

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

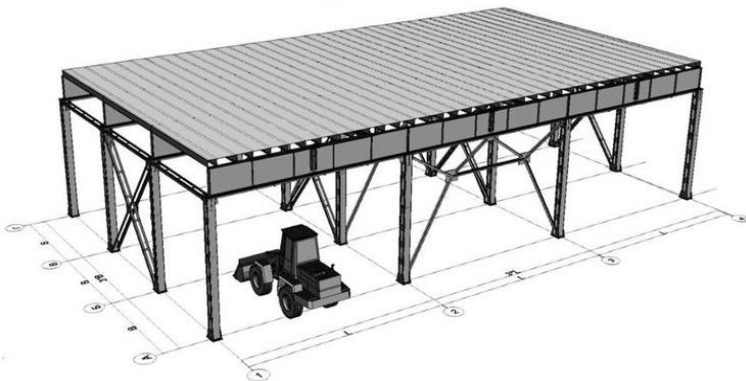
**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

для виконання курсового проекту  
з навчальної дисципліни

**«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»**

Частина 1

*(для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання спеціальності  
192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми  
«Промислове та цивільне будівництво» )*



**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2021**

Методичні рекомендації для виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Металеві конструкції. Частина 1» (для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : О. І. Лугченко, П. М. Фірсов. – Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2021. – 43 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. О. І. Лугченко,  
канд. техн. наук, доц. П. М. Фірсов

Рецензент

**О. О. Калмиков**, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства ім. О.М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 6 від 24 січня 2020 р.*

## ЗМІСТ

Вступ.....	4
1 Загальні відомості про балочні клітки.....	4
2 Розрахунок несучого настилу.....	4
3 Розрахунок балок настилу.....	7
4 Розрахунок складеної головної балки.....	8
4.1 Підбір поперечного перерізу складеної балки.....	8
4.2 Зміна поперечного перерізу балки за довжиною.....	11
4.3 Розрахунок поясних швів балки.....	14
4.4 Перевірка місцевої стійкості стінки складеної балки.....	15
4.5 Розрахунок опорного ребра балки.....	17
4.6 Розрахунок з'єднання балок настилу з головними балками.....	18
5 Приклад компонування і розрахунку елементів балочної клітини.....	22
5.1 Розрахунок балки настилу.....	23
5.2 Розрахунок складеної головної балки.....	25
5.2.1 Підбір поперечного перерізу балки.....	25
5.2.2 Зміна поперечного перерізу балки.....	29
5.2.3 Перевірка загальної стійкості балки.....	31
5.2.4 Розрахунок поясних швів балки.....	32
5.2.5 Розрахунок опорного ребра балки.....	33
5.2.6 Перевірка місцевої стійкості стінки.....	35
5.2.7 Розрахунок з'єднання другорядних балок з головною балкою.....	37
5.2.8 Розрахунок болтів, що прикріплюють накладки до ребра головної балки.....	40
Список джерел.....	41

## ВСТУП

Методичні рекомендації для виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Балочна клітка і колони робочого майданчика» призначені для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво», які вивчають дисципліну «Металеві конструкції». Їх мета спрямована на те, щоб студент на практиці оволодів навиками компонування, розрахунку і конструювання елементів балочної клітини. Курсовий проект складається з розрахунково-пояснювальної записки і робочого креслення металевих конструкцій на аркуші формату А1.

### 1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАЛОЧНІ КЛІТИНИ

Система несучих балок, що утворює конструкцію перекриття або робочого майданчика, називається балочною клітиною. Залежно від розрахункового навантаження і розмірів у плані, балочні клітини можуть бути трьох типів: спрощені, нормальні й ускладнені (рис. 1). У практиці проектування широко розповсюджені два останні типи.

Крок балок настилу залежить від несучої спроможності настилу і коливається в межах 0,6–1,6 м для сталюого настилу і 1,5–3,0 м для залізобетонного. При необхідності сталюий настил підсилюють ребрами жорсткості.

Крок допоміжних балок повинен бути кратним довжині головної балки і прийматися в межах 1,0–3,0 м.

З'єднання балок між собою може бути поверховим, на одному рівні і пониженням (рис. 2). Відстань від нижнього поясу головної балки до верху настилу називається будівельною висотою балочної клітини.

### 2 РОЗРАХУНОК НЕСУЧОГО НАСТИЛУ

Для несучого настилу балочних клітин застосовують плоскі сталеві листи. За проліт настилу приймають відстань між гранями полиць суміжних балок (рис. 2, в). Прийнято вважати, що при:

$$\frac{l_{\text{наст}}}{t_{\text{наст}}} \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \text{жорсткий} \quad \text{настил};$$

$$\frac{l_{\text{наст}}}{t_{\text{наст}}} > 300 \quad \Rightarrow \quad \text{гнучкий} \quad \text{настил};$$

$$50 \leq \frac{l_{\text{наст}}}{l_{\text{наст}}} \leq 300 \Rightarrow \text{нормальний настил.}$$

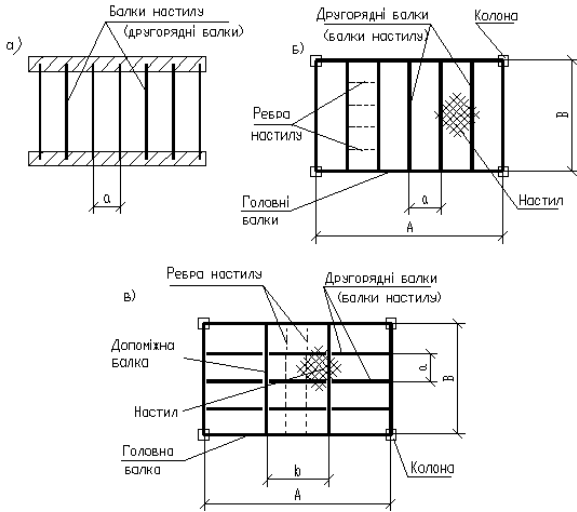


Рисунок 1 – Типи балочних клітин: а – спрощена, б – нормальна, в – ускладнена

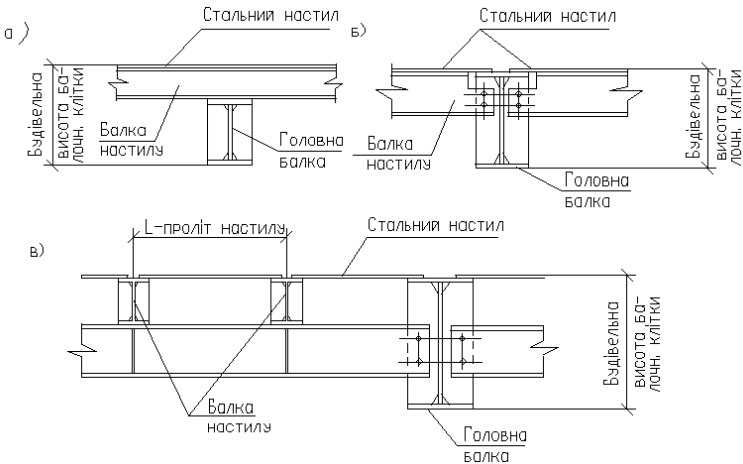


Рисунок 2 – З'єднання балок: а – поверхове, б – в одному рівні, в – знижене

Для сталених настилів слід використовувати листи товщиною:  
 $t = 6 - 8$  мм при навантаженні  $q \leq 10$  кН/м<sup>2</sup>;  
 $t = 8 - 10$  мм при навантаженні  $q = 20$  кН/м<sup>2</sup>;  
 $t = 10 - 12$  мм при навантаженні  $q = 21 - 30$  кН/м<sup>2</sup>;  
 $t = 12 - 14$  мм при навантаженні  $q > 30$  кН/м<sup>2</sup>.

Настил з балками з'єднують суцільними або переривчастими електрозварювальними швами. При навантаженні  $q \leq 50$  кН/м<sup>2</sup> і граничному відносному прогоні  $\left[ \frac{f}{l} \right] \leq \frac{1}{150}$  міцність шарнірного кріплення сталюого настилу завжди буде забезпечена. Тому, за таких умов, його треба розрахувати тільки на жорсткість (прогин). На практиці з розрахунку на жорсткість знаходять відношення прольоту настилу  $l_n$  до його товщини  $t_n$  за формулою:

$$\begin{aligned} \frac{l_n}{t_n} &= \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \cdot \left( 1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{150^4 \cdot q_n} \right) = \\ &= 40 \cdot \left( 1 + \frac{1,6272}{506,25 \cdot q_n} \right), \end{aligned}$$

де  $n_0 = \left[ \frac{l}{f} \right]$  – задане відношення прольоту настилу до його допустимого прогину (знаходять від нормативного  $\frac{f}{l} = \left[ \frac{1}{150} \right]$  для настилів);  $q_n$  – нормативне навантаження на настил у кН/см<sup>2</sup>;

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^4}{1 - 0,3^2} = 2,26 \cdot 10^4, \text{ кН/см}^2,$$

де  $\nu = 0,3$  – коефіцієнт Пуассона для сталі;

$E_1$  – модуль пружності, коли поперечні деформації виникати не можуть.

### 3 РОЗРАХУНОК БАЛОК НАСТИЛУ

Найбільш раціональним перерізом для балок настилу є прокатні балки двотаврового або швелерного профілю. Прокатну розрізну балку розраховують в такій послідовності:

- 1) визначають крок балок;
- 2) підраховують характеристичні й експлуатаційні навантаження;
- 3) устанавлюють розрахункову схему балки і знаходять максимальний згинальний момент від експлуатаційних навантажень;
- 4) розраховують потрібний момент опору поперечного перерізу балки  $W_{номр.}^{пл.}$  з урахуванням пластичної роботи матеріалу балки.

$$W^{пл.} = C_{op.} \cdot W_{упр.}$$

Для двотаврів і швелерів у першому наближенні (орієнтовано)  $C_{op} = 1,2$  при вигині у площині стінки балки, а при вигині у площині, паралельній поясам балки (тобто із площини балки),  $C_{op} = 1,2$ ;

5) за сортаментом прокатних балок вибирають профіль з моментом опору, найближчим до потрібного;

6) перевіряють міцність підбраного профілю балки з урахуванням розвитку пластичних деформацій при вигині в одній з головних площин (при дотичному напруженні  $\tau \leq 0,9R_s$ , крім опорних перерізів) за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_{\min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

де  $M$  – максимальний згинальний момент в розрахунковому перерізі;

$W_{\min}$  – мінімальний момент опору нетто;

$R_y$  – розрахунковий опір сталі вигину за межею текучості [1];

$\gamma_c = 1,1$  – коефіцієнт умов роботи по [1];

$R_s$  – розрахунковий опір сталі зсуву,  $R_s = 0,58R_y$ ;

$C_1$  – коефіцієнт що враховує розвиток пластичних деформацій.

