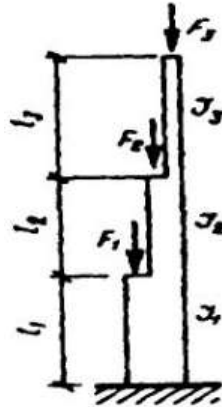


Рисунок Б.2 - Схема двухступенчатой колонны

где μ_{m1} , μ_{m2} , μ_{m3} - коэффициенты, определяемые по таблицам И.5 СН КР 53-01 и Б.1 настоящего Приложения как для одноступенчатых колонн по схемам рисунок Б.3.;

$$\beta = \frac{F_2}{F_3}; \beta = \frac{F_2}{F_3}; \delta = l_2 / l_1$$

F_1, F_2, F_3 - продольные силы, приложенные соответственно в местах образования ступеней и к верху колонны;

J_{1m} - среднее значение момента инерции для участков l_1 и l_2 определяемое по формуле

$$J_{1m} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2} \tag{Б.3}$$

J_{2m} - среднее значение момента инерции для участков l_2 и l_3 определяемое по формуле

$$J_{2m} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3} \tag{Б.4}$$

J_1, J_2, J_3 - моменты инерции сечений и длины

l_1, l_2, l_3 - соответственно нижнего, среднего и верхнего участков колонны.

Значения коэффициентов расчетной длины μ_2 для среднего участка длиной l_2 рекомендуется определять по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2 \tag{Б.5}$$

а коэффициентов расчетной длины μ_3 для верхнего участка длиной l_3 по формуле

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \leq 3 \quad (\text{Б.6})$$

где $\alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1(F_2 + F_3)}{J_2(F_1 + F_2 + F_3)}}; \alpha_3 = \frac{l_3}{l_1} \sqrt{\frac{J_1 F_3}{J_3(F_1 + F_2 + F_3)}}$

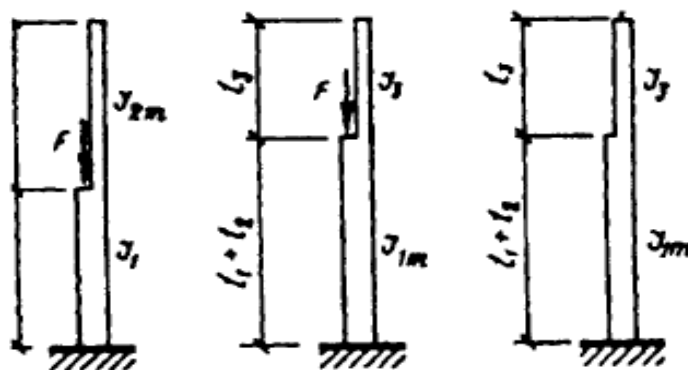


Рисунок Б.3 - Схемы одноступенчатых колонн (к таблицам И.5 СН КР 53-01 и Б.1 настоящего Приложения),

а – сила F приложена к нижнему участку колонны; б – то же, к среднему участку, в – то же, к верхнему участку

Т а б л и ц а Б.1 – Коэффициенты μ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения

Схема закрепления и вид нагрузки				
μ	1,0	0,7	0,5	2,01
Схема закрепления и вид нагрузки				
μ	1,0	2,0	0,725	1,12

Т а б л и ц а Б.2 – Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R МПа (кг/см ²)											
	200 (2050)	40 (2450)	280 (2850)	20 (3250)	60 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	99
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	94	89
180	233	196	170	150	135	123	112	104	97	91	85	81
190	210	177	154	136	122	111	102	94	88	82	77	73
200	191	161	140	124	111	101	93	86	80	75	71	67
210	174	147	128	113	102	93	85	79	74	69	65	62
220	160	135	118	104	94	86	77	73	68	64	60	57

Примечание – Значение коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

Т а б л и ц а Б.3 – Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сплошнотенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$													
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042
0,5	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090
1,0	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086
1,5	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082
2,0	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079
2,5	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076
3,0	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073

Продолжение таблицы Б. 3

Условная гибкость	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете												
	0,1	0.25	0.5	0.75	1.0	1,25	1,5	1,75	2.0	2.5	3.0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$													
3.5	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069
4,0	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066
4,5	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064
5,0	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062
5.5	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060
6.0	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057
6,5	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054
7.0	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052
8.0	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047
9.0	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043
10,0	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039
11.0	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035
12,0	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032
13,0	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030
14,0	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029

Примечания

- 1 Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.
- 2 Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Т а б л и ц а Б.4 – Коэффициенты φ_e , для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m												
	0.1	0,25	0.5	0,75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$													
0.5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200
1.0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197
1.5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183
2.5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175
3.0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165
3.5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155
4.0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145
4.5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136
5.0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127
5.5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118
6.0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109
6.5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102
7.0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095
8.0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082
9.0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062
11.0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054
12.0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041

Продолжение таблицы Б.4

Условная приведенная гибкость	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$														
0,5	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025
<p>Примечания</p> <p>1 Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.</p> <p>2 Значения φ_e принимать не выше значений φ.</p>														

Коэффициенты c_{\max} для двутавровых и тавровых сечений

Для двутавровых сечений с одной осью симметрии рисунок Б.4 коэффициент c_{\max} рекомендуется вычислять по формуле

$$c_{\max} = \frac{2}{[1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} (\alpha_x - \frac{e_x}{h})^2}]} \quad (\text{Б.7})$$

