

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Тернопільський національний технічний університет

імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсової роботи з курсу «Металеві конструкції»

для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Тернопіль 2024

УДК 624.011.1

Укладачі:

М.І Гудь, канд. техн. наук, доцент

Д.Я. Баран канд. техн. наук, доцент кафедри БМ

Рецензент:

О.П. Конончук, канд. техн. наук, доцент

Розглянуто й затверджено на засіданні кафедри будівельної механіки.

Протокол № 1 від 30 серпня 2024 р.

Розглянуто й затверджено на засіданні методичної комісії факультету

інженерії машин, споруд та технологій.

Протокол № 1 від 30 серпня 2024 р.

Методичні вказівки для виконання курсової роботи з дисципліни «Металеві конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: М.І. Гудь, Д.Я. Баран – Тернопіль: Вид-во Оперативний центр поліграфії, 2024. 43 –с.

Складено з урахуванням матеріалів літературних джерел, наведених у переліку.

Зміст

1. Вступ.....	3
2. Вибір схеми балкової клітки.....	4
2.1. Розрахунок настилу, його кріплення, балок настилу.....	4
Розрахунок балки настилу.....	6
2.2. Розрахунок допоміжної балки.....	9
3. Розрахунок і конструювання головної балки.....	11
3.1. Компонування та підбір січення головної балки. Перевірка міцності.....	11
3.2. Визначення висоти перерізу балки та зіставлення оптимальної, мінімальної і найбільшої висоти.....	12
3.3. Підбір і перевірка січення головної балки.....	13
3.4. Зміна перерізу головної балки та перевірка міцності в зміненому перерізі...	17
3.5. Перевірка забезпеченості загальної стійкості головної балки.....	19
3.6. Перевірка забезпеченості місцевої стійкості стиснутого поясу.....	20
3.7. Перевірка і забезпечення місцевої стійкості стінки балки. Розрахунок ребер жорсткості.....	20
3.8. Перевірка міцності поясних швів.....	24
3.9. Розрахунок опорного ребра головної балки.....	26
3.10. Проектування монтажного стику зварної балки.....	28
4. Розрахунок і конструювання колони.....	32
4.1. Установка розрахункової схеми і розрахункової довжини колони.....	32
4.2. Підбір січення колони.....	32
4.3. Розрахунок і конструювання оголовка колони.....	35
4.4. Розрахунок і конструювання бази колони.....	37
Список використаної літератури.....	42
Додаток 1.....	43

1. Вступ

Методичні вказівки для виконання курсової роботи з дисципліни «Металеві конструкції» на тему «Розрахунок і конструювання елементів балкової клітки виробничої будівлі» призначені для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання, та інших спеціальностей які вивчають предмет «Металеві конструкції».

Мета даних методичних вказівок полягає в тому, щоб студент на практиці оволодів навичками компонування, розрахунку і конструювання елементів балочної клітки, а також центрально-стиснутих колон робочих майданчиків.

Курсова робота складається з розрахунково-пояснювальної записки (орієнтовно 40-60 аркушів А4) і робочого креслення металевих конструкцій орієнтовно на 2-х аркушах формату А1.

Вихідні дані

1. Крок колон в поздовжньому напрямку $A=12\text{м}$.
2. Крок колон в поперечному напрямку $B=6\text{м}$.
3. Розміри площадки в плані $24\text{м} \times 6\text{м}$.
4. Відмітка верху настилу: $6,6\text{м}$.
5. Відмітка чистої підлоги в цеху: $0,000\text{м}$;
6. Тимчасове розподілене навантаження: $P=21\text{Кн/м}^2$
7. Матеріал конструкцій:
 - а) настилу – Сталь С235
 - б) балок настилу і допоміжних балок: Сталь С255
 - в) головних балок: Сталь С275
 - г) колон: Сталь С235
8. Допустимий відносний прогин настилу: $1/150$
9. Тип перерізу колони: суцільна

2. Вибір схеми балкової клітки

2.1. Розрахунок настилу, його кріплення, балок настилу

При навантаженні $21 \text{кН} / \text{м}^2 \leq p^n = 23 \text{кН} / \text{м}^2 \leq 25 \text{кН} / \text{м}^2$ рекомендується [1] використовувати листи товщиною 10-12 мм.

Вибираємо ускладнений тип балкової клітки, крок допоміжних балок $b = A/4 = 12/4 = 3 \text{м}$, товщина настилу $t_n = 11 \text{мм}$.

$R_{un} = 360 \text{МПа} = 36 \text{кН} / \text{см}^2$ - нормативний опір по тимчасовому опору прокату для настилу з прокату листового, широкосмугового універсального марки сталі С235 товщиною $2 \text{мм} < t_n = 11 \text{мм} < 20 \text{мм}$ по таблиці 51 Додатка 1 [2].

$R_y = 230 \text{МПа} = 23 \text{кН} / \text{см}^2$ - розрахунковий опір для настилу із прокату листового, широкосмугового універсального марки сталі С235 товщиною $2 \text{мм} < t_n = 11 \text{мм} < 20 \text{мм}$ по таблиці 51 Додатка 1 [2].

$R_y = 240 \text{МПа} = 24 \text{кН} / \text{см}^2$ - розрахунковий опір для допоміжних балок і балок настилу з прокату листового, широкосмугового універсального марки сталі С255 товщиною прокату $10 \text{мм} < t_n < 20 \text{мм}$, по таблиці 51 Додатка 1 [2].

$R_y = 260 \text{МПа} = 26 \text{кН} / \text{см}^2$ - розрахунковий опір головних балок з прокату листового, широкосмугового універсального марки сталі С275 товщиною прокату $10 \text{мм} < t_n < 20 \text{мм}$, по таблиці 51 Додатка 1 [2].

Розрахунковий опір прокату і труб при зсуві по таблиці 1 [2]

$$R_s = 0.58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0.58 \cdot R_y = 0.58 \cdot 230 = 139.2 \text{МПа} = 13.92 \text{кН} / \text{см}^2$$

При $p^n \leq 50 \text{кН} / \text{м}^2$, і граничному відносному прогині не більше 1/150 міцність шарнірно закріпленого по краях сталевому настилу завжди буде забезпечена, і його треба розраховувати тільки на прогин.

Визначення кроку балок настилу

Гранично допустимий прогин

$$\left[\frac{f_u}{l_n} \right] = \frac{1}{150}$$

Граничне відношення прольоту до товщини настилу визначаємо з формули А.Л. Телояна:

$$\frac{l}{t} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right); \text{ де}$$

$$n_0 = \left[\frac{l_n}{f_u} \right] = 150$$

E_1 –модуль пружності при відсутності поперечних деформацій, визначається за формулою:

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, \text{ де}$$

$E=2.06 \cdot 10^5 (2,1 \cdot 10^6) \text{ МПа}(\text{кг/см}^2)$ - модуль пружності прокатної сталі і сталевих виливків по таблиці 63 Додатка 3 [2].

$\nu=0.3$ – коефіцієнт Пуасона для сталі,

Тоді

$$E_1 = \frac{2.06 \cdot 10^5}{1 - 0.3^2} = 2.26 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2.26 \cdot 10^4 \text{ кгН/см}^2,$$

$$q_n = p^n = 0.0023 \frac{\text{кгН}}{\text{см}^2}$$

$$\frac{a}{t_n} = \frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 2.26 \cdot 10^4}{150^4 \cdot 0.0023} \right) = 95,9$$

$$\frac{a}{t_n} = 95,9 \Rightarrow a = 95,9 \cdot t_n = 95,9 \cdot 11 = 1054,9 \text{ мм}$$

Тоді кількість балок у прольоті буде:

$$n = \frac{6000}{1054,9} = 5,69$$

Округляємо в більшу сторону до парної кількості, щоб балки не спиралися на колону і центр головної балки:

$$n = 6$$

$$a = \frac{6000}{6} = 1000 \text{ мм.}$$

Розрахунок балки настилу

Розрахунок на міцність елементів що згинаються в одній із головних площин по п. 5.12[2], слід виконувати за формулою

$$\frac{M}{W_{n,min} \gamma_c}$$

Значення дотичних напружень в перетинах згинальних елементів повинні задовольняти умові:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_t} \leq R_s \gamma_c.$$

Підберемо переріз з умови міцності.

Визначимо вагу настилу:

$\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ - щільність прокату і сталевих виливків по таблиці 63

додатка 3[2].

$$g_n = 0.009 \cdot 7850 \cdot 9.81 = 693.07 \text{ Н/м}^2 = 0.69 \text{ кН/м}^2$$

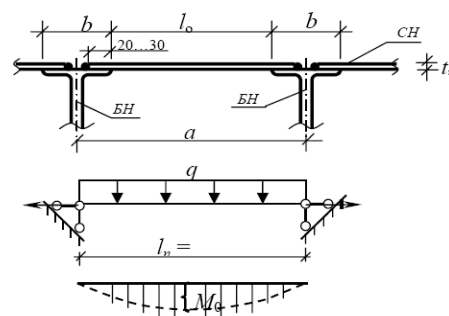


Рис. 1. Розрахункова схема балки настилу

Таблиця 1

Збір навантажень

Навантаження	$G_n, \text{кН/м}^2$	γ_f	$G, \text{кН/м}^2$
1. Власна вага настилу	0.69	1.05	0.72
2. Вага балки настилу	0.3	1.05	0.315
3. Тимчасовенавантаження	23	1.2	27,6
Сума:	23.99		28,665

Нормативне навантаження на балку настилу:

$$q^n = G_n \cdot a = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження на балку настилу:

$$q = G \cdot a = 28,665 \cdot 1 = 28,665 \text{ кН/м}$$

Розрахункові згинальний момент (максимальний) і поперечна сила, необхідний момент опору:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{28,665 \cdot 3^2}{8} = 32,25 \text{кН} \cdot \text{м} = 3225 \text{Н} \cdot \text{см},$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{28,665 \cdot 3}{2} = 43 \text{кН},$$

$$W = \frac{M}{c \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3225}{1,1 \cdot 24 \cdot 1} = 122,16 \text{см}^3$$

Приймаємо двотавр № 18 по ДСТУ 8768:2018, який має наступні номінальні розміри, площа поперечного перерізу, маса і довідкові значення для осей:

$$h = 180 \text{мм}$$

$$s = 5,1 \text{мм}$$

$$t = 8,1 \text{мм};$$

$$m = 18,4 \text{кг/м};$$

$$I_x = 1290 \text{см}^4;$$

$$W_x = 143 \text{см}^3;$$

$$S_x = 81,4 \text{см}^3.$$

Перевірка на міцність:

$$\frac{M}{c_1 \cdot W_x} = \frac{3225}{1,1 \cdot 143} = 20,5 \text{кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{кН/см}^2 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Перевірка на зріз:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t} = \frac{43 \cdot 81,4}{1290 \cdot 0,8} = 3,39 \text{кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13,92 \cdot 1 = 13,92 \text{кН/см}^2$$

⇒ умова виконується

Перевірка на жорсткість по прогину

балки:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l_n^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,24 \cdot 300^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 1290} = 0,95 \text{см}$$

$$f = 0,95 \text{см} \leq \frac{l}{150} = \frac{300}{150} = 2 \text{см} \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Прийнятий переріз балки задовольняє умовам міцності і жорсткості.