7) перевіряють міцність підбраного профілю на зріз залежно від типу з'єднання:

– поверхове обпирання балки або без зрізу поясів балки

$$\tau = \frac{QS}{I_{xw} t_w R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2)$$

– з'єднання в одному рівні із зрізом поясів і частково стінки

$$\tau = \frac{1,5Q}{h \cdot t_w R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (3)$$

8) перевіряють жорсткість балки, для цього знаходять згідно з формулами будівельної механіки її відносний вигин від нормативних навантажень і порівнюють його з допустимим, рівним  $1/200$  довжини балки [1].

## 4 РОЗРАХУНОК СКЛАДЕНОЇ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

### 4.1 Підбір поперечного перерізу складеної балки

Переріз складеної електрозварювальної балки повинен задовольняти вимогам міцності, жорсткості, загальної і місцевої стійкості і одночасно бути, по можливості, більш економічним за витратою металу. Одним з найважливіших завдань при виборі перерізу складеної балки є знаходження її раціональної висоти  $h = (1/8 - 1/12) L$ .

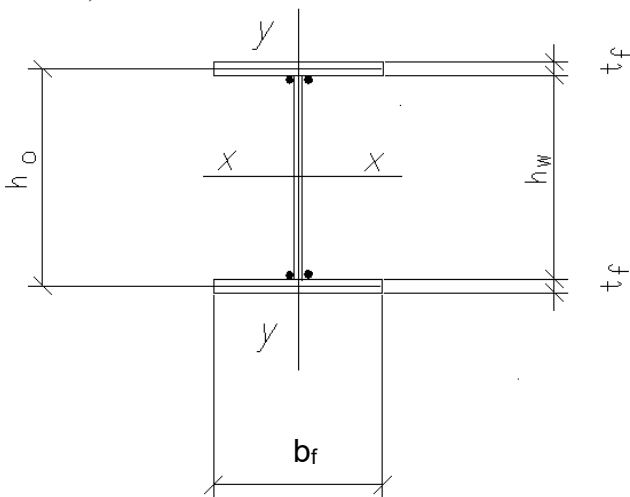


Рисунок 3 – Переріз складеної електрозварювальної балки

Після прийняття розрахункової схеми балки, її завантаження та визначення зусиль  $Q_{\max}$ ,  $M_{\max}$ , а також потрібного моменту опору  $W_{\text{нотр}}$ , компановку перерізу балки починають із встановлення її



висоти, яку знаходять за двома умовами: за жорсткістю  $h_{\min}$  та економічністю  $h_{\text{онм}}$ .

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y L^2 \sum q^H \cdot C_{op.}}{24 \cdot E [f] \sum q^P} = \frac{5}{24} \cdot \frac{C_{op.} R_y L^2}{24 \cdot E \frac{1}{400} L} \cdot \frac{\sum q^H}{\sum q^P}, \quad (4)$$

де  $[f] = \frac{1}{400} L$ ;

$$h_{\text{онм}} = (1,15 \dots 1,2) \sqrt{\frac{W_{\text{номп.}}}{t_w}}, \quad (5)$$

де  $W_{\text{номп.}} = \frac{M_{\max}}{C_{op.} R_y \gamma_c}$ .

Товщину стінки знаходять попередньо за емпіричною формулою

$$t_w = 7 + 3h_w. \quad (6)$$

За умовами зрізу визначають мінімально допустиму товщину стінки

$$t_{w\min} = \frac{1,5Q}{hR_s}. \quad (7)$$

Остаточну товщину стінки приймають не менше  $t_{w\min}$ , закругляючи її до розміру (величини) відповідно сортаменту листової сталі. Із конструктивних міркувань  $t_{w\min} \geq 6$  мм.

При необмеженій будівельній висоті балочної клітини висота балки повинна бути трохи менша  $h_{\text{онм}}$ , але не нижча  $h_{\min}$ .

При визначенні висоти балки треба враховувати, що висота стінки  $h_w$  повинна бути узгоджена із шириною листів сортаменту, або загальна висота балки має бути кратною модулю 100.

Після встановлення висоти балки і товщини її стінки переходять до компоновки поясів. За відомим значенням потрібного моменту опору  $W_x^{\text{номп}}$  усього перерізу і висоти балки  $h$  знаходять орієнтовно площу  $A_f$  кожного з поясів балки симетричного перерізу за формулою:

при  $h > h_{\text{онм}}$ . 
$$A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{mp}}{h_0}, \quad (8)$$

$$\text{при } h < h_{omn}. \quad A_f = \frac{W_{mp}}{h_0} - \frac{t_w \cdot h_0}{6}, \quad (9)$$

де  $h_0$  – розрахункова висота балки.

При цьому ширину поясного листа визначають у межах  $b_f = (1/5 - 1/3)h$  за умови загальної стійкості балки. Із технологічних міркувань (для зручності автоматичного зварювання)  $b_{f \min} \geq 180$  мм.

Знаючи площу пояса і його ширину, визначають потрібну товщину:

$$t_f = \frac{A_f}{b_f}.$$

Товщину поясного листа  $t_f$  звичайно визначають у межах 8–40 мм (але не менше товщини стінки  $t_f \geq t_w$ ). Щоб уникнути великих обсаджувальних напружень електрозварювання, рекомендується витримувати співвідношення:  $t_f \leq (2 \div 3)t_w$ .

Місцева стійкість стислого поясного листа вважається дотриманою, якщо відношення розрахункової ширини його звісу  $b_h$  до товщини  $t_f$  не перебільшує таких значень згідно з вимогами [1]:

а) у пружній стадії роботи металу

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (10)$$

б) у пружно-пластичній стадії роботи металу (або з урахуванням розвитку пластичних деформацій)

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \frac{h_0}{t_w} \quad \text{але не більше} \quad 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (11)$$

де  $h_0$  – розрахункова висота балки,

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} \quad (12)$$

$b_{ef}$  – звіс полки балки.

Далі визначають геометричні характеристики прийнятого перерізу балки і перевіряють її несучу здатність (за нормальними і дотичними напруженнями), а також деформативність (жорсткість):

– момент інерції відносно осі X

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot (t_f \cdot b_f) \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2, \quad (13)$$

– момент опору відносно осі  $X$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2I_x}{h}, \quad (14)$$

– нормальні напруження із урахуванням розвитку пластичних деформацій за максимальним моментом  $M_{x \max}$  (див. формулу (1)):

$$\sigma_x = \frac{M_{x \max}}{C_1 W_x R_y \gamma_c} \leq 1,$$

– дотичні напруження в опорному перерізі за максимальною поперечною силою:

$$\tau = \frac{1,5 Q_{\max}}{t_w h_w R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (15)$$

– жорсткість за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{M \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} \leq \frac{1}{400}, \quad (16)$$

де  $k \approx 1,15$  – коефіцієнт співвідношення розрахункового навантаження до характеристичного  $q_x / q^u$ , який дає змогу раніше знайдений момент від експлуатаційних навантажень перевести в момент від характеристичних навантажень.

#### 4.2 Зміна поперечного перерізу складеної балки за довжиною

Переріз розрізної складної балки, підбраної за  $M_{\max}$ , можна зменшити у місцях пониження моментів, що як відомо, спадають в міру віддалення від середини до її опор. Кожна зміна перерізу дає економію сталі, але в той же час збільшує трудомісткість виготовлення балки. Тому вона економічно вигідна тільки для балок довжиною 10 м. і більше.

Місце зміни перерізу поясів однопрогонової електровварювальної балки знаходиться на відстані  $x = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{5}\right)L$  від опори. Діючий в цьому місці момент можна знайти графічно за епюрою моментів (див. рис. 5) або за формулами:

– при рівномірно-розподіленому завантаженні

$$M^* = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2}, \quad (17)$$

– при завантаженому зосередженими силами

$$M^* = V \cdot x - \sum P_{ix} \cdot l_{ix} \quad (17a)$$

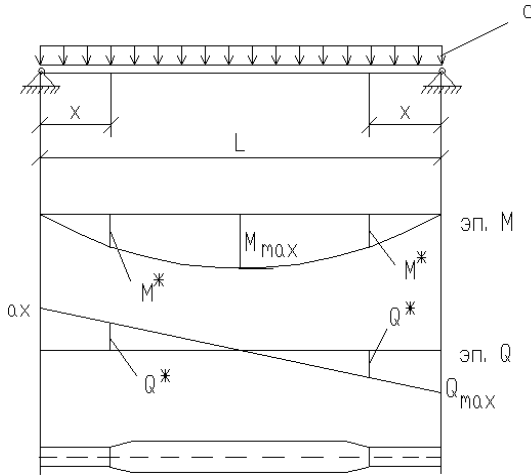


Рисунок 4 – Місця зміни перерізу поясів головної балки

З'єднання поясних листів різної ширини виконують за допомогою прямого стикового шва, який при ручному зварюванні і без фізичних методів контролю якості є нерівномічним основному металу. Тому опір стикового з'єднання  $R_{wy} = 0,85R_y$ .