где $\alpha_x = (h_1 J_1 - h_2 J_2) / (J_y h)$;

$e_x = \frac{M_x}{N}$ - эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси x , принимаемый со своим знаком (на рисунке Б.4 e_x показан со знаком «плюс»);

h - расстояние между осями поясов;

$$\mu = \frac{8J_1 J_2}{J_y^2} + 0,156 \frac{J_t}{Ah^2} \lambda_y^2;$$

$$B = 1 + \frac{2\beta e_x}{p h};$$

$$\delta = 4p / \mu$$

J_1 и J_2 - моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси y ;

$$p = (J_x + J_y) / (Ah^2) + \alpha_x^2;$$

J_t и β - величины, определяемые по формулам, приведенным в обозначениях для таблиц Ж.5 СН КР 53-01 и В.3 Приложения В настоящих правил.

Для тавровых сечений значение коэффициента c_{\max} рекомендуется определять как для двутавровых сечений, принимая $J_2 = 0$, а также $b_2 = 0$ и $t_2 = 0$ рисунок Б.4 при вычислении J_t

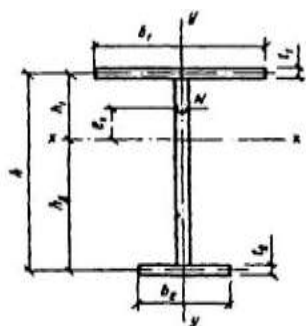


Рисунок Б.4 - Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при внецентренном сжатии

Приложение В

Коэффициенты φ_b для расчета балок на устойчивость

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициентов φ_b рекомендуется вычислить коэффициент φ_1 по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} \quad (B.1)$$

где значения ψ рекомендуется принимать по таблицам В.1 и В.2 в зависимости от характера нагрузки и параметра α , который вычисляется по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} (l_{ef}/h)^2 \quad (B.2)$$

где l_{ef} - расчетная длина балки и консоли, определяемая согласно требованиям п.6.9;

h - полная высота сечения;

J_t - момент инерции при кручении;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов, а также для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_1}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{\alpha t^3}{b_f t_1^3} \right) \quad (B.3)$$

где обозначено:

для сварных двутавров:

t - толщина стенки;

b_f и t_1 - ширина и толщина пояса балки;

h - расстояние между осями поясов;

a - размер, равный $0,5 h$;

для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах:

t - сумма толщин стенки и вертикальных поясных уголков;

b_f - ширина листов пояса;

t_1 - сумма толщин листов пояса и горизонтальной полки поясного уголка;

h - расстояние между осями пакета поясных листов;

a - ширина вертикальной полки поясного уголка за вычетом толщины горизонтальной полки. Значение коэффициента φ_b в формуле (64) настоящих строительных правил допускается принимать: при $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$; при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$, но не более 1,0.

Т а б л и ц а В.1 – Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Количество закреплений сжатого пояса	Вид нагрузки в пролете	Нагружен ный пояс	Формулы для ψ при значениях α	
			$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Без закреплений	Сосредоточен- ная	Верхний Нижний	$\psi=1,75+0,09\alpha$ $\psi=5,05+0,09\alpha$	$\psi=3,3+0,053 \alpha-4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$ $\psi=6,6+0,053 \alpha-4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\psi=1,6+0,08\alpha$ $\psi=3,8+0,08\alpha$	$\psi=3,15+0,04 \alpha -2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$ $\psi=5,35+0,04 \alpha -2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Два и более, делящих пролет на рав- ные части	Любая	Любой	$\psi=2,25+0,07\alpha$	$\psi=3,6+0,04 \alpha-3,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Одно в середине	Сосредоточен- ная в середине	Любой	$\psi = 1,75 \psi_1$	$\psi = 1,75 \psi_1$
	Сосредоточен- ная в четверти	Верхний Нижний	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,6 \psi_1$	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,6 \psi_1$
	Равномерно рас- пределенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,3 \psi_1$	$\psi = 1,14 \psi_1$ $\psi = 1,3 \psi_1$
П р и м е ч а н и е – Значение ψ_1 рекомендуется принимать равным ψ при двух и более закреплениях сжатого				

Т а б л и ц а В.2 – Коэффициенты ψ для жестко заделанных консолей двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Вид нагрузки	Нагруженный пояс	Формулы для ψ при отсутствии креплений сжатого пояса и при значениях α	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Сосредоточенная на конце консоли	Верхний	$\psi = 1,0 + 0,16 \alpha$	$\psi = 4,0 + 0,05 \alpha$
	Нижний	$\psi = 6,2 + 0,08 \alpha$	$\psi = 7,0 + 0,05 \alpha$
Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,42$	
П р и м е ч а н и е - При наличии креплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости на конце или по длине консоли коэффициенты ψ рекомендуется определять как для консоли без креплений, кроме случая сосредоточенной нагрузки, приложенной к верхнему поясу на конце консоли, при котором $\psi = 1,75 \psi_1$ (значение ψ_1 рекомендуется принимать согласно примечания таблицы В.1)			

2. Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии (рисунок В.1) для определения коэффициентов φ_b рекомендуется вычислить коэффициент φ_1 и φ_2 по формулам:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \quad (\text{В.4})$$

$$\varphi_2 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \quad (\text{В.5})$$

h_1 – расстояние от центра тяжести сечения до оси более развитого пояса;

h_2 – то же, до оси менее развитого пояса;

l_{ef} – расчетная длина балки и консоли, определяемая согласно требованиям п. 6.9;

ψ – коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\psi = D (B + \sqrt{B^2 + C}) \quad (\text{В.6})$$

Коэффициенты D , C и B в формуле рекомендуется определять по таблицам Ж.5 СН КР 53-01 и В.3.

