

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

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

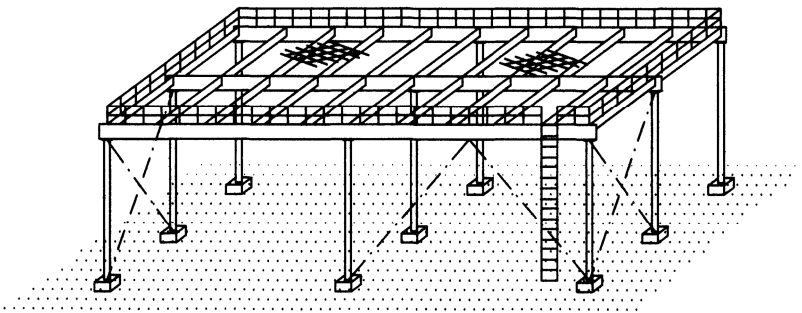
для виконання курсового проекту
«Балкова клітина і колони робочого майданчику»
з дисципліни

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

Частина I

Розрахунок і конструювання елементів балкової клітини

(для студентів 3 курсу денної та 4 курсу заочної форм навчання
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво фахового спрямування
«Промислове і цивільне будівництво»)



Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2016

Методичні вказівки для виконання курсового проекту «Балочна клітина і колони робочого майданчику» з дисципліни «Металеві конструкції». Частина I. Розрахунок і конструювання елементів балкової клітини (для студентів 3 курсу денної і 4 курсу заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 – Будівництво фахового спрямування «Промислове і цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : В. А. Мазур, О. І. Лугченко. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. – 75 с.

Укладачі канд. техн. наук В.А. Мазур,
канд. техн. наук О.І. Лугченко

Рецензент канд. техн. наук К.О. Рапіна.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій
протокол № 5 від 29.12.2015 р.

ВСТУП

Методичні вказівки для виконання курсового проекту з металевих конструкцій “Балкова клітина і колони робочого майданчику” призначені для студентів будівельних спеціальностей всіх форм навчання, які вивчають металеві конструкції.

Їх мета спрямована на те, щоб студент на практиці оволодів навиками компонування, розрахунку і конструювання елементів балочної клітки, а також центрально-стиснутих колон робочих майданчиків.

Курсовий проект складається з розрахунково-пояснювальної записки і робочого креслення металевих конструкцій на аркуші формату А1.

Зміст курсового проекту і загальні вказівки для його виконання дивись [8].

1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАЛКОВІ КЛІТИНИ

Система несучих балок що утворюють конструкцію перекриттів або робочих майданчиків, називається балковою клітиною. Залежно від розрахункового навантаження і розмірів у плані, балочні клітки 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 2,0 – 5,0 м.

З’єднання балок між собою може бути поперховим, на одному рівні і пониженим (рис.2). Відстань від нижнього поясу головної балки до верху настилу називається будівельною висотою балочної клітки.

Вибір раціонального типу балочної клітки залежить від багатьох чинників, тому його виконують на основі порівняння декількох можливих варіантів конструктивних рішень. При цьому для зниження трудомісткості, намагаються мати якомога меншу кількість допоміжних балок і балок настилу, які проектують з прокатних профілів.

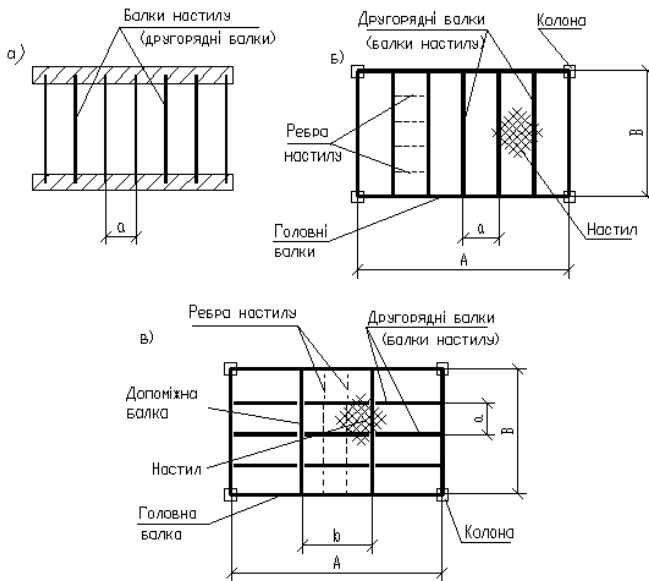


Рисунок 1 – Типи балкових клітин:
 а – спрощена, б – нормальна, в – ускладнена

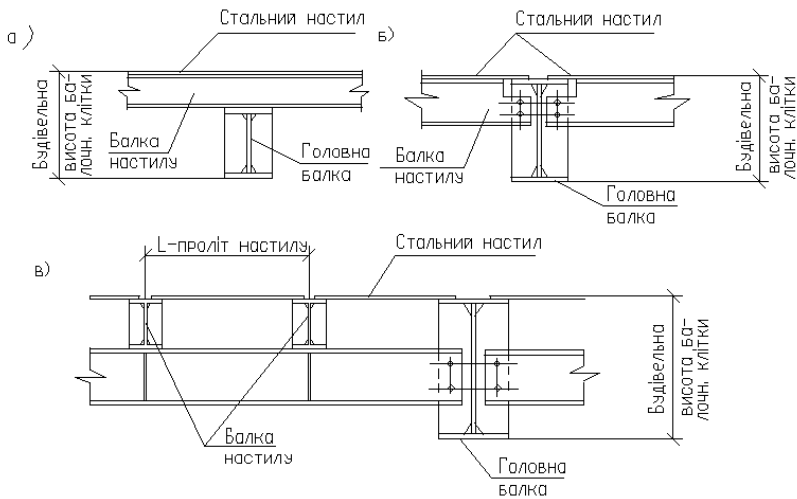


Рисунок 2 – З'єднання балок:
 а – поверхове, б – на одному рівні, в – понижене

2 РОЗРАХУНОК НЕСУЧОГО НАСТИЛУ

Для несучого настилу балочних кліток застосовують плоскі сталеві листи або залізобетонні плити (розрахунок яких не входить в обсяг курсового проекту). За проліт настилу приймають відстань між гранями полиць суміжних балок (рис. 2, в).

Прийнято вважати, що при:

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

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

$$50 \leq \frac{l_{\text{наст}}}{t_{\text{наст}}} \leq 300 \quad - \text{ нормальний настил.}$$

Для сталевих настилів слід використовувати листи товщиною:

$$t = 6 - 8 \text{ мм при навантаженні } q \leq 10 \text{ кН/м}^2;$$

$$t = 8-10 \text{ мм при навантаженні } q = 20 \text{ кН/м}^2;$$

$$t = 10-12 \text{ мм при навантаженні } q = 21-30 \text{ кН/м}^2;$$

$$t = 12-14 \text{ мм при навантаженні } q > 30 \text{ кН/м}^2.$$

Настил з балками з'єднують суцільними або переривчастими електрозварювальними швами. При навантаженні $q \leq 50 \text{ кН/м}^2$ і

граничному відносному прогині $\left[\frac{f}{l} \right] \leq \frac{1}{150}$ 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:

$$\begin{aligned} \frac{l_n}{t_n} &= \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \cdot \left(1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{150^4 \cdot q_n} \right) = \\ &= 40 \cdot \left(1 + \frac{1,6272}{506,25 \cdot q_n} \right) = 40 \left(1 + \frac{1}{311,117q_n (\text{кН/см}^2)} \right); \end{aligned} \quad (1-A)$$

де $n_0 = \left[\frac{l}{f} \right]$ – задане відношення прольоту настилу до його

допустимого прогину (знаходять від нормативного

$$\frac{f}{l} = \left[\frac{1}{150} \right] \text{ для настилів;}$$

q_n – нормативне навантаження на настил у кН/см^2 ;

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

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

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

Необхідне співвідношення $\frac{l_n}{t_n}$ можна також знайти

користуючись графіком Лейтеса С.Д. (рис. 3).

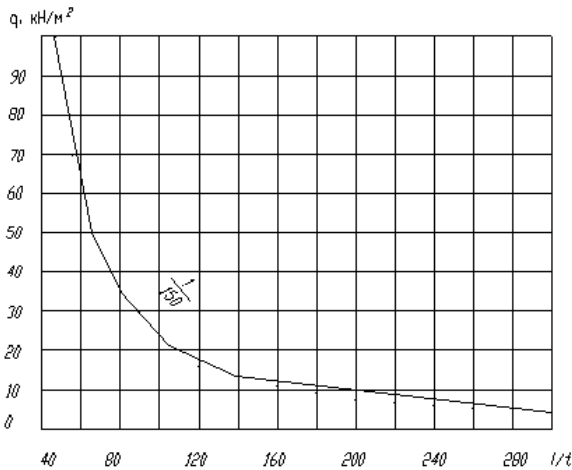


Рисунок 3 – Граничне навантаження на плоский настил із шарнірно-закріпленими краям

Знаючи величину співвідношення $\frac{l_n}{t_n}$, за величиною

навантаження q приймають відповідну товщину настилу t_n , а знаючи товщину настилу, із даного співвідношення знаходять допустимий проліт настилу l_n . Знайдений проліт настилу треба округлити до величини, що буде кратна довжині головної балки при нормальному типі балочної клітки або довжині допоміжної балки при ускладненому типі балочної клітки.

3 РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНИХ БАЛОК (БАЛОК НАСТИЛУ) І ДОПОМІЖНИХ БАЛОК

Найбільш раціональним перерізом для другорядних і допоміжних балок є прокатні балки двотаврового або швелерного профілю (див. табл. 2.3 і табл. 2.4 додатку).

Прокатну розрізну балку розраховують в такій послідовності:

- 1) визначають крок балок;
- 2) підраховують нормативні й розрахункові навантаження;
- 3) устанавлюють розрахункову схему балки (другорядна балка або балка настилу завантажена рівномірно розподіленим навантаженням, а допоміжні балки – зосередженими силами, що є реакціями опор балок настилу або другорядних балок) і знаходять максимальний згинальний момент від розрахункових завантажень;

- 4) розраховують потрібний момент опору поперечного перерізу балки $W_{потр.}^{nl.}$ з урахуванням пластичної роботи матеріалу балки

$$W^{nl.} = C_{op.} \cdot W_{ynp.}$$

для двотаврів і швелерів у першому наближенні (орієнтовано) $C_{op} = 1,12$ 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 (див. відповідні табл. додатку) 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:

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

де M – максимальний згинальний момент в розрахунковому перерізі;

W_{\min} – мінімальний момент опору нетто;

R_y – розрахунковий опір сталі вигину за межею текучості (табл. Г.2) в [1];

$\gamma_c = 1,1$ – коефіцієнт умов роботи по таблиці 5,1 п.6 в [1];

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

C_1 – коефіцієнт що враховує розвиток пластичних деформацій.

При одночасній дії в перерізі моменту M та поперечної сили Q , коефіцієнт C_1 слід визначати за формулами:

$$\begin{aligned} C_1 &= C && \text{при} && \tau \leq 0,5R_s \\ C_1 &= 1,05\beta C && \text{при} && 0,5R_s \leq \tau \leq 0,9R_s \end{aligned}$$

де
$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}; \quad (2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2}{1 - \alpha \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2}}, \quad (3)$$

C – коефіцієнт, що приймають згідно з таблиці М1 в [1] залежно від співвідношення площини полки A_f до площі стінки балки A_w ;

t_w і h_w – відповідно товщина і висота стінки;

α – коефіцієнт, що приймають для двотаврового профілю вигинаємого у площині стінки – 0,7;

C_1 – коефіцієнт, що приймають не менше одиниці і не більше коефіцієнта C .

При наявності зон чистого вигину (при парній кількості балок настилу, що спираються на допоміжну балку), у формулі (1) замість коефіцієнта C_1 слід приймати коефіцієнт C_{1m} , який знаходять за формулою:

$$C_{1m} = 0,5(1 + C); \quad (4)$$

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

– поверхове обпирання балки або без зрізу поясів балки

$$\tau = \frac{QS}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (5)$$

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

$$\tau = \frac{1,5Q}{h \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c; \quad (6)$$

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 (див. табл. 1 ДСТУ В.В.1.2-3:2006);

9) визначають необхідність розрахунку другорядної балки (ускладнений тип балочної клітки) на загальну стійкість. Перевірку виконують за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_{ST}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7)$$

де W_{ST} – треба визначати для стиснутого поясу;

φ_b – коефіцієнт зниження розрахункового опору при згинно-крутильній формі втрати стійкості балок, який знаходять згідно з вимогами п. 9.4.1 ÷ 9.4.6 і формулами додатку Н в [1].

Загальну стійкість двотаврових балок не потрібно перевіряти:

- при передачі навантаження через суцільний жорсткий настил, який безперервно опирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним з'єднаний;

- при співвідношенні розрахункової довжини балки l_{ef} до ширини стиснутого поясу b_f , що не перевищує значень, знайдених за формулами таблиці 9.1 в [1] для балок симетричного двотаврового профілю.

4 ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ БАЛКОВИХ КЛІТИН

Для порівняння підраховують витрати сталі на 1 м^2 розглянутих варіантів балочних кліток. Для цього треба до маси настилу додати масу всіх другорядних балок та допоміжних балок і одержану суму розділити на площу балочної клітки. Трудомісткість монтажу елементів балочних кліток оцінюють приблизно за кількістю вузлів з'єднань балок. При цьому окремо підраховують кількість вузлів поверхових з'єднань балок (як найбільш простих) і з'єднань в одному або пониженому рівні (як більш складних). Показники по кожному варіанту заносять у таблиці 1.

