Міністерство освіти України

Криворізький Технічний Університет

Будівельний факультет

Кафедра будівельних конструкцій

#### Металеві конструкції одноповерхової виробничої будівлі

###### Розрахунково - пояснювальна записка до курсового проекту № 2

керівник: Ковалёв А.Ф.

студент групи ЗПЦБ 94-2 Коновалов С.В.

Кривий Ріг

1999 р.

**ЗМІСТ**

I. Визначення навантажень і розрахунок рами каркасу одноповерхової будівлі 2

1. Компонування конструктивної схеми рами каркаса 2

2. Визначення розрахункової схеми рами і діючих навантажень 3

3. Навантаження від снігу 4

4. Навантаження від мостових кранів 4

5. Навантаження від вітру 5

6. Розрахунок поперечної рами. 7

II. Розрахунок та конструювання позацентрово-стиснутих одноступінчатих колон 9

1. Підбір перерізу стержня позацентрово-стиснутої ступінчатої колони 9

2. Визначення розрахункових довжин 9

3. Підбір перерізу верхньої частини колони 9

4. Підбір перерізу нижньої частини колони 13

5. Розрахунок елементів з’єднувальної решітки 17

6. Перевірка стійкості нижньої частини колони, як єдиного складеного стержня в площині дії моменту 18

7. З’єднання верхньої та нижньої частини колони 19

8. База колони 22

III. Розрахунок підкранової балки 24

1. Навантаження на підкранову балку 24

2. Визначення розрахункових зусиль: 24

3. Підбір перерізу балки 25

4. Перевірка міцності перерізу 26

IV. Розрахунок та конструювання кроквяних ферм 27

1. Збір навантажень на ферму 27

2. Визначення розрахункових зусиль 28

3. Підбір перерізів елементів ферми 30

4. Розрахунок зварних швів кріплення розкосів і стояків до фасонок і поясів ферми 31

5. Розрахунок і конструювання вузлів ферми 31

Література 35

# I. Визначення навантажень і розрахунок рами каркасу одноповерхової будівлі

##

## 1. Компонування конструктивної схеми рами каркаса

Визначаємо розмір *H2.*

що кратне 200 *мм*;

Висота цеху від рівня полу до низу кроквяних ферм:

Найближчий розмір *Ho,* кратний 600 *мм* є 21600;

Приймаємо *Hо* =21600 *мм*;

Прийнявши висоту підкранової балки і кранової рейки визначаємо висоту верхньої частини колони:

Висота нижньої частини колони:

Повна висота колони

Висоту ферми на опорі приймаємо *Hф* = 2250 мм без ліхтаря*.*

Так як необхідно забезпечити прохід в тілі колон для обслуговування кранів, то ширину перерізу верхньої частини колони приймаємо *hв* = 450 мм; що більше ніж

В межах висоти ферми переріз призначаємо 350 *мм*, (прив’язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі прийнята *а* = 250 *мм*).

Установлюємо висоту перерізу нижньої частини колони, з урахуванням вільного пересування крана вздовж цеху

Приймаємо *l1* = 750 *мм*;

Ширина перерізу нижньої частини колони

Проліт мостового крана:

Переріз верхньої частини приймаємо суцільним, а нижньої – наскрізним.

## 2. Визначення розрахункової схеми рами і діючих навантажень

Обчислимо величину навантаження на 1 *м2*з використанням табл.1

Коефіцієнт *γn* = 0,95

Таблиця 1- Навантаження на 1 *м2*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Склад покриття | Нормативне навантаж., *кПа* | Коефіцієнт | Розрахункове навантаж., *кПа* |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1. Захисний шар (бітумна мастика з втопленим гравієм) *t* = 20 *мм*  | 0,4 | 1,3 | 0,52 |
| 2. Гідроізоляція з трьох шарів руберойду на мастиці  | 0,15 | 1,3 | 0,195 |
| 3. Утеплювач і щільного пенопласту *γ* = 0,5 *кН/м3*; *t* = 50 *мм*  | 0,03 | 1,2 | 0,036 |
| 4. Пароізоляція із шару руберойду | 0,05 | 1,2 | 0,06 |
| 5. Стальний каркас комплексної панелі з профільованим настилом | 0,3 | 1,05 | 0,315 |
| 6. Власна вага кон-ій (ферми, в’язі) | 0,45 | 1,05 | 0,47 |
| Разом |  | *gnпок*=1,38 | *g пок*=1,6 |

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження на ригель рами

Опорна реакція ригеля на рами

Розрахункова вага верхньої частини колони

Розрахункова вага нижньої частини колони

Розрахункова вага стінового заповнення, яка припадає на верхню частину колони

Розрахункова вага стінового заповнення, яка припадає на нижню частину колони

Загальна вага стінового заповнення і власної ваги колони для верхньої і нижньої частини


## 3. Навантаження від снігу

Для м. Львова (*I* сніговий район) величина снігового навантаження *S0* = 0,5 *кПа*; коефіцієнти *γ1s* = 1,4; *μ* = 1 (*α* ≤ 0 ≤ 25°)

Розрахункове значення лінійного рівномірного навантаження від снігу

 Опорна реакція ригеля рами від снігового навантаження:


## 4. Навантаження від мостових кранів

 Для крану з гнучким підвісом вантажу при *Q* = 50/10 *т*;

*F1к, max* = 470 *кН*; *F2к, max* = 0; *Gкр* = 685 *кН*; *Gm* = 180 *кН*; *n0* = 2; *В2* = 6760 *мм*; *к* = 5250 *мм*; *γfк* = 1,1; *γfg* = 1,05; *ψк* = 0,85; *gпб* = 4,5 *кН/м*.