Для двутавровых сечений при $0,9 < n < 1,0$ коэффициенты ψ рекомендуется определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле (Г.6) для двутавровых сечений при $n = 0,9$ и для тавровых при $n = 1$.

Для таврового сечения при сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузке и $\alpha < 40$ коэффициенты ψ рекомендуется умножать на $(0,8 + 0,004 \alpha)$.

При $n > 0,7$ и $5 \leq l_{ef}/b_2 \leq 25$ значение коэффициента φ_2 рекомендуется уменьшить умножением на $(1,025 - 0,015 l_{ef}/b_2)$ и принимать при этом не более 0,95.

Значения $l_{ef}/b_2 > 25$ в балках с менее развитым сжатым поясом не рекомендуются.

Значения коэффициентов φ_b в формуле (63) рекомендуется принимать по таблице В.4, но не более 1,0.

3 Для балок швеллерного сечения коэффициентов φ_b рекомендуется определять как для балок симметричного двутаврового сечения; при этом значения α допускается вычислять по формуле (В.2) а вычисленные значения φ_1 умножать на 0,7.

Значения J_x , J_y и J_t – в формулах (В.1) и (В.2) рекомендуется принимать для швеллера.

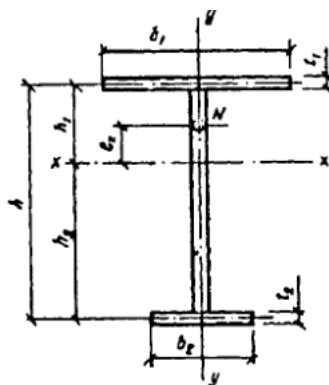


Рисунок В.1 – Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при изгибе

Обозначения, принятые в таблице Ж.5 СН КР 53-01:

$$n = \frac{J_1}{J_1 + J_2}; \mu = n(1-n)(9,87 + \alpha_1),$$

$$\text{где } \alpha = 0,385 \frac{J_1(J_1 + J_2)}{J_1 J_2} (l_{ef}/h)^2$$

здесь J_1 и J_2 – моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси симметрии сечения;

α – рекомендуется определять по формуле (В.2), в которой момент инерции сечения при кручении $J_t = \frac{\delta}{3} \sum b_i t_i^3$,

где $b_i t_i$ – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; $\delta = 1,25$ для двутаврового сечения с одной осью симметрии; $\delta = 1,20$ - для таврового сечения.

Т а б л и ц а В.3 – Коэффициент В

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент В при нагрузке		
	Сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной	вызывающей чистый изгиб
	δ	μ	β
	$1-\delta$	-1	β
	$1-\delta$	-1	-
	$-\delta$	$-\mu$	-

Обозначения, принятые в таблице В.3.

$$\delta = n + 0,743\beta, \mu = n + 1,145\beta;$$

$$\beta = \left\{ 0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\} (2n-1),$$

где b_1 – ширина более развитого пояса балки;

n – обозначение то же, что и в таблице Ж.5 СН КР 53-01.

Т а б л и ц а В.4 – Коэффициенты φ_b

Значение φ_2	Коэффициенты при сжатом поясе	
	более развитом	менее развитом
$\varphi_2 \leq 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1$	$\varphi_b = \varphi_2$
$\varphi_2 < 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1 \left[0,21 + 0,68 \times \left(\frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right]$	$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_2$

Приложение Г

Г.1 Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов

Г.1.1 При определении несущей способности и жесткости холодногнутых элементов и профилированных листов рекомендуется 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 рекомендуется определять по формуле

$$A_{red} = \rho \cdot A \quad (\text{Г.1})$$

Г.1.2 Допускается не учитывать влияние кривизны более широкой сжатой полки профиля на несущую способность относительно проектной оси полки профиля при изгибе или полки изгибаемого арочного профиля, в котором наружная сторона сжата, если ее кривизна составляет менее 5 % высоты сечения профиля, ее влияние см. на рисунке Г.1. Если кривизна больше, то рекомендуется учитывать снижение несущей способности, например, путем уменьшения свеса широких полок и путем учета возможного изгиба стенок.

Г.1.3 Пример искривления сжатой и растянутой полки профиля с элементами жесткости и без них, прямолинейных до приложения нагрузки, показан на рисунке Г.1.