Із розглянутих варіантів перевагу віддають варіанту, який при інших рівних умовах має меншу масу. Якщо маса для розглянутих варіантів однакова або відрізняється не більше ніж на 2-3 %, приймають той варіант, який має меншу кількість вузлів з'єднань, особливо в одному або пониженому рівні.

Таблиця 1

№ варіанта	Назва елементів конструкцій	Маса сталі, кг/м ²		%	Кількість вузлів з'єднань		
		по елементах	по варіантах		поверхове	в одному або пониженому рівні	перестикання настилу
1	Настил t = ...мм - Другорядні балки (ребра) настилу - Допоміжні балки						
2	Настил t = ...мм Другорядні балки						

5 РОЗРАХУНОК СКЛАДЕНОЇ ЕЛЕКТРОВВАРИВАЛЬНОЇ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

5.1 Підбір поперечного перерізу складеної балки

Переріз складної електровваривальної 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 складної балки є знаходження її раціональної висоти $h = (1/8 - 1/12)L$.

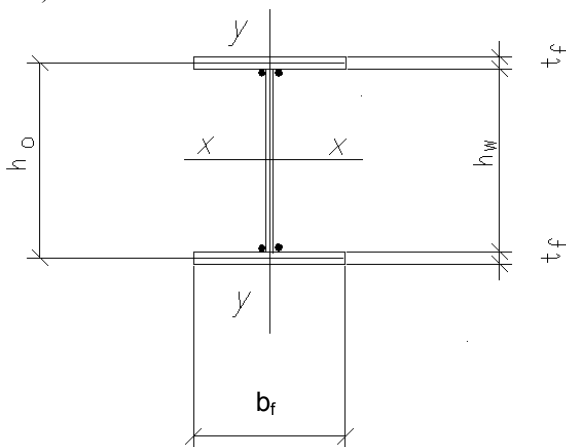


Рисунок 4 – Переріз складної електровваривальної балки

Розрахунок складної балки проводять в такій послідовності:

1) Після прийняття розрахункової схеми балки, її завантаження та визначення зусиль Q_{\max} , M_{\max} , а також потрібного моменту опору $W_{\text{номп.}}$, компоновку перерізу балки починають із встановлення її висоти, яку знаходять за двома умовами: за жорсткістю h_{\min} та економічністю $h_{\text{онм.}}$.

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot L^2 \sum q^H \cdot C_{op.}}{24 \cdot E [f] \sum q^P} = \frac{5}{24} \cdot \frac{C_{op.} \cdot R_y \cdot L^2}{E \frac{1}{400} L} \cdot \frac{\sum q^H}{\sum q^P} = 72,5 \frac{C_{op.} \cdot R_y \cdot L}{E}, \quad (8)$$

$$\text{де } [f] = \frac{1}{400} L ;$$

$$h_{\text{онм.}} = (1,15 \dots 1,2) \sqrt{\frac{W_{\text{номп.}}}{t_w}}, \quad (9)$$

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

2) Товщину стінки знаходять попередньо за емпіричною формулою

$$t_{CT} = 7 + 3h_w \quad (10)$$

За умовами зрізу визначають мінімально допустиму товщину стінки

$$t_{w\min} = \frac{1,5Q}{hR_s}. \quad (11)$$

Остаточну товщину стінки приймають не менше $t_{w\min}$, закругляючи її до розміру (величини) відповідно сортаменту листової сталі за ГОСТ 82–70 і ГОСТ 19903–74. Із конструктивних міркувань $t_{w\min} \geq 6$ мм.

При необмеженій будівельній висоті балочної клітки (поверху) 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 (за ГОСТ 82-70 і ГОСТ 19903 – 74), або загальна висота балки має бути кратною модулю 100.

3) Після встановлення висоти балки і товщини її стінки переходять до компоновки поясів. За відомим значенням потрібного

моменту опору W_x^{nomp} усього перерізу і висоти балки h знаходять орієнтовно площу A_f кожного з поясів балки симетричного перерізу за формулою:

$$\text{при } h > h_{onm}. \quad A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{mp}}{h_0}, \quad (12)$$

$$\text{при } h < h_{onm}. \quad A_f = \frac{W_{mp}}{h_0} - \frac{t_w \cdot h_0}{6}, \quad (13)$$

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: $t_f \leq (2 \div 3)t_w$.

4) Місцева стійкість стислого поясного листа балки слід вважати забезпеченою, якщо умовна гнучкість звису пояса

$$\bar{\lambda}_f = \frac{B_{ef}}{t_p} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ не перевищує, згідно з вимогами п.9.5.14 та п.9.5.15 в}$$

[1], значень граничних умовних гнучкостей $\bar{\lambda}_{uf}$, що визначається за формулами:

а) у пружній стадії роботи металу, тобто балок 1-го класу напружено-деформованного стану (НДС) матеріалу поперечного перерізу

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}} = 0,5 \rightarrow \frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (14)$$

б) у пружно-пластичній стадії роботи металу, тобто балок 2-го класу напружено-деформованного стану (НДС) матеріалу поперечного перерізу

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06\bar{\lambda}_{uw}.$$

При умові що гранична умовна гнучкість стінки балки $\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{b_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ може знаходитись у межах $2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$,

$$\text{звідки } \frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \frac{h_{ef}}{t_w}, \text{ але не більше } 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (15)$$

де h_{ef} – розрахункова висота стінки балки,

$$b_{ef} = \frac{b_f - (t_w + 2k_{ув.полк})}{2} \text{ – звис полки балки.} \quad (16)$$

5) 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

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f = \frac{t_w \cdot h_w^2}{12} + 2 \cdot (t_f \cdot b_f) \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right), \quad (17)$$

- момент опору відносно осі X

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2I_x}{h}, \quad (18)$$

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

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

- дотичні напруження в опорному перерізі за максимальною поперечною силою:

$$\tau = \frac{1,5Q_{\max}}{t_w h_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (19)$$

- жорсткість за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{M \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} \leq \frac{1}{400}, \quad (20)$$

де $k \approx 1,15$ – коефіцієнт співвідношення розрахункового навантаження до нормального q_x / q^H , який дає змогу раніше знайдений момент від розрахункових навантажень перевести в момент від нормативних навантажень.

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

- при рівномірно-розподіленому навантаженні

$$M^* = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2}, \quad (21)$$

- при навантаженню зосередженими силами

$$M^* = V \cdot x - \sum P_{ix} \cdot l_{ix}. \quad (21a)$$

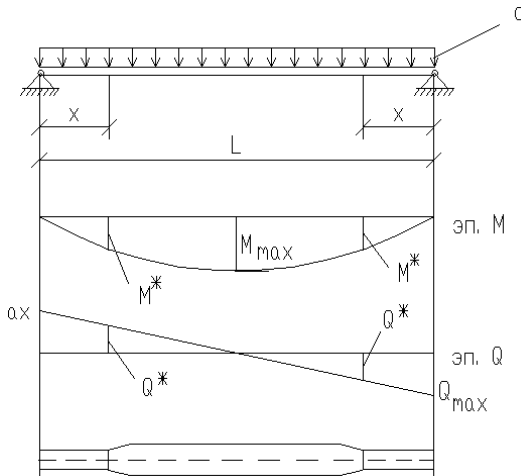


Рисунок 5 – Місця зміни перерізу поясів головної балки

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:

- 1) Знаходять у перерізі “X” значення M^* та Q^* ,
- 2) Визначають потрібний момент опору в місці зміни перерізу

балки:

$$W_{nomp}^* = \frac{M^*}{R_{wy}\gamma_c}, \quad (22)$$

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

$$A_{f,nomp}^x \approx \frac{W_{nomp}^*}{h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6}, \quad (23)$$

4) Залишаючи товщину поясних листів t_f постійною, знаходимо нову їх ширину

$$b_f^* = \frac{A_{f,nomp}^x}{t_f} \geq 180 \text{ мм.} \quad (24)$$

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.

Якщо ширина b_f^* значно менша 180 мм, конструктивно приймають $b_f^* = 180$ мм і за відповідним їй моментом опору W^* знаходять місце зміни перерізу, тобто відстань від опори до цього перерізу, а також нове значення M^* і Q^* .

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

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

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} + 3\tau_{xy,1}^{*2}} \leq 1,15R_y\gamma_c \quad (25)$$

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

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} - \sigma_{x,1}^* \cdot \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy,1}^{*2}} \leq 1,15R_y\gamma_c. \quad (26)$$

У формулах (25),(26):

$$\sigma_{x,1}^* \frac{M^* \cdot h_w}{2I_x^*} = \frac{M^*}{W_{x,1}^*}; \quad (27)$$

$$\tau_{xy}^* = \frac{Q_1^* \cdot S_f^*}{I_x^* \cdot t_w}; \quad (28)$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}}. \quad (29)$$

де $I_x^*, W_{x,1}^*$ та S_x^* – відповідно момент інерції, момент опору і статичний момент поясу балки зміненого перерізу відносно нейтральної осі X ;
 F – опорна реакція балки настилу (другорядної балки);
 l_{ef} – умовна довжина розподілу місцевого тиску, яку визначають $l_{ef} = b_f + 2t_f$ (див. рис. 6).

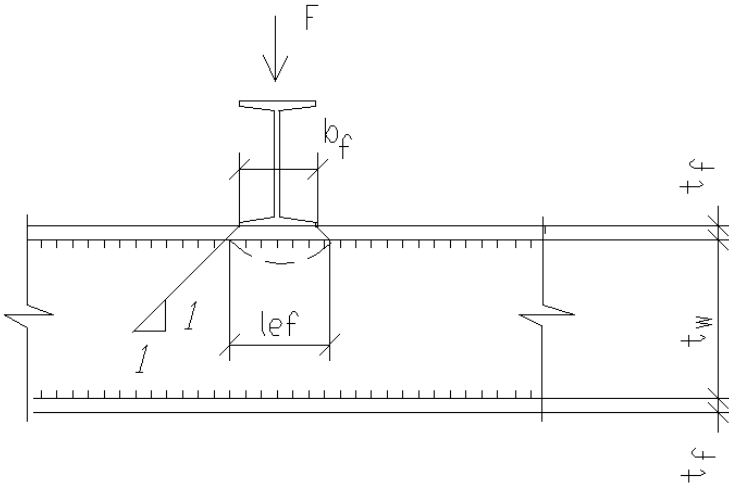


Рисунок 6 – Схема для знаходження довжини розподілу місцевого навантаження на стінку балки

5.3 Перевірка загальної стійкості складеної балки

1) Визначають необхідність розрахунку складної балки на загальну стійкість згідно з вимогами п. 9.4.4 та п. 9.4.6 в [1].

Загальну стійкість балки не потрібно перевіряти:

а) при передачі навантаження через суцільний жорсткий настил, який безперервно опирається на пояс балки і надійно з ним зв'язаний ;

б) при відношенні розрахункової довжини балки l_{ef} (якщо настил не з'єднаний з балкою, а стиснутий пояс складної балки розкріплений із площини вигину тільки другорядними балками) до ширини стиснутого поясу b_f , що не перевищує значень знайдених за формулами табл. 9.1 в [1] для балок симетричного двотаврового профілю.

2) При необхідності, розрахунок на стійкість балок двотаврового профілю слід виконувати за формулою (7)

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_{CT}} \leq R_y \gamma_c .$$

5.4 Розрахунок поясних швів балки

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

$$T = \frac{Q_{\max} S_f^*}{I_x^*} , \quad (30)$$

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

2) Знаходять товщину поясних швів, які виконуються автоматичною зваркою, за умови зрізу по двох перерізах:

а) по металу шва

$$\frac{T}{2\beta_f k_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c , \quad (31)$$

звідки

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} , \quad (32)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\frac{T}{2\beta_z k_f} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c , \quad (33)$$

звідки

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} , \quad (34)$$

де k_f – катет кутового шва, величину якого приймають не менше величин, зазначених в табл. 16.1 [1];

β_f та β_z – коефіцієнти проплавлення для розрахунку кутового шва відповідно по металу шва і по металу на межі сплавлення. Величину цих коефіцієнтів

приймають згідно з п. 16.1.16 і табл. 16.2 в [1], для сталей з межею текучості до 58 кН/см² при автоматичному зварюванні їх приймають $\beta_f = 1,1$ та $\beta_z = 1,15$;

γ_{wf} , γ_{wz} і γ_c – коефіцієнти умов роботи відповідно шва і конструкції, приймають рівними одиниці;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу шва згідно з табл. Д2 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 табл. Г2 в [1].

5.5 Перевірка місцевої стійкості стінки складеної балки

Ця перевірка повинна виконуватись згідно з вимогами відповідних пунктів розділу 9.5 в [1].

Так, згідно з п. 9.5.1, стійкість стінок балок не треба перевіряти, якщо виконана умова по приведених напруженнях формули (26), а також умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (35)$$

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 $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

$$\text{Ширину ребра приймають не менше } b_n \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}, \quad (36)$$

$$\text{а товщину ребра } - t_s \geq 2b_n \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (37)$$

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

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (38)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, приймають за табл. 5.1 в [1]

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\lambda_{cr}^2}, \quad (39)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (40)$$

У формулі (40) коефіцієнт C_{cr} слід приймати за табл. 9.2 в [1] залежно від значення коефіцієнта

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3, \quad (41)$$

де b_f і t_f – відповідно ширина і товщина стиснутого пояса балки;
 $\beta = 0,8$ – коефіцієнт, приймають за таблицею 9.3 в [1];

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

$$\overline{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (42)$$

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

μ – співвідношення більшої сторони пластинки до меншої.