Крім цього слід відзначити, що у балках зі змінним перерізом за довжиною, розвиток пластичних деформацій слід враховувати тільки в одному перерізі, з найбільш несприятливим сполученням (поєднанням)  $M$  та  $Q$ . В інших перерізах розвиток пластичних деформацій не допускається. Розрахунки проводять у такій послідовності:

знаходять у перерізі «X» значення  $M^*$  та  $Q^*$  та визначають потрібний момент опору в місці зміни перерізу балки:

$$W_{nomp}^* = \frac{M^*}{R_{wy} \gamma_c}, \quad (18)$$

Потрібну площу кожного з поясів зміненого перерізу орієнтовно знаходять за формулою:

$$A_{f,nomp}^x \approx \frac{W_{nomp}^*}{h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6}, \quad (19)$$

Залишаючи товщину поясних листів  $t_f$  постійною, знаходимо нову їх ширину

$$b_f^* = \frac{A_{f,nomp}^x}{t_f} \geq 180 \text{ мм.} \quad (20)$$

Крім цього, нова ширина пояса не повинна бути менша однієї десятої висоти балки ( $0,1h$ ) і половини ширини пояса до зміни перерізу ( $0,5b_n$ ), а також має бути узгоджена із шириною листів сортаменту.

У місцях зміни перерізу на рівні поясних швів перевіряють приведені напруження за формулами:

а) при примиканні балок настилу (або другорядних балок) в одному рівні  $\rightarrow \sigma_{loc} = 0$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} + 3\tau_{xy,1}^{*2}} \leq 1,15R_y \gamma_c \quad (21)$$

б) при наявності місцевого навантаження на верхньому поясі балки  $\rightarrow \tau_{loc} \neq 0$  і відсутності ребер жорсткості (поверхове обпирання (з'єднання) другорядних балок

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} - \sigma_{x,1}^* \cdot \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy,1}^{*2}} \leq 1,15R_y \gamma_c \cdot (22)$$

У формулах (21),(22):

$$\sigma_{x,1}^* = \frac{M^* \cdot h_w}{2I_x^*} = \frac{M^*}{W_{x,1}^*}; \quad (23)$$

$$\tau_{xy}^* = \frac{Q_1^* \cdot S_f^*}{I_x^* \cdot t_w}; \quad (24)$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}}, \quad (25)$$

де  $I_x^*$ ,  $W_{x,1}^*$  та  $S_x^*$  – відповідно момент інерції, момент опору і статичний момент пояса балки зміненого перерізу відносно нейтральної осі X;

$F$  – опорна реакція балки настилу (другорядної балки);

$l_{ef}$  – умовна довжина розподілу місцевого тиску (див. рис. 6):

$$l_{ef} = b_f + 2t_f$$

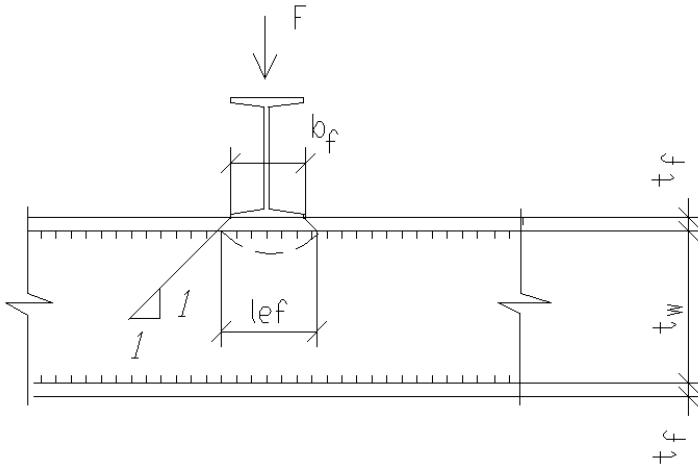


Рисунок 5 – Схема для знаходження довжини розподілу місцевого навантаження на стінку балки

### 4.3 Розрахунок поясних швів балки

Для розрахунку поясних швів знаходять зсувну силу на 1 см довжини балки:

$$T = \frac{Q_{\max} S_f^*}{I_x^*}, \quad (26)$$

де  $Q_{\max}$  – максимальна поперечна сила в опорному перерізі.

Знаходимо товщину поясних швів, які виконуються автоматичною зваркою, за умови зрізу по двох перерізах:

а) по металу шва

$$\frac{T}{2\beta_f k_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (27)$$

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (28)$$

б) по металу на межі сплавління

$$\frac{T}{2\beta_z k_f} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (29)$$

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}, \quad (30)$$

де  $k_f$  – катет кутового шва, величину якого приймають не менше величин, зазначених в [1];

$\beta_f$  та  $\beta_z$  коефіцієнти проплавлення для розрахунку кутового шва відповідно по металу шва і по металу на межі сплавлення. Величину цих коефіцієнтів приймають згідно [1], для сталей з межею текучості до 58 кН/см<sup>2</sup> при автоматичному зварюванні їх приймають  $\beta_f = 1,1$  та  $\beta_z = 1,15$ ;

$\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$  і  $\gamma_c$  – коефіцієнти умов роботи відповідно шва і конструкції, приймають рівними одиниці [1];

$R_{wf}$  – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу шва згідно з таблицею 56 в [1];

$R_{wz} = 0,45R_u$  – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу на межі сплавлення;

$R_u$  – розрахунковий опір сталі розтягу, стику, вигину за тимчасовим опором згідно з таблицею 51 в [1].

#### 4.4 Перевірка місцевої стійкості стінки складеної балки

Ця перевірка повинна виконуватись згідно з вимогами відповідних пунктів [1].

Так, стійкість стінок балок не треба перевіряти, якщо виконана умова по приведених напруженнях формули (22), а також умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (31)$$

не перевищує значень: 3,5 – при відсутності місцевих напружень у балках з двосторонніми поясними швами; 3,2 – те саме у балках з односторонніми поясними швами; 2,5 – при присутності місцевого напруження у балках із двосторонніми поясними швами, де  $h_{ef}$  – розрахункова висота стінки.

Стінку балок потрібно підсилювати поперечними ребрами жорсткості, якщо значення умовної гнучкості стінки балки  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  за відсутності рухомого навантаження. Відстань між основними поперечними ребрами не повинна перевищувати  $a \leq 2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  та  $a \leq 2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ .

Ширину ребра приймають не менше

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}, \quad (32)$$

а товщину ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (33)$$

Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, підсилених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при відсутності місцевих напружень ( $\sigma_{loc} = 0$ ) і умовній гнучкості  $\bar{\lambda}_w \leq 6$  слід виконувати за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (34)$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, приймають за табл. 6 в [1]

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\lambda_{cr}^2}, \quad (35)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (36)$$

У формулі (35) коефіцієнт  $C_{cr}$  слід приймати за [1] залежно від значення коефіцієнта

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3, \quad (37)$$

де  $b_f$  і  $t_f$  – відповідно ширина і товщина стиснутого пояса балки;  
 $\beta = 0,8$  – коефіцієнт, приймають за [1];

У формулі (40)  $R_s = 0,58R_y$  – розрахунковий опір зрізу;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (38)$$

де  $d$  – менша із сторін пластинки ( $h_{ef}$  або  $a$ );

$\mu$  – співвідношення більшої сторони пластинки до меншої.



Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, підсилені тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при наявності місцевого напруження ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ) слід виконувати за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{er}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.c2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (39)$$

Всі значення величин у цій формулі слід приймати згідно [1].

При виконанні курсового проекту парні поперечні ребра треба встановлювати в місцях примикання або опирання балок настилу. У цьому разі слід вважати  $\sigma_{loc} = 0$  і робити перевірку за формулою (34).

#### 4.5 Розрахунок опорного ребра балки

При шарнірному обпиранні головної балки на верх колони передача реакції відбувається через опорне ребро, яке приварюють до торця балки по периметру прилягання (див. рис. 6).

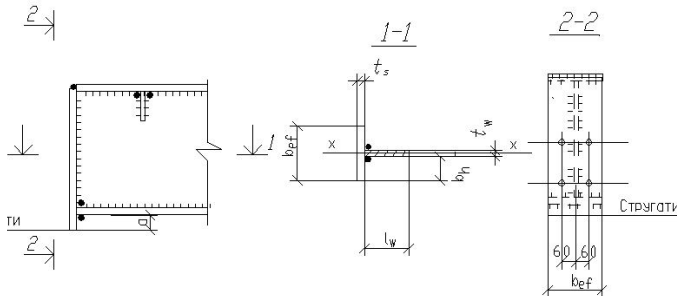


Рисунок 6 – Розрахункова схема

Розміри опорного ребра визначають з розрахунку на зминання його торця:

$$A_{nomp}^h = \frac{V_{e.б.}}{R_p} \quad (40)$$

де  $R_p$  – розрахунковий опір торцевої поверхні [1].

Конструктивно задаються шириною ребра  $b_{ef} = b_s$  і лише після цього знаходять його товщину:

$$t_s \geq \frac{A_{nomp}^h}{b_{ef}}. \quad (41)$$

Крім цього, виконують перевірку опорного відрізка балки на стійкість з площини балки як умовно-опорного стержня, що містить у площі розрахункового перерізу  $A_{ef}$  опорне ребро і частину стінки балки:

$$A_{ef} = A_h + A_w = b_{ef} \cdot t_s + t_w \cdot 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (42)$$

Цей відрізок балки розраховують на стиск, як стержень із розрахунковою довжиною, рівною висоті стінки балки:

$$\sigma = \frac{V_{z.б.}}{A_{ef} \varphi R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (43)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину, який приймають за [1] залежно від величини гнучкості  $\lambda$ .

Розрахунок швів якими приєднують опорне ребро до стінки балки  $l_w = h_w - 2$ :

а) по металу шва

$$k_f \geq \frac{V_{z.б.}}{2\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}; \quad (44)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$k_f \geq \frac{V_{z.б.}}{2\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}. \quad (45)$$

Значення величин  $\beta_f, \beta_z, R_{wf}, R_{wz}, \gamma_c, \gamma_{wf}$  і  $\gamma_{wz}$  – ті самі, що й у формулах (28) і (29). Слід відзначити, що при ручному зварюванні, згідно з [1] –  $\beta_f = 0,7$ , а  $\beta_z = 1$ .