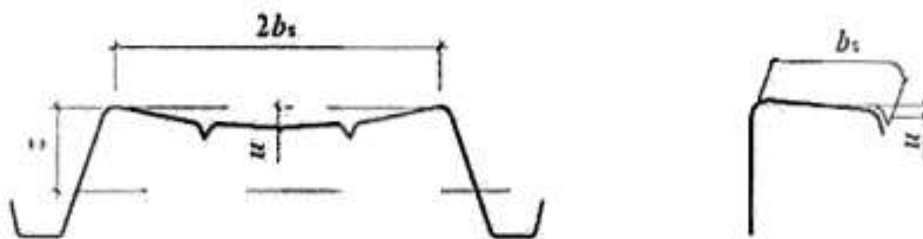


Рисунок Г.1 – Пример кривизны полки профиля, прямолинейного до приложения нагрузки

Г.1.4 Кривизну сжатой полки (деформацию изгиба полки внутрь к нейтральной оси) u вычисляют по приведенным ниже формулам Расчет применим для сжатых и растянутых полок с продольными элементами жесткости и без них, но не применим для полок с близко расположенными поперечными гофрами.

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z} \quad (\text{Г.2})$$

Для арочной балки:

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 r} \quad (\Gamma.3)$$

где b_s – половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного сечения или свес полки;

t – толщина полки;

z – расстояние от рассматриваемой полки до нейтральной оси;

r – радиус кривизны арочной балки;

σ_a – главное напряжение в полках, рассчитанное по полной площади.

Если напряжение рассчитано для эффективного поперечного сечения, главное напряжение определяется умножением данного напряжения на отношение эффективной площади полки к полной площади полки.

Г.1.5 При определении несущей способности и жесткости холодногнутых профилей рекомендуется учитывать влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения как это показано для случаев, приведённых на рисунке 7.6.

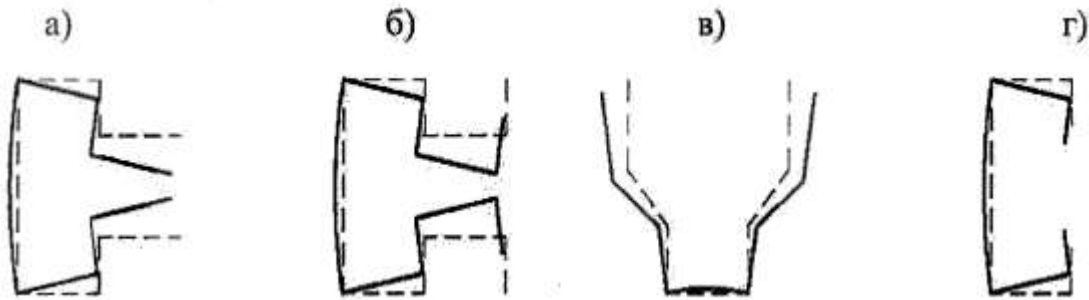


Рисунок Г.2 – Примеры потери устойчивости формы сечения

Г.1.6 Влияние потери устойчивости формы сечения рекомендуется учитывать для случаев, показанных на рисунках 7.6 а) – 7.6 г). В этих случаях влияние потерн устойчивости формы сечения оценивается линейным или нелинейным расчетом на устойчивость численными методами или испытаниями коронно; стоек. Упрощенным способ линейного расчета приведен в Г.2.

Г.1.7 При постоянной толщине редуцируемого элемента, редукция ведется за счет изменения ширины пластинки $b_{cf} = \rho b$, допускается также осуществлять редукий изменением толщины $t_{ef} = \rho t$.

Для гладких сжатых пластин, имеющих закрепления на продольных кромках например, стенка двутаврового или полка и стейка С-образного сечения), коэффициент редукции определяется:

$$\rho = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad (\text{Г.4})$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0; \text{ при } \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad (\text{Г.5})$$

где $(3 + \psi) > 0$.

Для гладких пластин, имеющих закрепление па одной кромке, например, полка двутаврового, уголкового или швеллерного сечения (свес полки):

$$\rho = 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (\text{Г.6})$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (\text{Г.7})$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr}}} \quad (\text{Г.8})$$

где

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 редукции определяют в зависимости от критического напряжения потери устойчивости пластинки σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} \quad (\text{Г.9})$$

где k_{σ} - коэффициент, зависящий от граничных условий и характера напряжений в пластинке;

b – ширина пластинки;

t – толщина пластинки;

ν – коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0,3$).

Для стальной пластинки формула для $\bar{\lambda}_p$ приводится к виду:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28,4 t \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} \quad (\text{Г.10})$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}}$$

где

В качестве альтернативы методу согласно Г.7 допускается для определения эффективных площадей при уровне сжимающих напряжений ниже расчетного сопротивления применять следующие формулы:

для гладкой промежуточной сжатой пластины с двухсторонним закреплением

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \leq 1 \tag{Г.11}$$

для гладкой выступающей сжатой пластины с закреплением (свес листа)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \leq 1 \tag{Г.12}$$

где $\bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}$;

σ_{com} – реальные напряжения сжатия в редуцированном сечении пластинки от нагрузки.

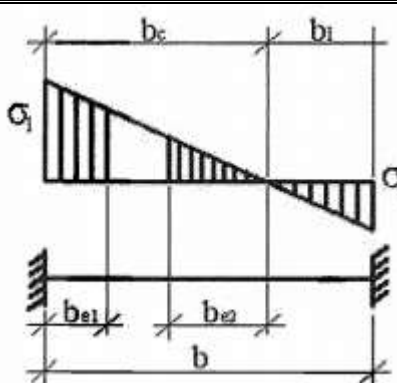
ψ – отношение меньшего напряжения к большему, сжатие считается положительным.