1 / 12000 = *y1* / 5240 *y1*=0,437

1 / 12000 = *y2* / 10490 *y2*=0,874

1 / 12000 = *y3* / 6750 *y3*=0,563

Сума ординат лінії впливу:

Розрахункове вертикальне навантаження на колону

Мінімальна величина вертикального тиску на колесо

Розрахункове мінімальне навантаження на колону:

Нормативне значення сили гальмування візка крана

Горизонтальний тиск на колесо крана

Розрахункове горизонтальне навантаження на колону:


## 5. Навантаження від вітру

 Визначаємо величину навантаження від вітру на раму. Тип місцевості В.

Нормативне значення вітру для м. Львів *ω0* = 0,38 *кПа* (III вітровий район);

Розрахункове значення активного тиску вітру, в *кН/м* на характерних відмітках:

* на висоті 5 *м*

* на висоті 10 *м*

* на висоті 20 *м*

* на висоті 21,6 *м*

* на висоті 25 *м*

Величина згинаючого моменту в колоні від активного тиску вітру, як в стояку з защемленим нижнім кінцем і вільним верхнім.

 Величина еквівалентного активного і пасивного рівномірно розподіленого навантаження на раму:

 Розрахункове значення активної і пасивної складової зосередженої навантаження від вітру:


## 6. Розрахунок поперечної рами.

Визначаємо співвідношення моментів інерції елементів рами.

Момент інерції ригеля:

Момент інерції нижньої частини колони

Момент інерції верхньої частини колони:

Якщо прийняти *Iв* = 1, то *Iн* = 7,9; *Iр* = 22,91;

Розрахунок рами виконано на комп’ютері. Розрахунок колони виконуємо після знаходження найбільш несприятливих сполучень зусиль *M* і *N*

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | 4-4 | Q | *12* | -10,9 | -2,6 | -2,34 | -18,0 | -16,2 | 18,0 | -16,2 | ±16,2 | ±14,58 | ±12,1 | ±10,89 | 87,6 | 78,84 | 76,6 | 68,4 | 1,5 | 76,7 | 1,3\*,4,5 | 98,72 | 1,3,4 | -45,1 | 1,2,3,4 | -44,02 |
| N | *11* | -487,5 | -96,2 | -86,58 | -838,7 | -754,83 | -267,2 | -240,48 | ±3,6 | ±3,24 | ±3,6 | ±3,24 | 14,1 | 12,69 | -14,1 | -12,69 | 1,5\* | -501,6 | 1,2,3\*,4,5\* | -830,49 | 1,5 | -473,4 | 1,3,4,5 | -1232,9 |
| M | *10* | +108,3 | +35,4 | +31,86 | 3,4 | 3,06 | 209,0 | +188,1 | ±242,4 | ±218,16 | ±204,1 | ±183,69 | -895,3 | -805,77 | +844,1 | +759,69 | 952,2 | 1306,11 | -787,2 | -912,77 |
| 3-3 | N | *9* | -452,3 | -96,2 | -86,58 | -838,7 | -754,83 | -267,2 | -240,48 | ±3,6 | ±3,24 | ±3,6 | ±3,24 | 14,1 | 12,69 | -14,1 | -12,69 | - | - | - | - | 1,3,4 | -1294,6 | 1,2,3,4,5\* | -1309,64 |
| M | *8* | -81,7 | -9,0 | -8,1 | -308,9 | -78,01 | -103,3 | -92,97 | ±39,1 | ±35,19 | ±5,9 | ±5,31 | 80,1 | 72,09 | -65,5 | -58,95 | - | - | - | - | -429,7 | -461,95 |
| 2-2 | N | *7* | -398,3 | -96,2 | -86,58 | 3,5 | 3,15 | -3,5 | -3,15 | ±3,6 | ±3,24 | ±3,6 | ±3,24 | 14,1 | 12,69 | -14,1 | -12,69 | 1,3,4 | -398,4 | 1,3,4,5 | -379,22 | 1,5\* | -412,4 | 1,2,5\* | -497,6 |
| M | *6* | -54,7 | -35,1 | -31,59 | 112,2 | 100,98 | 28,6 | 25,74 | ±39,1 | ±35,19 | ±5,9 | ±5,31 | 80,1 | 72,69 | -65,5 | -58,95 | 96,6 | 153,56 | -120,2 | -145,24 |
| 1-1 | N | *5* | -391,6 | -96,2 | -86,58 | 3,5 | 3,15 | -3,5 | -3,15 | ±3,6 | ±3,24 | ±3,6 | ±3,24 | 14,1 | 12,69 | -14,1 | -12,69 | 1,5 | -378,91 | 1,3,4\*,5 | -379,01 | 1,5\* | -405,7 | 1,2,3\*,4\*,5\* | -497,3 |
| M | *4* | -111,8 | -48,8 | -43,56 | 18,2 | 16,38 | -65,4 | -58,86 | ±18,3 | ±16,47 | ±69,2 | ±62,28 | 159,9 | 143,9 | -178,6 | -160,74 | 48,1 | 110,77 | -290,4 | -437,24 |
| ψ | *3* | 1 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 | 1 | 0,9 |
| Навантаження та комбінація зусиль | *2* | Постійне | Від снігу | на лівий стояк | на правий стояк | на лівий стояк | на правий стояк | зліва | справа | навант. | зусил. | навант. | зусил. | навант. | зусил. | навант. | зусил. |
| Dmax | Т | Вітер | + MmaxN*відп* | - MmaxN*відп* |
| №n/n | *1* | 1 | 2 | 3 | 3\* | 4 | 4\* | 5 | 5\* |  |  |  |  |