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

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{er}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (43)$$

Всі значення величин у цій формулі слід приймати згідно з п.9.5.3 в [1].

При виконанні курсової роботи парні поперечні ребра треба встановлювати в місцях примикання або опирання балон настилу. У цьому разі слід вважати $\sigma_{loc} = 0$ і робити перевірку за формулою (38).

5.6 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 (рис. 7).

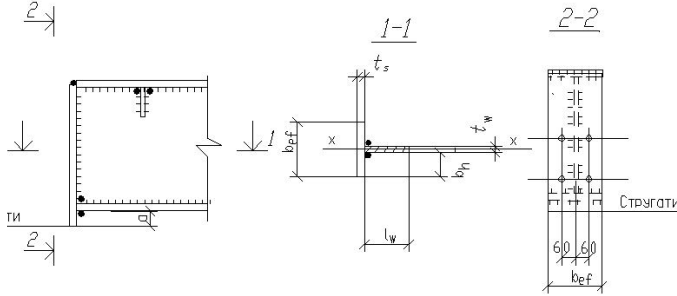


Рисунок 7 – Розрахункова схема

Розміри опорного ребра визначають з розрахунку на зминання його торця:

$$A_{nomp}^h = \frac{V_{z.б.}}{R_p} \quad (44)$$

де R_p – розрахунковий опір згину торцевої поверхні за табл. Г4 в [1].

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

$$t_s \geq \frac{A_{nomp}^h}{b_{ef}} \quad (45)$$

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:

$$A_{ef} = A_n + A_w = b_{ef} \cdot t_s + t_w \cdot 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (46)$$

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

$$\sigma = \frac{V_{z.б.}}{A_{ef}\varphi} \leq R_y \gamma_c, \quad (47)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, який приймають за табл. Ж в [1] залежно від величини умовної гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

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

а) по металу шва

$$k_f \geq \frac{V_{z.б.}}{2\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}; \quad (48)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$k_f \geq \frac{V_{z.б.}}{2\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}. \quad (49)$$

Значення величин $\beta_f, \beta_z, R_{wf}, R_{wz}, \gamma_c, \gamma_{wf}$ і γ_{wz} – ті самі, що й у формулах (32) і (34). Слід відзначити, що при ручному зварюванні, згідно з табл. 16.2 в [1] – $\beta_f = 0,7$, а $\beta_z = 1$.

Після визначення k_f порівнюють його величину із значеннями відповідних мінімальних категій за табл. 16.1 в [1] і приймають більше із знайдених.

5.7 Розрахунок з'єднання другорядних балок (балок настилу) з головними балками

З'єднання балок настилу з головними балками в балочних клітках нормального типа виконують або поверховим, або в одному рівні (рис. 2).

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. 8).

При з'єднанні в одному рівні балки настилу кріплять до спеціальних поперечних ребер жорсткості головної балки (рис. 9).

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

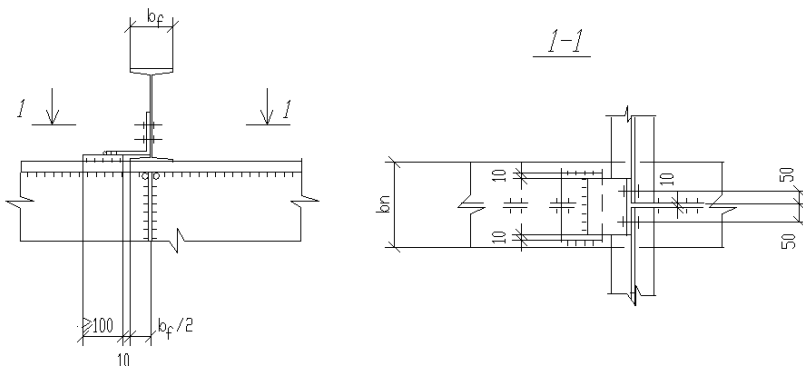


Рисунок 8 – Конструктивне рішення поперкового опирання балок

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.

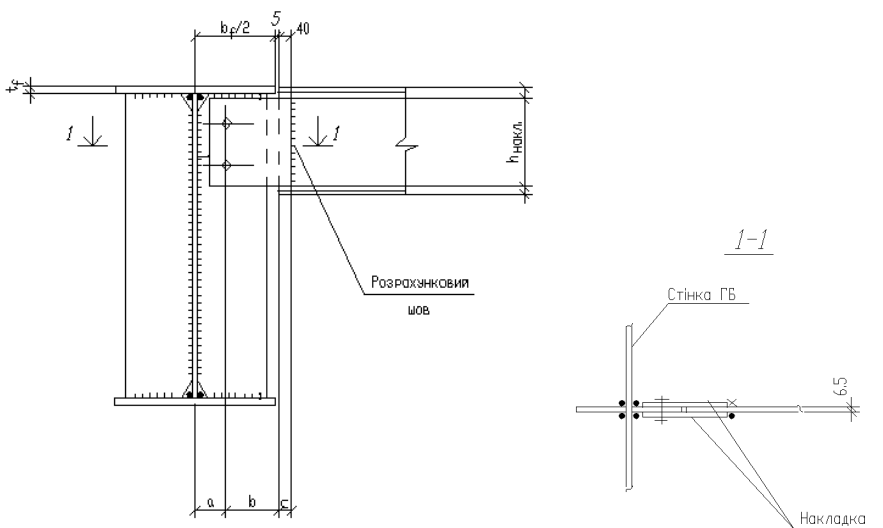


Рисунок 9 – Конструктивне рішення одного з можливих варіантів з'єднання балок в одному рівні

Розрахунки виконують в такій послідовності:

1) Перевірку міцності конструктивно прийнятих накладок виконують по формулі

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad (50)$$

де

$$\sigma = \frac{M_{накл}^{max}}{W_{накл}} \leq R_y\gamma_c, \quad (51)$$

$$\tau = \frac{1,2V_{\sigma.н.}}{\sum A_{накл}} \leq R_y\gamma_c, \quad (52)$$

$$M_{накл}^{max} = 1,2V_{\sigma.н.} \cdot (b + c), \quad (53)$$

$$W_{накл} = \frac{\sum t_{накл} \cdot h_{накл}^2}{6}, \quad (54)$$

$$\sum A_{накл} = h_{накл} \cdot \sum t_{накл}, \quad (55)$$

γ_c – коефіцієнт умов роботи табл.5.1 в [1].

Якщо умова формули не виконується, то змінюють товщину накладок.

2) 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 (який приймають по табл.16.1 в [1]) до максимально можливого $k_f = 1,2t_{min}$ (де t_{min} менша з товщин зварювальних листів).

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

а) по металу шва

$$\tau_f = \frac{1,2V_{\sigma.н.}}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}, \quad (56)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\tau_z = \frac{1,2V_{\sigma.н.}}{2\beta_z \cdot k_w \cdot l_w}. \quad (57)$$

Опорна реакція відносно центру тяжіння шва створює згинальний момент

$$M = 1,2V_{\sigma.н.} \cdot (b + c). \quad (58)$$

Напруження у швах від дії згинального моменту:

а) по металу шва

$$\sigma_f = \frac{M}{W_f} = \frac{6M}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}, \quad (59)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_z = \frac{M}{W_z} = \frac{6M}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}. \quad (60)$$

Перевірку міцності швів виконують за формулами:

а) по металу шва

$$\sigma_{f_{равн.}} = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (61)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_{z_{равн.}} = \sqrt{\sigma_z^2 + \tau_z^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (62)$$

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

Розрахункове зусилля N_b , яке може бути прийняте одним болтом у з'єднанні:

а) з умови зрізу

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (63)$$

де R_{bs} – розрахунковий опір зрізу болтів (за табл.Д.4 в [1]);

$\gamma_b = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи з'єднання (за табл. 16.4 в [1]);

A – розрахункова площа перерізу болта;

$n_s = 2$ – число площин зрізу;

б) із умови змину

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min}, \quad (64)$$

де R_{bp} – розрахунковий опір змину елементів, з'єднаних болтами (за табл.Д.5 в [1]);

d – діаметр стержня болта;

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

Кількість болтів у з'єднанні знаходять за формулою

$$n \geq \frac{V_{б.н.}}{N_{b \min} \cdot \gamma_c}. \quad (65)$$

Слід відзначити, що болти потрібно розташовувати відповідно до вимог таблиці 16.3 в [1].

6 ПРИКЛАД КОМПОНУВАННЯ І РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ БАЛКОВОЇ КЛІТИНИ НОРМАЛЬНОГО ТИПУ

Для оволодіння навичками компоновання, розрахунку та конструювання елементів балочної клітки розглянемо такий приклад. Необхідно скомпонувати й виконати розрахунки елементів балочної клітки нормального типу (рис.10).

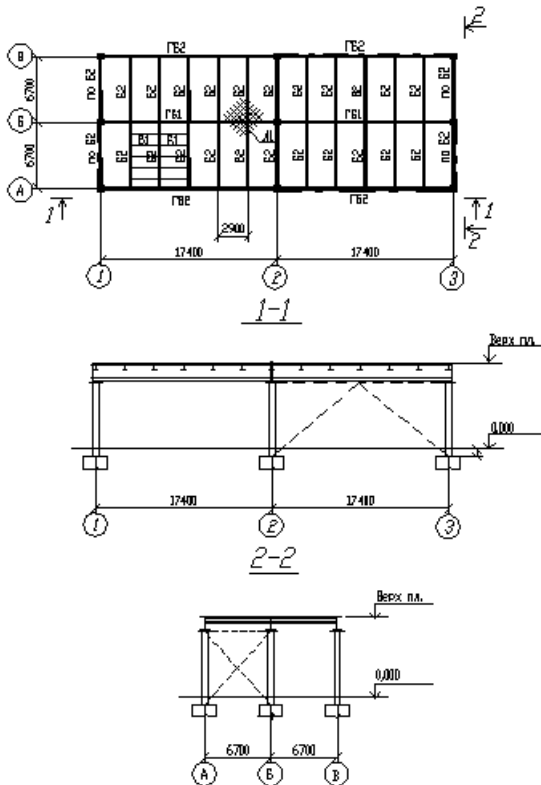


Рисунок 10 – Схема елементів балкової клітини

Дано: $L = 17400$ мм; $l = 6700$ мм; $a = 2900$ мм;

$$q_{m.ч}'' = 13,8 \text{ кН/м}^2; q_{посм}'' = 2,48 \text{ кН/м}^2.$$

Згідно з умовою задачі на балочну клітку діє тільки статичне навантаження, тому (на підставі табл. Г.1 в [1]) елементи її конструкції можна виконувати із сталі С235 (Вст3 кп2) і С245 (Вст3

псб), розрахунковий опір яких відповідно $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ і $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл.Г.2в [1]).

6.1 Визначення розмірів несучого сталюого настилу

За заданим навантаженням

$$q^H = q_{m.ч}^H + q_{пост}^H = 13,8 + 2,48 = 16,28 \text{ кН/м}^2$$

і граничним відносним прогином згідно з рекомендаціями (розділ 3) при $q_n = (10 - 20) \text{ кН/м}^2$ товщина настилу має бути в межах (8 - 10) мм.

Приймаємо $t_{наст} = 10$ мм з власною вагою $q_{в.в}^H = 78,5 \text{ кг/м}^2 = 0,785 \text{ кН/м}^2$, тоді загальне сумарне навантаження для розрахунку прольоту настилу буде дорівнювати

$$\begin{aligned} \sum q^H &= q_{m.ч}^H + q_{пост}^H + q_{в.в}^H = 13,8 + 2,48 + 0,785 = \\ &= 17,065 \text{ кН/м}^2 = 0,0017065 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

За формулою (1-А) або графіком рисунок 3 знаходимо величину відношення l_n/t_n :
звідси

$$\frac{l_n}{t_n} = 40 \left(1 + \frac{1,6272}{506,25 \cdot 0,0017065} \right) = 40 \cdot 2,8835 = 115,34,$$

$$l_n^{\max} \leq 10 \cdot 115,34 = 1150,34 \text{ мм} \approx 1150 \text{ мм}.$$

6.2 Розрахунок другорядних і допоміжних балок

Розглянемо декілька варіантів компонування другорядних балок (балок настилу) даної балочної клітки.

6.2.1 Варіант 1

Листи настилу розташовуємо вздовж другорядних балок. Тоді крок балок повинен дорівнювати ширині прокатних листів сталі (за ГОСТ 82 - 87* або ГОСТ 19903 - 74*) плюс 10 - 40 мм на виконання електрозварювальних швів, з'єднуючих листи настилу з балками. Для настилу беремо листи шириною $b = 1000$ мм, тоді основний крок балки дорівнюватиме $a_1 = 1000 + 40 = 1040$ мм, тобто п'ять кроків по 1040 мм: $1040 \times 5 = 5200$ мм; $6700 - 5200 = 1500$ мм два добірні кроки по $a_2 = 1500/2 = 750$ мм, що відповідає ширині листів $b = 700$ мм.