Г.1.8 Для определения геометрических характеристик редуцированного сечения (A_{red} , I_{red} , W_{red}) рекомендуется знать эффективную ширину b_{ef} , и коэффициент k_{σ} , определяемые по формулам, приведенным в таблицах Г.1 и Г.2.

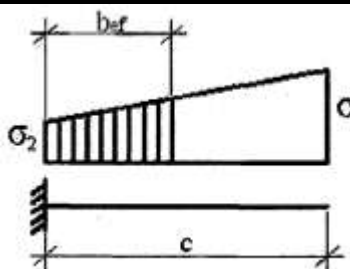
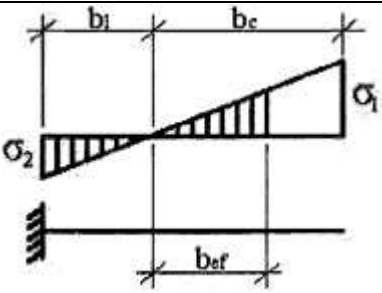
Т а б л и ц а Г.1 – Пластины с двумя закрепленными кромками

Распределений напряжений (сжатие положительно)	Эффективная ширина b_{ef}
	$\psi = 1$ $b_{ef} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = 0,5b_{ef} \quad b_{e2} = 0,5b_{ef}$
	$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef} \quad b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$

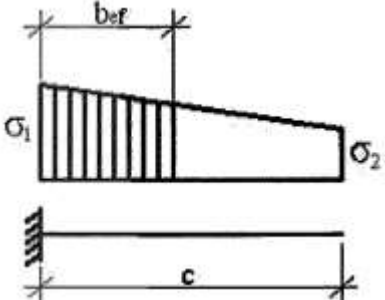
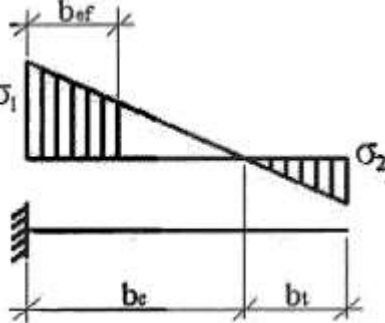
Продолжение таблицы Г.1

Распределений напряжений (сжатие положительно)				Эффективная ширина b_{ef}		
				$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot b / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4b_{ef} \quad b_{e2} = 0,6b_{ef}$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	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	$5,98 (1 - \Psi)^2$
* $\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$ – отношение меньшего напряжения к большему согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице Г.2.						

Т а б л и ц а Г.2 – Пластины с одной закрепленной кромкой

Распределений напряжений (сжатие положительно)		Эффективная ширина b_{ef}	
		$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho c$	
		$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$	

Продолжение таблицы Г.2

Распределений напряжений (сжатие положительно)			Эффективная ширина b_{ef}		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	0	-1	$1 \geq \Psi \geq -3$	
Коэффициент k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\Psi + 0,07\Psi^2$	
			$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1
Коэффициент k_σ	0,43	$0,578 / (\Psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\Psi + 17,1\Psi^2$	23,8
* $\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$ – отношение меньшего напряжения к большему согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице Г.1.					

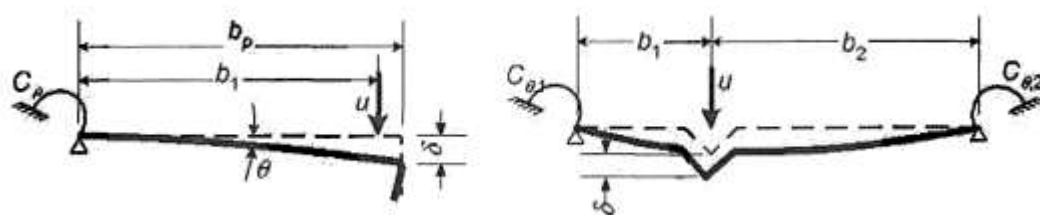
Г.2 Пластины, усиленные продольными элементами жесткости

Г.2.1 Для повышения жесткости и несущей способности пластины, составляющие поперечное сечение профилей, усиливают промежуточными и крайними элементами жесткости (см. рисунок Г.3).

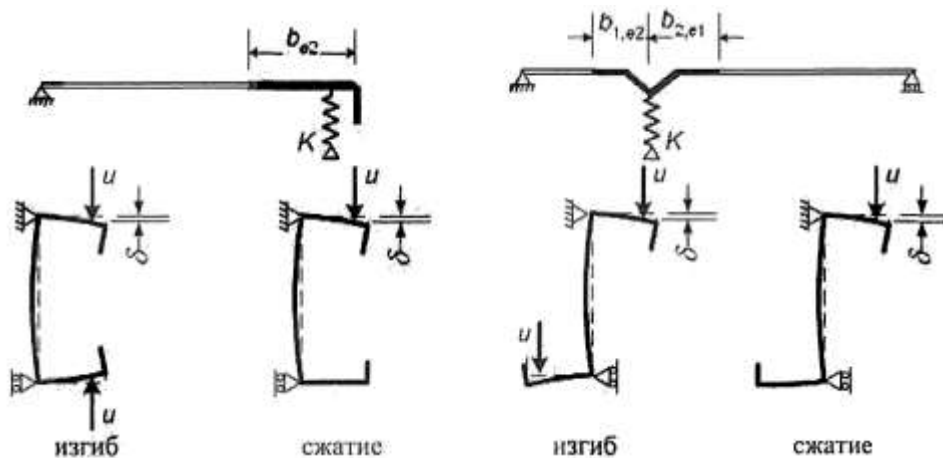
Г.2.2 Жесткость упругоподатливых связей, накладываемых на пластинку элементами жесткости, рекомендуется учитывать приложением погонной единичной нагрузки u , как показано на рисунке Г.3. Жесткость связей K на единицу длины вычисляют по формуле

$$K = u / \delta, \quad (\text{Г.13})$$

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.