Визначаємо витрату металу на 1 м² перекриття:

- настил 69 кг/м²,
- балки $m/a = 18,4/1 = 18,4$ кг/м²

Витрата сталі складає: 69+18,4=87,4 кг/м².

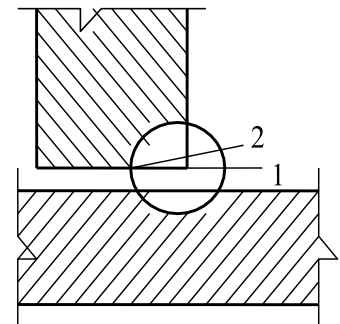


Рис. 2. Схема розрахункових перерізів зварного з'єднання з кутовим швом

Розрахунок зварного з'єднання виконуємо згідно з пп. 11 [2].

Зварні з'єднання з кутовими швами при дії поздовжньої і поперечної сил слід розраховувати на зріз (умовний) по двох перерізах (Рис. 2):

а) по металу шва (січення 1)

$$N/(\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c;$$

б) по металу границі сплавлення (січення 2)

$$N/(\beta_z k_z l_w) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \text{ де}$$

$N=H$ – розпір на $l_w=1\text{ см.}$, визначається за наближеною формулою (7)[4]:

$$\begin{aligned} H &= \gamma_f \cdot \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f_u}{l_n} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t_n = \\ &= 1.2 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{150} \right]^2 \cdot 2.26 \cdot 10^4 \cdot 1,1 = 3,27 \text{ кН/см} \end{aligned}$$

$k_f = 4\text{ мм} = 0.4 \text{ см}$ – мінімальний катет шва кутового з'єднання при автоматичному зварюванні деталей конструкцій із сталі до 430 МПа при товщині більш товстого із зварюваних елементів $10 < t_f = 11 < 12 \text{ мм}$ згідно п. 12.8 б[2]. Катети кутових швів при найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_n = 10\text{ мм}$ не повинні бути більше $1.2 \cdot t_n = 1.2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$ (п. 12.8 а[2]).

$\beta_f = 0.9$ и $\beta_z = 1.05$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею текучості до 530 МПа (5400 кгс/см^2) при автоматичному і напівавтоматичному зварюванні $d = 1.4\text{--}2\text{ мм}$, при нижньому положенні шва і катетах шва в межах 3–8 мм по Таблиці 34[2].

$\gamma_{wf} = 1$ и $\gamma_{wz} = 1$ коефіцієнти умов роботи шва у всіх випадках, крім конструкцій, що зводяться в кліматичних районах I₁, I₂, II₂ і III₃.

По Таблиці 55[2] вибираємо для 2, 3 і 4 груп конструкцій у всіх кліматичних районах, крім I₁, I₂, II₂ і III₃, для з'єднання сталевих конструкцій марки сталі С245 при зварюванні під флюсом АН- 60 марку зварювального дроту Св-08ГАі тип електрода Є46.

$R_{wum} = 450\text{ МПа}$ - значення нормативного опору металу шва по таблиці 4[2].

Тоді розрахунковий опір металу шва зварних з'єднань з кутовими швами при типах електродів Є6(по ДСТУ EN ISO 544:2019), марці дроту Св-08ГА відповідні сталі зварюваних деталей по таблиці 3 і таблиці 56 Додатка 2 [2] буде:

$$R_{wf} = 0.55 \cdot \frac{R_{wuz}}{\gamma_{wm}} = 0.55 \cdot \frac{450}{1.25} = 198 \text{ МПа} = 19.8 \text{ кН/см}^2$$

Тоді розрахунковий опір металу по межі сплавлення зварних з'єднань з кутовими швами для настилу буде згідно таблиці 3 [2]:

$$R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \cdot 360 = 152 \text{ МПа} = 16.2 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка параметрів швів:

по металу шва

$$\frac{N}{b_f k_f l_w} = \frac{3,27}{0.9 \cdot 0.4 \cdot 1} \leq 19.8 \cdot 1 \cdot 1;$$

$$9,08 \leq 19.8 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

по металу границі сплавлення

$$\frac{N}{b_z k_f l_w} = \frac{3,27}{1.05 \cdot 0.4 \cdot 1} \leq 16.2 \cdot 1 \cdot 1;$$

$$7,79 \leq 16.2 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Приймаємо $k_f = 4 \text{ мм}$.

2.2. Розрахунок допоміжної балки

Таблиця 2

Збір навантажень

Навантаження	$G_n, \text{кН/м}^2$	γ_f	$G, \text{кН/м}^2$
1. Власна вага настилу	0.69	1.05	0.72
2. Вага балки настилу	0.3	1.05	0.315
3. Тимчасове навантаження	23	1.2	27,6
Сума:	23,99		28,665

Нормативне навантаження на допоміжну балку:

$$q^n = 24 \cdot 3 = 72,0 \text{ кН/м} = 0,72 \text{ Н/см}$$

Розрахункове навантаження на допоміжну балку:

$$q = 28,665 \cdot 3 = 96 \text{ кН/м}$$

Розрахункові згинальний момент (максимальний) і поперечна сила, необхідний момент опору:

$$M = \frac{72 \cdot 6^2}{8} = 324 \text{кН} \cdot \text{м} = 32400 \text{Н} \cdot \text{см},$$

$$Q = \frac{72 \cdot 6}{2} = 216 \text{кН},$$

$$W = \frac{32400}{1.1 \cdot 24 \cdot 1} = 1227,3 \text{см}^3$$

Приймаємо двотавр № 50 по ДСТУ 8768:2018 , який має наступні номінальні розміри, площа поперечного перерізу, маса і довідкові значення для осей:

$$s = t_w = 10 \text{мм} = 1,0 \text{см};$$

$$t = t_f = 15,2 \text{мм};$$

$$m = 68,5 \text{кг/м};$$

$$I_x = 39727 \text{см}^4;$$

$$W_x = 1589 \text{см}^3;$$

$$S_x = 919 \text{см}^3.$$

Перевірка на міцність:

$$\frac{M}{W_x \cdot c_1} = \frac{32400}{1589 \cdot 1.1} = 20,39 \text{кН/см}^2 < 24 \text{кН/см}^2 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Перевірка на зріз:

$$\tau = \frac{216 \cdot 919}{32400 \cdot 1,0} = 6,13 \text{кН/см}^2 < 13,92 \text{кН/см}^2 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Перевірка на жорсткість по прогину балки:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l_n^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,72 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 32400} = 1,82 \text{см} \leq 4 \text{см} \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Прийнятий переріз балки задовольняє умовам міцності і жорсткості.

Визначаємо витрату металу на 1 м² перекриття:

- настил 69 кг/м²,

- балки настилу 15,9 кг/м²

- допоміжної балки 68,5/6=11,42 кг/м²

Витрата сталі складає 69+15,9+11,42=96,32 кг/м²

Розрахунок зварного з'єднання.

Перевірка параметрів швів аналогічна для балки настилу.

Приймаємо $k_f = 4 \text{мм}$.

3. Розрахунок і конструювання головної балки

Головна балка відноситься до другої групи конструкцій за призначенням і для неї можна використовувати сталь С275 з $R_y = 260 \text{ МПа}$ при товщині листового прокату від 10 до 20 мм і $R_y = 230 \text{ МПа}$ при товщині 8...20 мм згідно таблиці 51[2]. Розрахунковий опір прокату і труб при зсуві по Таблиці 1 [2].

$$R_s = 0,58 \cdot \frac{R_{y2}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{R_y}{\gamma} = 0,58 \cdot 260 = 150,8 \text{ МПа} = 15,1 \text{ кН/см}^2$$

3.1. Компонування та підбір січення головної балки. Перевірка міцності.

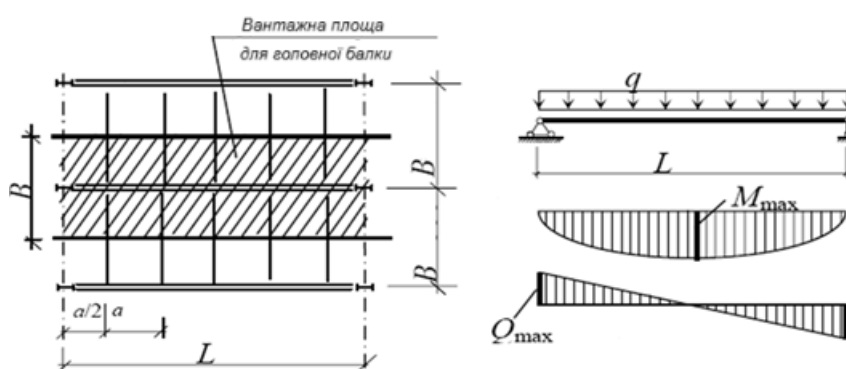


Рис. 3. Розрахункова схема головної балки

Таблиця 3

Збір навантажень

Навантаження	$G_n, \text{кН/м}^2$	γ_f	$G, \text{кН/м}^2$
1. Власна вага настилу	0.69	1.05	0.72
2. Вага балки настилу	0.16	1.05	0.17
3. Вага допоміжної балки	0.685	1.05	0.72
4. Тимчасове навантаження	23	1.2	27,6
Сума:	24,535		29,21

Нормативне навантаження на головну балку:

$$q^n = 24,535 \cdot 6 = 147,21 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження на головну балку:

$$q = 29,21 \cdot 6 = 175,26 \text{ кН/м}$$

Розрахункові згинальний момент (максимальний) і поперечна сила, необхідний момент опору:

$$M_{\max} = \frac{175,21 \cdot 12^2}{8} = 3153,78 \text{ кН} \cdot \text{м} = 315378 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

$$Q_{\max} = \frac{175,21 \cdot 12}{2} = 1051,26 \text{ кН}$$

$$W_{\text{треб}} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{315378}{1.1 \cdot 26 \cdot 1} = 11027,2 \text{ см}^3, \text{ де}$$

$c_1=1.1$ - коефіцієнт для розрахунку на міцність елементів сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій.

Товщину стінки прийемо за емпіричною формулою:

$$t_w = 7 + 3 \cdot h = 7 + 3 \cdot 3 = 16 \text{ мм}$$

Орієнтовно прийемо:

$$t_w = 16 \text{ мм} = 1.6 \text{ см}$$

3.2. Визначення висоти перерізу балки та зіставлення оптимальної, мінімальної і найбільшої висоти.