# II. Розрахунок та конструювання позацентрово-стиснутих одноступінчатих колон

## Підбір перерізу стержня позацентрово-стиснутої ступінчатої колони

 Розрахункові зусилля для верхньої частини колони:

*N1-1* = –497,3 *кН*; *M1-1* = –437,24 *кН⋅м*; *Q* = 67,5 *кН*; *M2-2* = –84,34 *кН⋅м*.

Розрахункові зусилля для нижньої частини колони:

*N4-4* = –1232,9 *кН*; *M4-4* = –912,77 *кН⋅м*;

(згинаючий момент довантажує підкранову гілку)

*N4-4* = –1344,24 *кН*; *M4-4* = 1128,87 *кН⋅м*.

(згинаючий момент завантажує зовнішню гілку колони).

*Q* = 98,72 *кН*;

Довжина нижньої частини колони *l1* = 1737 *см*;

Довжина верхньої частини колони *l2* = 523 *см*;

Співвідношення моментів інерції перерізів колони *I2*/*I1* = 1/8;

Матеріал колони – сталь *С235*; *Ry* = 23 *кН*/*см2*(для товщин від 2 до 20 *мм*)

## Визначення розрахункових довжин

 Визначаємо співвідношення погонних жорсткостей для верхньої та нижньої частини колони:

і коефіцієнт

В залежності від *α1*та *n1* визначаємо коефіцієнти *μ1* = 1,8. Обчислюємо

*μ2* = *μ1* /*α1* = 1,8 / 0,518 = 3,47 > 3,0;

Приймаємо *μ1* = 1,8; *μ2* = 3,0.

Розрахункові довжини колони в площині рами:

*lx1* = *μ1*⋅*l1* = 1,8⋅1737 = 3127 *см*;

*lx2* = *μ2*⋅*l2* = 3⋅523 = 1569 *см*;

Розрахункові довжини колони із площини рами *ly1* = *l1* = 1737;

*ly2* = *l2* – *hп.б* = 523 – 130 = 393 *см*.

## Підбір перерізу верхньої частини колони

 Визначаємо розрахунковий ексцентриситет

*lx* = *M* / *N* = 43724 / 497,3 = 87,9 *см*;

За умови достатньої жорсткості

 *h2* ≥ *l2* / 12 = 523 / 12 = 43,58 *см*;

Таким чином приймаємо *h2* = 45 *см*.

Для визначення необхідної площі перерізу установимо попередні значення:

*ix* = 0,42⋅*h2* = 0,42⋅45 = 18,9 ≈ 19 *см*;

*ρx* ≈ 0,35⋅*h2* = 0,35⋅45 = 15,8 ≈ 16 *см*;

*η* = 1,25; *mef* = *η*⋅*mx* = 1,25⋅5,57 = 6,96 ≈ 7; *ϕl* = 0,1525.

Необхідна площа перерізу:

Компонуємо переріз верхньої частини колони:

* висота стінки: *hω* = *h2* – 2⋅*tf* = 45 – 2⋅1,8 = 41,4 *см;* (попереднє значення товщини полиць).

За умови місцевої стійкості

*λuω* = 1,3 + 0,15⋅*λx2* = 0,13 + 0,15⋅2,762 = 2,44;

41,4 / 0,8 = 51,75 ≤ 73, тобто товщина стінки, при якій забезпечена її місцева стійкість: *tω* ≥ 41,4 / 73 = 0,59 *см*; Приймаємо *tω* = 8 *мм*;

Приймаємо переріз полиці колони 300х18 *мм*, з площею *Af* = 54 *см2.*

Перевіримо забезпеченість місцевої стійкості полиці

тобто місцева стійкість полиці забезпечена.

Визначаємо геометричні характеристики перерізу верхньої частини колони

*A* = 2⋅*bf*⋅*tf* + *hω*⋅*tω* = 2⋅30⋅1,8 + 0,8⋅41,4 = 141,12 *см2*.

Момент інерції перерізу

*см4*

Момент опору:

Ядрова відстань:

Радіус інерції перерізу:

Гнучкість в головних площинах:

Перевіряємо стійкість верхньої частини колони в площині дії згинаючого моменту

момент опору для найбільш стиснутого волокна *W* = *Wx*;

Відносний ексцентриситет

Приведений відносний ексцентриситет:

*mef* = *η* ⋅ *mx* = 1,35⋅5,1 = 6,9; де

По таб. СНіПа в залежності від умовної гнучкості *λx* і приведеного відносного ексцентриситету *mef*, визначаємо коефіцієнти зниження розрахункового опору при позацентровому стиску: *ϕl* = 0,158

тобто стійкість верхньої частини колони в площині дії моменту забезпечена.