а) фактическая схема



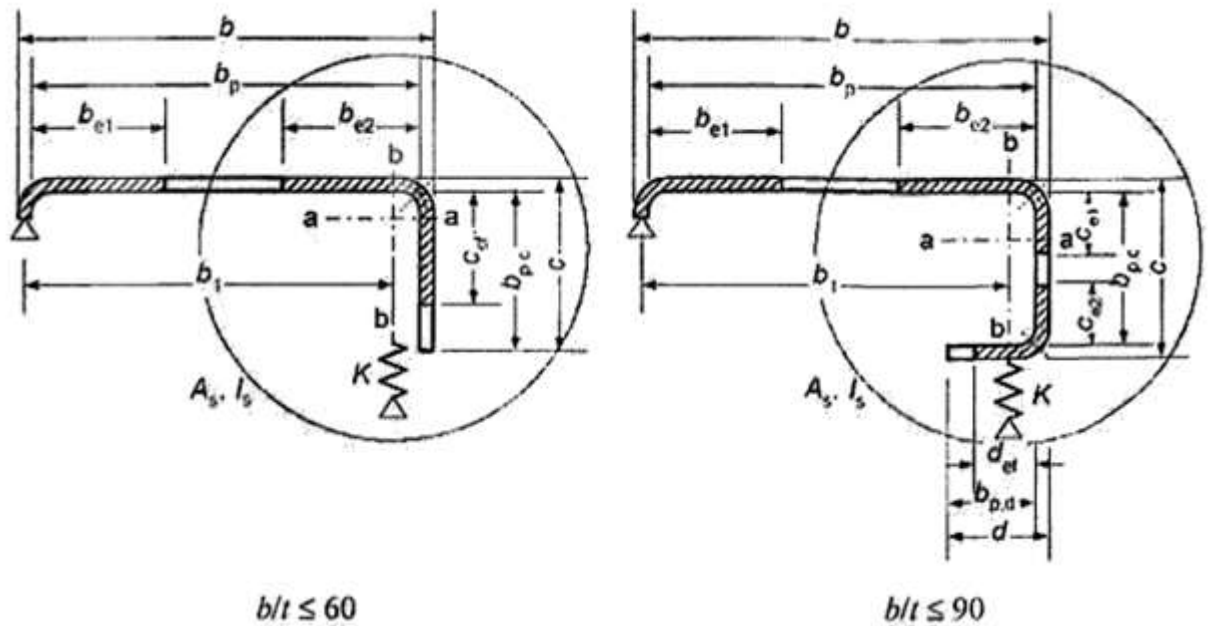
б) эквивалентная схема

Рисунок Г.3 – Схемы к определению жесткости связей

Для краевого элемента жесткости перемещение δ определяет формуле

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3}{3} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3} \quad (\text{Г.14})$$

Г.2.3 Поперечное сечение краевого отгиба состоит из вертикального элемента жесткости s или вертикального и горизонтального элементов s и d , как показано на рисунке Г.3, плюс примыкающим эффективная часть плоского участка b_p подкрепляемой пластинки.



а) одинарный краевой отгиб; б) двойной краевой отгиб
 Рисунок Г.4 – Краевые отгибы

Г.2.4 Расчет краевых отгибов полок С- и Z-образных и подобных им сечений профилей, состоящих из стенки и верхней и нижней полок, допускается начинать с определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов или двойных отгибов, параметры «с» или «с» и «d» для двойного отгиба определяют по Г.1.

Начальное эффективное сечение сжатой полки, определяется в предположении, что жесткость, накладываемая краевым отгибом на полку, $K = \infty$ и напряжение равно R_y .

Г.2.5 Начальные значения эффективной ширины b_{e1} и b_{e2} , приведенные на рисунках Г.3, Г.4, определяют по Г.1.7 с допущением, что плоский элемент (b_p) оперт по двум сторонам.

Г.2.6 Начальные значения эффективной ширины c_{ef} и d_{ef} , приведенные на рисунке Г.4, рекомендуется определять следующим образом:

а) для одинарного краевого отгиба:

$$c_{ef} = \rho b_{p,c} \tag{Г.15}$$

где ρ определяют с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ :

$$k_\sigma = 0,5, \quad \text{если } b_{p,c} / b_p \leq 0,35;$$

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

б) для двойного краевого отгиба:

$$c_{ef} = \rho b_{p,ef} \quad (Г.16)$$

где ρ определяют по Г.1.7 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ как для пластинки опертой по двум сторонам;

$$d_{ef} = \rho b_{p,d} \quad (Г.17)$$

где ρ определяют по Г.1.6 с учетом коэффициента k_σ как для пластинки опертой по одной стороне.