Висоту головної балки доцільно призначити близько до оптимальної і кратній 100мм при дотриманні умови $h_{\min} \leq h_{\text{дб}} \leq h_{\text{дбmax}}$

Оптимальну висоту балки визначимо по наступній формулі:

$$h_{\text{опт}} = K \cdot \sqrt{\frac{W_{\text{мп}}}{t_w}} = 1.15 \cdot \sqrt{\frac{11027.2}{1.6}} = 95,5 \text{ см, де}$$

$K=1.15$ – конструктивний коефіцієнт балки – коефіцієнт відношення фактичної площі перерізу до теоретичної за рахунків зварних швів, ребер і т. д.

При оптимальній висоті забезпечується найменша витрата сталі.

Мінімальну висоту балки визначимо за формулою:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c \cdot R_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q^n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1.1 \cdot 26 \cdot 1200 \cdot 400}{2.06 \cdot 10^4} \cdot \frac{147,21}{175,26} = 115,2 \text{ см де}$$

$$\left[\frac{f}{l}\right] = 1/400 - \text{відносний прогин для головних балок по таб. 40 [2].}$$

При мінімальній висоті забезпечується умова жорсткості (прогин не буде перевищувати допустимий).

$$95,5 < 115,2 \Rightarrow h_{opt} < h_{min}$$

Отже, матеріал використовується нерационально. Товщину стінки приймемо 9 мм.

Оптимальна висота:

$$h_{opt} = 1.15 \cdot \sqrt{\frac{11027,2}{0.9}} = 127,3 \text{ см}$$

Приймаємо поверхове спряження балок, висота балки $h=130 \text{ см}$.

3.3. Підбір і перевірка січення головної балки

Мінімальну товщину стінки з умови її роботи на зріз при обліку розвитку пластичних деформацій визначимо за формулою Журавського для балки оптимального перетину з площею поясів, рівної площі стінки:

$$t_{w,min} \approx k \cdot \frac{1.2 \cdot Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = 1 \cdot \frac{1.2 \cdot 1051,26}{130 \cdot 15,1 \cdot 1} = 0,64 \text{ см, де}$$

$k=1$ – коефіцієнт при роботі на зріз стінки з урахуванням розвитку пластичних деформацій.

Мінімальну товщину стінки, необхідну для забезпечення її місцевої стійкості без постановки поздовжнього ребра жорсткості в балках висотою до 2 м, визначають за формулою :

$$t_{w,min} = \frac{h_w}{5.5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{5.5} \cdot \sqrt{\frac{26}{2.06 \cdot 10^4}} = 0.81 \text{ см}$$

Збільшимо товщину стінки $t_w = 9 \text{ мм}$, тоді оптимальна висота балки буде:

$$h_{opt} = 1.15 \cdot \sqrt{\frac{11027,2}{0.9}} = 127,3 \text{ см}$$

Приймемо остаточно висоту балки $h=130 \text{ см}$.

Мінімальна товщина стінки з умови її роботи на зріз при урахуванні розвитку пластичних деформацій:

$$t_{w,\min} = k \cdot \frac{1.2 \cdot Q_{\max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma} = 1 \cdot \frac{1.2 \cdot 1051,26}{130 \cdot 15,1 \cdot 1} = 0,64 \text{ см},$$

Мінімальна товщина стінки із умови забезпечення її місцевої стійкості:

$$t_{w,\min} = \frac{h_w}{5.5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{5.5} \cdot \sqrt{\frac{26}{2.06 \cdot 10^4}} = 0,81 \text{ см}$$

Прийнята товщина стінки перевищує мінімальні значення, а співвідношення $\frac{h_w}{t_w} = \frac{125}{0,81} = 154,3$ є оптимальним по таблиці VII.2[5].

Розміри горизонтальних поясних листів знаходимо виходячи з необхідної несучої здатності балки. Необхідний момент інерції перерізу

$$I_{\text{необ.}} = W_{\text{необ.}} \cdot \frac{h}{2} = 11027,2 \cdot \frac{130}{2} = 716768 \text{ см}^4$$

$$I_{\text{необ.}} = I_w + I_f$$

Момент інерції стінки балки при висоті стінки на 4-6см менше висоти балки:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{0,9 \cdot 125^3}{12} = 146484,4 \text{ см}^4$$

Тоді момент інерції поясних листів буде:

$$I_f = I_{\text{необ.}} - I_w = 716768 - 146484 = 570284 \text{ см}^4$$

Момент інерції полиць відносно нейтральної осі балки:

$$I_f \approx 2A_f \cdot \left(\frac{h_n}{2}\right)^2, \text{ де}$$

$h_n=127\text{см}$ – відстань між полицями, прийнята на 2-3 см менше висоти балки. Моментом інерції відносно власної осі знехтуємо зважаючи на його відносну малість.

Тоді необхідна площа полиць буде:

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_n^2} = \frac{2 \cdot 570284}{127^2} = 70,7 \text{ см}^2$$

Ширина поясів повинна бути в межах:

$$\frac{1}{5} \cdot h \leq b_f \leq \frac{1}{3} \cdot h, \text{ см}$$

$$26 \text{ см} \leq b_f \leq 43,3 \text{ см}$$

Але не менш 180 мм.

Товщина поясу повинна бути в межах $t_w \leq t_f \leq 3t_w$ але не більше 4 см, тобто $0.9\text{см} \leq t_f \leq 2.7\text{см}$.

Прийmemo поясні смуги з широкосмугової універсальної сталі 300×25мм по ДСТУ 8539:2015, а стінку з універсальної сталі 1250×9мм по ДСТУ 8540:2015. Площа перерізу $A_f=30 \cdot 2.5=75\text{см}^2$.

Виходячи з вимог місцевої стійкості, відношення необробленого зв'язу поясу $b_{ef}=0.5(b_f - t_w)=0.5 \cdot (30-0.9)=14.55\text{см}$ до його товщини t_f обмежується при роботі балки під час розвитку пластичних деформацій умовою: $\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.11 \cdot \frac{h_{ef}}{t_w}$

$$\frac{14.55}{2.5} \leq 0.11 \cdot \frac{125}{0.9}$$

$$5.82 \leq 15.3$$

Але не більше

$$0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0.5 \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{26}} = 14.07$$

Місцева стійкість поясу забезпечена.

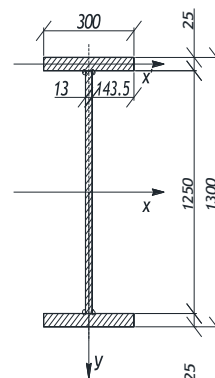


Рис.4. Січення головної балки

Визначимо геометричні характеристики перерізу:

$$\begin{aligned}
 I_x &= \frac{t_w \cdot h^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + A_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \\
 &= \frac{0.9 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2.5^3}{12} + 75 \cdot \left(\frac{130 - 2.5}{2} \right)^2 \right) = \\
 &= 756474,8 \text{ см}^4 \\
 W_x &= \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 756474,8}{130} = 11638,07 \text{ см}^3 \\
 \frac{A_f}{A_w} &= \frac{30 \cdot 2.5}{125 \cdot 0.9} = 0.67
 \end{aligned}$$

Вага головної балки на 1 погонний метр буде:

$$P = (2 \cdot 0.3 \cdot 0.025 + 1.25 \cdot 0.009) \cdot 1 \cdot 7850 \cdot 9.81 = 2021.5 \text{ Н/м} = 2.02 \text{ кН/м}$$

Вага головної балки на 1 м² буде:

$$G_H = 2.02/6 = 0.34 \text{ кН/м}^2$$

Перевірка підбраного перерізу на міцність:

$$\sigma = \frac{M}{c_1 \cdot W_x} = \frac{315378}{1.1 \cdot 11638,07} = 24,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 26 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$c_1=1.1$ - коефіцієнт для розрахунку на міцність елементів сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій при $\frac{A_f}{A_w} = 0.67$

по таблиці 66 Додатка 5 [2] або за формулою:

$$c_1 = \frac{A_f/A_w + 1/4}{A_f/A_w + 1/6} = \frac{0.67 + 1/4}{0.67 + 1/6} = 1.1$$

Підібраний переріз балки задовольняє перевірці міцності, перевірку прогину балки робити не потрібно, так як прийнята висота перерізу балки більше мінімальної $h_{\min} = 127.3 \text{ см}$ і регламентований прогин буде забезпечений.

3.4. Зміна перерізу головної балки та перевірка міцності в зміненому перерізі

Місце зміни перерізу приймаємо на відстані $1/6$ прольоту від опори $x = 12 / 6 = 2\text{ м}$. Січення змінюємо зменшенням ширини поясів. З'єднання листів поясів здійснюємо зварним швом встик без застосування фізичних методів контролю якості зварного шва, тому розрахунок проводимо виходячи з умови міцності стикового шва на розтяг $R_{wy} = 0.85 \cdot R_y = 0.85 \cdot 26 = 22.1 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Визначимо момент і поперечну силу в розрахунковому перерізі графічно:

$$M_1 = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2} = \frac{175.26 \cdot 2 \cdot (12 - 2)}{2} =$$

$$= 1752.6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 175260 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

$$Q_1 = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x \right) = 175.26 \cdot \left(\frac{12}{2} - 2 \right) = 701 \text{ кН}$$

Визначимо необхідні момент опору і площу поясу:

$$W_{1\text{необ.}} = \frac{M_1}{c_1 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{175260}{1.1 \cdot 22.1 \cdot 1}$$

$$= 7209.4 \text{ см}^3$$

$$W_{1\text{необ.}} = \frac{2 \cdot I_1}{h}$$

Звідси необхідний момент інерції перерізу:

$$I_1 = \frac{h \cdot W_1}{2} = \frac{130 \cdot 7209.4}{2} = 468611 \text{ см}^4$$

$$I_1 = I_w + I_{f1}$$

Момент інерції стінки балки:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{0.9 \cdot 125^3}{12} = 146484.4 \text{ см}^4$$

Тоді момент інерції поясних листів буде:

$$I_{f1} = I_1 - I_w = 468611 - 146484.4 = 322126.6 \text{ см}^4$$

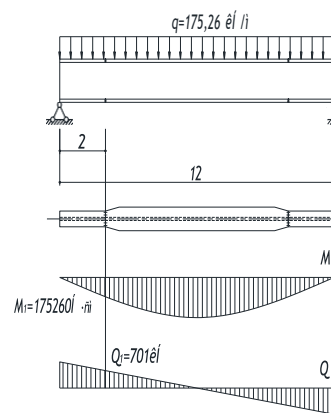


Рис. 5. Розрахункова схема головної балки

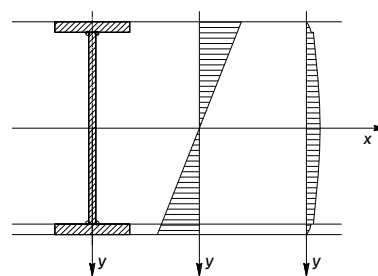


Рис. 6. Епюра нормальних і дотичних напружень

Тоді необхідна площа полиць буде:

$$A_{f1} = \frac{2 \cdot 322126.6}{125^2} = 41.23 \text{ см}^2$$

Визначимо ширину поясу:

$$b_{f1} = \frac{A_{f1}}{t_f} = \frac{41.23}{2.5} = 16.5 \text{ см}$$

Прийmemo поясні смуги з широкополосної універсальної сталі 250×25мм

по ДСТУ 8539:2015.