2) Знаходимо поздовжнє розрахункове навантаження на балку з орієнтовним урахуванням її власної ваги:

$$q_n = (q_{пост} \cdot \gamma_{fn} + q_{м.ч} \cdot \gamma_{fn} + q_{наст} \cdot \gamma_{fn}) \cdot k_{в.в} \cdot a_1 =$$

$$= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,02 \cdot 1,04 = 21,335 \text{ кН/м},$$

де $f_{fn} = 1,2$ і $f_{fn} = 1,1(1,05)$ – коефіцієнт надійності по навантаженнях, приймають за таблицею 5.1 в [2].

3) Знаходимо момент у прольоті

$$M_{\max} = \frac{21,335 \cdot 2,9^2}{8} = 22,428 \text{ кН}\cdot\text{м} = 2242,8 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

4) Знаходимо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{\text{норм}} = \frac{M_{\max}}{C_{op} R_y \gamma_c} = \frac{224,8}{1,12 \cdot 23 \cdot 1,1} = 79,15 \text{ см}^3.$$

Згідно із сортаментом ГОСТ 8239 – 89 для балки Б1 приймаємо І 14 із геометричними характеристиками: $W_x = 81,7 \text{ см}^3$;

$$I_x = 372 \text{ см}^4; S_x = 46,8 \text{ см}^3;$$

$$q_{в.в.} = 13,7 \text{ кг/м} = 0,137 \text{ кН/м}; A_f = 17,4 \text{ см}^2.$$

5) Визначаємо розрахункове навантаження на балку з урахуванням її власної ваги

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

$$= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,04 + 0,137 \cdot 1,05 = 21,06 \text{ кН/м},$$

6) Визначаємо реальний максимальний момент та опорні реакції балки

$$M_{\max}^1 = \frac{21,063 \cdot 2,9^2}{8} \approx 22,14 \text{ кН}\cdot\text{м} = 2214 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

$$V_A^1 = V_B^1 = q'_p \cdot l/2 = 21,06 \cdot 2,9/2 = 30,54 \text{ кН}.$$

7) Перевіряємо міцність підбраного профілю балки за формулами (1), (5):

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{30,54 \cdot 46,8}{572 \cdot 0,49 \cdot 1,1} \approx 4,64 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23 =$$

$$= 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{2214}{1,085 \cdot 81,7 \cdot 1,1} = 22,7 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2,$$

де $C_1 = C$ – тому що в нашому випадку максимальне значення моменту M_{\max}^1 знаходиться у центрі прольоту балки, а поперечна сила у цьому місці дорівнює нулю $Q = 0$.

Величину коефіцієнта C знаходимо за таблицею М.1 в [1] залежно від величини відношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{A_I - 2 \cdot (b_f \cdot t_f)} = \frac{7,3 \cdot 0,75}{17,4 - 2 \cdot (7,3 \cdot 0,75)} = \frac{5,475}{17,4 - 10,95} = \frac{5,475}{6,45} = 0,849,$$

$C = 1,085.$

Запас міцності І 14 складає

$$\delta = \frac{23 - 22,7}{23} \cdot 100\% = 1,3\% < [5\%].$$

8) Перевіряємо жорсткість балки Б1

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1^n \cdot l^3}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{17,88 \cdot 290^3}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 572} = \frac{21,804}{4524,74} = \frac{1}{207,5} < \left[\frac{1}{200} \right]$$

або за формулою (20)

$$\frac{f}{l} = \frac{M^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{2214 \cdot 290}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 572} = \frac{6,42}{1355} = \frac{1}{211} < \left[\frac{1}{200} \right],$$

де $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа = $2,06 \cdot 10^5 \cdot 0,1 = 2,06 \cdot 10^4$ кН/см².

2. Розрахунок допоміжної балки Б2

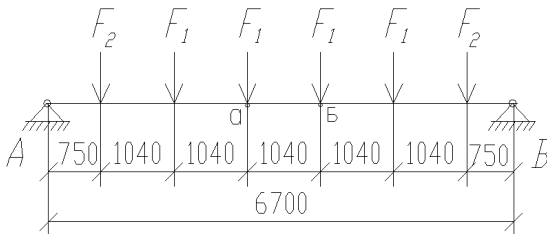


Рисунок 13 – Розрахункова схема балки Б2

$$F_1 = 2V_{B1}^1 = 2 \cdot 30,54 = 61,08 \text{ кН},$$

$$F_2 = 2V_{B1^a}^1 = 2 \cdot q_{p_{B1^a}}^1 \cdot \frac{l}{2} \approx 52,62 \text{ кН},$$

$$q_{p_{B1^a}}^1 = (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot \frac{1,04 + 0,75}{2} + 0,137 \cdot 1,05 = 18,144 \text{ кН}.$$

Слід сказати, що коли на балку діє більше чотирьох симетрично розташованих зосереджених сил, то таке завантаження балки для спрощення розрахунків можна замінити відповідним рівномірно-розподіленим завантаженням.

1) Визначаємо реакції і момент в прольоті із урахуванням орієнтовної ваги балки

$$V_A = V_B = \left(\frac{\sum F_1 + F_2}{2} \right) \cdot k_{в.в} = \frac{4 \cdot 61,08 + 2 \cdot 52,62}{2} \cdot 1,03 = 180,02 \text{ кН},$$

де $k_{в.в.} = 1,02 - 1,03$ – коефіцієнт орієнтовного урахування власної ваги допоміжної балки;

$$\begin{aligned} M_{\max(a)} &= \left[\frac{V_A}{k_{в.в.}} \cdot (0,75 + 1,04 + 1,04) - \right. \\ &\left. - F_1 \cdot 1,04 - F_2 \cdot (1,04 + 1,04) \right] \cdot k_{в.в.} = \\ &= \left[\frac{180,02}{1,03} \cdot 2,83 - 61,08 \cdot 1,04 - 52,62 \cdot 2,08 \right] \cdot 1,03 = \\ &= 331,295 \text{ кН} \cdot \text{м} = 33129,5 \text{ кН} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

2) Визначаємо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{нomp} = \frac{M_{\max}}{C_{op} R_y \gamma_c} = \frac{33129,5}{1,12 \cdot 23 \cdot 1,1} = 1169,166 \approx 1169,2 \text{ см}^3.$$

Приймаємо за сортаментом І 45 із геометричними характеристиками

$$A_I = 84,7 \text{ см}^2; q_{в.в.} = 66,5 \text{ кг/м} = 0,665 \text{ кН/м};$$

$$W_x = 1231 \text{ см}^3; I_x = 27696 \text{ см}^4; S = 708,0 \text{ см}^3.$$

3) Уточнюємо величину максимального моменту та реакції балки з урахуванням її власної ваги:

$$V_A^I = V_B^I = \left(\frac{\sum F_1 + \sum F_2}{2} \right) + \frac{\gamma_{f\bar{b}} \cdot q_{e.e.} \cdot l}{2} =$$

$$\frac{4 \cdot 61,08 + 2 \cdot 52,62}{2} + \frac{1,05 \cdot 0,665 \cdot 6,7}{2} = 177,12 \text{ кН},$$

$$M_{\max(a)}^1 = 177,12 \cdot 2,83 - 61,08 \cdot 1,04 - 52,62 \cdot 2,08 -$$

$$- \frac{1,05 \cdot 0,665 \cdot 2,83^2}{2} = 325,48 \text{ кН}\cdot\text{м} = 32548 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4) Перевіряємо міцність підбраного профілю балки за формулами (1) та (5) із урахуванням того, що загальна стійкість балки (згідно з п. 9.4.4 та п.9.4.6 в[1]) дотримана (другорядні балки розташовані досить часто і надійно розкріплюють її із площини разом з листами настилу).

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{177,12 \cdot 708}{27696 \cdot 0,9 \cdot 1,1} = 4,57 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

Оскільки на допоміжну балку спирається парне число другорядних балок, то між точками "а" та "б" має місце зона чистого вигину, тоді у формулі (1) замість коефіцієнта C_I слід приймати коефіцієнт C_{Im} , який знаходять за формулою (4).

Визначаємо спочатку величину коефіцієнту C за таблицею М1 в [1]

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{A_I - 2 \cdot (b_f \cdot t_f)} = \frac{16 \cdot 1,42}{84,7 - 2 \cdot (16 \cdot 1,42)} = \frac{22,72}{84,7 - 45,44} = 0,579,$$

$$C = 1,11, \text{ тоді } C_{Im} = 0,5 \cdot (1 + C) = 0,5 \cdot (1 + 1,11) = 1,055.$$

Напруження у місці дії максимального моменту

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_I \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{32548}{1,055 \cdot 1231 \cdot 1,1} = 22,78 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Запас міцності складає

$$\delta = \frac{23 - 22,78}{23} \cdot 100\% \approx 0,96\% < [5\%].$$

5) Перевіряємо жорсткість балки Б2

$$\frac{f}{l} = \frac{M^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{32548 \cdot 670}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 27696} =$$

$$= \frac{21,807}{6561,18} = \frac{1}{301} < \left[\frac{1}{250} \right].$$

6.2.2 Варіант 2

Листи настилу розташовуємо поперек другорядних балок. Тоді крок балок може дорівнювати максимальному прольоту настилу. Ширину листів настилу візьмемо відповідно до сортаменту по ГОСТ 82 –70 або ГОСТ 19903 – 74*, так щоб їх стикових швів було якомога менше.

Визначимо кількість прольотів настилу

$$n = 6,7/1,15 = 5,8 \approx 6.$$

Основний крок балок приймаємо 1150мм, тобто чотири кроки по $a = 1150$ мм ($1150 \cdot 4 = 4600$ мм); $6700 - 4600 = 2100$ мм і два добірні кроки $a_1 = 2100/2 = 1050$ мм.

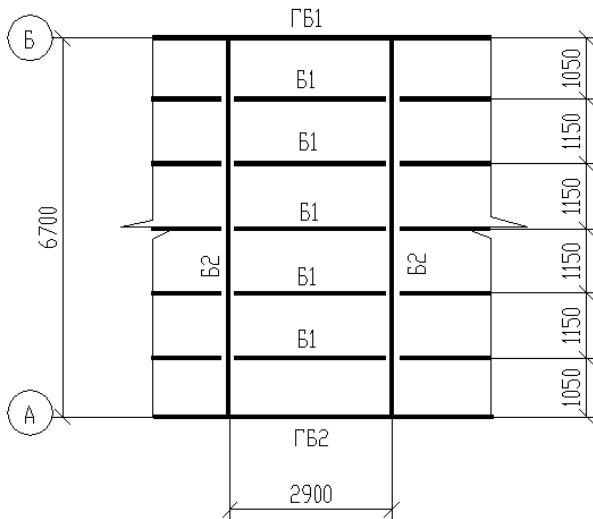


Рисунок 14 – Фрагмент розрахункової схеми елементів балочної клітки по варіанту 2

1. Розрахунок другорядної балки Б1

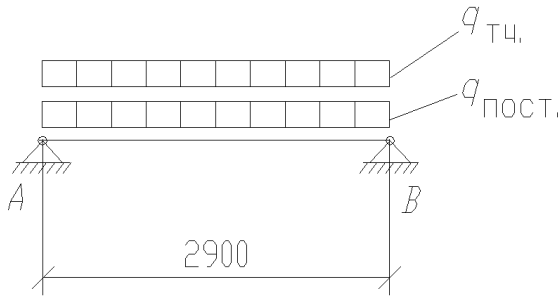


Рисунок 15 – Розрахункова схема балки Б1

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

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

$$= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,02 \cdot 1,15 = 23,59 \text{ кН/м,}$$

2) Знаходимо момент у прольоті

$$M_{\max} = \frac{23,59 \cdot 2,9^2}{8} \approx 24,799 \text{ кН}\cdot\text{м} = 2479,9 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

3) Знаходимо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{\text{нотр}} = \frac{M_{\max}}{C_{оп} R_y \gamma_c} = \frac{2479,9}{1,12 \cdot 23 \cdot 1,1} = 87,52 \text{ см}^3.$$

Згідно із сортаментом ГОСТ 8240 – 89 для балки Б1 приймаємо [16 з геометричними характеристиками: $W_x = 93,4 \text{ см}^3$;

$$I_x = 747 \text{ см}^4; S_x = 54,1 \text{ см}^3;$$

$$q_{в.в.} = 14,2 \text{ кг/м} = 0,142 \text{ кН/м}; A_1 = 18,1 \text{ см}^2.$$

4) Визначаємо розрахункове навантаження на балку з урахуванням її власної ваги:

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

$$= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,15 + 0,142 \cdot 1,05 = 23,278 \text{ кН/м.}$$

5) Визначаємо реальний максимальний момент та опорні реакції балки

$$M_{\max}^1 = \frac{23,278 \cdot 2,9^2}{8} \approx 24,471 \text{ кН}\cdot\text{м} = 2447,1 \text{ кН}\cdot\text{см,}$$

$$V_A^1 = V_B^1 = q_p^1 \cdot l/2 = 23,278 \cdot \frac{2,9}{2} = 33,753 \text{ кН.}$$

б) Перевіряємо міцність підбраного профілю балки за формулами (1), (5):

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{33,753 \cdot 54,1}{747 \cdot 0,5 \cdot 1,1} = 4,444 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{2447,1}{1,096 \cdot 93,4 \cdot 1,1} = 21,73 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2,$$

де $C_1 = C$.