Эффективную площадь поперечного сечения A_s краевого отгиба определяют по формулам:

$$A_s = t(b_{e2} + c_{ef}) \quad (Г.18)$$

или

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{ef}). \quad (Г.19)$$

Примечание – При необходимости учитывают закругления.

Г.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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K_1 E I_s}}{A_s}, \quad (Г.20)$$

где K_1 – жесткость связи, накладываемая отгибом на единицу длины полки;

I_s – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s , относительно центральной оси $a-a$ эффективного поперечного сечения (см. рисунок Г.3).

Г.2.8 Для краевых элементов жесткости выражение жесткости связи K_1 для сжатой полки вычисляют по формуле

$$K_1 = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 h_w k_f b_1 b_2'} \quad (Г.21)$$

где b_1 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на сжатой полке (см. рисунок Г.4);

b_2 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки) на сжатой полке 1;

h_w – высота стенки;

$k_f = 0$ – если нижняя полка растянута (т.е. для балки, изгибаемой относительно оси $x-x$),

$k_f = 1$ – для сжатого симметричного сечения.

Для промежуточного элемента жесткости перемещение δ определяют по формуле

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12(1 - \nu^2)}{Et^3}; \quad (\text{Г.22})$$

Г.2.9 Коэффициент снижения несущей способности ребра χ_d вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости рекомендуется определять с учетом относительной гибкости $\bar{\lambda}_d$ следующим образом:

$$\chi_d = 1,0, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \leq 0,65; \quad (\text{Г.23})$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d, \quad \text{если } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38; \quad (\text{Г.24})$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \geq 1,38, \quad (\text{Г.25})$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$$

где

$\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости, определяемое по формуле (Г.20).

Как вариант, критическое напряжение элемента жесткости может быть определено на основании расчета устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчетов.

Г.2.10 Уменьшенную эффективную площадь элемента жесткости $A_{s,red}$, с учетом плоской формы потерн устойчивости, определяют по формуле

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{R_{yn}}{\sigma_{com}} \leq A_s, \quad (\text{Г.26})$$

где σ_{com} – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости от нагрузки, действующей па конструкцию, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

Г.2.11 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$, допускается определить с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = t A_{s,red} / A_s$ для всех элементов, включенных в A_s .

Приложение Д

Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов

Д.1 Основными видами соединений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей являются болтовые, на самонарезающих и самосверлящих винтах и соединения на вытяжных заклепках.

Другие типы метизов, такие как пристреливаемые дюбели и комбинированные заклепки, могут быть использованы в соответствии с действующими техническими условиями и стандартами организаций на изделия.

Д.2. В соединениях на болтах, винтах, дюбелях и вытяжных заклепках их несущую способность N_{bp} определяют сопротивлением, смятию соединяемых тонкостенных элементов в контакте с винтом или заклепкой по формуле.

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c, \quad (\text{Д. 1})$$

где d_b – номинальный внутренний диаметр резьбы по дну впадины самонарезающего винта, диаметр заклепки или дюбеля;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов;

R_{bp} – расчетное сопротивление стали соединяемых элементов по пределу прочности;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения;

γ_c – коэффициент условий работы соединяемых элементов.

Д.2 Прочность на растяжение соединений F_n на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях определяют на основании данных национальных стандартов, стандартов организаций или полученных на основании результатов испытаний значений нормативной прочности F_m на растяжение по формуле

$$F_n = \frac{F_m}{\gamma_m}, \quad (\text{Д.2})$$

где F_m – нормативное сопротивление метиза на растяжение;

γ_m – коэффициент безопасности по материалу метиза, $\gamma_m = 1,25$.

Д.4 Несущую способность F_b вытяжных заклепок, самонарезающих винтов, дюбелей и болтов по смятию основного металла определяют по формуле:

$$F_b = \alpha \cdot \frac{R_{un}}{\gamma_m} \cdot d \cdot t; \quad (\text{Д.3})$$

для заклепок:

$$F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{1,2 \gamma_m}, \quad (\text{Д.4})$$

где d – номинальный диаметр метиза;

t – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

t_1 – толщина более толстого из соединяемых элементов;

α – коэффициент, определяемый по таблице Д.1;

γ_m – коэффициент безопасности основного металла.

Д.5 Несущую способность F_w самонарезающих винтов и дюбелей по вырыванию тонкого листа под головкой метиза для статических нагрузок вычисляют по формуле

$$F_w = \alpha \cdot R_u \cdot d_w \cdot t, \quad (\text{Д.5})$$

где R_u – расчетное сопротивление стали по пределу прочности;

d_w – диаметр головки (стальной шайбы) самонарезающего винта (дюбеля) + толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.