$$\frac{1}{10} \cdot h \leq b_{f1} \quad 12.5 \text{ см} \leq 16.5 \text{ см}$$

$$\frac{1}{2} \cdot b_f \leq b_{f1} \quad 12.5 \text{ см} \leq 16.5 \text{ см}$$

Визначимо геометричні характеристики перерізу:

$$I_{x1} = \frac{0.9 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{25 \cdot 2.5^3}{12} + 25 \cdot 2.5 \cdot 63.75^2 \right) = 146484,4 + 2 \cdot (32.55 + 254003.9) \\ = 654557,2 \text{ см}^4$$

$$W_{x1} = \frac{2 \cdot 654557,2}{130} = 10070,1 \text{ см}^3$$

Статичний момент поясу відносно нейтральної осі:

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right) = 25 \cdot 2.5 \cdot 63.75 = 3984,4 \text{ см}^3$$

Перевірка підбраного перерізу на міцність в місті зміни перерізу в рівні поясних швів по приведеному напруженню при відсутності місцевого навантаження ($\sigma_{loc} = 0$):

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1.15 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{M_1}{I_{x1}} \cdot y = \frac{175260}{654557,2} \cdot 65 = 17,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_f}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{701 \cdot 3984,4}{654557,2 \cdot 0,9} = 4,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\sqrt{17,4^2 + 4,7^2} = 18,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 1.15 \cdot 22,1 \cdot 1 = 25,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Підібраний переріз балки задовольняє перевірку міцності, перевірку прогину балки робити не потрібно, так як прийнята висота перерізу балки більше мінімальної $h_{\min} = 127,3 \text{ см}$ і регламентований прогин буде забезпечений.

3.5. Перевірка забезпеченості загальної стійкості головної балки.

За пп.5.16 [2] стійкість балок не потрібно перевіряти при відносно розрахункової довжини балки до ширини стиснутого поясу, що не перевищує значень, що визначаються за формулами Таблиці 8 для балок симетричного двотавра перетину і з більш розвиненим стиснутим поясом, для якого ширина розтягнутого поясу становить не менше 0.75 ширини стиснутого поясу.

а) в середині прольоту балки

$$h/b_f = 130/30 = 4.3, 1 < 4.3 \leq 6$$

$$b_f/t_f = 30/2.5 = 12, 15 < 12 < 35$$

$l_{ef} = 1054.9\text{мм}$ - розрахункова довжина балки - відстань між точками закріплень стиснутого поясу від поперечних зсувів (точками кріплення жорсткого настилу) - крок балок настилу.

$$\frac{l_{ef}}{b_f} = \frac{105.49}{30} = 3.52$$

Найбільше значення $\frac{l_{ef}}{b_f}$, при яких не потрібно розрахунок на стійкість зварних балок при розрахунку ділянки балки між зв'язками:

$$\begin{aligned} & \left[0.41 + 0.0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0.73 - 0.016 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ & = \left[0.41 + 0.0032 \cdot \frac{30}{2.5} + \left(0.73 - 0.016 \cdot \frac{30}{2.5} \right) \cdot \frac{30}{130} \right] \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{26}} = 16,1 \end{aligned}$$

$$3.52 < 16,1$$

б) в місці зменшеного перерізу балки

$$h/b_f = 130/25 = 5.2, 1 < 5.2 \leq 6$$

$$b/t = 25/2.5 = 10, 5 < 10 < 25$$

$$\frac{l_{ef}}{b_f} = \frac{105.49}{25} = 4,22$$

$$\left[0.41 + 0.0032 \cdot 10 + \left(0.73 - 0.016 \cdot 10 \right) \cdot \frac{25}{130} \right] \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{26}} = 15,51 \quad 4,22 < 15,51$$

Отже, загальна стійкість головної балки забезпечена

3.6. Перевірка забезпеченості місцевої стійкості стиснутого поясу

За пп.7.24 [2] в згинальних елементах відношення ширини звісу стиснутого поясу b_{ef} до товщини t слід приймати не більше значень, що визначаються за табл. 30. Для згинальних елементів з урахуванням розвитку пластичних деформацій неокаймленого звісу:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{125}{0.9} = 138,9$$

$$2.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2.7 \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{26}} = 76$$

138,9 > 76, тоді найбільше відношення $\frac{b_{ef}}{t_f}$ буде

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0.11 \cdot \frac{h_{ef}}{t_w} = 0.11 \cdot 138,9 = 15,28$$

Але не більше

$$0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0.5 \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{26}} = 14,07$$

Перевірка:

а) в середині прольоту балки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{14,55}{2.5} = 5,82$$

$$5,82 < 14,07$$

б) в місці зменшеного перерізу балки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,05}{2.5} = 4,82$$

$$4,82 < 14,07$$

Отже, місцева стійкість стиснутого поясу забезпечена.

3.7. Перевірка і забезпечення місцевої стійкості стінки балки. Розрахунок ребер жорсткості.

За пп. 7.3 [2] стійкість стінок балок не потрібно перевіряти, якщо умовна гнучкість стінки $\bar{\lambda}_w$ за відсутності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами не перевищує 3.5. При цьому слід

встановлювати поперечні основні ребра жорсткості згідно з вимогами пп. 7.10, 7.12 і 7.13 [2].

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{0.9} \cdot \sqrt{\frac{26}{2.06 \cdot 10^4}} = 4,93$$

4,93 > 3.5, отже, необхідно перевірити стійкість стінок балок.

За пп. 7.10 [2] стінки балок слід зміцнювати поперечними ребрами жорсткості, якщо значення умовної гнучкості стінки балки $\bar{\lambda}_w$ перевищують 3.2 при відсутності рухомого навантаження.

Відстань між основними поперечними ребрами не повинно перевищувати $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3.2$. Допускається перевищувати зазначені вище відстані між ребрами до значення $3h_{ef}$ за умови, що стінка балки задовольняє перевіркам.

$$a_{\max} = 2 \cdot h_{ef} = 2 \cdot 125 = 250 \text{ см}$$

$$\bar{n} = \frac{a_{\max}}{a} = \frac{250}{105,49} = 2,37$$

У місцях докладання великих нерухомих зосереджених вантажів і на опорах слід встановлювати поперечні ребра. У зоні розвитку пластичних деформацій поперечне ребро ставимо під кожною балкою настилу.

Визначаємо ширину зони пластичних деформацій:

$$l_{nl} = L \cdot \sqrt{1 - \frac{h}{c \cdot h_w}} = 12000 \cdot \sqrt{1 - \frac{130}{1.12 \cdot 125}} = 3207,1 \text{ мм}$$

$$n_1 = \frac{1603,1}{1054,9} = 1.52$$

Перевіримо стійкість відсіків:

Для 1-го відсіку згідно з пп. 7.5. [2] розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу з урахуванням розвитку пластичних деформацій при відсутності місцевого напруження ($\sigma_{loc} = 0$) та при $\tau \leq 0.9R_s$, $A_f/A_w \geq 0.25$, $2.2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$ слід виконувати за формулою $M \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot h_{ef}^2 \cdot t \cdot (A_f/A_w + \alpha)$.

$$Q_p = 0, \tau = \frac{Q_p}{h_w t_w} = 0$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 2.5}{130 \cdot 0.9} = 0.64$$

$$2.2 < \bar{\lambda}_w = 4.93 \leq 6$$

$$M = 315378 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$\alpha = 0.24 - 0.15 \cdot (\tau/R_s)^2 - 8.5 \cdot 10^{-3} \cdot (\bar{\lambda}_w - 2.2)^2 = 0.24 - 8.5 \cdot 10^{-3} \cdot (4.93 - 2.2)^2 = 0.18$$

$$R_y \cdot \gamma_c \cdot h^2_{ef} \cdot t \cdot (A_f/A_w + \alpha) = 26 \cdot 1 \cdot 125^2 \cdot 0.9 \cdot (0.49 + 0.18) = 244968,7 \text{ Н} \cdot \text{см} < 315378 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Умова стійкості не виконано. Збільшимо товщину стінки $t_w = 1.3 \text{ мм}$

Тоді:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{125}{1.3} \cdot \sqrt{\frac{26}{2.06 \cdot 10^4}} = 3,42$$

$$A_f/A_w = 30 \cdot 2.5 / (125 \cdot 1.3) = 0.46 > 0.25$$

$$\alpha = 0.24 - 8.5 \cdot 10^{-3} \cdot (3,42 - 2.2)^2 = 0.22$$

$$R_y \cdot \gamma_c \cdot h^2_{ef} \cdot t \cdot (A_f/A_w + \alpha) = 26 \cdot 1 \cdot 125^2 \cdot 1.3 \cdot (0.46 + 0.22) = 359125 \text{ кН} \cdot \text{см} > 315378 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Отже, стійкість 1-го відсіку забезпечена.

Остаточно приймаємо поясні смуги з широкополосної універсальної сталі $300 \times 25 \text{ мм}$ по ДСТУ 8539:2015, а стінку з універсальної сталі $1250 \times 13 \text{ мм}$ по ДСТУ 8540:2015.

Визначимо геометричні характеристики перерізу:

а) в середині прольоту балки

$$A = 30 \cdot 2.5 + 1.3 \cdot 125 = 237,5 \text{ см}^2$$

$$I_x = \frac{1.3 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2.5^3}{12} + 30 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{130 - 2.5}{2} \right)^2 \right) = 821275 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 821275}{130} = 12635 \text{ см}^3$$

б) в місці зменшеного перерізу балки

$$A = 25 \cdot 2.5 + 1.3 \cdot 125 = 225 \text{ см}^2$$

$$I_{x1} = \frac{1.3 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{25 \cdot 2.5^3}{12} + 25 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{130 - 2.5}{2} \right)^2 \right) = 719660 \text{ см}^4$$

$$W_{x1} = \frac{2 \cdot 719660}{130} = 11071,7 \text{ см}^3$$

Для відсіків 2,3,4 згідно з пп. 7.6. розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, укріплених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при наявності місцевого напруження ($\sigma_{loc} \neq 0$) слід виконувати за формулою

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

Для 2 відсіку:

$$M_2 = \frac{q \cdot x \cdot (l-x)}{2} = \frac{175,26 \cdot 3 \cdot (12-3)}{2} = 2366 \text{кН} \cdot \text{м} = 23660 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$\sigma_2 = \frac{M \cdot h_w}{2I_x} = \frac{2366 \cdot 125 \cdot 10^2}{2 \cdot 821275} = 18,0 \text{кН/см}^2$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t \cdot l_{ef}} = \frac{525,8}{1,3 \cdot 32,6} = 12,4 \text{кН/см}^2$$

$$Q_2 = F = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) = 175,26 \cdot (6 - 3) = 525,8 \text{кН}$$

$$\tau = \frac{Q_2}{h_w t_w} = \frac{525,8}{125 \cdot 1,3} = 3,2 \text{кН/см}^2$$