Величину C знаходимо за таблицею М1 в [1] залежно від величини відношення

$$\begin{aligned} \frac{A_f}{A_w} &= \frac{b_f \cdot t_f}{A_f - 2 \cdot (b_f \cdot t_f)} = \\ &= \frac{6,4 \cdot 0,84}{18,1 - 2 \cdot (6,4 \cdot 0,84)} = \frac{5,376}{18,1 - 10,752} = 0,73, \\ C &= 1,096. \end{aligned}$$

Запас міцності [16 складає

$$\delta = \frac{23 - 21,73}{23} \cdot 100\% = 5,52\% < [5\%].$$

Зменшувати профіль балки немає сенсу, тому що це приведе до її перенапруження значно більшого за 5% (наприклад при І 14

$$\delta = \frac{25,09 - 23}{23} \cdot 100\% = 9,1\% < [5\%].$$

7) Перевіряємо жорсткість балки Б1:

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{M^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{24471,1 \cdot 290}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 747} = \\ &= \frac{7,096}{1769,643} = \frac{1}{249} < \left[\frac{1}{200} \right]. \end{aligned}$$

2. Розрахунок допоміжної балки Б2

$$F_1 = 2V_{B1}^1 = 2 \cdot 33,753 = 67,506 \approx 67,51 \text{ кН,}$$

$$F_2 = 2V_{B1^a}^1 = 2 \cdot q_{p_{B1^a}}^1 \cdot l/2 = 2 \cdot 22,272 \cdot \frac{2,9}{2} = 64,59 \text{ кН,}$$

$$\begin{aligned} q_{p_{B1^a}}^1 &= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot \frac{1,05 + 1,15}{2} + \\ &+ 0,142 \cdot 1,05 = 22,272 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

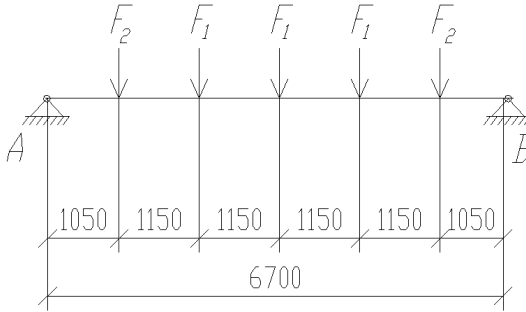


Рисунок 16 – Розрахункова схема балки Б2

1. Визначаємо реакції і момент в прольоті із урахуванням орієнтовної ваги балки

$$V_A = V_B = \left(\frac{\sum F_1 + F_2}{2} \right) \cdot k_{e.g} = \frac{3 \cdot 67,51 + 2 \cdot 64,59}{2} \cdot 1,03 = 171,04 \text{ кН},$$

$$\begin{aligned} M_{\max(a)} &= \left(\frac{V_A}{k_{e.g}} \cdot 3,35 - F_1 \cdot 1,15 - F_2 \cdot 2,3 \right) \cdot k_{e.g} = \\ &= \left(\frac{171,04}{1,03} \cdot 3,35 - 67,51 \cdot 1,15 - 64,59 \cdot 2,3 \right) \cdot 1,03 = \\ &= 339,998 \text{ кН}\cdot\text{м} = 33999,8 \text{ кН}\cdot\text{см}. \end{aligned}$$

2) Визначаємо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{\text{норм}} = \frac{M_{\max}}{C_{op} R_y \gamma_c} = \frac{33999,8}{1,12 \cdot 23 \cdot 1,1} = 1199,88 \text{ см}^3.$$

Приймаємо за сортаментом I45 із геометричними характеристиками

$$\begin{aligned} A_I &= 84,7 \text{ см}^2; q_{e.g.} = 66,5 \text{ кг/м} = 0,665 \text{ кН/м}; \\ W_x &= 1231 \text{ см}^3; I_x = 27696 \text{ см}^4; S = 708,0 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

3) Уточнюємо величину максимального моменту та реакції балки з урахуванням її власної ваги:

$$\begin{aligned} V_A^I &= V_B^I = \left(\frac{\sum F_1 + \sum F_2}{2} \right) + \frac{\gamma_{f6} \cdot q_{e.g.} \cdot l}{2} = \\ &= \frac{4 \cdot 67,51 + 2 \cdot 64,59}{2} + \frac{0,665 \cdot 1,05 \cdot 6,7}{2} = 168,4 \text{ кН}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max(a)}^1 &= V_A^1 \cdot 3,35 - F_1 \cdot 1,15 - F_2 \cdot 2,3 - q_{6,6} \cdot \gamma_{fb} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} = \\
 &= 168,4 \cdot 3,35 - 67,51 \cdot 1,15 - 64,59 \cdot 2,3 - \\
 &- 0,665 \cdot 1,05 \cdot 1,05 \cdot 3,35 \cdot 1,675 = 334,02 \text{ кН}\cdot\text{м} = 33402 \text{ кН}\cdot\text{м}.
 \end{aligned}$$

4) Перевіряємо міцність підбраного профілю балки за формулами (1) та (5) із урахуванням того, що загальна стійкість балки (згідно з п. 9.4.4 та п. 9.4.6 в[1]) дотримана (другорядні балки розташовані досить часто і надійно розкріплюють її із площини разом з листами настилу):

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{168,4 \cdot 708}{27696 \cdot 0,9 \cdot 1,1} = 4,348 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{33402}{1,11 \cdot 1231 \cdot 1,1} = 22,222 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2,$$

$C_1 = C$ – тому що в нашому випадку максимальне значення моменту M_{\max}^1 знаходиться в центрі прольоту балки, а поперечна сила в цьому місці дорівнює нулю $Q = 0$. Величину коефіцієнта C знаходимо за табл.М1 в [1] залежно від величини відношення:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{A_f - 2 \cdot (b_f \cdot t_f)} = \frac{16 \cdot 1,42}{84,7 - 2 \cdot (16 \cdot 1,42)} = \frac{22,72}{39,26} = 0,579,$$

$$C = 1,11.$$

Запас міцності складає

$$\delta = \frac{23 - 22,222}{23} \cdot 100\% = 3,38\% < [5\%].$$

5) Перевіряємо жорсткість балки Б2:

$$\frac{f}{l} = \frac{M^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{33402 \cdot 670}{1,15 \cdot 10^4 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 27696} = \frac{22,379}{6561,18} = \frac{1}{293} < \left[\frac{1}{250} \right].$$

6.2.3 Варіант 3

У балочної клітки будуть відсутні допоміжні балки, а другорядні балки будуть розташовані з кроком, близьким до максимального прольоту настилу ($t = 10$ мм) $l_n^{\max} = 1150$ мм, який ми розраховали раніше.

Знаходимо кількість кроків другорядних балок (балок настилу)

$$n = \frac{17,4}{1,15} = 15,13 \approx 16.$$

Приймаємо чотирнадцять кроків балок по $a_1 = 1,1$ м;
 $l_1 = 1,1 \cdot 14 = 15,4$ м, і два кроки по $a_2 = 1,0$ м; $l_2 = 1 \cdot 2 = 2$ м;
 $L = l_1 + l_2 = 15,4 + 2 = 17,4$ м.

Листи настилу приймаємо згідно із сортаментом (при поздовжньому їх розташуванні) відповідно шириною $b_1 = 1050$ мм і $b_2 = 950$ мм.

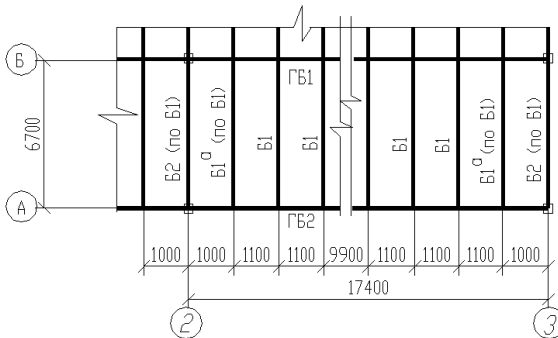


Рисунок 17 – Фрагмент розрахункової схеми елементів балочної клітки за варіантом 3

1. Розрахунок балки B1

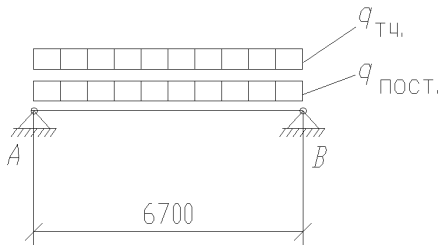


Рисунок 18 – Розрахункова схема балки B1

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

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

$$= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,02 \cdot 1,1 = 22,566 \text{ кН/м.}$$

2) Знаходимо момент у прольоті

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

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

$$W_{\text{норм}} = \frac{M_{\max}}{C_{\text{оп}} R_y \gamma_c} = \frac{12662,3}{1,12 \cdot 23 \cdot 1,1} = 446,863 \text{ см}^3.$$

Згідно із сортаментом ГОСТ 8239 – 89 для балки Б1 приймаємо І 30 з геометричними характеристиками: $W_x = 472 \text{ см}^3$;

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

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

4) Визначаємо розрахункове навантаження на балку з урахуванням її власної ваги:

$$\begin{aligned} q'_p &= (q_{\text{норм}} \cdot \gamma_{fn} + q_{\text{м.ч}} \cdot \gamma_{fm} + q_{\text{наст}} \cdot \gamma_{fn}) \cdot a_1 + q_{\text{в.в.}} \cdot \gamma_{fn} = \\ &= (2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,1 + 0,365 \cdot 1,05 = 22,5078 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

5) Визначаємо реальний максимальний момент та опорні реакції балки

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

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

6) Перевіряємо міцність підбраного профілю балки за формулами (1), (5)

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{75,4 \cdot 268}{70807 \cdot 0,65 \cdot 1,1} = 3,992 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{12629,2}{1,095 \cdot 472 \cdot 1,1} = 22,124 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2,$$

де $C_1 = C$ – величину C знаходимо за таблицею М1 [1] залежно від величини відношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{A_I - 2 \cdot (b_f \cdot t_f)} = \frac{13,5 \cdot 1,02}{46,5 - 2 \cdot (13,5 \cdot 1,02)} = \frac{13,77}{46,5 - 27,54} = 0,726,$$

інтерполюючи, знаходимо $C = 1,095$.

Запас міцності І 30 складає

$$\delta = \frac{23 - 22,214}{23} \cdot 100\% = 3,42\% < [5\%].$$

7) Перевіряємо жорсткість балки:

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{M^P \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{12629,2 \cdot 670}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = \\ &= \frac{8,462}{1677,25} = \frac{1}{198,2} < \left[\frac{1}{200} \right]. \end{aligned}$$

Умову не виконано, тому для балки приймаємо двотавр більшого перерізу I30^a з геометричними характеристиками:

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

$$q_{в.в.} = 39,2 \text{ кг/м} = 0,392 \text{ кН/м}; A_I = 49,9 \text{ см}^2.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{12629,2 \cdot 670}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 7780} = \frac{8,462}{1843,08} = \frac{1}{217} < \left[\frac{1}{200} \right].$$

6.3 Порівняння варіантів компоновання балочної клітки

Порівняння варіантів виконуємо відповідно до пояснень розділу 5 цих методичних вказівок. Показники по кожному варіанту заносимо в табл. 2 (див. с. 42).

Із розглянутих варіантів по всіх показниках перевагу надаємо варіанту 3.

6.4 Розрахунок складної головної балки ГБ1

(Розрахункова схема балочної клітки за варіантом 3 рис. 17)

Матеріал конструкції:

- при товщині листів до 20 мм – сталь класу С245 (Вст3 пс6) із розрахунковим опором $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл. Г.2 [1]);

- при товщині листів 20-30 мм – сталь класу С245 з розрахунковим опором $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ (табл. Г2 [1]).

Граничний вигин головної балки 1/400L.