Для ветровых нагрузок в сочетании с постоянными нагрузками и без них:

$$F_w = 0,5 \alpha \cdot R_u \cdot d_w \cdot t. \quad (\text{Д.6})$$

Т а б л и ц а Д.1 – Значения коэффициента α

Наименование крепежного элемента	Формулы для определения коэффициента α
Вытяжные заклепки	<p>при $t=t_1$ $\alpha = 3,6\sqrt{t/d} \leq 2,1$;</p> $F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{1,2 \gamma_m}$ <p>при $t_1 \geq 2,5t$ $\alpha=2,1$</p> <p>при $t < t_1 \leq 2,5t$ α – по линейной интерполяции</p>
Самонарезающие винты	<p>при $t=t_1$ $\alpha = 3,2\sqrt{t/d} \leq 2,1$;</p> <p>при $t_1 \geq 2,5t$</p> <p>и $t < 1,0$ мм $\alpha = 3,2\sqrt{t/d} \leq 2,1$;</p> <p>при $t_1 \geq 2,5t$</p> <p>и $t \geq 1,0$ мм $\alpha = 2,1$</p> <p>при $t < t_1 \leq 2,5t$ α – по линейной интерполяции</p>

Продолжение таблицы Д.1

Наименование крепежного элемента	Формулы для определения коэффициента α
Дюбели	$\alpha = 3,2\sqrt{t/d} \leq 2,1$
Болты	при $0,75 \leq t \leq 1,25$ мм при $t > 1,25$ мм $\alpha = 1,33$

Д.6 Несущую способность на срез соединений на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях F_{sr} определяют испытаниями по нормативному значению разрушающей нагрузки на срез F_s по формуле

$$F_s = \frac{F_{sn}}{\gamma_m}, \quad (\text{Д.7})$$

где γ_m – коэффициент безопасности по материалу метиза, $\gamma_m = 1,5$.

При соблюдении условий;

$F_s < 1,2F_{rp}$ или $\sum F_s < 1,2F_n$ – для заклепок;

$F_s < 1,2F_{sp}$ или $\sum F_s < 1,2F_n$ – для самонарезающих винтов;

$F_s < 1,5F_{dp}$ или $\sum F_s < 1,5F_n$ – для дюбелей.

Д.7 Несущую способность самонарезающих винтов на выдергивание из опорного элемента F_{s0} вычисляют по формуле;

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \frac{t_{\text{sup}}}{s} < 1 \quad F_{s0} = 0,45dt_{\text{sup}}R_u; \\ \text{при } \frac{t_{\text{sup}}}{s} \geq 1 \quad F_{s0} = 0,65dt_{\text{sup}}R_u; \end{array} \right\} \quad (\text{Д.8})$$

где t_{sup} – толщина опорного элемента, к которому крепится винт или дюбель;
 s – шаг резьбы.

Несущую способность дюбелей на выдергивание F_{d0} определяют испытаниями по нормативному значению разрушающей нагрузки на срез F_{don}

$$F_{d0} = \frac{F_{don}}{\gamma_m}, \quad (\text{Д.9})$$

где γ_m – коэффициент безопасности по материалу метиза, $\gamma_m = 1,25$.

Д.8 При одновременном действии на метиз сдвига и растяжения, при условии, что $F_{t,r}$ и $F_{v,r}$ определены расчетом, несущую способность соединения на метизах вычисляют по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{F_{t,r}}{\min(F_{p,p}, F_{o,p})}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,r}}{\min(F_{b,p}, F_{n,p})}\right)^2} \leq 1. \quad (\text{Д.10})$$

Д.9 Прогнозируемый срок службы метизов рекомендуется не менее срока службы несущих конструкций каркаса. Подтверждение срока службы осуществляется на основании опытных данных или натурных испытаний.

Д.10 Минимально допустимые расстояния между метизами и от их осей до краев соединяемых элементов представлены на рисунке Д.1 и принимаются по таблице Д.2.

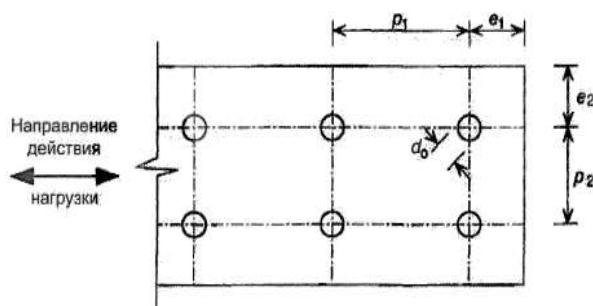


Рисунок Д.1 – Расположение метизов в соединениях

Таблица Д.2 - Минимальные допустимые расстояния между метизами и от их осей до краев соединяемых элементов

В миллиметрах

Размер по рисунку Д.1	Тип метиза			
	Заклепка $2,6 \leq d \leq 6,4$	Винт самонарезающий $3,0 \leq d \leq 8,0$	Дюбель $2,6 \leq d \leq 6,4$	Болт (минимальный размер диаметром б)
e_1	$1,5d_0$	$3,0d_0$	$4,5d_0$	$2,0d_0$
e_2	$1,5d_0$	$1,5d_0$	$4,5d_0$	$1,5d_0$
p_1	$3,0d_0$	$3,0d_0$	$4,5d_0$	$2,5d_0$
p_2	$3,0d_0$	$3,0d_0$	$4,5d_0$	$2,5d_0$

Д.11 Диаметр отверстий под винты рекомендуется отвечать требованиям технических регламентов изготовителя. Эти регламенты, как правило, основаны на следующих критериях:

- момент закручивания допускается более, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;

-момент закручивания допускается менее, чем момент, вызывающий срез, резьбы или головки метиза;

-момент закручивания допускается менее $2/3$ момента, срезающего головку метиза;

- закладная головка заклепки, а также головки самонарезающих винтов и дюбелей расположены над более тонким из соединяемых листов;

-приведенные выше правила расчета вытяжных заклепок применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более чем на 0,1 мм.