При $a/h_{ef} = 3000/1250 = 2,4 > 0,8$ і відношенні $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{12,4}{18} = 0,69$ не більше

значень, вказаних в Табл. 24 [2] нормальні критичні напруження будуть:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{84,7 \cdot 26}{3,42^2} = 188,3 \text{кН/см}^2, \text{ де}$$

$c_{cr} = 84,7$ приймаємо для зварних балок по табл. 21 [2] в залежності від

значення коефіцієнта $\delta = 1,36$:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h} \cdot \frac{t_f}{t} \cdot \left(\frac{w}{w}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{30}{125} \cdot \frac{2,5}{1,3} = 1,36$$

А місцеві критичні напруження будуть:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2} = \frac{45,6 \cdot 26}{8,2^2} = 17,6 \text{кН/см}^2, \text{ де}$$

$c_1 = 45,6$ приймається за Табл. 23 [2] при $\delta = 1,36$ і $\frac{0,5 \cdot a}{h_{ef}} = \frac{0,5 \cdot 3000}{1250} = 1,2$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{1,3} \cdot \sqrt{\frac{26}{2,06 \cdot 10^4}} = 8,2$$

Дотичні напруження обчислимо за формулою:

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{2,4^2}\right) \cdot \frac{15,1}{3,42^2} = 15,05 \text{кН/см}^2, \text{ де}$$

$$\mu = \frac{a}{h_w} \approx \frac{3000}{1250} = 2,4$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{1,3} \cdot \sqrt{\frac{26}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,42$$

Перевірка стійкості

$$\sqrt{\left(\frac{18,0}{188,5} + \frac{12,4^2}{17,6}\right) + \left(\frac{3,2}{15,05}\right)^2} = 0,83 > 1$$

Отже, стійкість 2-го відсіку забезпечена.

Для зміцнення стінки застосовуємо парні поперечні ребра жорсткості, симетричні відносно стінки зі скосами для пропуску поясних швів.

Згідно з пп. 7.10 [2] в стінці, укріпленої тільки поперечними ребрами, ширина їх виступаючої частини b_h повинна бути для парного симетричного ребра не менше $h_{ef}/30 + 40$ мм, товщина ребра t_s повинна бути не менше $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

$$\frac{h_{ef}}{30} + 40 = \frac{1250}{30+40=81,7\text{мм}}$$

Приймаємо ширину ребра $b_h = 80\text{мм}$.

$$2b_h\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 80 \cdot \sqrt{\frac{26}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,7\text{мм}$$

Приймаємо товщину ребра $t_s = 6\text{мм}$.

Остаточно приймаємо ребро із смуги 6×80мм по ДСТУ 4747:2007.

3.8. Перевірка міцності поясних швів.

Так як підбір перерізу балки виконаний з урахуванням розвитку пластичних деформацій, поясні шви виконуємо двосторонніми.

Згідно з пп. 11.16. [2] зварні шви і з'єднують стінки і пояси складених двотаврових балок, слід розраховувати згідно табл. 37.

При нерухомому навантаженні для двосторонніх кутових швів розрахунок поясних швів виконуємо за формулами:

$$T/(2\beta_f k_f) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$T/(2\beta_z k_f) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \text{ де}$$

$T = \frac{Q \cdot S}{J}$ – зсувне зусилля поясу на одиницю довжини, яке викликається поперечною силою Q , де S – статичний момент бруто поясу балки відносно нейтральної осі;

$$T = \frac{Q \cdot S_f}{I_x} = \frac{1051,26 \cdot 3946,9}{719660} = 5,77 \text{кН/см}$$

По Таблиці 55 [2] вибираємо для 2, 3 та 4 груп конструкцій у всіх кліматичних районах, крім I_1 , I_2 , II_2 і III_3 , для з'єднання сталевих конструкцій марки сталі С235 при зварюванні під флюсом АН-60 марку зварювального дроту Св-08ГА і тип електрода Е46 (по ДСТУ EN ISO 544:2019).

Розрахунковий опір металу шва зварних з'єднань з кутовими швами при типах електродів Е46, марці дроту Св-08ГА відповідні стали зварюваних деталей по таблиці 3 і таблиці 56 додатка 2 [2] буде $R_{wf} = 20,5 \text{кН/см}^2$.

Розрахунковий опір металу по межі сплавлення зварних з'єднань з кутовими швами для елементів головної балки зі сталі С275 буде згідно таблиці 3 [2]:

$$R_{wz} = 19,8 \text{кН/см}^2$$

$k_f = 6 \text{мм} = 0,6 \text{см}$. – мінімальний катет шва кутового з'єднання при автоматичному зварюванні деталей конструкцій із сталі до 430 МПа при товщині більш товстого із зварюваних елементів $23 < t_f = 25 < 32 \text{мм}$ згідно п. 12.8 б [2].

Катети кутових швів при найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_n = 13 \text{мм}$ не повинні бути більш $1,2 \cdot t_n = 1,2 \cdot 13 = 15,6 \text{мм}$ (п. 12.8 а [2]).

$\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею плинності до 500 МПа (5000 кгс/см²) при автоматичному і напівавтоматичному зварюванні $d = 1,4 - 2 \text{мм}$, при положенні шва у човник і катетах шва в межах 3-8 мм по таблиці 34 [2].

$\gamma_{wf} = 1$ і $\gamma_{wz} = 1$ коефіцієнти умов роботи шва у всіх випадках, крім конструкцій, що зводяться в кліматичних районах I_1 , I_2 , II_2 і III_3 .

Перевірка параметрів швів:

по металу шва

$$\frac{T}{2 \cdot \beta_f k_f} = \frac{5,77}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,6} \leq 20,5 \cdot 1 \cdot 1;$$

$$6,01 \leq 19,8 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

по металу кордону сплаву

$$\frac{T}{2 \cdot \beta_z k_f} = \frac{5,77}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,6} \leq 19,8 \cdot 1 \cdot 1;$$

$$4,81 \leq 19,8 \Rightarrow \text{умова виконується}$$

Приймаємо $k_f = 6\text{мм}$.

3.9. Розрахунок опорного ребра головної балки.

Балку в місці передачі опорної реакції зміцнюємо опорним ребром, яке винесено на торець.

Опорні ребра разом з пов'язаними ділянками стінки розраховуємо як центрально-стиснуті стійки з шарнірними кінцями, завантажені опорними реакціями.

Опорна реакція головної балки $Q = 1051,26\text{кН}$.

Прийmemo $a = 20\text{мм}$, ($a < 1,5 \cdot t_h$).

Необхідну площу опорного ребра визначаємо з розрахунку на зминання торця ребра:

$$\frac{F}{A_h} \leq R_p \cdot \gamma_c$$

$$A_{req} = \frac{Q}{R_p \gamma_c} = \frac{1051,26}{36 \cdot 1} = 26,2\text{см}^2, \text{ де}$$

$$R = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = R_u = 36\text{кН/см}^2 - \text{розрахунковий опір сталі зминанню для С275 по}$$

таблиці 51 додатки 1 [2] і таблиці 1 [2].

Приймаємо ребро з широкосмугового універсального прокату 250x16мм по ДСТУ 8817:2018.

$$b_h = 300\text{мм}$$

$$t_h = 16\text{мм}$$

$$A_h = 1,6 \cdot 30 = 48\text{см}^2 > A_{req} = 26,2\text{см}^2$$

Ширина виступаючої частини ребра з умов місцевої стійкості не повинна перевищувати:

$$b_{eh}/t_h < 0.5\sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$b_{eh} = \frac{b_h - t_w}{2} = \frac{300 - 13}{2} = 143,5\text{мм}$$

$$b_{eh}/t_h = 143,5/16 = 8,97 < 0.5\sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{26}} = 14,07$$

Перевіримо опорну частину балки як умовну центрально-стиснуту стійку на стійкість:

$$\frac{F}{\phi \cdot A_{st} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \text{ де}$$

$$A_{st} = A_h + t_w c = 48 + 1,3 \cdot 23,78 = 79\text{см}^2, \text{ де}$$

$$c = 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0.65 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{2.06 \cdot 10^4 / 26} = 23,78\text{см} - \text{частина стінки, що}$$

включається в розрахунковий переріз стійки.

$\phi = 0.964$ - коефіцієнт поздовжнього вигину для $\lambda = 18.5$ для елементів із сталі з розрахунковим опором $R_y = 260\text{МПа}$ по таблиці 72 додатку 6 [2]

$$I_z = \frac{1.6 \cdot 30^3}{12} = 3600\text{см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{3600}{79}} = 6,75\text{см};$$

$$\lambda = \frac{h + a}{i_z} = \frac{125}{6,75} = 18.5$$

Тоді умова забезпечення стійкості ребра:

$$\frac{Q}{\phi \cdot A_{st} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1051,26}{0.964 \cdot 79 \cdot 26} = 0.53 \leq 1 \Rightarrow \text{виконується}$$

Торцеве ребро приварюємо суцільними швами до стінки ручним зварюванням електродами Е42 (по ДСТУ EN ISO 544:2019), нормативний опір металу шва по таблиці 4[2] $R_{wun} = 410\text{МПа}$.

Попередньо визначимо перетин, по якому необхідно розрахувати кутовий шов на зріз. Розрахункові опори зварного шва по металу шва і по металу кордону сплаву відповідно будуть рівні:

$$R_{wf} = 0.55 \cdot \frac{R_{wuz}}{\gamma_{wm}} = 0.55 \cdot \frac{410}{1.25} = 180.4 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$$

$$R_{wz} = 18.9 \text{ кН/см}^2.$$

$\beta_f=0.8$ и $\beta_z=1.0$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею плинності до 500 МПа (5000 кгс/см²) при ручному зварюванні по таблиці 34 [2].

$$\gamma_{wf}=1 \text{ и } \gamma_{wz}=1$$

$$\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} = 0.8 \cdot 18 \cdot 1 = 14,4 \text{ кН/см}^2,$$

$\beta_z R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1.0 \cdot 18.9 \cdot 1 = 18.9 \text{ кН/см}^2$, отже, необхідно розрахувати зварний шов на умовний зріз по металу шва.

Визначаємо катети звареного шва, виходячи з його міцності:

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{Q}{2 \cdot 85 \cdot R_{wf}}} = \frac{1}{0.8} \cdot \sqrt{\frac{1051,26}{2 \cdot 85 \cdot 18}} = 0.73 \text{ см}$$

Приймаємо шов $k_f = 8 \text{ мм}$, що більше $k_{f,min}$ і менше

$$k_{f,max} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 13 = 15,6 \text{ мм згідно пп. 12.8. [2].}$$

Перевіряємо довжину робочої частини зварного шва :

$$l_w = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0.8 \cdot 0.8 = 54,4 \text{ см} < h_w = 125 \text{ см}.$$

Міцність зварного шва забезпечена.

Ребро приварюємо по всій висоті суцільними швами.