Після визначення  $k_f$  порівнюють його величину із значеннями відповідних мінімальних катетів за [1] і приймають більше із знайдених.

#### 4.6 Розрахунок з'єднання балок настилу з головними балками

З'єднання балок настилу з головними балками в балочних клітках нормального типу виконують або поверховим, або в одному рівні (див. рис.7,8).

З усіх варіантів з'єднань поверхове обпирання є найпростішим, але воно через можливість вигину пояса головної балки може передавати лише невеликі реакції. Таке обпирання можна підсилити, поставивши під балку настилу ребро жорсткості і тим

самим запобігти місцевому вигину верхнього поясу головної балки. При поверховому спиранні другорядних балок вузол з'єднання вирішують конструктивно (рис.7).

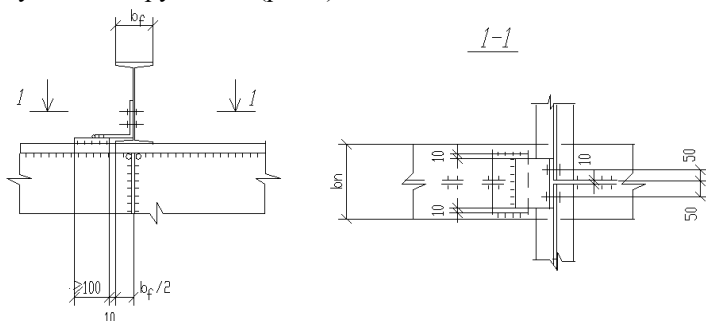


Рисунок 7 – Конструктивне рішення поверхового опирання балок

При з'єднанні в одному рівні балки настилу кріплять до спеціальних поперечних ребер жорсткості головної балки (рис. 8).

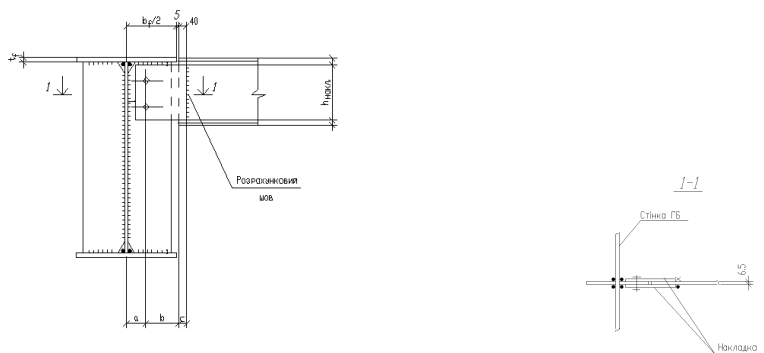


Рисунок 8 – Конструктивне рішення одного з можливих варіантів з'єднання балок в одному рівні

Розрахунок з'єднання балок зводиться до визначення розмірів накладок, ребер, зварювальних швів або кількості болтів, працюючих на зріз, які прикріплюють балки одну до одної.

Розрахунковою силою є опорна реакція балки настилу, яку збільшують на 20 %. При цьому, як правило, товщину ребер і накладок приймають не менше товщини стінки другорядної балки.

Розрахунки виконують в такій послідовності:

Перевірку міцності конструктивно прийнятих накладок виконують по формулі

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad (46)$$

де

$$\sigma = \frac{M_{накл}^{max}}{W_{накл}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (47)$$

$$\tau = \frac{1,2V_{б.н.}}{\sum A_{накл}R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (48)$$

$$M_{накл}^{max} = 1,2V_{б.н.} \cdot (b + c), \quad (49)$$

$$W_{накл} = \frac{\sum t_{накл} \cdot h_{накл}^2}{6}, \quad (50)$$

$$\sum A_{накл} = h_{накл} \cdot \sum t_{накл}, \quad (51)$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи табл.6 в [1].

Якщо умова формули не виконується, то змінюють товщину накладок.

Розрахунок швів, що прикріплюють накладки до стінки балки настилу. Такі шви, як правило, виконують ручною зваркою і катет шва  $k_f$  призначають у межах від мінімально допустимого [1] до максимально можливого  $k_f = 1,2t_{min}$  (де  $t_{min}$  менша з товщин зварюваних листів).

Напруження у швах від розрахункової сили  $V_{б.н.}$ :

а) по металу шва

$$\tau_f = \frac{1,2V_{з.б.}}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}, \quad (52)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\tau_z = \frac{1,2V_{з.б.}}{2\beta_z \cdot k_w \cdot l_w}. \quad (53)$$

Опорна реакція відносно центру ваги шва створює згинальний момент

$$M = 1,2V_{б.н.} \cdot (b + c). \quad (54)$$

Напруження у швах від дії згинального моменту:

а) по металу шва

$$\sigma_f = \frac{M}{W_f} = \frac{6M}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}, \quad (55)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_z = \frac{M}{W_z} = \frac{6M}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}. \quad (56)$$

Перевірку міцності швів виконують за формулами:

а) по металу шва

$$\sigma_{f_{\text{равн}}} = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (57)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_{z_{\text{равн}}} = \sqrt{\sigma_z^2 + \tau_z^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (58)$$

Розрахунок бовтів, що прикріплюють накладки до ребра головної балки. Для проведення розрахунку задаються класом і діаметром болтів.

Розрахункове зусилля  $N_b$ , яке може бути сприйняте одним бовтом у з'єднанні:

а) з умови зрізу

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (59)$$

де  $R_{bs}$  – розрахунковий опір зрізу бовтів [1];  $\gamma_b = 0,9$  – коефіцієнт умов роботи з'єднання [1];  $A$  – розрахункова площа перерізу бовта;

$n_s = 2$  – число площин зрізу;

б) із умови змину

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min}, \quad (60)$$

де  $R_{bp}$  – розрахунковий опір змину елементів, з'єднаних бовтами [1];

$d$  – діаметр стержня бовта;

$\sum t_{\min}$  – найменша сумарна товщина елементів, стиснутих в одному напрямі.

Кількість бовтів у з'єднанні знаходять за формулою:

$$n \geq \frac{V_{\delta.н.}}{N_{b\min} \cdot \gamma_c}. \quad (61)$$

Слід зазначити, що бовти потрібно розташовувати відповідно до вимог [1].

## 5 ПРИКЛАД КОМПОНУВАННЯ І РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ БАЛОЧНОЇ КЛІТИНИ

Необхідно скомпонувати й виконати розрахунки елементів балочної клітини нормального типу (рис. 9).

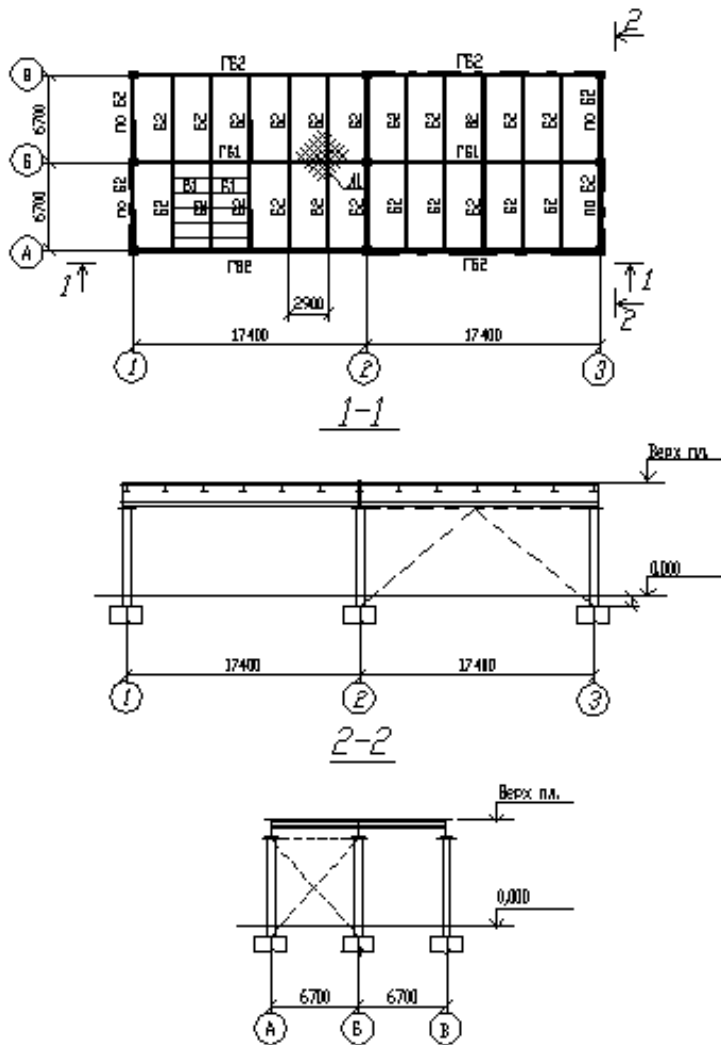


Рисунок 9 – Схема елементів балочної клітки

Дано:

$$L = 17\,400 \text{ мм}; l = 6\,700 \text{ мм}; a = 2\,900 \text{ мм};$$

$$q_{m.ч}^{xap} = 4,8 \text{ кН/м}^2; q_{пост}^{xap} = 0,994 \text{ кН/м}^2.$$

На балкову клітину діє тільки статичне навантаження, тому елементи її конструкцій можна виконувати із сталі С245, розрахунковий опір якої  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  [1].

### 5.1 Розрахунок балки настилу

Розрахункова схема балки настилу – однопрогонова, статично визначена балка, завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням від покриття (див. рис. 10).