(Усі розрахунки виконуються відповідно до пояснень розділу 5 цих методичних вказівок)

Балка ГБ1 завантажена зосередженими силами – реакціями другорядних балок.

$$\begin{aligned} F_1 = 2V_{B1} &= 2[(2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,1 + \\ &+ 0,395 \cdot 1,05] \cdot \frac{6,7}{2} = 2 \cdot 75,503 = 151 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_2 = 2V_{B1^a} &= 2[(2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,05 + \\ &+ 0,395 \cdot 1,05] \cdot \frac{6,7}{2} = 2 \cdot 72,135 = 144,27 \approx 144,3 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Таблиця 2

№ варіанта	Назва елементів конструкцій	Маса сталі, кг/м ²		%	поверхо	Число з'єднань	
		по елементах	по варіантах			в одному рівні	стикування настилу при його розташуванні перпендикулярно до балок, м
1	Настил t = 10 мм Другорядні балки I 14 Допоміжні балки I 15	$\frac{78,5}{13,4 \cdot 34,8} = 12,27$ $\frac{66,5 \cdot 6,7 \cdot 26}{13,4 \cdot 34,8} = 24,84$	115,61	101,41%		$(6 \times 24)2 + 26 \times 2 = 340$	–
2	Настил t = 10 мм Другорядні балки I 16 Допоміжні балки I 45 Накладки для з'єднання листів настилу – 50x4, q=1,57кг/м	$\frac{78,5}{13,4 \cdot 34,8} = 10,6$ $\frac{66,5 \cdot 6,7 \cdot 26}{13,4 \cdot 34,8} = 24,84$ $\frac{1,57 \cdot 329}{13,4 \cdot 34,8} = 1,1$	114,0	100%		$(5 \times 24)2 + 26 \times 2 = 292$	При ширині листів b = 1400 l = 13,4 × 24 = 329
3	Настил t = 10 мм Другорядні балки	$\frac{78,5}{13,4 \cdot 34,8} \approx 37,17$	115,67	101,46%		$(2 \times 17)2 = 68$	–

$$F_3 = 2V_{B2^a} = 2[(2,48 \cdot 1,1 + 13,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 0,5 + 0,395 \cdot 1,05] \cdot \frac{6,7}{2} = 2 \cdot 35,078 = 70,156 \approx 70,2 \text{ кН.}$$

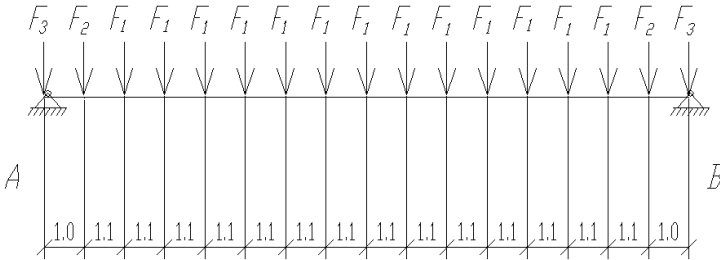


Рисунок 19 – Розрахункова схема балки ГБ1

6.4.1 Підбір поперечного перерізу балки ГБ1

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

$$V_A = V_B = \frac{\sum F_1 + \sum F_2 + \sum F_3}{2} \cdot k_{\text{е.в}} =$$

$$= \frac{13 \cdot 151 + 144,3 + 2 \cdot 70,2}{2} \cdot 1,06 = 1267,76 \text{ кН},$$

де $k_{\text{е.в.}} = 1,03 - 1,05$ – коефіцієнт орієнтовного урахування власної ваги головної балки.

$$Q_{\text{max}} = V_A - F_3 \cdot k_{\text{е.в}} = 1267,76 - 70,2 \cdot 1,06 = 1193,35 \text{ кН},$$

або

$$Q_{\text{max}} = \frac{\sum F_1 + \sum F_2}{2} \cdot k_{\text{е.в}} =$$

$$= \frac{13 \cdot 151 + 144,3}{2} \cdot 1,06 = 1193,35 \text{ кН},$$

$$M_{\text{max}} = \left[\left(\frac{V_A}{k_{\text{е.в}}} - F_3 \right) \cdot 8,7 - F_2 \cdot 7,7 - F_1 (6,6 + 5,5 + 4,4 + 3,3 + 2,2 + 1,1) \right] \times$$

$$\times k_{\text{е.в}} = \left[\left(\frac{1267,76}{1,06} - 70,2 \right) \cdot 8,7 - 144,27 \cdot 7,7 - 151 \cdot 23,1 \right] \cdot 1,06 =$$

$$= 5195,48 \cdot 1,06 = 5507,2088 \text{ кН}\cdot\text{м} = 550720,88 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

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

$$W_{\text{нотр}} = \frac{M_{\text{max}}}{C_{\text{оп}} R_y \gamma_c} = \frac{550720,88}{1,12 \cdot 24 \cdot 1,1} = 18625,57 \text{ см}^3.$$

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

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

і за емпіричною формулою (10) встановлюємо товщину стінки

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

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

$$h_{onm} = (1,15 \div 1,2) \sqrt{\frac{W_{nomp}}{t_w}} = 1,2 \sqrt{\frac{18625,57}{1,1}} = 156,15 \text{ мм.}$$

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

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

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

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

$$t_{w \min} = \frac{1,5 Q^{\max}}{h \cdot R_s} = \frac{1,5 \cdot 1193,35}{160 \cdot 0,58 \cdot 24} = 0,81 \text{ см.}$$

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

$$t_{w \min} = \frac{h \sqrt{\frac{R_y}{E}}}{5,5} = \frac{160 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}}}{5,5} = \frac{5,46112}{5,5} = 0,993 \text{ см.}$$

Порівнюючи одержані розрахунковим шляхом товщини стінки із прийнятою $t_w = 11 \text{ мм}$, приходимо до висновку, що вона 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. 20).

Згідно із сортаментом листової сталі за ГОСТ 19903 – 74 стінку балки приймаємо з листа 1600x11. Орієнтовно задаємось товщиною поясних листів балки $t_f = 22$ мм ($t_w \leq t_f \leq (2 \div 3)t_w$).

Тоді висота балки буде $h = 1600 + 22 + 22 = 1644$ мм. То-му що прийнята висота балки $h = 1644$ мм $> h_{ном} = 1561,5$ мм, то орієнтовну площу кожного з поясів балки знаходимо за формулою (12):

$$A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{ном}}{h_0} = \frac{3}{4} \cdot \frac{18626,57}{164,4 - 2,2} = 86,12 \text{ см}^2.$$

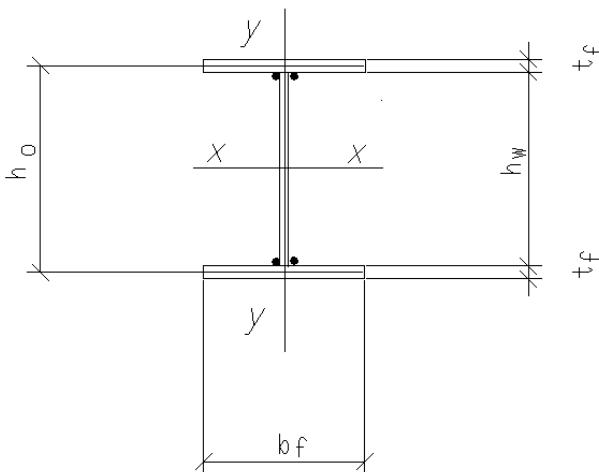


Рисунок 20 – Поперечний переріз балок

Ширину пояса балки визначаємо в межах рекомендованого відношення

$$b_f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h = \frac{1}{3,6} \cdot 164,4 \approx 456,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо, згідно із сортаментом універсальної листової сталі за ГОСТ 82-70 ширину пояса балки $b_f = 450$ мм, тоді

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{86,12}{45,0} = 1,9138 \text{ см}$$

приймаємо товщину пояса балки

$t_f = 20$ мм, тобто пояс балки беремо із смуги - 450x20.

8) Перевіряємо місцеву стійкість стиснутого поясу балки в пружно-пластичній стадії роботи за формулою (15)

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \cdot \frac{h_0}{t_w} = 0,11 \cdot \frac{164 - 2}{1,1} = 16,2 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 14,65.$$

Таким чином відношення $\frac{b_{ef}}{t_f}$ треба призначати не більше величини 14,65.

Визначаємо звис поясу балки за формулою (16)

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{45 - 1,1}{2} = 21,95 \text{ см}$$

і знаходимо фактичне відношення

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{21,95}{2} = 10,975 \approx 11 < 14,65.$$

Таким чином, вимогу п. 9.5.15 в [1] дотримано.

9) Визначаємо геометричні характеристики поперечного перерізу балки

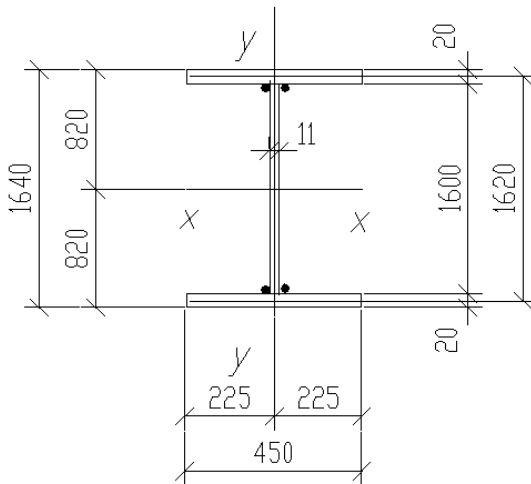


Рисунок 21 – Поперечний переріз балки

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 160^3}{12} + 2 \cdot (45 \cdot 2) \cdot 81^2 + 2 \cdot \frac{45 \cdot 2^3}{12} =$$

$$= 1556506,66 \text{ см}^4,$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{1556506,66}{82} = 18981,788 \approx 1898,18 \text{ см}^3,$$

$$A_I = 2A_f + A_w = 2 \cdot (45 \cdot 2) + 160 \cdot 1,1 = 456 \text{ см}^2.$$

Знаходимо власну вагу одного прогонного метра балки з урахуванням конструктивного коефіцієнта $\psi = 1,2$:

$$q_{e.g} = \psi \cdot p_{cm} \cdot A_I \cdot 100 = 1,2 \cdot 0,00785 \text{ кг/см}^3 \times$$

$$\times 356 \text{ см}^2 \times 100 = 335,35 \text{ кг/м} = 3,35 \text{ кН/м}.$$

10) Визначасмо реальний максимальний момент, реакції та максимальну поперечну силу балки з урахуванням її власної ваги:

$$V_A = V_B = \frac{\sum F_1 + \sum F_2 + \sum F_3}{2} + q_{e.g} \cdot \gamma_{fn} \cdot \frac{L}{2} =$$

$$= \frac{13 \cdot 151 + 144,3 + 2 \cdot 70,2}{2} + 3,35 \cdot 1,05 \cdot \frac{17,4}{2} =$$

$$= 1229,6 \text{ кН},$$

$$Q_{\max} = V_A^1 - F_3 = 1229,6 - 70,2 = 1159,4 \text{ кН},$$

$$M_{\max}^1 = (V_A^1 - F_3) \cdot 8,7 - F_2 \cdot 7,7 - F_1(6,6 + 5,5 + 4,4 +$$

$$+ 3,3 + 2,2 + 1,1) - q_{e.g} \cdot \gamma_{fn} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} =$$

$$= 1159,4 \cdot 8,7 - 144,27 \cdot 7,7 - 151 \cdot 23,1 - 3,35 \cdot 1,05 \cdot \frac{17,4}{2} \times$$

$$\times \frac{17,4}{4} = 5354,68 \text{ кН} \cdot \text{м} = 535468 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

11) Перевіряємо міцність підбраного поперечного перерізу балки за формулами (1), (19):

$$\sigma = \frac{M_{\max}^1}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{535468}{1,1188 \cdot 18981,8 \cdot 1,1}$$

$$= 22,92 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кг/см}^2,$$

де $C_1 = C$ – величину C знаходимо за таблицею М1 в [1]
 залежно від величини відношення $\frac{A_f}{A_w} = \frac{2 \cdot 45}{1,1 \cdot 160} = \frac{90}{176} = 0,511$

$$C = 1,1188.$$

Визначаємо запас міцності

$$\delta = \frac{24 - 22,92}{24} \cdot 100\% = 4,5\% < [5\%]$$

$$\tau = \frac{1,5Q_{\max}}{t_w \cdot h_w \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 1159,4}{1,1 \cdot 160 \cdot 1,1} = 8,98 \approx 9 < 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

12) Перевіряємо пружність балки за формулою (20)

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{M_{\max}^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{535468,0 \cdot 1740}{1,16 \cdot 10^4 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1556506,66} = \\ &= \frac{9,317}{3687,364} = \frac{1}{399,2} < \left[\frac{1}{400} \right]. \end{aligned}$$

6.4.2 Зміна поперечного перерізу балки ГБ1

1) Місце зміни перерізу поясів балки приймаємо на відстані

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

від опори (розрахункову схему балки дивись рис. 19).

2) Визначаємо в перерізі “X” величину M^* і Q^*

$$\begin{aligned} M_{x=3}^* &= (V_A^1 - F_3) \cdot 3 - F_2 \cdot 2 - F_1 \cdot 0,9 - q_{e,e} \cdot 3 \cdot 1,5 = \\ &= (1229,6 - 70,2) \cdot 3 - 144,27 \cdot 2 - 151 \cdot 0,9 - 3,35 \cdot 3 \cdot 1,5 = \\ &= 3038,69 \text{ кН·м} = 303869 \text{ кН·см}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{x=3}^* &= V_A^1 - F_3 - F_2 - F_1 - q_{e,e} \cdot 3 = \\ &= 1229,6 - 70,2 - 144,27 - 151 - 3,35 \cdot 3 \cdot 1,05 = 853,58 \text{ кН}. \end{aligned}$$

3) Знаходимо потрібний момент опору в місці зміни перерізу балки за формулою (22)

$$W_{\text{нотр}}^* = \frac{M^*}{R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{303869}{0,85 \cdot 24 \cdot 1,1} = 13541,4 \text{ см}^3,$$

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 за формулою (23)

$$A_{f_{номр}}^* \approx \frac{W_{номр}^*}{h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} = \frac{13541,4}{164} - \frac{1,1 \cdot 160}{6} = 53,24 \text{ см}^2.$$

5) Залишаючи товщину поясних листів постійним, знаходимо нову їх ширину за формулою (24)

$$b_f^* = \frac{A_f^*}{t_f} = \frac{53,24}{2,0} = 26,62 \text{ см.}$$

Згідно з сортаментом (за ГОСТ 82-70) приймаємо нову ширину пояса 280 мм, тобто з листа 280 x 20.