3.10. Проектування монтажного стику зварної балки

Головну балку проектуємо з двох відправних елементів довжиною 6м. Стик виконуємо в середині балки високоміцними болтами $d = 24 \text{ мм}$ з сталі 40Х «Селект», мають найменший тимчасовий опір $R_{bun} = 1100 \text{ МПа} = 110 \text{ кН/см}^2$ по табл. 61[2]

Згинальний момент і поперечна сила в місці стику в центрі балки:

$$M = 3153,78 \text{ кН} \cdot \text{см} = 315378 \text{ Н} \cdot \text{см} \text{ и } Q = 0,$$

Обробка поверхні газополум'яна.

Спосіб регулювання натягу болтів - по куту повороту гайки

Згідно пп.11.13. [2] розрахункове зусилля, яке може бути сприйнято кожною поверхнею тертя з'єднаних елементів, стягнутих одним високоміцним болтом, визначимо за формулою:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{77 \cdot 1 \cdot 3.52 \cdot 0.35}{1.06} = 89,494 \text{ кН де,}$$

$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun} = 0.7 \cdot 110 = 77 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір розтягуванню високоміцного болта.

$\mu = 0.35$ - коефіцієнт тертя для газополум'яного способу обробки двох поверхонь без консервації при регулюванні натягнення болтів по куту повороту по таблиці 36 [2].

$\gamma_h = 1.06$ - коефіцієнт надійності при тих же параметрах при статичному навантаженні і різниці номінальних діаметрів отворів і болтів $\delta=1-4 \text{ мм}$ по таблиці 36[2].

$A_{bn} = 3.52 \text{ см}^2$ - площа перерізу болта нетто при $d = 24 \text{ мм}$, таб. 62[2].

$\gamma_b = 1.0$ - коефіцієнт умов роботи з'єднання при $n > 10$

Монтажний стик поясів.

Розміри накладок поясів призначаємо за принципом рівномірності.

Кожен пояс балки перекриваємо трьома накладками перерізами $1 \times 300 \times 14$ і $2 \times 120 \times 14$ із загальною площею накладок:

$$A_i = 1.4 \cdot (30 + 2 \cdot 12) = 75,6 \text{ см}^2 > A_f = 30 \cdot 2.5 = 75 \text{ см}^2$$

Визначаємо найбільше поздовжнє зусилля, яке може бути сприйнято поясом:

$$M_f = \frac{M \cdot I_f}{I} = \frac{3153,78 \cdot 609687,5}{821275} = 2341,3 \text{ кН, де}$$

$$I_f = 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2.5^3}{12} + 30 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{130 - 2.5}{2} \right)^2 \right) = 609687,5 \text{ см}^4 - \text{момент інерції поясів.}$$

$$N_f = \frac{M_f}{h_0} = \frac{2341,3}{1.25 + 0.025} = 1836,3 \text{ кН}$$

Необхідна кількість високоміцних болтів у з'єднанні при дії поздовжньої сили визначимо за формулою (132)[2]:

$$n > \frac{N_f}{Q_{bh} \cdot \gamma_c \cdot k} = \frac{1836,3}{89,494 \cdot 1 \cdot 2} = 10,25, \text{ де}$$

$k=2$ – кількість поверхонь тертя з'єднаних елементів

Приймаємо 12 болтів.

1. Відстані між центрами болтів в будь-якому напрямку:

а) мінімальна $2.5 \cdot d = 2.5 \cdot 26 = 65 \text{ мм}$

б) максимальна в крайніх рядах за відсутності оброблюваних кутків при розтягу і стиску $8 \cdot d = 8 \cdot 26 = 208 \text{ мм}$ або $12 \cdot t = 12 \cdot 14 = 168 \text{ мм}$

2. Відстані від центру болта до краю елемента:

а) мінімальна уздовж зусилля $2 \cdot d = 2 \cdot 26 = 52 \text{ мм}$

б) то ж, поперек зусилля при обрізних кромках $1.5 \cdot d = 1.5 \cdot 26 = 39 \text{ мм}$

в) максимальна $4 \cdot d = 4 \cdot 26 = 104 \text{ мм}$ чи $8 \cdot t = 8 \cdot 14 = 112 \text{ мм}$

г) мінімальні f для високоміцних болтів при будь кромці і будь-якому напрямку зусилля $1.3 \cdot d = 1.3 \cdot 26 = 33.8 \text{ мм}$

Перевірку ослаблення нижнього розтягнутого поясу по крайньому ряду болтів зробимо виходячи з виконання наступної умови:

$$\frac{N_f}{A_{ef}} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{n_i}{n}\right) \leq R_y \cdot \gamma_c$$

Пояс ослаблений трьома отворами діаметром $d_{отв} = 26 \text{ мм}$ (на 2 мм більше діаметру болта) по краю стику.

Площа поясу нетто буде:

$$A_n = 2.5 \cdot (30 - 2.6 \cdot 4) = 49 \text{ см}^2 < 0.85 \cdot A_f = 0.85 \cdot 75 = 63.75 \text{ см}^2$$

Отже, за розрахункову площу перерізу поясу приймаємо:

$$A_{ef} = 1.18 \cdot A_n = 1.18 \cdot 49 = 57.82 \text{ см}^2$$

$$\frac{N_f}{A_{ef}} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{n_i}{n}\right) = \frac{1836.3}{57.82} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{4}{12}\right) = 26.4 \text{ кН/см}^2 < 26 \cdot 1.1 = 28.6 \text{ кН/см}^2$$

Отже, ослаблення полицки можна не враховувати.

Монтажний стик стінки.

Стик стінки розраховуємо на дію згинального моменту:

Визначимо момент, діючий на стінку

$$M_w = M - M_f = 3153.78 - 2341.3 = 811.7 \text{ кН} \cdot \text{м} = 81170 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Визначимо товщину накладки:

$$t_i > \frac{3 \cdot M_w}{R_y \cdot h_w} = \frac{3 \cdot 81170}{26 \cdot 125^2} = 0.6 \text{ см}$$

Приймаємо $t_i = 6\text{мм}$.

Приймаємо відстань між крайніми по висоті рядами болтів:

$$h_{\max} = 1250 - 2 \cdot 65 = 1120 \text{ мм}$$

Знайдемо коефіцієнт стику α

$$\alpha = \frac{m \cdot h_{\max} \cdot Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c}{M_w} = \frac{2 \cdot 1120 \cdot 89,494 \cdot 2 \cdot 1}{81170} = 0,27, \text{ де}$$

$m=2$ – число вертикальних рядів на половині накладки.

Приймаємо 20 болтів у вертикальному ряду стику $\alpha = 1.4$ по таблиці 11 [4] з кроком 65мм,

Перевірка міцності стінки стику на дію максимального горизонтального

$$\text{зусилля: } N_{\max} = \frac{M_w \cdot h_{\max}}{m \cdot \sum h_i^2} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c$$

$$N_{\max} = \frac{811,7 \cdot 0,97}{2 \cdot 5,62} = 70,05 \text{ кН} \leq 89,494 \cdot 2 \cdot 1 = 179 \text{ кН}$$

$$\sum h_i^2 = 6,5^2 + (3 \cdot 6,5)^2 + (5 \cdot 6,5)^2 + (7 \cdot 6,5)^2 + (9 \cdot 6,5)^2 + (11 \cdot 6,5)^2 + (13 \cdot 6,5)^2 + (15 \cdot 6,5)^2 + (17 \cdot 6,5)^2 + (19 \cdot 6,5)^2 = 56192,5 \text{ см}^2 = 6,26 \text{ м}^2$$

Приймаємо: стінка перекривається двома вертикальними накладками перетином $340 \times 1200 \times 6$, кожен пояс балки - трьома накладками перерізами $500 \times 300 \times 1$ і $500 \times 120 \times 18$.

4. Розрахунок і конструювання колони

4.1. Установка розрахункової схеми і розрахункової довжини колони.

Визначимо висоту колони

$$\begin{aligned} l_r &= H_B - t_H - h_{б.н.} - h_{з.б.} - h_{д.б.} + H_\Phi = \\ &= 6,6 - 0,011 - 0,18 - 1,3 - 0,5 + 0,6 = 5,21\text{м} \end{aligned}$$

Приймаємо розрахункову схему колони як центрально-стиснутий стрижень шарнірно закріплений з двох кінців у двох головних площинах (див. Рис. 14)

Поздовжня стискаюча сила:

$$N = 2 \cdot Q_{\max} = 2 \cdot 1051,26 = 2102,52\text{кН}$$

Колону приймаємо суцільною двотаврового перетину.

4.2. Підбір січення колони

Підбір перерізу колони виконуємо з умови забезпеченості стійкості, тому що для даної розрахункової схеми спочатку відбувається втрата стійкості, потім міцності.

Згідно з пп. 5.3. [2] розрахунок на стійкість суцільноостінчатих елементів, підданих центральному стиску силою N , слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \text{ де}$$

$0 < \varphi < 1$ - коефіцієнт поздовжнього вигину для елементів із сталі в залежності від розрахункового опору і від гнучкості λ .

Розрахункову довжину колони по п. 6.8. визначимо по формулі:

$l_{ef} = \mu \cdot l = 1 \cdot 521 = 521\text{см}$, де $\mu = 1$ для заданої схеми закріплення і виду навантаження по таблиці 71, а Додатку 6 [2].

Знайдемо оптимальну гнучкість:

$$\begin{aligned} \lambda_{opt} &= \left(\frac{0,03125 \cdot l_{ef} + 57,5}{\sqrt{N}} - \frac{5,6}{\sqrt{0,01 \cdot l_{ef}}} + 0,073 \cdot R_y + 1,06 \right) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{R_y}} = \\ &= \left(\frac{0,03125 \cdot 521 + 57,5}{\sqrt{2102,52}} - \frac{5,6}{\sqrt{0,01 \cdot 521}} + 0,073 \cdot 23 + 1,06 \right) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 56,87 \end{aligned}$$

Тоді по таблиці 72 додатку 6 [2] коефіцієнт поздовжнього вигину для елементів із сталі з розрахунковим опором $R_y=230\text{МПа}$ і $\lambda = 56,87$ дорівнює $\varphi = 0.825$.

З умови стійкості необхідна площа перерізу:

$$A_{\text{необ}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2102,52}{0.825 \cdot 23 \cdot 1} = 110,8\text{см}^2$$

Необхідний радіус інерції:

$$i_{\text{необ}} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{521}{56,87} = 9,2\text{см}$$

Втрата стійкості відбудеться швидше відносно осі y , так як відносно осі y момент інерції менше.

Визначимо необхідні ширину і висоту полиці:

$$h \approx b_{\text{необ}} = \frac{i_{y_{\text{необ}}}}{\alpha_2} = \frac{9,20}{0,16} = 57,5\text{см}$$

Приймаємо стінку з листа $h=b=600\text{мм}$

Товщини стінки і полицки знайдемо з умови місцевої стійкості елементів.

Товщину стінки знайдемо виходячи з граничного відношення розрахункової висоти стінки до її товщини за пп. 7.14 [2].