Процент розходження становить:

що допустимо.

Перевіряємо стійкість верхньої частини колони із площини дії моменту

*λy* = 52,4; *ϕy* = 0,832;

Максимальний момент в межах середньої третини довжини верхньої частини колони:

По модулю *Mx* = 349 *кН⋅м > Mmax*/2 = 437,24/2 = 218,62 *кН⋅м*.

Відносний ексцентриситет:

так як значення *mx* < 5, значення коефіцієнту *c* визначаємо за формулою:

значення *ϕс* прийнято

Напруження в стержні при згинально-крутильній формі втрати стійкості

Таким чином стійкість стержня із площини дії моменту забезпечена.

 Для перевірки місцевої стійкості стінки при втраті стійкості із площини дії моменту визначаємо стискаючі напруження на межі стінки і полиці, і протилежному краю стінки

так як *α*> 1, то повинна виконуватися умова

Після підстановки маємо

Так як

то поперечні ребра жорсткості не потрібні.

## Підбір перерізу нижньої частини колони

 Так як висота перерізу нижньої частини колони

*h1* = *l1* + *a* = 750 + 250 = 1000 *мм* < ніж (*l1* + *l2*)/20 = 1130 *мм*; то приймаємо

*h1* = 1250 *мм*; тоді висота перерізу нижньої частини колони *h* = 1000 *мм*.

Установлено, що *N1* = *N4-4* = –1232,9 *кН* і *M1* = *M4-4* = –912,77 *кН⋅м* - довантажує підкранову гілку колони, а *N2* = *N4-4* = –13442,84 *кН;*

*M2* = *M4-4* = 1120,87 *кН⋅м* - довантажує зовнішню гілку колони.

Визначаємо орієнтовне положення центру ваги перерізу, попередньо прийнявши *yc* = 4 *см*;

*ho* = *h1* – *yc* = 125 – 4 = 121 *см*;

 *yв2* = *ho* – *yв1* =121 – 67 = 54 *см*;

Попереднє значення Розрахункових зусиль в гілках колони:

Максимальне зусилля в зовнішній гілці колони

Виконуємо попередній підбір перерізу гілок колони. Для підкранової гілки колони приймаємо *ϕ* = 0,814; (*λ* = 60), звідки необхідна площа перерізу

Проектуємо двутавр з розмірами *в* = 60 *см*, що не менший ніж

Граничне відношення, яке забезпечує місцеву стійкість:

Прийнявши товщину полиць *tf* = 1,6 *см*; визначаємо фактичне відношення

*hω*/*tω* = 568/12 = 47,3, що менше граничного, звідки випливає, що місцева стійкість стінки з *tω* = 1,2 *см* забезпечена.

Необхідна площа полиці

У випадку мінімальних розмірів полки приймаємо мінімально допустимий переріз гілки.

 *hω*/*tω* = 580/8 = 72,5 > 56,6;

За умови забезпечення місцевої стійкості

 Так як місцева стійкість стінки не буде забезпечуватися, частина стінки буде виключена з роботи, а загальна площа буде зменшена на величину (*hω* - *hred*)⋅*tω*

*k* = 1,2 + 0,15⋅*λ2* =1,2 + 0,15⋅1,982 =1,788;

*λuω* = 1,3 + 0,15⋅*λ2* =1,3 + 0,15⋅1,982 =1,888;

Визначаємо геометричні характеристики прийнятого перерізу:

Моменти інерції відносно центральних осей

Радіуси інерції

Попереднє значення площі зовнішньої гілки колони

Для зручності кріплення елементів решітки відстань між внутрішніми гранями полиць двутавра і складеного швелера приймаємо однаковими (580 *мм*). Товщину стінки швелера для зручності її з’єднання стиковим швом з полицею надкранової частини колони приймаємо рівною 18 *мм*; а висоту стінки за умови розміщення зварних швів *bsh* = 620 *мм*.

Необхідна площа полиць

від’ємної площі полиць, і з огляду на те, що площа зовнішньої гілки дорівнює приблизно площі внутрішньої гілки, то зовнішню гілку приймаємо у вигляді також двутавра. Уточнюємо положення центру ваги перерізу нижньої частини колони:

*ho* = *h1* – *yc* = 1250 – 100 = 1150 = 115 *см*;

*yb1* = 115 – 49,6 = 65,4 *см*.

Перевіряємо стійкість гілок колон з площини рами

Підкранова гілка

Недонапруження

що допустимо.

Зовнішня гілка

Збільшуємо товщину полиць зовнішньої гілки колони до 16 *мм*; тоді

*tf* = 16 *мм*; *bω* = 56,8 *см*; *hred* = 44,59;

Радіуси інерції:

Для зовнішньої гілки:

За умови рівностійкості підкранової колони в площині і із площини рами визначимо необхідну відстань між вузлами решітки:

Приймаємо *lb* = 235 *см*, попередньо розділивши нижню частину колони на ціле число панелей.