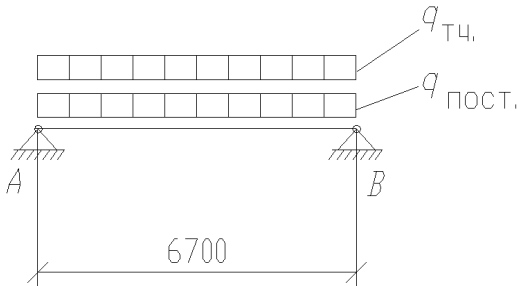


Рисунок 10 – Розрахункова схема балки Б2

1. Знаходимо поздовжнє розрахункове навантаження на балку з орієнтовним урахуванням її власної ваги:

$$q_p = (q_{пост} \cdot \gamma_{fn0} + q_{m.ч} \cdot \gamma_{fm} + q_{наст} \cdot \gamma_{fn}) \cdot k_{в.в} \cdot a_1 =$$

$$= (0,994 \times 1,1 + 4,8 \times 1,2 + 0,785 \times 1,05) \times 1,02 \times 2,9 = 22,566 \text{ кН/м.}$$

2. Знаходимо момент у прольоті

$$M_{\max} = \frac{22,566 \times 6,7^2}{8} = 126,623 \text{ кН}\cdot\text{м} = 12662,3 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

3. Визначаємо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{номр} = \frac{M_{\max}}{C_{оп} R_y \gamma_c} = \frac{12662,3}{1,12 \times 24 \times 0,95} = 446,863 \text{ см}^3$$

Згідно із сортаментом ГОСТ 8239-89 для балки Б2 приймаємо І 30 з геометричними характеристиками:

$$W_x = 472 \text{ см}^3; I_x = 7080 \text{ см}^4; S = 268 \text{ см}^3;$$

$$q_{в.в.} = 36,5 \text{ кг/м} = 0,365 \text{ кН/м}; A_I = 46,5 \text{ см}^2.$$

4. Визначасмо розрахункове навантаження на балку з урахуванням її власної ваги:

$$q'_p = (q_{пост} \cdot \gamma_{fn} + q_{т.ч} \cdot \gamma_{fm} + q_{наст} \cdot \gamma_{fn}) \cdot a_1 + q_{в.в} \cdot \gamma_{fn} =$$

$$= (0,994 \times 1,1 + 4,8 \times 1,2 + 0,785 \times 1,05) \times 2,9 + 0,365 \times 1,05 = 22,5078 \text{ кН/м}$$

5. Визначасмо реальний максимальний момент та опорні реакції балки

$$M_{\max}^1 = \frac{22,507 \times 6,7^2}{8} = 126,292 \text{ кН}\cdot\text{м} = 12629,2 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

$$V_A^1 = V_B^1 = q'_p \cdot l/2 = 22,507 \times 6,7/2 = 75,398 \text{ кН} = 75,4 \text{ кН}.$$

6. Перевіряємо міцність підбраного профілю балки

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{75,4 \times 268}{70807 \times 0,65 \times 1,1 \times 24 \times 0,58} = 0,287 < 1$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{12629,2}{1,12 \times 472 \times 0,95 \times 24} = 1,05 \geq 1$$

Перенапруження знаходиться в межах дозволеного.

7. Перевіряємо жорсткість балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{M^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{12629,2 \times 670}{1,15 \times 10 \times 2,06 \times 10^4 \times 7080} =$$

$$= \frac{8,462}{1677,25} = \frac{1}{198,2} < \left[ \frac{1}{200} \right].$$

Умову не виконано, тому для балки приймаємо двотавр більшого перерізу І30а з геометричними характеристиками:

$$W_x = 518 \text{ см}^3; I_x = 7780 \text{ см}^4; S = 292 \text{ см}^3;$$

$$q_{в.в.} = 39,5 \text{ кг/м} = 0,395 \text{ кН/м};$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{12629,2}{1,12 \times 518 \times 0,95 \times 24} = 0,954 \leq 1$$

$$\frac{f}{l} = \frac{12629,2 \times 670}{1,15 \times 10 \times 2,06 \times 10^4 \times 7780} = \frac{1}{217} < \left[ \frac{1}{200} \right].$$

Умови виконані.



## 5.2 Розрахунок складеної головної балки ГБ1

(Розрахункова схема балочної клітини рис. 9)

Матеріал конструкції:

– при товщині листів до 20 мм – сталь класу С245 із розрахунковим опором  $R_y=24 \text{ кН/см}^2$ ;

– при товщині листів більше 20–30 мм – сталь класу С245 із розрахунковим опором  $R_y=23 \text{ кН/см}^2$  [1].

Граничний вигин головної балки  $1/400L$ .

Балка ГБ1 завантажена зосередженими силами – реакціями другорядних балок.

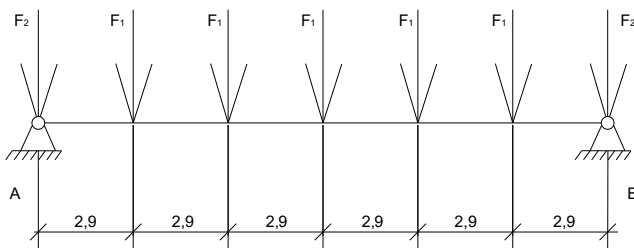


Рисунок 11 – Розрахункова схема балки ГБ1

$$F_1 = 2V_{B2} = 2 \times 75,4 = 150,8 \text{ кН.}$$

$$F_2 = V_{B2} = 75,4 \text{ кН.}$$

### 5.2.1 Підбір поперечного перерізу балки ГБ1

1. Визначаємо реакції, максимальну поперечну силу і момент у прольоті з урахуванням орієнтовної ваги балки

$$\begin{aligned} V_A = V_B &= \frac{\sum F_1 + \sum F_2}{2} \cdot k_{e.g} = \\ &= \frac{5 \times 150,8 + 2 \times 75,4}{2} \times 1,05 = 475,02 \text{ кН,} \end{aligned}$$

де  $k_{e.g.} = 1,03\text{--}1,05$  – коефіцієнт орієнтовного урахування власної ваги головної балки.  $Q_{\max} = V_A - F_2 \cdot k_{e.g} = 475,02 - 75,4 \times 1,05 = 396,35 \text{ кН}$ ,

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \left[ \left( \frac{V_A}{k_{e.g}} - F_2 \right) \cdot 8,7 - F_1(5,8 + 2,9) \right] \times k_{e.g} = \\ &= [396,35 \cdot 8,7 - 150,8 \cdot 8,7] \cdot 1,05 = 2276,4 \text{ кН}\cdot\text{м} = 227640 \text{ кН}\cdot\text{см.} \end{aligned}$$

2. Знаходимо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{номр} = \frac{M_{\max}}{C_{оп} R_y \gamma_c} = \frac{227640}{1,12 \cdot 24 \cdot 0,95} = 8915 \text{ см}^3.$$

3. Визначаємо оптимальну висоту балки за формулою (9), орієнтовно прийнявши її висоту

$$h \approx \left( \frac{1}{12} \div \frac{1}{8} \right) \cdot l \approx \frac{1}{11} \times 17,4 \approx 1,582 \text{ м}$$

і за емпіричною формулою (10) встановлюємо товщину стінки

$$t_w = 7 + 3h_{(м)} = 7 + 3 \times 1,58 = 11,74 \text{ мм}.$$

Приймаємо товщину стінки  $t_w = 11 \text{ мм}$

$$h_{онм} = (1,15 \div 1,2) \sqrt{\frac{W_{номр}}{t_w}} = 1,2 \sqrt{\frac{8915}{1,1}} = 108,03 \text{ мм}.$$

4. За умовою жорсткості формули (8) знаходимо мінімальну висоту балки:

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{5}{24} \cdot \frac{C_{оп} R_y L^2}{E[f]} \cdot \frac{\sum F^H}{\sum F^P} = 72,5 \cdot \frac{C_{оп} R_y L}{E} = \\ &= 72,5 \times \frac{1,12 \times 24 \times 1740}{2,06 \times 10^4} = 164,6 \text{ см} \end{aligned}$$

$$\text{де } \frac{\sum F^H}{\sum F^P} \approx 0,87.$$

Призначаємо  $h_w = 1250 \text{ мм}$ .

5. Із умови роботи стінки на дотичні напруження на опорі визначаємо допустиму товщину стінки за формулою (11)

$$t_{w,\min} = \frac{1,5Q^{\max}}{h \cdot R_s} = \frac{1,5 \times 396,35}{125 \times 0,58 \times 24} = 0,342 \text{ см}$$

6. Визначаємо мінімально допустиму товщину стінки балки, виходячи з умови не застосування поздовжніх ребер жорсткості для забезпечення місцевої стійкості:

$$t_{w,\min} = \frac{h \sqrt{\frac{R_y}{E}}}{5,5} = \frac{125 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}}}{5,5} = \frac{5,46112}{5,5} = 0,776 \text{ см}.$$

Порівнюючи одержані розрахунковим шляхом товщини стінки із прийнятою  $t_w = 11 \text{ мм}$ , приходимо до висновку, що вона може бути зменшена і прийнята  $t_w = 10 \text{ мм}$ , що задовольняє вимогам міцності на

дію дотичних напружень і не вимагає підкріплення її поздовжніми ребрами жорсткості для забезпечення місцевої стійкості.

7. Компонуємо переріз балки (див. рис. 12). Згідно із сортаментом листової сталі за ГОСТ 19903 – 74 стінку балки приймаємо з листа 1250×10 мм. Орієнтовно задаємось товщиною поясних листів балки  $t_f = 20$  мм ( $t_w \leq (2 \div 3)t_w$ ).