При цьому нова ширина пояса відповідає вимогам:

$$b_f^* = 280 > 0,1h = 0,1 \cdot 1640 = 164 \text{ мм,}$$

$$b_f^* = 280 > 0,5b_n = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ мм,}$$

$$b_f^* = 280 > 180 \text{ мм.}$$

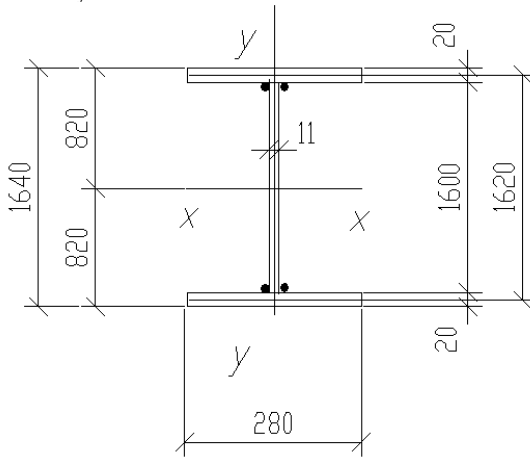


Рисунок 22 – Змінений переріз балки

6) Визначаємо геометричні характеристики зміненого поперечного перерізу балки

$$\begin{aligned} I_x^* &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f^* \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} = \\ &= \frac{1,1 \cdot 160^3}{12} + 2 \cdot (28 \cdot 2) \cdot 81^2 + 2 \cdot \frac{28 \cdot 2^3}{12} = 1110336 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

$$W_x^* = \frac{I_x^*}{h/2} = \frac{2I_x^*}{h} = \frac{2 \cdot 1110336}{164} = 13540,68 \text{ см}^3.$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_x^* &= \frac{M_{x=3}^*}{W_x^* \cdot \gamma_c} = \frac{303869}{13540,68 \cdot 1,1} = 20,4 \text{ кН/см}^2 = \\ &= R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

8) Перевіряємо приведені напруження на рівні поясних швів у місці зміни перерізу поясів балки за формулою (25)

$$\begin{aligned} \sigma_{red}^* &= \sqrt{\sigma_{1x}^{*2} + 3\tau_x^{*2}} = \sqrt{21,9^2 + 3 \cdot 3,17^2} \approx \\ &\approx 22,58 \text{ кН/см}^2 \leq 1,15 \cdot 24 \cdot 1,1 = 30,36 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

де τ_1^* та σ_1^* – нормальні й дотичні напруження в точці 1 перерізу балки (на рівні поясних швів), які находимо за формулами (27), (28):

$$\sigma_x^* = \frac{M_{x=3}^*}{I_x^* \cdot \frac{h_w}{2}} = \frac{M_{x=3}^*}{2I_x^*} \cdot h_w = \frac{303869}{2 \cdot 1110338} \cdot 160 = 21,9 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_x^* = \frac{Q_{x=3}^* \cdot S_f^*}{I_x^* \cdot t_w} = \frac{853,58 \cdot 4536}{1110336 \cdot 1,1} = 3,17 \text{ кН/см}^2,$$

S_f^* – статистичний момент пояса відносно нейтральної осі “x” перерізу балки

$$S_f^* = b_f^* \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right) = 28 \cdot 2 \cdot \frac{162}{2} = 4536 \text{ см}^3.$$

Умови формули (25) виконано, тому міцність балки в місці зміни перерізу поясів забезпечена.

6.4.3 Перевірка загальної стійкості балки ГБ1

Визначаємо необхідність розрахунку балки ГБ1 на загальну стійкість за формулою (7).

1) Згідно вимог п. 9.4.4 в [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 1,1м) і сталним настилем, привареним до верхніх поясів балок.

2) Для прикладу розглянемо варіант, коли сталний 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 п. 9.4.4^б в [1] загальну стійкість балки теж не треба перевіряти, якщо виконується умова формули (32) табл. 9.1 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 поясу 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 $\frac{b_f}{t_f} = 15$:

$$\begin{aligned} & \left[0,41 + 0,032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot \frac{28}{164} \right] \times \\ & \times \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = [0,41 + 0,048 + 0,49 \cdot 0,17] = \\ & = 0,5416 \cdot 29,3 = 15,87, \end{aligned}$$

$\frac{l_p}{b_f} = 110/28 = 3,93 < 15,87$, тобто вимога п.9.4.4^б в [1] виконана і

загальну стійкість балки за формулою (7) перевіряти не потрібно.

6.4.4 Розрахунок поясних швів балки ГБ1

За допомогою таких швів прикріплюють пояса до стінки балки

1) Знаходимо зсовуючу силу на 1 см довжини балки за формулою (30)

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f^*}{I_x^*} = \frac{1159,4 \cdot 4536}{1110336} = 4,74 \text{ кН.}$$

2) Визначаємо товщину поясних швів, які виконують автоматичною зваркою.

Розрахунок зварних швів здійснюємо по металу межі сплавлення (формула (34)), оскільки

$$\begin{aligned}\beta_f \cdot R_{wf} &= 1,1 \cdot 1,8 = 19,8 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} = \\ &= \beta_z \cdot 0,45 R_u = 1,15 \cdot 0,45 \cdot 36 = 18,63 \text{ кН/см}^2, \\ k_f &\geq \frac{T}{2\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{4,74}{2 \cdot 1,15 \cdot 0,45 \cdot 36 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = \\ &= 0,127 \text{ см} \approx 1,3 \text{ мм},\end{aligned}$$

де $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$ – коефіцієнти проплавлення приймають за табл. 16.2 в [1];

$\gamma_{wf} = 1$; $\gamma_{wz} = 1$; $\gamma_c = 1$ – коефіцієнти умов роботи відповідно шва та конструкції;

$R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір кутових швів по металу шва, за табл. 56 в [1];

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

$R_u = 36 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, вигину за тимчасовим опором в табл. Г.2 в [1].

Але згідно з табл. 16.1 в [1], при товщині $t = 20 \text{ мм}$ (більш товстого із зварюваних елементів) катети швів слід приймати не менше 6мм, тому конструктивно беремо $k_f = 6 \text{ мм} > 1,3 \text{ мм}$.

6.4.5 Перевірка місцевої стійкості стінки складної балки ГБ1

1) Перевіряємо необхідність проведення перевірки місцевої стійкості стінки балки.

Згідно з п. 9.5.1 в [1] стійкість стінок балок не треба перевіряти, якщо виконана умова за приведеними напруженнями формули (25), а також умовна гнучкість стінки $\overline{\lambda}_w$ не перевищує (при відсутності місцевих напружень у балках з двосторонніми швами) величини 3,5, тобто $\overline{\lambda}_w < 3,5$

$$\begin{aligned}\sigma_{red}^* &= \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} + 3\tau_{xy,1}^{*2}} = \sqrt{21,9^2 + 3 \cdot 3,17^2} = \\ &= 22,58 \text{ кН/см}^2 \leq 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1,1 = 30,36 \text{ кН/см}^2,\end{aligned}$$

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

значення цих величин були визначені в розділі 6.4.2 п. 8.

У нашому випадку перша умова виконана, тому перевіряємо другу вимогу.

Знаходимо умовну гнучкість стінки балки за формулою (35)

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{1,1} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,96 > 3,5,$$

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

Установлюємо основні ребра жорсткості в місцях прикріплення (обпирання) другорядних балок через один крок (рис. 23). Інші другорядні балки будемо прикріплювати до коротких ребер (розріз 2-2).

2) Перевіряємо місцеву стійкість стінки у першому відсіку довжиною

$$a_1 = 2100 \text{ мм} < 2h_w = 2 \cdot 1600 = 3200 \text{ мм}$$

$$\text{на відстані } x = a_1 - h_w/2 = 2100 - 1600/2 = 1300 \text{ мм.}$$

Знаходимо момент і поперечну силу на відстані X_1 від опори балки, тобто в розрахунковому перерізі

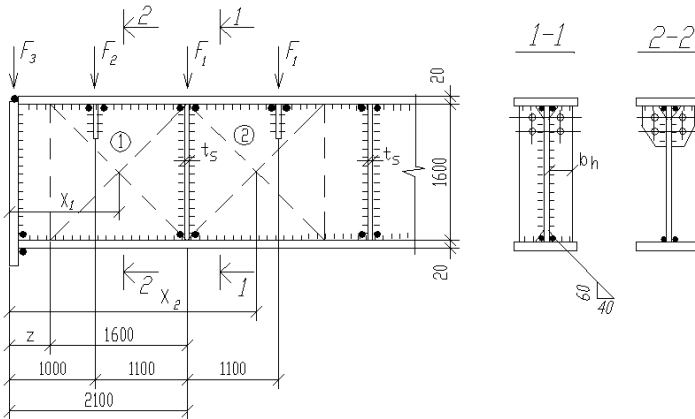


Рисунок 23 – Розрахункова схема

$$\begin{aligned} M_{x=1,3} &= (V_A^1 - F_3) \cdot X_1 - F_2 \cdot (X_1 - 1) - q_{e,в} \cdot X_1 \cdot \frac{X_1}{2} = \\ &= (1229,6 - 70,2) \cdot 1,3 - 144,27 \cdot (1,3 - 1) - 3,35 \cdot 1,30 \cdot 0,65 = \\ &\approx 1461,00 \text{ кН}\cdot\text{м} \approx 146100 \text{ кН}\cdot\text{см}, \end{aligned}$$

$$Q_{\max} = V_A^1 - F_3 - F_2 - F_1 - q_{6,6} \cdot X_1 = \\ = 1229,6 - 70,2 - 144,27 - 151 - 3,35 \cdot 1,05 \cdot 1,3 = 1009,95 \text{ кН.}$$

(38) 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 $\gamma_c = 1,1$.

$$\sigma = \frac{M_{x=1,3}}{I_x^*} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{146100}{1110336} \cdot \frac{160}{2} \approx 10,53 \text{ кН/см}^2 - \text{напруження}$$

на рівні поясних швів на відстані $x = 1,3$ м від опори балки;

$$\tau_{x=1,3} = \frac{Q_{x=1,3}}{h_w \cdot t_w} = \frac{1009,5}{160 \cdot 1,1} = 5,74 \text{ кН/см}^2 - \text{середні дотичні}$$

напруження на відстані $x = 1,3$ м від опори балки.

Критичні нормальні й дотичні напруження визначаємо за формулами (39), (40):

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30,3 \cdot 24}{4,96^2} = 29,56 \text{ кН/см}^2,$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{1,1} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,96,$$

$d = h_w = 160$ см; C_{cr} – коефіцієнт для складних балок визначаємо за табл. 9.2 в [1] залежно від величини коефіцієнта:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{28}{160} \cdot \left(\frac{2,0}{1,1}\right)^3 = 0,84.$$

Згідно з табл. 9.3 в [1] для балок балочних кліток коефіцієнт $\beta = 0,8$.

Тепер за табл.9.2 в [1] при $\delta = 0,84$ визначаємо $C_{cr} = 30,3$:

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_w^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,3125^2}\right) \times \\ \times \frac{0,58 \cdot 24}{4,96^2} \approx 8,4 \text{ кН/см}^2,$$

$\mu = \frac{210}{160} = 1,312$ – відношення більшої сторони до меншої, тобто

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

Після визначення усіх компонентів формули (38) виконуємо перевірку

$$\sqrt{\left(\frac{10,53}{29,56}\right)^2 + \left(\frac{5,74}{8,4}\right)^2} = \sqrt{0,594} = 0,77 < 1,1,$$

тобто умова формули (38) виконана.

При невиконанні умови формули (38) треба зменшити крок основних ребер жорсткості або збільшити товщину стінки балки.

3) Перевіряємо місцеву стійкість стінки балки у другому відсіку довжиною $a_2 = 2200$ мм $< 2h_w = 2 \cdot 1600 = 3200$ мм на відстані $0,5h_w = 0,5 \cdot 1600 = 800$ мм від ребра жорсткості.

Знаходимо момент і поперечну силу на відстані $X_2 = a_1 + 800 = 2100 + 800 = 2900$ мм від опори балки, тобто в розрахунковому перерізі

$$\begin{aligned} M_{x_2=2,9} &= (V_A^1 - F_3) \cdot X_2 - F_2 \cdot 1,9 - F_1 \cdot 0,8 - q_{e.e} \cdot \frac{X_2^2}{2} = \\ &= (1229,6 - 70,2) \cdot 2,9 - 144,27 \cdot 1,9 - 151 \cdot 0,8 - 3,35 \cdot 1,05 \times \\ &\times \frac{2,9^2}{2} = 2952,56 \text{ кН}\cdot\text{м} = 295256 \text{ кН}\cdot\text{см}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{x_2=2,9} &= V_A^1 - F_3 - F_2 - F_1 - q_{e.e} \cdot X_2 = \\ &= 1229,6 - 70,2 - 144,27 - 151 - 3,35 \cdot 1,05 \cdot 2,9 = 853,93 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Визначаємо нормальні й дотичні напруження на рівні поясних швів на відстані $X_2 = 2900$ мм

$$\sigma_{X_2} = \frac{M_{X_2}}{I_{X_2}^*} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{295256}{1110336} \cdot \frac{160}{2} = 21,27 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{X_2} = \frac{Q_{X_2}}{h_w \cdot t_w} = \frac{853,93}{160 \cdot 1,1} = 4,85 \text{ кН/см}^2.$$

Критичні нормальні й дотичні напруження для стінки балки були визначені раніше (при перевірці стійкості у першому відсіку).

$$\sigma_{cr} = 29,56 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_{cr} = 8,4 \text{ кН/см}^2.$$

(38) Перевірку місцевої стійкості смінки виконуємо за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{21,27}{29,56}\right)^2 + \left(\frac{4,85}{8,4}\right)^2} = \sqrt{0,851} = 0,922 < 1,1,$$

тобто умова формули (38) виконана.

4) Визначаємо ширину й товщину основних ребер жорсткості.