*lb* = (*l1* – *htr* –10 *см*) = (1737 – 80 – 10)/7 = 235 *см*;

*htr* = (0,5…0,8)⋅*h1* = (0,5…0,8)⋅115 = 57,5…92,

приймаємо htr = 80 *см*;

Перевіряємо стійкість гілок нижньої частини колони в площині рами відносно осей *x1*-*x1* i *x2*-*x2*

##### Підкранова гілка

Зовнішня гілка


## Розрахунок елементів з’єднувальної решітки

Величина умовної поперечної сили

таким чином розрахунок ведемо на *Qmax*.

Зусилля в розкосі при розташуванні решітки в двох площинах:

Приймаємо *λd* = 100; для якої *ϕ* = 0,560, звідки необхідна площа розкосу

Приймаємо ∠ 70*x*6 для якого *Ad* = 8,15 *см2*; *imin* = 2,15 *см*;

Напруження в розкосі


## Перевірка стійкості нижньої частини колони, як єдиного складеного стержня в площині дії моменту

Геометричні характеристики перерізу

Моменти інерції

Радіус інерції

Гнучкість

Приведена гнучкість

Умова приведеної гнучкості

Для комбінації зусиль, довантажуючих зовнішню гілку (переріз 4-4)

*M* = 1120,87 *кН⋅м*; *N* = 1344,84 *кН*;

Для комбінації зусиль, довантажуючих підкранову гілку (переріз 4-4)

*M* = -912,77 *кН⋅м*; *N* = 1232,9 *кН*;


## З’єднання верхньої та нижньої частини колони

Розрахункова комбінація зусиль в перерізі над уступом (переріз 2-2)

1) *M* = 153,56 *кН⋅м*; *N* = -385,7 *кН*;

2) *M* = -154,59 *кН⋅м*; *N* = -503,96 *кН*;

Тиснення мостових кранів *Dmax* = 842,204 *кН*;

Міцність стикового шва (шов 1) перевіряємо по нормальним напруженням в крайніх точках надкранової частини колони по першій комбінації зусиль

*M* і *N*

* зовнішня полиця

* внутрішня полиця

По другій комбінації зусиль

* зовнішня полиця

* внутрішня полиця

Товщину стінки траверси визначаємо за умови зім'яття при товщині опорної плити *tpl* = 30 *мм*

де *lef* = *bd* +2⋅*tpl* = 380 + 2⋅30 = 440 *мм*.

Приймаємо товщину стінки траверси 1*см*;

Максимальне зусилля, яке припадає на внутрішню полицю (друга комбінація зусиль)

Приймаємо напівавтоматичне зварювання дротом *СВ-08А*;

*d* = 1,4…2 *мм*; *βf* = 0,9; *βz* = 1,05; *Rωf* = 18 *кН/см2*;

*Rωz* = 0,45⋅*Run* = 0,45⋅36 = 16,2 *кН/см2*.

Довжина зварного шва кріплення ребра до стінки траверси (шов 2) при

*kf* = 6 *мм*; (конструктивно мінімальний катет шва)

*βf⋅Ruf* = 0,9⋅18 = 16,2 *кН/см2* < *βz⋅Rωz* = 1,05⋅16,2 = 17 *кН/см2*;

Переріз вертикальних ребер траверси приймаємо 120*х*16 *мм*;

Визначаємо висоту траверси за умови жорсткості сполучення:

*htr* = 0,8 *м*; а саму траверсу заводимо в проріз стінки підкранової гілки колони.

Для розрахунку зварних швів кріплення траверси до стінки підкранової гілки колони вибираємо з таблиці сполучень зусиль для перерізу 2-2 значення *M* і *N*, які дають максимальну реакцію траверси зі сторони підкранової гілки колони, з урахуванням моментів від *Dmax* і *T*.

В даному прикладі

*M* = -153,56 *кН⋅м*; *N* = -503,96 *кН*;

Зусилля для розрахунку зварних швів:

Необхідна довжина зварного шва при *kf* = 9 *мм*;

Необхідна висота траверси за умови міцності стінки підкранової гілки колони на зріз

Таким чином прийняту висоту траверси залишаємо без змін.

Нижній пояс траверси приймаємо конструктивно з листа 560*х*14 *мм*,

а верхні горизонтальні ребра траверси – із двох листів 180*х*14 *мм*.

Визначаємо геометричні характеристики траверси – положення центра ваги перерізу відносно нижній грані пояса траверси

Момент інерції

Мінімальний момент опору:

Максимальний згинаючий момент в траверсі

Нормальні напруження в траверсі

Максимальна поперечна сила в траверсі

Дотичні напруги:

міцність траверси забезпечена.

## База колони

 Вихідні дані: розрахункові сполучення зусиль – для розрахунку бази підкранової гілки колони на рівні зрізу фундаменту: *M* = -912,77 *кН⋅м*;

 *N* = -1232,9 *кН*; матеріал фундаменту – важкий бетон класу В10 матеріали елементів бази – сталь *С235.*

Розрахункове зусилля в підкрановій гілці колони

Необхідна площа опорної плити бази

Товщину траверси приймаємо *ttr* = 12 *мм*; а звис плити призначаємо

*c* = 4,8 *см*;

Ширина опорної плити

Необхідна довжина плити

Так як *Lpl* < висоти перерізу підкранової гілки, тобто < 60 см; то приймаємо мінімально допустиму довжину бази, тобто:

*Lpl* = 60 + 2⋅2,5 = 65 *см*;

Фактичні напруження під опорною плитою

Для визначення товщини плити розглянемо три ділянки:

- консольна (ділянка 1);

- обперту на чотири сторони (ділянка 2);

- обперту на три сторони (ділянка 3);

Згинаючий момент на ділянці 1.