Тоді висота балки буде  $h = 1\,250 + 2 \times 20 = 1\,290$  мм. Тому що прийнята висота балки  $h = 1\,290$  мм  $> h_{omm} = 900$  мм, то орієнтовну площу кожного з поясів балки знаходимо за формулою:

$$A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{nomp}}{h_0} = \frac{3}{4} \times \frac{8915}{129 - 2} = 52,64 \text{ см}^2$$

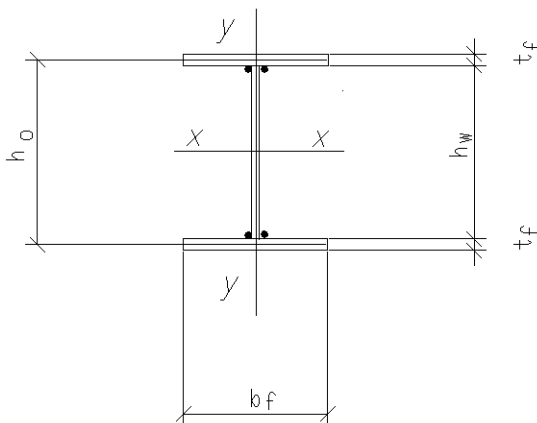


Рисунок 12 – Поперечний переріз балки

Ширину пояса балки визначаємо в межах рекомендованого відношення

$$b_f = \left( \frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 129 \approx 32,25 \text{ мм.}$$

Приймаємо, згідно із сортаментом універсальної листової сталі за ГОСТ 82-70 ширину пояса балки  $b_f = 340$  мм, тоді

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{52,64}{34,0} = 1,55 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину пояса балки  $t_f = 20$  мм, тобто пояс балки беремо із смуги – 340×20.

8. Перевіряємо місцеву стійкість стиснутого поясу балки в пружно-пластичній стадії роботи за формулою:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \cdot \frac{h_0}{t_w} = 0,11 \cdot \frac{129-2}{1,0} = 13,97 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \times 10^4}{24}} = 14,65.$$

Визначаємо звис поясу балки за формулою:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{34-1,0}{2} = 16,5 \text{ см}$$

і знаходимо фактичне відношення

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{16,5}{2} = 8,25 < 14,65.$$

Визначаємо геометричні характеристики поперечного перерізу балки

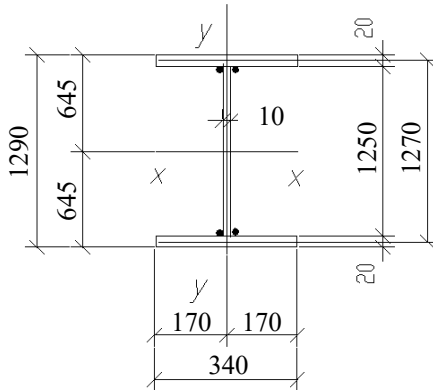


Рисунок 13 – Поперечний переріз балки

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \\ &= \frac{1,0 \times 125^3}{12} + 2 \times (34 \times 2) \times 63,5^2 + 2 \times \frac{34 \times 2^3}{12} \\ &= 162760 + 548386 = 711146 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{711146}{63,5} = 11199 \geq 8915 \text{ см}^3,$$

$$A_f = 2A_f + A_w = 2 \times (34 \times 2) + 125 \times 1,0 = 261 \text{ см}^2.$$

9. Перевіряємо міцність підбраного поперечного перерізу балки:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 \cdot W_x \cdot R_y \gamma_c} = \frac{227640}{1,113 \times 11199 \times 0,95 \times 24} = 0,8 \leq 1$$

де  $C_1 = C$  – величину  $C$  знаходимо за [1] залежно від величини відношення  $\frac{A_f}{A_w} = \frac{2 \times 34}{1,0 \times 125} = 0,544$ ;  $C = 1,113$ .

Визначаємо запас міцності

$$\delta = \frac{1 - 0,8}{1} \times 100 \% = 20 \% \geq [5 \%]$$

$$\tau = \frac{1,5 Q_{\max}}{t_w \cdot h_w \cdot R_s \gamma_c} = \frac{1,5 \times 396,35}{1,0 \times 125 \times 0,95 \times 24 \times 0,58} = 0,362 < 1$$

Перевіряємо пружність балки за формулою (20)

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{M_{\max}^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{227640 \times 1740}{1,15 \times 10 \times 2,06 \times 10^4 \times 711146} = \\ &= \frac{1}{425} < \left[ \frac{1}{400} \right]. \end{aligned}$$

### 5.2.2 Зміна поперечного перерізу балки ГБ1

1. Місце зміни перерізу поясів балки приймаємо на відстані

$$x = \left( \frac{1}{5} \div \frac{1}{6} \right) L = \frac{1}{5,8} \times 17,4 = 3 \text{ м}$$

від опори (розрахункову схему балки дивись рис. 11).

2. Визначаємо в перерізі «X» величину  $M^*$  і  $Q^*$

$$\begin{aligned} M_{x=3}^* &= (V_A - F_1) \cdot 3 - F_2 \cdot 0,1 = \\ &= (475,02 - 75,4) \times 3 - 150,8 \times 0,1 = 1183,8 \text{ кН}\cdot\text{м} \end{aligned}$$

$$Q_{x=3}^* = V_A - F_2 - F_1 = 475,02 - 75,4 - 150,8 = 248,82 \text{ кН.}$$

3. Знаходимо потрібний момент опору в місці зміни перерізу балки

$$W_{\text{нотр}}^* = \frac{M^*}{R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{118380}{0,85 \times 24 \times 0,95} = 6108 \text{ см}^3$$

де  $R_{wy} = 0,85R_y$  – розрахунковий опір стикового шва при ручному зварюванні без застосування фізичних методів контролю якості.

4. Встановлюємо потрібну площу кожного з поясів зміненого перерізу

$$A_{f, \text{норм}}^* \approx \frac{W_{\text{норм}}^*}{h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} = \frac{6108}{129} - \frac{1,0 \cdot 125}{6} = 47,35 - 20,83 = 26,52 \text{ см}^2.$$

5. Залишаючи товщину поясних листів постійним, знаходимо нову їх ширину

$$b_f^* = \frac{A_f^*}{t_f} = \frac{26,52}{2,0} = 13,26 \text{ см.}$$

За конструктивними вимогами та згідно з сортаментом (за ГОСТ 82-70) приймаємо нову ширину пояса 180 мм, тобто з листа 180×20 мм. При цьому нова ширина пояса відповідає вимогам:

$$b_f^* = 180 > 0,1h = 0,1 \times 1250 = 125 \text{ мм,}$$

$$b_f^* = 180 > 0,5b_f = 0,5 \times 340 = 170 \text{ мм,}$$

$$b_{f, \text{min}}^* = 180 > 180 \text{ мм.}$$

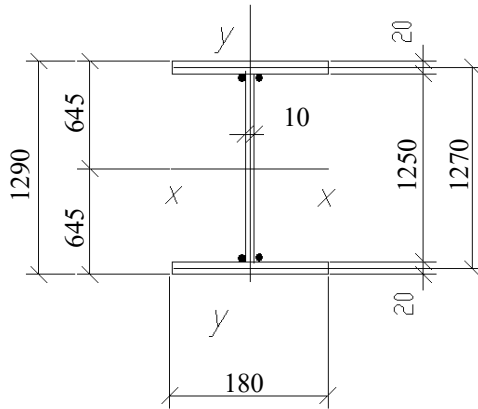


Рисунок 14 – Змінений переріз балки

6. Визначаємо геометричні характеристики зміненого поперечного перерізу балки

$$\begin{aligned} I_x^* &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f^* \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 125^3}{12} + 2 \times (18 \times 2) \times 63,5^2 + 2 \times \frac{18 \times 2^3}{12} = 162\,670 + 29\,322 = \\ &= 452\,992 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

$$W_x^* = \frac{I_x^*}{h/2} = \frac{2I_x^*}{h} = \frac{2 \times 452\,992}{129} = 7\,023 \text{ см}^3$$

7. Перевіряємо міцність підбраного поперечного перерізу балки (на відстані 3 м від її опори).

$$\sigma_x^* = \frac{M_{x=3}^*}{W_x^* \cdot \gamma_c} = \frac{118\,380}{7\,023 \times 0,95} = 17,74 \text{ кН/см}^2$$

$$= R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \times 24 = 20,4 \text{ кН/см}^2.$$

8. Перевіряємо приведені напруження на рівні поясних швів у місці зміни перерізу поясів балки

$$\sigma_{red}^* = \sqrt{\sigma_{1x}^{*2} + 3\tau_x^{*2}} = \sqrt{16,33^2 + 3 \cdot 1,26^2} \approx$$

$$\approx 22,58 \text{ кН/см}^2 \leq 1,15 \times 24 \times 0,95 = 30,36 \text{ кН/см}^2,$$

де  $\tau_1^*$  та  $\sigma_1^*$  – нормальні й дотичні напруження в точці 1 перерізу балки (на рівні поясних швів):

$$\sigma_x^* = \frac{M_{x=3}^*}{I_x^*} = \frac{M_{x=3}^*}{2I_x^*} \cdot h_w = \frac{118\,380}{2 \times 452\,992} \times 125 = 16,33 \text{ кН/см}^2$$

$$\frac{h_w}{2}$$

$$\tau_x^* = \frac{Q_{x=3}^* \cdot S_f^*}{I_x^* \cdot t_w} = \frac{248,82 \times 2\,286}{452\,992 \times 1,0} = 1,26 \text{ кН/см}^2,$$

$S_f^*$  – статистичний момент пояса відносно нейтральної осі «x» перерізу балки

$$S_f^* = b_f^* \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_0}{2} \right) = 18 \times 2 \times \frac{127}{2} = 2286 \text{ см}^3$$

Умови виконано, тому міцність балки в місці зміни перерізу поясів забезпечена.

### 5.2.3 Перевірка загальної стійкості головної балки

Визначаємо необхідність розрахунку балки ГБ1 на загальну стійкість.

1. Згідно вимог [1] загальну стійкість балки не потрібно перевіряти при передачі навантаження через суцільний настил, який безперервно опирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним зв'язаний. У нашому випадку ця умова виконана, тому що стислий пояс балки надійно закріплений другорядними балками (крок яких 2,9 м) і сталним настилом, привареним до верхніх поясів балок.