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \text{ де}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 56,87 \cdot \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,9 - \text{умовна гнучкість колони}$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda} = 1,2 + 0,35 \cdot 1,9 = 1,86, \text{ але не більше } 2,3$$

$$\bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,86 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 55,7$$

$$\frac{h_w}{55,7} = \frac{60}{55,7} = 1,08\text{см}$$

Назначимо $t_w = 11\text{мм}$

Товщину полицки знайдемо виходячи з граничного відношення звісу полицки до її товщини за пп. 7.22. [2].

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$(0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0.36 + 0.1 \cdot 1.9) \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{23}} = 16.46$$

$$b_{ef} = \frac{b - t_w}{2} = \frac{60 - 1.1}{2} = 29.45 \text{ см}$$

$$\frac{b_{ef}}{16.46} = \frac{29.45}{16.46} = 1.8 \text{ см}$$

Назначимо $t_f = 18 \text{ мм}$.

Призначимо висоту стінки колони так, щоб висота перерізу $h \approx b = 60 \text{ см}$,
 $h_w = 60 - 1.8 \cdot 2 = 56.4 \text{ см}$

Приймаємо стінку з широко листової сталі 600x11мм, а поясу із 600x18мм по ДСТУ 8817:2018.

Фактична площа перерізу:

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 60 \cdot 1.8 + 1.1 \cdot 60 = 282 \text{ см}^2 > A_{mp} = 110,8 \text{ см}^2$$

Момент інерції щодо осі y

$$I_y = 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} = 2 \cdot \frac{60^3 \cdot 1.8}{12} + \frac{60 \cdot 1.1^3}{12} = 64807 \text{ см}^4$$

Радіус інерції щодо осі y

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{64807}{282}} = 15,16 \text{ см}$$

Тоді гнучкість колони буде:

$$\lambda_y = \frac{521}{15,16} = 34,37 < \lambda_{onn} = 56,87$$

Відповідно коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0.917$.

Перевіримо умову стійкості колони:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{2102,52}{0.917 \cdot 282} = 8,13 \leq 23 \cdot 1$$

$$\text{Недонапруга становить } \Delta = \frac{R_y \cdot \gamma_c - \sigma_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot 100\% = \frac{23 - 8,13}{23} \cdot 100\% = 64,6\% > 5\%$$

Приймаємо стінку з широкополосної сталі 280x11мм, а поясу з 380x18мм по ДСТУ 8817:2018.

Фактична площа перерізу: $A = 2 \cdot 38 \cdot 1.8 + 1.1 \cdot 28 = 167,6 \text{ см}^2$

Момент інерції відносно осі y :

$$I_y = 2 \cdot \frac{38^3 \cdot 1.8}{12} + \frac{28 \cdot 1.1^3}{12} = 16464,7 \text{ см}^4$$

Момент інерції відносно осі x :

$$\begin{aligned}
 I_x &= \frac{t \cdot h^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t^3}{12} + A_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \\
 &= \frac{1.1 \cdot 28^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{38 \cdot 1.8^3}{12} + 38 \cdot 1.8 \cdot \left(\frac{28 - 1.1}{2} \right)^2 \right) = \\
 &= 34492,7 \text{ см}^4 \\
 &\Rightarrow I_y < I_x
 \end{aligned}$$

$$\text{Радіус інерції щодо осі } y \ i_y = \sqrt{\frac{16464,7}{167,6}} = 9,91 \text{ см}$$

$$\text{Гнучкість колони буде: } \lambda_y = \frac{521}{9,91} = 52,57 < \lambda_{\text{omm}} = 56,87$$

$$\text{Коефіцієнт поздовжнього вигину } \varphi = 0.844$$

$$\text{Умовна гнучкість колони } \lambda = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52,57 \cdot \sqrt{\frac{23}{2.06 \cdot 10^4}} = 1,76$$

Умова загальної стійкості колони

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{2102,52}{0.844 \cdot 167,6} = 14,86 \leq 23 \text{ виконується}$$

$$\text{Недонапруга становить } \Delta = \frac{23 - 14,86}{23} \cdot 100\% = 35,4\%$$

4.3. Розрахунок і конструювання оголовка колони

Для сприйняття навантаження і передачі її на колону приймаємо оголовок, що складається з струганої опорної плити товщиною $t_{pl} = 25 \text{ мм}$ розмірами в плані $380 \times 360 \text{ мм}$ по ДСТУ 8817:2018 і системи підкріплюючих її ребер зі сталі С235 ($R_p = R_u = 35 \text{ кН/см}^2$ при $20 < t = 25 < 40 \text{ мм}$). Плину приварюємо до фрезерованого торця стержня колони кутовими швами з катетом $k_f = k_{f \text{ min}} = 7 \text{ мм}$ (по Таблиці 38[2]).

Вертикальна сила $N = 2102,56 \text{ кН}$ передається через стругані торці опорних ребер балок, через опорну плиту на ребра колони і далі через зварні шви рівномірно розподіляється на стрижень колони.

Балки скріплюються з опорною плитою монтажними болтами, фіксуючими проектне положення балок.

Ширину опорних ребер b_r приймаємо так, щоб їх сумарна ширина була не менше $b_h / 2 + t_{pl} - t_w / 2 = 280 / 2 + 25 - 11 / 2 = 169,5 \text{ мм}$, де $t_w = 11 \text{ мм}$ – товщина стінки колони. Приймаємо $b_r = 160 \text{ мм}$.

Товщину ребер оголовка визначаємо з умови спротиву на зминання опорним тиском:

$$\frac{N}{A} \leq R_p \cdot \gamma_c, \text{де}$$

$$l_{ef} = b_h + 2t_{pl} - a = 280 + 2 \cdot 25 - 15 = 315 - \text{довжина поверхні що зминається}$$

Тоді товщина ребра t_r повинна бути не менше:

$$\frac{N}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{2102,56}{31,5 \cdot 35} = 1,9 \text{ см}$$

Приймаємо $t_r = 1,9 \text{ см}$

$$t_r = 19 \text{ мм} > \frac{b_r}{0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{160}{0,5 \cdot \sqrt{\frac{20600}{23}}} = 10,69 \text{ мм}$$

Приймаємо ребро із смуги перетином 19x360 мм по ДСТУ 4747:2007.

Довжину ребер оголовка призначаємо з умови міцності зварних швів, що передають навантаження на стрижень колони.

Визначимо перетин, по якому необхідно розрахувати кутовий шов на зріз (умовний):

$$(R_{wf} \beta_f \gamma_{wf}) \min \left\{ \begin{array}{l} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0,7 \cdot 1 = 12,6 \text{ кН/см}^2 \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,2 \cdot 1 \cdot 1 = 16,2 \text{ кН/см}^2 \end{array} \right. , \text{де}$$

Розрахунковий опір металу шва $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$.

Розрахунковий опір зварного з'єднання по металу кордону сплаву

$$R_{wz} = 16,2 \text{ кН/см}^2$$

$k_{fmin} = 7 \text{ мм} = 0,7 \text{ см}$. – мінімальний катет шва кутового з'єднання при ручному зварюванні деталей конструкцій із сталі до 430 МПа при товщині більш товстого із зварюваних елементів $17 < t_r = 18 < 22 \text{ мм}$ згідно п. 12.8 б [2]. Катети кутових швів при найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_w = 8 \text{ мм}$. не повинні бути більш $1,2 \cdot t_w = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм}$ (пп. 12.8 а [2]).

$\beta_f = 0,7$ та $\beta_z = 1$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею плинності до 530 МПа (5400 кгс/см^2) при ручному зварюванні по Таблиці 34 [2].

$\gamma_{wf} = 1$ и $\gamma_{wz} = 1$ коефіцієнти умов роботи шва у всіх випадках, крім конструкцій, що зводяться в кліматичних районах I₁, I₂, II₂ і III₃.

Розрахунок проводимо по металу шва.

Приймаємо катет шва $k_f = 12\text{мм}$.

Визначимо висоту ребер оголовка за формулою:

$$h_r = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot (R_w \beta \gamma_w) \cdot \gamma_c} + 1\text{см} = \frac{2102,56}{4 \cdot 1,2 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1\text{см} = 34,8 + 1 = 36\text{см}, \text{ де}$$

$n=4$ - кількість зварних швів, що прикріплюють ребра до стрижня колони.

При цьому згідно пп.12.8.г [2] розрахункова довжина флангового шва повинна бути не більше

$$85 \cdot R_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4\text{см}$$

Перевіримо міцність ребра на зріз:

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_r} < R_s \cdot \gamma_c$$

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_r} = \frac{2102,56}{2 \cdot 36 \cdot 1,8} = 16,2\text{кН/см}^2 > R_s \cdot \gamma_c = 12,5\text{кН/см}^2, \text{ де}$$

$n_s=2$ - кількість зрізів ребра оголовка

Збільшимо товщину ребра $t_r = 25\text{мм}$

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_r} = \frac{2102,56}{2 \cdot 36 \cdot 2,5} = 11,7\text{кН/см}^2 < 12,5\text{кН/см}^2$$

Остаточо приймаємо ребро із смуги перетином $25 \times 360\text{мм}$ по ДСТУ 4747:2007.

Приймаємо додаткову вставку зі смуги перетином $25 \times 280\text{мм}$ по ДСТУ 4747:2007.

Для додання жорсткості ребрах оголовка і запобігання втрати стійкості стінки колони, з ребер оголовка обрамляють горизонтальними ребрами, розміри яких приймають конструктивно.

4.4. Розрахунок і конструювання бази колони

Для сприйняття навантаження і передачі зі стрижня колони на її фундамент приймаємо базу з траверсами з листа для зменшення товщини опорної поверхні. Для фіксації проектного положення колони і закріплення її в процесі монтажу використовуємо анкерні болти. Діаметр анкерних болтів призначаємо конструктивно, приймаючи рівним $20 \dots 30$ мм. Отвори або вирізи в плиті для анкерних болтів роблять в 1.5 рази більше діаметра болта,

глибину провухини – $3d_{bh}$ (d_{bh} – діаметр анкерного болта). На анкерні болти надягаємо шайби, які після натягу болта гайкою, приварюємо до плити. Опорну плиту приварюють до фрезерованого торця стержня колони.

Матеріал фундаменту - бетон класу В15, розрахунковий опір бетону осьовому стиску $R_b = 0.85 \text{кН/см}^2$. Матеріал бази - сталь С235.

Розрахунок опорної плити.

Розміри опорної плити приймаємо виходячи з умови міцності фундаменту за формулою:

$$A_{req} = \frac{N}{\psi \cdot R_{b,loc}} = \frac{2508}{1 \cdot 1.02} = 2458,8 \text{см}^2, \text{ де}$$

$N = N_{col} + G_{col} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_f = 2102,56 + 398 \cdot 1.05 \cdot 0.97 = 2508 \text{кН}$ - розрахункове навантаження на базу колону з урахуванням її власної ваги.