Згинаючий момент на ділянці 2 визначаємо як в балці прольотом *a*, так як

*b*/*a* = 58/9,6 = 6,04 > 2

Згинаючий момент на ділянці 3

Необхідну товщину плити визначаємо по максимальному моменту (ділянка 3)

Приймаємо товщину плити з урахуванням припуску на фрезерування 20 *мм*.

Висоту траверси визначаємо за умови розміщення зварних швів, кріплення траверси до гілки колони (зусилля передаються через 4 шва). Зварювання напівавтоматичне дротом *СВ-08А* *d* = 1,4…2 *мм* при катеті шва *kf* = 5 *мм*;

Приймаємо *htr* = 20 *см*;

Рівномірно розподілене лінійне навантаження на траверсу

Згинаючий момент в траверси як в балці обпертій на полиці колони

Поперечна сила

Геометричні характеристики траверси:

Нормальні напруження в траверси

Дотичні напруження:

Приведені напруження:

міцність траверси забезпечена.

# III. Розрахунок підкранової балки

 Ведемо розрахунок підкранової балки крайнього ряду прольотом 12 м

під два крана вантажепідйомністю *Q* = 50/10 *т*; Режим роботи крана – середній. Проліт цеху – 24 *м*. Матеріал балки – сталь *Вст3Гпс 5-1;*

*R* = 230 *МПа* = 23 *кН/см2*; *Rср* = 135 *МПа* = 13,5 *кН/см2*.

## Навантаження на підкранову балку

 Для крана *Q* = 50/10 *т* середнього режиму роботи *Fmax*= 470 *кН*; вага візка *qm* = 180 *кН*; тип кранового рельсу *КР*-80.

Для крану середнього режиму роботи горизонтальне зусилля на колесо крана *Tкн* = 17 *кН*;

Розрахункові значення зусиль на колесо крану знаходимо по формулі з урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню *γn* = 0,95.


## Визначення розрахункових зусиль:

Розрахунковий момент від вертикального навантаження:

Розрахунковий момент від горизонтального навантаження:

Розрахункове значення вертикальної та горизонтальної поперечних сил


## Підбір перерізу балки

Приймаємо підкранову балку симетричного перерізу з гальмівною конструкцією в вигляді листа з ріфльоної сталі *t* = 6 *мм* і швелера *№* 36. Значення коефіцієнту *β* знаходимо по формулі:

Задаймося *kст* = *hст*/*tст* = 120

Мінімальна висота балки:

Приймаємо *hб* = 130 *см* (кратного 10 *см*).

Задаємося товщиною полиць *tн* = 2 *см*;

*hст* = *hб* − 2⋅*tн* = 130 −2⋅2 = 126 *см*;

Приймаємо стінку товщиною 1 *см*; *kст* = 126/1 = 126;

Розміри поясних листів знаходимо:

Приймаємо пояс з листа перерізом 20*х*380 *мм*, *An* = 76 *см2*;

Стійкість пояса забезпечена, так як


## Перевірка міцності перерізу

Визначаємо геометричні характеристики перерізу:

Геометричні характеристики гальмівної балки відносно осі *y*-*y* (у склад гальмівної балки входять верхній пояс, гальмівний лист і швелер).

- відстань від осі підкранової балки до центру ваги перерізу

Перевіряємо нормальні напруження в верхньому поясі (точка А).

Міцність на дію дотичних напружень на опорі забезпечена, так як товщина стінки більше той, яку ми знайшли виходячи з умов зрізу.

Жорсткість балки теж забезпечена, так як прийнята висота балки

*hб* > *hmin*.

Перевіряємо міцність стінки балки від дії місцевих напружень під колесом крану.


# IV. Розрахунок та конструювання кроквяних ферм

## Збір навантажень на ферму

а) Постійні навантаження:

Постійні навантаження за винятком ваги ліхтаря

Величина вузлових навантажень:

Реакції ферми від постійного навантаження:

б) Навантаження від снігу:

Розрахункове значення лінійного рівномірного навантаження від снігу:

в) Навантаження від рамних моментів

Перша комбінація (для оцінок можливостей додаткових зусиль в розкосах і опорній панелі верхнього поясу, а також розрахунку опорного вузла).

Найбільший по абсолютній величіні згинаючий момент

Відповідний момент для правої сторони при тих же навантаженнях

Друга комбінація (для оцінки можливих стискаючих зусиль в нижньому поясі). Стиск нижнього поясу від опорних моментів може виникнути при мінімальному розтягуючому зусиллі в поясі. Таке зусилля може виникнути при врахуванні тільки постійного навантаження, а тому з першої комбінації виключаємо навантаження від ригелю:

г) Навантаження від розпору рами

*I*-*а* комбінація:

*II*-*а* комбінація:


## Визначення розрахункових зусиль

Зусилля в стержнях ферми від постійного навантаження, навантаження від снігу і опорного моменту визначаємо шляхом побудови діаграми Максвела-Кремона, а результати заносимо в таблицю 2.