2. Для прикладу розглянемо варіант, коли сталевий настил, через незалежні від нас причини, не буде приварений до стислого поясу балки ГБ1, або другорядні балки будуть поверхово опиратися на балку ГБ1. Тоді згідно з вимогами [1] загальну стійкість балки теж не треба перевіряти, якщо виконується умова формули (33) в [1], а саме якщо

$$\frac{l_p}{b_f} < \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де  $l_p$  – відстань між закріпленнями стислого пояса балки з площини балки, відстань між другорядними балками; якщо відношення  $\frac{b_f}{t_f} < 15$ ,

то у формулі слід приймати цю величину відношення рівною  $\frac{b_f}{t_f} = 15$ :

$$\begin{aligned} & \left[ 0,41 + 0,032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \times 15) \times \frac{18}{129} \right] \times \\ & \times \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = [0,41 + 0,048 + 0,49 \cdot 0,17] = \\ & = 0,5416 \times 29,3 = 15,87, \end{aligned}$$

$\frac{l_p}{b_f} = 290/18 = 15,82 < 15,87$ , тобто вимога [1] виконана і загальну

стійкість балки перевіряти не потрібно.

#### 5.2.4 Розрахунок поясних швів балки ГБ1

За допомогою таких швів прикріплюють пояса до стінки балки

1. Знаходимо зсувну силу на 1 см довжини балки

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f^*}{I_x^*} = \frac{396,35 \cdot 286}{452\,992} = 4,74 \text{ кН.}$$

2. Визначаємо товщину поясних швів, які виконують автоматичною зваркою. Розрахунок зварних швів здійснюємо по металу межі сплавлення, оскільки

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 1,1 \cdot 1,8 = 19,8 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} = \\ &= \beta_z \cdot 0,45 R_u = 1,15 \times 0,45 \times 36 = 18,63 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$



$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{4,74}{2 \times 1,15 \times 0,45 \times 36 \times 1,0 \times 1,0} = 0,127 \text{ см} \approx 1,3 \text{ мм},$$

де  $\beta_f = 1,1$ ;  $\beta_z = 1,15$  – коефіцієнти проплавлення приймають за [1];  $\gamma_{wf} = 1$ ;  $\gamma_{wz} = 1$ ;  $\gamma_c = 1$  – коефіцієнти умов роботи відповідно шва та конструкції, приймають згідно [1];  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір кутових швів по металу шва;  $R_{wz} = 0,45R_u$  – розрахунковий опір кутових швів по металу межі сплавлення;  $R_u = 36 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, вигину за тимчасовим опором [1].

Але, при товщині  $t = 20 \text{ мм}$  (більш товстого із зварюваних елементів) катети швів слід приймати не менше 6 мм, тому конструктивно беремо  $k_f = 6 \text{ мм} > 1,3 \text{ мм}$ .

### 5.2.5 Розрахунок опорного ребра балки ГБІ

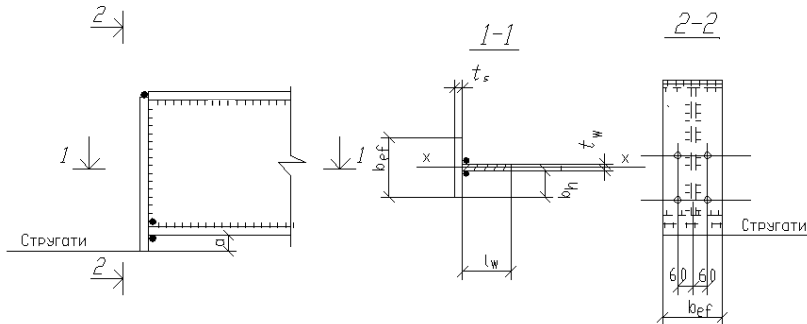


Рисунок 15 – Розрахункова схема

1. Визначаємо розміри опорного ребра. Знаходимо потрібну площу його поперечного перерізу

$$A_{nom}^h = \frac{V_{ГБ}}{R_p} = \frac{475,02}{33,6} = 14,14 \text{ см}^2.$$

Конструктивно задаємося шириною опорного ребра  $b_{ef} = b_f^* = 18 \text{ см}$ , тоді

$$b_h = \frac{b_{ef} - t_w}{2} = \frac{18 - 1,0}{2} = 8,5 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,5 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 14,65,$$

тобто умова виконана.

Знаходимо потрібну товщину ребра

$$t_s \geq \frac{A_{nom}^h}{b_{ef}} = \frac{14,14}{18} = 0,79 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо  $t_s = 14$  мм.

2. Перевіряємо напруження в ребрі з умови його змину

$$\sigma = \frac{V_{ГБ}}{A_h \cdot \gamma_c} = \frac{475,02}{(18 \cdot 1,4) \cdot 1,0} = 26,39 \text{ кН/см}^2 < 33,6 \text{ кН/см}^2.$$

3. Перевіряємо стійкість опорного ребра з площини балки.

Опорне ребро розглядаємо як умовний шарнірно-опертий стиснутий стержень складного перерізу, висота якого дорівнює висоті стінки балки. Загальна площа стержня складається з площі опорного ребра і

площі частини стінки балки довжиною  $0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ .

$$\begin{aligned} A_{ef} &= A_h + A_w = b_{ef} \cdot t_s + 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot t_w = \\ &= 18 \times 1,4 + 0,65 \sqrt{\frac{2,06 \times 10^4}{24}} \cdot 1,0 = 39,2 + 20,95 = 60,15 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Знаходимо необхідні геометричні характеристики розглядуваного стержня

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_s \cdot b_h^3}{12} = \frac{1,4 \times 18^3}{12} = 2561 \text{ см}^4, \\ i_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{2561}{60,15}} = 6,52 \text{ см,} \end{aligned}$$

тоді

$$\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{h_w}{i_x} = \frac{125}{6,52} = 20,54 \rightarrow \varphi = 0,949, \\ \sigma &= \frac{V_{ГБ}}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot \gamma_c} = \frac{475,02}{0,949 \times 60,15 \times 0,95} = 16,67 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

4. Визначаємо катети швів  $k_f$ , якими приєднуємо опорне ребро до стінки балки:

$$l_w = h_w - 2 = 125 - 2 = 123 \text{ см.}$$

Оскільки шви будемо виконувати ручною зваркою, то  $\beta_f = 0,7$  і  $\beta_z = 1$ .

Катет шва визначаємо з умови зрізу по металу шва, бо

$$\begin{aligned}\beta_f \cdot R_{wf} &= 0,7 \times 1,8 = 12,6 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} = \\ &= \beta_z \cdot 0,45 R_u = 1 \times 0,45 \times 37 = 16,6 \text{ кН/см}^2,\end{aligned}$$

$$k_f \geq \frac{V_{ГБ}}{2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot l_w} = \frac{475,02}{2 \times 0,7 \times 1,8 \times 1 \times 1 \times 123} = 0,31 \text{ см}$$

Згідно з вимогами [1] у цих умовах катет шва повинен бути не менше 6 мм. Конструктивно його приймаємо  $k_f = 8$  мм.

### 5.2.6 Перевірка місцевої стійкості стінки складеної балки

1. Перевіряємо необхідність проведення перевірки місцевої стійкості стінки балки. Згідно [1] стійкість стінок балок не треба перевіряти, якщо виконана умова за приведеними напруженнями, а також умовна гнучкість стінки  $\overline{\lambda}_w$  не перевищує (при відсутності місцевих напружень у балках з двосторонніми швами) величини 3,5, тобто  $\overline{\lambda}_w < 3,5$

$$\begin{aligned}\sigma_{red}^* &= \sqrt{\sigma_{1x}^{*2} + 3\tau_x^{*2}} = \sqrt{16,33^2 + 3 \cdot 1,26^2} \approx \\ &\approx 22,58 \text{ кН/см}^2 \leq 1,15 \times 24 \times 0,95 = 30,36 \text{ кН/см}^2,\end{aligned}$$

де  $\sigma_{red}^*$ ,  $\sigma_{x1}^*$  та  $\tau_{xy,1}^*$  – відповідно приведені напруження на рівні поясних швів у місці зміни перерізу поясів, нормативні й дотичні напруження в точці 1 на рівні поясних швів.

У нашому випадку перша умова виконана, тому перевіряємо другу вимогу. Знаходимо умовну гнучкість стінки балки:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{1,0} \sqrt{\frac{24}{2,06 \times 10^4}} = 4,26 > 3,5,$$

тобто в нашому випадку одна з нормативних умов [1] не виконана, тому стійкість стінки балки потрібно перевіряти.

Встановлюємо основні ребра жорсткості в місцях прикріплення (обпирання) другорядних балок через один крок. Інші другорядні балки будемо прикріплювати до коротких ребер (розріз 2–2).

2. Перевіряємо місцеву стійкість стінки у першому відсіку довжиною  $a_I = 2\ 900$  мм на відстані

$$x = a_I - h_w/2 = 2\ 900 - 1\ 250/2 = 2\ 275 \text{ мм.}$$

Знаходимо момент і поперечну силу на відстані  $X_I$  від опори балки, тобто в розрахунковому перерізі

$$M_{x=2,275} = (V_{ГБ} - F_1) \cdot X_I = (475,02 - 75,4) \times 2,275 = 909,14 \text{ кНсм,}$$

$$Q_{\max} = V_{ГБ} - F_1 = 399,62 \text{ кН.}$$

Перевірку місцевої стійкості стінки виконуємо за формулою

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

де  $\gamma_c = 1,1$ .

Напруження на рівні поясних швів на відстані  $x = 2,275$  м від опори балки:

$$\sigma = \frac{M_{x=2,275}}{I_x^*} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{90914}{452992} \times \frac{125}{2} \approx 12,55 \text{ кН/см}^2.$$

Середні дотичні напруження на відстані  $x = 2,275$  м від опори балки.

$$\tau_{x=2,275} = \frac{Q_{x=2,275}}{h_w \cdot t_w} = \frac{399,62}{125 \times 1,0} = 3,2 \text{ кН/см}^2$$

Критичні нормальні й дотичні напруження:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30,3 \times 24}{4,26^2} = 40,07 \text{ кН/см}^2,$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{1,0} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,26,$$

де  $d = h_w = 125$  см;

$C_{cr}$  – коефіцієнт для складних балок визначаємо за табл.21 в [1] залежно від величини коефіцієнта:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8 \times \frac{18}{125} \times \left(\frac{2,0}{1,0}\right)^3 = 0,92.$$

Згідно з [1] для балок балочних кліток коефіцієнт  $\beta = 0,8$ .