$\psi=1$ – коефіцієнт при рівномірному розподілі напруг під опорною плитою. $R_{b,loc} = \alpha \cdot R_b \cdot \phi_b = 1 \cdot 0.85 \cdot 1.2 = 1.02 \text{кН/см}^2$ – розрахунковий опір бетону змінанню

$\alpha=1$ для бетону класу не вище В25.

$\phi_b = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}}$ - попередньо приймаємо $\phi_b = 1.2$.

Ширина плити повинна бути конструктивно не менше

$$B = b_f + 2 \cdot t_{mp} + 2 \cdot c = 380 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 50 = 480 \text{мм} = 50 \text{см}$$

Тоді довжина плити буде:

$$L = A_{req}/B = 2458,8/50 = 49 \approx 50 \text{см}$$

$$A_{pl} = 50 \cdot 50 = 2500 \text{см}^2 > A_{req}$$

Приймаємо базу з траверсами з листів товщиною $t_{mp}=10 \text{мм}$ і з урахуванням розміщення звисів призначаємо розміри плити 50×50см по ДСТУ 8817:2018, розміри верхнього обріза фундаменту 80×80см. Уточнимо розрахунковий опір бетону змінанню і перевіримо міцність бетону фундаменту за формулою:

$$\phi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} = \sqrt[3]{\frac{80 \cdot 80}{50 \cdot 50}} = 1,37 < 2.5$$

$$R_{b,loc} = 1 \cdot 0.85 \cdot 1.37 = 1.164 \text{кН/см}^2$$

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{2458,8}{2500} = 0.98 \text{кН/см}^2 < 1.164 \text{кН/см}^2$$

Міцність бетону фундаменту забезпечена.

Товщину опорної плити бази визначається її роботою на вигин як пластинки, опертої на торець колони, траверси, ребра і навантаженої рівномірно розподіленим тиском бетону фундаменту σ_f .

Погонне навантаження, зібране з смуги шириною 1 см
 $q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см} = 0.98 \text{ кН/см}$.

Визначимо погонні згинальні моменти на різних ділянках плити.

Ділянка 1 - консольна. Виліт консолі $c = 5 \text{ см}$.

$$M_1 = \frac{q_f \cdot c^2}{2} = \frac{0.98 \cdot 5^2}{2} = 12.25 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Ділянка 2 - оперта на чотири канти.

$$M_2 = \alpha \cdot q \cdot a^2 = 0.048 \cdot 0.98 \cdot 38^2 = 67.9 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ де } \alpha = 0.048$$

Ділянка 3 - оперта на три канта.

Ставлення закріпленої сторони до вільної ділянку розраховується як консоль:

$$M_3 = \frac{q \cdot b^2}{2} = \frac{0.98 \cdot 38^2}{2} = 707.6 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Розрахунок траверси. Траверси приварюємо до колони напівавтоматичним зварюванням електродами Е42, виконаними з дроту суцільного перерізу Св-08А.

Висота траверси h_{tr} визначається довжиною кутових зварних швів, через які зусилля зі стержня колони передається на траверси:

$$l_w = \frac{\sum l_w}{n} + 1 \text{ см} = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot (\beta R_w \gamma_w) c_{min}}, \text{ де}$$

$n=4$ – кількість зварних швів.

$l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ – довжина одного зварного шва.

Розрахункові опори зварного шва по металу шва і по кордону сплавки:

$$R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2, R_{wz} = 16.2 \text{ кН/см}^2$$

$k_{f_{min}} = 7 \text{ мм} = 0.7 \text{ см}$. – мінімальний катет шва кутового з'єднання при ручному зварюванні деталей конструкцій із сталі до 430 МПа при товщині більш товстого із зварюваних елементів $11 < t_f = 14 < 16 \text{ мм}$ з односторонніми кутовими швами згідно п. 12.8 б [2]. Катети кутового шва при найменшій товщині

з'єднувальних елементів $t_n=10\text{мм}$ не повинні бути більш $1.2 \cdot t_{mp}=1.2 \cdot 10=12\text{мм}$ (п. 12.8 а[2]).

$\beta_f=0.7$ и $\beta_z=1$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею плинності до 530МПа . При ручному зварюванні нижньому положенні шва і по Таблиці 34[2].

$\gamma_{wf}=1$ и $\gamma_{wz} =1$ коефіцієнти умов роботи шва у всіх випадках, крім конструкцій, що зводяться в кліматичних районах I₁, I₂, II₂ і III.

Визначимо переріз по якому необхідно розрахувати кутовий шов на зріз:

$$(\beta R_w \gamma_w)_{\min} = \begin{cases} \beta_f R_{wf} = 0.7 \cdot 18 = 12.6 \text{кН/см}^2 \\ \beta_z R_{wz} = 1.0 \cdot 16.2 = 16.2 \text{кН/см}^2 \end{cases}$$

Отже, необхідно розрахувати зварний шов на умовний зріз по металу шва. Тоді довжина одного кутового шва дорівнюватиме (при $k_f = 12 \text{ мм} = 1.2\text{см}$):

$$h_{mp} = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{2508}{4 \cdot 12.6 \cdot 0.7} + 1 = 71 + 1 = 72 \text{см}$$

$$l_w = 38.56 \text{см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0.7 \cdot 0.7 = 41.6 \text{см}$$

Приймаємо $h_{tr} = 75 \text{см}$.

Перевіримо міцність траверси на вигин і зріз.

Розрахунок траверс виконуємо на реактивний опір фундаменту, який припадає на їх частку. Траверси розраховуємо, як двоконсольні балки, завантажені погонним навантаженням q_{tr} , яка збирається на траверсу з половини ширини плити.

Міцність траверси на вигин і зріз перевіримо за формулами:

$$\frac{M_{tr, \max}}{W_{tr}} < R_y \cdot \gamma_c, \quad \frac{Q_{tr}}{h \cdot t_{tr}} < R_s \cdot \gamma_c$$

Погонне навантаження на один аркуш траверси:

$$q_{tr} = \sigma_f B / 2 = 0.98 \cdot 50 / 2 = 24.5 \text{кН/см}$$

Згинальний момент у місці прикріплення її до колони

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} \cdot c_{tr}^2}{2} = \frac{24.5 \cdot 6^2}{2} = 432 \text{кН} \cdot \text{см}, \text{ де}$$

$c_{tr} = 6 \text{см}$ - виліт консольної частини траверси.

Умова міцності на вигин:

$$\frac{M_{tr,max}}{W_{tr}} = \frac{432}{937} = 0,46 \text{кН} / \text{см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{кН} / \text{см}^2 \Rightarrow \text{виконується, де}$$

$$W_{tr} = \frac{t_{tr} \cdot h_{tr}^2}{6} = \frac{1,75^2}{6} = 937 \text{см}^3 - \text{момент опору перерізу траверси.}$$

Поперечна сила в траверсі:

$$Q_{tr} = \frac{q_{tr} \cdot L}{2} = \frac{24,5 \cdot 50}{2} = 612,5 \text{кН.}$$

Умова міцності на зріз

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} \cdot t_{tr}} = \frac{612,5}{45 \cdot 1} = 13,6 \text{кН} / \text{см}^2 > R_s \cdot \gamma_c = 13,5 \text{кН} / \text{см}^2 \Rightarrow \text{не виконується}$$

Збільшимо товщину траверси $t_{tr} = 1,2 \text{см}$

Тоді умова міцності на зріз

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} \cdot t_{tr}} = \frac{612,5}{45 \cdot 1,2} = 11,34 \text{кН} / \text{см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13,5 \text{кН} / \text{см}^2 \Rightarrow \text{виконується}$$

Приймаємо траверсу з ширококутового універсального прокату 500x12 мм по ДСТУ 8817:2018.

Розрахунок зварних швів, що прикріплюють траверси до плити.

Необхідний катет швів кріплення траверси до плити знаходимо за формулою (102)[4]:

$$k_f \geq \frac{N}{(\sum l_w)(R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{1225}{268 \cdot 12,6} = 0,4 \text{ см, де}$$

$$N = 2 \cdot Q_{tr} = 2 \cdot 612,5 = 1225 \text{кН}$$

$$\sum l_w = 2 \cdot (L + 2b_1 + b) = 2 \cdot (50 + 2 \cdot 28 + 28) = 268 \text{см}$$

Приймаємо $k_f = 8 \text{мм} = k_{fmin}$ при ручному зварюванні при $23 < t_f = 25 < 32 \text{мм}$ згідно з пп. 12.8 б [2]. Катети кутових швів при найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_n = 12 \text{мм}$. не повинні бути більші $1,2 \cdot t_{np} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{мм}$. (п. 12.8 а[2]).

Список використаної літератури

1. Металеві конструкції [Текст] : підручник для студ. вищ. навч. закладів / В. О. Пермяков [та ін.] ; ред. В. О. Пермяков, О. В. Шимановський ; Київський національний ун-т будівництва і архітектури. - К. : Сталь, 2008. - 812 с. - Бібліогр.: с. 808-809. - ISBN 978-966-1555-05-0
2. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1
3. ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент.
4. Металеві конструкції [Текст] : підручник для студ. вищих навч. закладів, що вивчають дисципліну "Металеві конструкції" / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш. - Л. : Світ, 1994. - 278 с. ISBN 5-773-0019-7
5. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Видання 2-е, перероблене і доповнене / Під загальною редакцією О.О. Нілова та О.В.Шимановського. К.: Видавництво «Сталь», 2010. - 869 с., ISBN 978-966-1555-41-8
6. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент.
7. ДСТУ 4747:2007 Прокат сортовий сталевий гарячекатаний штабовий. Сортамент (EN 10058:2003, NEQ). З поправками.
8. ДСТУ 8539:2015 Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. Поправка

Додаток 1

Завдання на курсову роботу. Вихідні дані

Вибір даних проводиться з таблиці за трьома останніми цифрами студентського посвідчення (денна форма) або залікової книжки (заочна форма)

Перша цифра	Крок колон в поздовжньому напрямку, А, м	Крок колон в поперечному напрямку, В, м	Друга цифра	Розміри площадки в плані, м	Відмітка верху настилу, Н, м	Третя цифра	Тимчасове розподілене навантаження, Р, кН/м ²
1	6	6	1	36x36	5,2	1	26,0
2	6	12	2	18x24	6,1	2	21,5
3	12	6	3	24x24	5,9	3	19,0
4	12	12	4	24x60	6,5	4	18,5
5	18	6	5	36x48	5,7	5	12,0
6	12	12	6	36x72	6,2	6	15,0
7	6	6	7	12x72	7,1	7	25,5
8	6	12	8	24x36	8,2	8	17,0
9	12	12	9	48x24	6,4	9	14,5
0	6	6	0	12x36	5,5	0	24,0

Додаткові дані:

- тип балкової клітки – ускладнений
- тип перерізу колони – суцільна
- допустимий відносний прогин настилу: 1/150
- матеріал конструкцій:
 - а) настилу – Сталь С245
 - б) балок настилу і допоміжних балок – Сталь С245
 - в) головних балок – Сталь С245
 - г) колон – Сталь С245