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Таблиця 2 – Розрахункові зусилля в стержнях ферми (*кН*) | Розрахункове зусилля | Стиск (−) | -653-866 | -- | -481-204,3 | -78,7-78,7 |
| № наван-таження | 1+21+2 | -- | 1+21+2 | 1+21+2 |
| Розтяг-нення (+) | 194 | 393,5825,8 | 34470,5 |  |
| № наван-таження | 3 | 1+21+2 | 1+21+2 |  |
| Розпор рами | 5 |  | -35,11-35,11 |  |  |
| Опорні моменти | S2⋅Mпр-11,6 | 4 | 01,41,42,92,9 | -2,7-3,54 | 0,754-0,800,80-0,80 | 000 |
| S1⋅Mлів-437,2 | 3 | 194151,3151,3108,4108,4 | -102-133,4 | -28,430,2-30,230,2 | 000 |
| від *S2* *Mпр*=1 | 0-0,121-0,121-0,248-0,248 | 0,2330,305 | -0,0650,069-0,0690,069 | 000 |
| від *S1* *Mлів*=1 | 0,444-0,346-0,346-0,248-0,248 | 0,4020,305 | 0,065-0,0690,069-0,069 | 000 |
| Снігове наван-таження | 2 | 0-199-199-264-264 | 120251,8 | -146,5109,1-62,321,5 | 0-24-24 |
| Постій-не нава-нтаже-ння | 1 | 0-454-454-602-602 | 273,5574 | -334235-14249 | 0-54,7-54,7 |
| № стер-жня | *II-a**III-c**IV-d**V-f**VI-g* | *I-в**I-e* | *а-в**в-с**d-e**e-f* | *II-a**c-d**f-g* |
| Еле-мент | Верх-ній пояс | Ніжній пояс | Роз-коси | Стоя-ки |

## Підбір перерізів елементів ферми

Підбір і перевірку перерізів стержнів ферми виконуємо в табличний формі

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Таблиця 3 – Підбір і перевірка перерізів стержнів ферми | Несуча здатність*σ≤Ry⋅γc**кН/см2* | 13 | -18<22,817,27<22,8 | 10,41<22,821,85<22,8 | 21,62<22,818,33<22,811,76<22,87,34<19,8 | 17,71<19,817,71<19,8 |
| *γc* | 12 | -0,950,95 | 0,950,95 | 0,950,950,950,8 | -0,80,8 |
| *ϕmin* | 11 | -0,7700,809 | -- | 0,800-0,556- | -0,460,46 |
| [*λ*] | 10 | -120120 | 120250 | 150300150300 | 150150 |
| *λx*/*λy* | 9 | -67/5059/42 | 71/115155/250 | 42/62122/10198/83196/148 | 113/85113/85 |
| *ix*/*iy* | 8 | -4,5/5,965,13/7,19 | 3,86/4,83,86/4,8 | 3,51/5,492,47/3,723,07/4,541,53/2,53 | 1,53/2,531,53/2,53 |
| в площині*lx/ly*із площини | 7 | 250/250300/300300/300 | 275/550600/1200 | 170/340300/375300/375300/375 | 172/215172/215 |
| *A1тр**см2* | 6 | 474762 | 37,837,8 | 27,818,7631,29,6 | −9,69,6 |
| Переріз | 5 | Тт17,5шт1Тт17,5шт1Тт20шт1 | ⊥т15шт2⊥т15шт2 | ⎤ ⎡110х70х8⎤ ⎡80х6⎤ ⎡100х8⎤ ⎡50х5 | −⎤ ⎡50х5⎤ ⎡50х5 |
| Розрахунковізусилля | Стиск | 4 | -653-866 |  | -481-204 | 0-78,7-78,7 |
| Розтяг | 3 | 194 | 393,5826 | 34470,5 |  |
| № стер-жня | 2 | *II-a**III-c**IV-d**V-f**VI-g* | *I-в**I-e* | *а-в**в-с**d-e**e-f* | *II-a**c-d**f-g* |
| Еле-мент | 1 | Верх-ній пояс | Ніж-ній пояс | Роз-коси | Стоя-ки |

## Розрахунок зварних швів кріплення розкосів і стояків до фасонок і поясів ферми

Для зварювання прийняте напівавтоматичне зварювання дротом *Св-08Г2с d* = 1,4…2 *мм*; *βf* = 0,9; *βz* = 1,05; *Rωf* = 21,5 *кН/см2*; *Rωz* = 0,45⋅*Run* =

= 0,45⋅37 = 16,65 *кН/см2*;

Визначимо добутки *βf⋅Ruf* = 0,9⋅21,5 = 19,4 *кН/см2*;

*βz⋅Rωz* = 1,05⋅16,65 = 17,5 *кН/см2*;

Так як *βf⋅Ruf* > *βz⋅Rωz* то розрахунок ведемо по металу межи сплавлення. Розрахунок ведемо в табличний формі.