Тепер за [1] при  $\delta = 0,92$  визначаємо  $C_{cr} = 30,3$ :

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_w^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,82^2}\right) \times \frac{0,58 \times 24}{4,26^2} \approx 8,4 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\mu = \frac{227,5}{125} = 1,82 \quad - \text{ відношення більшої сторони до меншої, тобто}$$

$$\mu = \frac{a}{h_w}.$$

Після визначення усіх компонентів виконуємо перевірку

$$\sqrt{\left(\frac{12,55}{40,07}\right)^2 + \left(\frac{3,2}{8,4}\right)^2} = \sqrt{0,594} = 0,77 < 1,1.$$

Умова виконана.

При невиконанні умови треба зменшити крок основних ребер жорсткості або збільшити товщину стінки балки.

3. Визначаємо ширину й товщину основних ребер жорсткості. Згідно з відповідними вимогами [1] ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{1250}{30} + 40 = 81,66 \text{ мм.}$$

приймаємо  $b_h = 85$  мм.

Товщина ребра з сталі С235 із  $R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup>

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \times 0,85 \times \sqrt{\frac{23}{2,06 \times 10^4}} = 0,668 \text{ см}$$

Приймаємо  $t_s = 8$  мм.

Ребра будемо приварювати до стінки балки ручною зваркою, згідно з [1], двосторонніми швами  $h_f \geq 6$  мм.

### 5.2.7 Розрахунок з'єднання другорядних балок з головною балкою

У нашому прикладі балки з'єднуються в одному рівні.

Розглянемо один з можливих варіантів з'єднання балок і виконаємо розрахунок його елементів. Попередньо, з конструктивних міркувань задаємося габаритними розмірами накладок.

Для з'єднання другорядних балок І30а з головною балкою ГБ1 приймаємо накладки розмірами  $250 \times 250 \times 8$  із сталі класу С235. Накладки прикріплюємо на монтажі до ребер головної балки болтами грубої точності класу 4.6 діаметром  $d = 20$  мм.

Розрахунковою силою є опорна реакція другорядної балки, яку збільшуємо на 20 %

$$P = 1,2 \cdot V_{\partial,Б} = 1,2 \times 75,4 = 90,48 \text{ кН}$$

Виконуємо перевірку міцності конструктивно прийнятих накладок. Для цього попередньо знаходимо:

а) величину розрахункового моменту:

$$M_{\text{нак}} = 90,48 \times 20,0 = 1\,809,60 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

б) момент опору накладок:

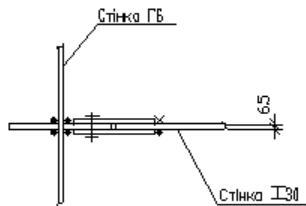
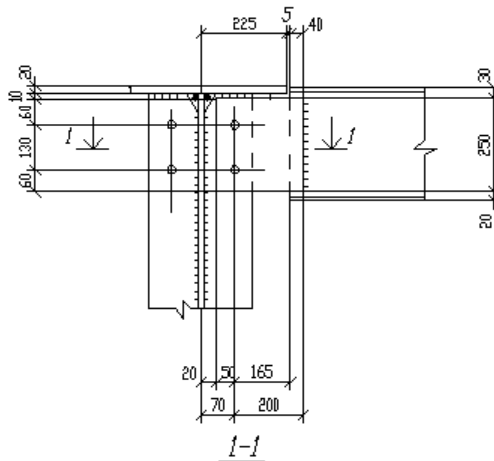


Рисунок 16 – Розрахункова схема з'єднання балок

$$M_{\text{нак}} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 25^2}{6} = 166,66 \text{ см}^3;$$

в) сумарну площу поперечного перерізу накладок

$$\sum A_{\text{нак}} = 25 \cdot 0,8 \cdot 2 = 40,0 \text{ см};$$

г) нормальні й дотичні напруження у накладках:

$$\sigma_{накл} = \frac{M_{накл}}{W_{накл}} = \frac{1809,60}{166,66} = 10,86 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{накл} = \frac{P}{\sum A} = \frac{90,48}{40,0} = 2,26 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{накл}^2 + 3\tau_{накл}^2} = \sqrt{10,86^2 + 3 \times 2,26^2} =$$

$$= 11,54 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 1,15 \times 23 \times 1,1 = 29,1 \text{ кН/см}^2.$$

Умову виконано, тобто несуча спроможність накладок забезпечена.

Розрахунок швів, що прикріплюють накладки до стінки другорядної балки: ці шви виконують ручною зваркою, катет шва необхідно приймати:

– мінімально допустимий  $k_{f \min} = 5 \text{ мм}$ ;

– максимально можливий

$$k_{f \min} = 1,2t_{min} = 1,2t_w = 1,2 \times 6,5 = 7,8 \text{ мм, приймаємо } k_f = 8 \text{ мм.}$$

Визначаємо дотичні напруження у швах від розрахункової сили  $P$ :

а) по металу шва

$$\tau_f = \frac{P}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{90,48}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot (25-1)} = 3,37 \text{ кН/см}^2;$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\tau_z = \frac{P}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{90,48}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot (25-1)} = 2,36 \text{ кН/см}^2.$$

Знаходимо згинальний момент, який створює опорна реакція балки відносно центру тяжіння шва:

$$M = 90,48 \cdot 20,0 = 1809,60 \text{ кН·см.}$$

Визначаємо нормальні напруження у швах від дії згинального моменту:

а) по металу шва

$$\sigma_f = \frac{M}{W_f} = \frac{6M}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} = \frac{6 \times 1809,6}{2 \times 0,7 \times 0,8 \times (25-1)^2} = 16,83 \text{ кН/см}^2;$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_z = \frac{M}{W_z} = \frac{6M}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2} = \frac{6 \times 1809,6}{2 \times 1 \times 0,8 \times (25-1)^2} = 11,78 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо міцність швів:

а) рівнодіючі напруження по металу шва

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} = \sqrt{16,83^2 + 3,37^2} = 17,164 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_{wf} \cdot \gamma_c = 18 \times 1 = 18,0 \text{ кН/см}^2;$$

б) рівнодіючі напруження по межі сплавлення

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_z^2 + \tau_z^2} = \sqrt{11,78^2 + 2,36^2} = 12,014 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_{wf} \cdot \gamma_c = 0,45 \cdot R_u \cdot \gamma_c = 0,45 \times 36 = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

### 5.2.8 Розрахунок болтів, що прикріплюють накладки до ребра головної балки.

Для з'єднання приймаємо болти М20 класу 4.6. Визначаємо розрахункові зусилля, які можуть бути прийняті одним болтом у з'єднанні:

а) з умов зрізу

$$N_{\bar{o}} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s = 15 \times 0,9 \times (3,14 \times 1^2) \cdot 2 = 87,78 \text{ кН},$$

де  $R_{bs} = 15 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір зрізу болтів [1];

$\gamma_b = 0,9$  – коефіцієнт умов роботи з'єднання [1];

$A_b$  – площа перерізу болта;

$n_s = 2$  – число площин зрізу;

б) з умови змину

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min} = 36,5 \times 0,9 \times 2 \times 0,8 \approx 52,6 \text{ кН},$$

де  $R_{bp} = 36,5$  – розрахунковий опір змину елементів з'єднаних болтами (сталь С235) [1];

$d = 2 \text{ см}$  – діаметр стержня болта;

$\sum t_{\min} = 0,8$  – найменша сумарна товщина елементів, стиснутих в одному напрямі.

Визначаємо необхідну кількість бовтів у з'єднанні:

$$n \geq \frac{P}{[N_{\min}] \cdot \gamma_c} = \frac{90,48}{52,6 \times 1} = 1,72.$$

Приймаємо два болта, розташування яких зображене на рис. 16. Болти потрібно розташувати відповідно до вимог [1].



## СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Чинний від 2015–01–01 – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
2. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження та впливи. Норми проектування. Чинний від 2007–01–01 – Київ : Мінрегіон України, 2006. – 60 с.
3. ДСТУ 2251:2018. Кутики сталеві гарячекатані рівнополочні. Чинний від 2018–08–28 – Київ : «УкрНДНЦ», 2018. – 13 с.
4. ДСТУ Б.В.1.2-3:2006. Прогини та зміщення. Вимоги проектування. Чинний від 2007–01–01 – Київ : Мінрегіон України, 2006. – 9 с.
5. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 1–1: General rules and rules for buildings. – Brussels : European Committee for Standardization, 2005. – 91 p.
6. EN 1993-1-1:2006. Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 1–3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : European Committee for Standardization, 2006. – 130 p.
7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 Єврокод 3 : Проектування сталевих конструкцій. Частина 1–1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). Чинний від 01.07.2013. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. – 38 с.
8. Цифровий репозиторій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова [Електронний ресурс]: сайт. Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua>, вільний (дата звернення 14.09.2020). – Назва з екрана.
9. Бреттл М. Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины / М. Бреттл, Д. Браун, Н. А. Беляев, А. С. Билык. – Киев : Украинский центр стального строительства, 2017. – 232 с
10. 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 друге, перероблене і доповнене / Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – Київ : «Сталь», 2010. – 869 с.

11. Лоусон М. Стальные конструкции в архитектуре / М. Лоусон, А. С. Билык. – Киев : Украинский центр стального строительства, 2014. – 140 с.

*Виробничо-практичне видання*

Методичні рекомендації  
для виконання курсового проєкту  
з навчальної дисципліни

**«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»**

Частина 1

*(для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання спеціальності  
192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми  
«Промислове та цивільне будівництво» )*

Укладачі: **ЛУГЧЕНКО** Олена Іванівна  
**ФІРСОВ** Павло Михайлович

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*  
*За авторською редакцією*  
Комп'ютерне верстання *О. І. Лугченко*

План 2020, поз. 355 М

---

Підп. до друку 02.07.2021 Формат 60 × 84/16  
Електронне видання. Ум. друк. арк. 2,5.

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.  
Електронна адреса: office@kname.edu.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 5328 від 11.04.2017.