Таблиця 4 - Таблиця розрахунку швів

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № стер-жня | Переріз | *N*, кН | Шов по обушку | Шов по перу |
| *Nоб*, кН | *kf*, см | *lω*, см | *Nоб*, кН | *kf*, см | *lω*, см |
| *a-b* | ⎤ ⎡110х70х8 | 481 | 365,8 | 0,8 | 14 | 120,3 | 0,6 | 7 |
| *b-c* | ⎤ ⎡80х6 | 344 | 241 | 0,6 | 13 | 103 | 0,6 | 6 |
| *d-e* | ⎤ ⎡100х8 | 204 | 143 | 0,6 | 8 | 61 | 0,6 | 4 |
| *e-f* | ⎤ ⎡50х5 | 70,5 | 49 | 0,6 | 4 | 21 | 0,4 | 3 |
| *c-d* | ⎤ ⎡50х5 | 78,7 | 55 | 0,6 | 4 | 24 | 0,4 | 3 |
| *f-g* | ⎤ ⎡50х5 | 78,7 | 55 | 0,6 | 4 | 24 | 0,4 | 3 |

## Розрахунок і конструювання вузлів ферми

Проміжний вузол

Кріплення фасонки до стінки тавру розраховуємо на зріз суми зусиль в примикаючих розкосах, спроектованих на вісь поясу.

Необхідна довжина стикового шва при фізичному контролі якості (зварювання напівавтоматичне):

що не перевищує фактичної, яка дорівнює 42 *см*

Опорний вузол

Розрахункові зусилля, які передаються колоною на ферму:

Перша комбінація опорних моментів і розпору (*-Mл*, *Nлвідп*)

Болти кріплення приймаємо з конструктивних міркувань ∅ 20 *мм*.

Для конструювання вузла визначаємо мінімальну довжину стикового шва, яким фасонка прикріплюється до тавру (нижній пояс)

Розрахункове зусилля зрізу

Мінімальна необхідна довжина стикового шва

Для розрахунку кутових швів кріплення додатку фасонки нижче полиці визначимо долю зусилля що припадає на полицю тавра

Зусилля, яке можуть сприйняти зварні шви кріплення полиці до опорного фланця (конструктивна ширина фланця *bф* = 200 *мм*), при *kf* = 0,8 *см*;

Мінімальна необхідна довжина зварних швів при *kf* = 0,6 *см*;

Напруження в торці опорного фланця при його конструктивній товщині

*tf* = 16 *мм*;
Міцність торця опорного фланця забезпечена.

Розрахунок зварних швів кріплення фланця до фасонки виконуємо на зусилля: *F*, *NI* і *NI.⋅l* = *M*.

Визначаємо напруження в швах при kf = 8 мм

і *lω* = *hф* – 1 *см* = 45 – 1 = 44 *см*;

Міцність шва на умовний зріз:

Для розрахунку опорного стільчика приймаємо його товщину *tст* = 30 *мм*; ширину *bст* = *bфл* + 20 *мм* = 200 + 20 = 220 *мм*;

Висоту стільчика визначаємо при відсутності лобового шва на зусилля 2⋅*F*/3 при *kf* = 0,6 *см*;

Що не перевищує 85⋅*βf*⋅*kf* = 85⋅0,9⋅0,6 = 46 *см*;

*hст* = 17,5+1 = 18,5 *см*;

Приймаємо стільчик висотою *hст* = 200 *мм*;

Монтажний вузол

Необхідна площа горизонтальної накладки (Т20шт1)

Ширину накладки приймаємо з урахуванням можливості розміщення зварних швів:

Товщина накладки

Зварні шви кріплення горизонтальної накладки до поясу розраховуємо на зусилля, яке може сприйняти накладка (зварювання ручне електродами). *Э*46, *Rωf* = 20 *кН/см*;

Приймемо довжину швів вздовж накладки 32 см;

Призначаємо ширину накладок з урахуванням розміщення зварних швів

*bн* = 14 *см*;

Товщина накладки: 42,6/2⋅14 = 1,52 *см*;

Прийнято розміри накладки 140*х*16 *мм*;

Зварні шви кріплення накладки до поясу розраховуємо на зусилля, яке може сприйняти накладка:

Приймемо довжину швів вздовж накладки 33 *см*;

Необхідна площа вертикальних накладок за умови рівноцінності їх стінці тавру

При конструктивній висоті накладки *hbн* = 10 *см*;

Товщина накладки *tн* = *Abн*/*hbн* = 9,7/10 = 0,97 *см*;

Прийнято розміри вертикальної накладки 100*х*10 *мм;*

Необхідну довжину зварних швів кріплення накладки з однієї сторони розраховуємо на зусилля в накладці

Приймемо довжину швів 22 *см* і розміщуємо їх вздовж скосу накладки.

## Література

1. СНіП II-23-81 ”Стальні конструкції”.
2. СНіП 2.01.07-85 ”Нагрузки и воздействия ”.
3. “Металеві конструкції”. Загальний курс: В.А. Беленя, Г.С. Веденников та інші; під редакцією Беленя Е.И.: Стройиздат 1986 р.
4. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій “Визначення навантажень і розрахунок рами каркасу одноповерхової промислової будівлі” В.В. Пінський, В.М. Дмітрієнко, В.І. Вербицький 1995 р.
5. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій “Розрахунок та конструювання позацентрово стиснутих одноступінчатих колон”
6. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій ”Розрахунок та конструювання кроквяних ферм”