Згідно з відповідними вимогами п. 9.5.9 в [1] ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{1600}{30} + 40 = 93,3 \text{ мм.}$$

Конструктивно приймаємо $b_h = 100$ мм.

Товщина ребра з сталі С235 із $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$

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

Конструктивно приймаємо $t_s = 8$ мм.

Ребра будемо приварювати до стінки балки ручною зваркою, згідно з даними табл. 16.1 в [1], двосторонніми швами $h_f \geq 6$ мм.

6.4.6 Розрахунок опорного ребра балки ГБ1

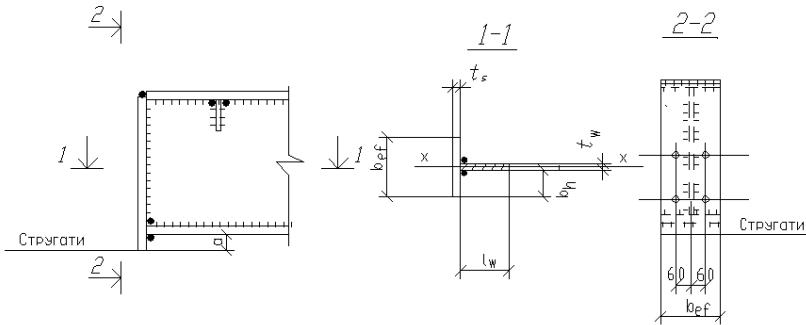


Рисунок 24 – Розрахункова схема

1) Визначаємо розміри опорного ребра.

За формулою (44) знаходимо потрібну площу його поперечного перерізу

$$A_{nom}^h = \frac{V_{ГБ}}{R_p} = \frac{1229,6}{33,6} = 36,6 \text{ см}^2.$$

Конструктивно задаємося шириною опорного ребра $b_{ef} = b_f^* = 28$ см, тоді

$$b_h = \frac{b_{ef} - t_w}{2} = \frac{28 - 1,1}{2} = 13,45 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

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

тобто умова виконана.

За формулою (45) знаходимо потрібну товщину ребра

$$t_s \geq \frac{A_{nom}^h}{b_{ef}} = \frac{36,6}{28} = 1,31 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо $t_s = 14$ мм.

2) Перевіряємо напруження в ребрі з умови його змину

$$\sigma = \frac{V_{ГБ}}{A_h \cdot \gamma_c} = \frac{1229,6}{(28 \cdot 1,4) \cdot 10} = 31,36 \text{ кН/см}^2 < 33,6 \text{ кН/см}^2.$$

3) Перевіряємо стійкість опорного ребра з площини балки за формулою (47).

Опорне ребро розглядаємо як умовний шарнірно-опертий стиснутий стержень складного перерізу (див. розріз 1-1 на рис. 23), висота якого дорівнює висоті стінки балки.

Загальна площа стержня складається з площі опорного ребра і площі частини стінки балки довжиною $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

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

$$= 28 \cdot 1,4 + 0,65 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} \cdot 1,1 = 39,2 + 20,95 = 60,15 \text{ см}^2.$$

Знаходимо необхідні геометричні характеристики розглядуваного стержня

$$I_x = \frac{t_s \cdot b_h^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 28^3}{12} = 2561 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{2561}{60,15}} = 6,52 \text{ см,}$$

тоді

$$\lambda_x = \frac{h_w}{i_x} = \frac{160}{6,52} = 24,54 \rightarrow \varphi = 0,949,$$

$$\sigma = \frac{V_{ГБ}}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot \gamma_c} = \frac{1229,6}{0,949 \cdot 60,15 \cdot 0,95} = 22,67 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

4) Визначаємо катети швів k_f , якими приєднуємо опорне ребро до стінки балки за формулою (48) або (49):

$$l_w = h_w - 2 = 160 - 2 = 158 \text{ см.}$$

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

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} = \\ &= \beta_z \cdot 0,45 R_u = 1 \cdot 0,45 \cdot 37 = 16,6 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot l_w} = \frac{1229,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 158} = 0,31 \text{ см.}$$

Згідно з вимогами таблиці 16.1 в [1] у цих умовах катет шва повинен бути не менше 6мм. Конструктивно його приймаємо $k_f = 8 \text{ мм}$.

6.4.7 Розрахунок з'єднання другорядних балок з головною балкою ГБ

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 I30^a з головною балкою ГБ1 приймаємо накладки розмірами 250 x 250 x 8 із сталі класу С235. Накладки прикріплюємо на монтажі до ребер головної балки болтами грубої точності класу 5.8 діаметром $d = 20 \text{ мм}$.

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

$$P = 1,2 \cdot V_{o.B} = 1,2 \cdot 75,4 = 90,48 \text{ кН.}$$

І. Виконуємо перевірку міцності конструктивно прийнятих накладок за формулою (50), для цього попередньо знаходимо:

а) величину розрахункового моменту за формулою (53)

$$M_{нак} = 90,48 \cdot 20,0 = 1809,60 \text{ кН·см;}$$

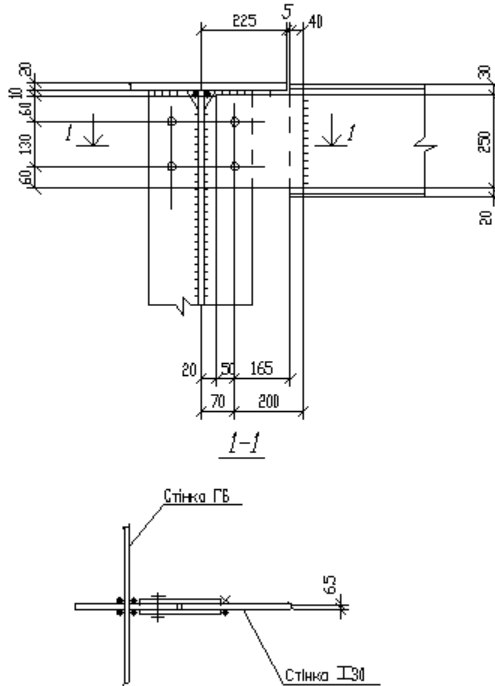


Рисунок 25 – Розрахункова схема з'єднання балок

б) момент опору накладок за формулою (54)

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

в) сумарну площу поперечного перерізу накладок

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

г) нормальні й дотичні напруження у накладках за формулами (51), (52):

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

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

$$\sigma_{ред} = \sqrt{\sigma_{накл}^2 + 3\tau_{накл}^2} = \sqrt{10,86^2 + 3 \cdot 2,26^2} = 11,54 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 1,15 \cdot 23 \cdot 1,1 = 29,1 \text{ кН/см}^2.$$

Умову формули (50) виконано, тобто несуча спроможність накладок забезпечена.

II. Розрахунок швів, що прикріплюють накладки до стінки другорядної балки.

Ці шви виконують ручною зваркою, катет шва необхідно приймати:

- мінімально допустимий відповідно до табл.4.6.1 в [1] –
 $k_{f \min} = 5 \text{ мм};$

- максимально можливий –

$$k_{f \min} = 1,2t_{\min} = 1,2t_{\text{накл}} = 1,2 \cdot 6,5 = 7,8 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f = 8 \text{ мм}.$

1) Визначаємо дотичні напруження у швах від розрахункової сили P за формулами (56), (57):

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

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

2) Знаходимо згинальний момент, який створює опорна реакція балки відносно центру тяжіння шва, за формулою (58)

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

3) Визначаємо нормальні напруження у швах від дії згинального моменту за формулами (59), (60):

а) по металу шва

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

б) по металу на межі сплавлення

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

4) Перевіряємо міцність швів за формулами (61), (62):

а) рівнодіючі напруження по металу шва

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

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

б) рівнодіючі напруження по межі сплавлення

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_z^2 + \tau_z^2} = \sqrt{11,78^2 + 2,36^2} = 12,014 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_c = 0,45 \cdot R_u \cdot \gamma_c = 0,45 \cdot 36 = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

III. Розрахунок болтів, що прикріплюють накладки до ребра головної балки.

Для з'єднання приймаємо болти М20 класу 5.8.

1) Визначаємо розрахункові зусилля, які можуть бути сприйняті одним болтом у з'єднанні, за формулами (63), (64):

а) з умов зрізу

$$N_{\sigma} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s = 21 \cdot 0,9 \cdot (3,14 \cdot 1^2) \cdot 2 = 122,892 \text{ кН},$$

де $R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір зрізу болтів за таблицею Д4 в [1];

$\gamma_b = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи з'єднання за таблицею 16.4 в [1];

A_b – площа перерізу болта;

$n_s = 2$ – число площин зрізу;

б) з умови змину

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min} = 47,5 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,8 \approx 68,452 \text{ кН},$$

де $R_{bp} = 36,5$ – розрахунковий опір змину елементів з'єднаних болтами (сталь С235) за таблицею Д5 в [1];

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

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

2) Визначаємо необхідну кількість болтів у з'єднанні за формулою (65)

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

Приймаємо два болта, розташування яких зображене на рисунку 25. Болти потрібно розташувати відповідно до вимог таблиці 16.3 в [1].

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування». – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
2. ДБН В.1.2-2-2006 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования». – Київ: Минстрой Украины, 2006 – 60 с.
3. ДСТУ Б.В.1.2-3:2006 «Прогибы и перемещения. Требования проектирования». – Київ: Минстрой Украины, 2006. – 9 с.
4. Беленя Е.И. Металлические конструкции / Е.И. Беленя и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
5. Кузнецов В.В. Справочник проектировщика. Металлические конструкции / В.В. Кузнецов и др. – М., 1998. – Т.1. Общая часть. – 569 с.
6. Лихтарников Я.М. Расчет стальных конструкций: Справочное пособие / Я.М. Лихтарников и др. – Київ: Будівельник, 1976. – 350 с.
7. Мандриков А.П. Проектирование металлических конструкций / А.П. Мандриков, И.М. Лялин. – М.: Стройиздат, 1973. – 128 с.
8. Зорин З.Я. Стальные конструкции. Проектирование на стадии КМД / З.Я. Зорин, А.А. Новицкий. – Киев: Сталь, 2015 – 268 с.

ЗМІСТ

Вступ.....	3
1 Загальні відомості про балочні клітки.....	3
2 Розрахунок несучого настилу.....	5
3 Розрахунок другорядних балок (балок настилу) і допоміжних балок	7
4 Порівняння варіантів балочних кліток	9
5 Розрахунок складної електрозварювальної головної балки	10
5.1 Підбір поперечного перерізу складної балки	10
5.2 Зміна поперечного перерізу складної балки за довжиною	14
5.3 Перевірка загальної стійкості складної балки	16
5.4 Розрахунок поясних швів балки	17
5.5 Перевірка місцевої стійкості стінки складної балки	18
5.6 Розрахунок опорного ребра балки	20
5.7 Розрахунок з'єднання другорядних балок (балок настилу) із головними балками	21
6 Приклад компонування та розрахунку елементів балочної клітки	25
6.1 Визначення розмірів несучого сталюого настилу	26
6.2 Розрахунок другорядних та допоміжних балок декількох варіантів компонування балочної клітки	26
7.2.1 Варіант 1	26
7.2.2 Варіант 2	32
7.2.3 Варіант 3	36
6.3 Порівняння варіантів компонування балочної клітки ...	39
6.4 Розрахунок складної головної балки ГБ1	39
6.4.1 Підбір поперечного перерізу балки ГБ1	41
6.4.2 Зміна поперечного перерізу балки ГБ1	46
6.4.3 Перевірка загальної стійкості балки ГБ1	48
6.4.4 Розрахунок поясних швів балки ГБ1	49
6.4.5 Перевірка місцевої стійкості стінки складної балки ГБ	50
6.4.6 Розрахунок опорного ребра балки ГБ1	54
6.4.7 Розрахунок з'єднання другорядних балок із головною балкою ГБ1	56
Список літератури	60

Додатки	63
Табл. 2.3 [4] Сортамент гарячекатаних двотаврів за ГОСТ 8239-97	63
Табл. 2.4 [4] Сортамент гарячекатаних швелерів за ГОСТ 8240-97	64
Табл. 2.5 [4] Сортамент гарячекатаних двотаврів із паралельними гранями полок за ГОСТ 26020-83	66
Табл. 2.11 [4] Сортамент гарячекатаного листового прокату за ГОСТ 19903-74*	71
Табл. 2.12 [4] Сортамент холоднокатаного листового прокату по ГОСТ 19904-90	72
Табл. 2.13 [4] Сортамент гарячекатаного широко-штабового універсального прокату за ГОСТ 82-70*	72
Табл. 2.14 [4] Сортамент гарячекатаних штаб за ГОСТ 103-76*	72
Табл. 2.25 [4] Сортамент гарячекатаних листів із ромбічними й чечевичними рифленнями за ГОСТ 8568-77*	73
Табл. 2.26 [4] Сортамент просічно-витяжних листів за ТУ 36.26.11-5-89	74

ДОДАТКИ

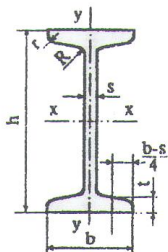


Таблица 2.3. Сортамент горячекатаных двутавров
(с уклоном внутренних граней полок 6-12 %) по ГОСТ 8239-97

Номер двутавра	h	b	s	t	R, r		Площадь поперечного сечения, см ²	Масса I м, кг	Справочные значения для осей						
					не более				x - x			y - y			
					мм				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	3	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	3,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	3,5	23,4	18,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
27	270	125	6	9,8	11	4,5	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
33	330	140	7	11,2	13	5	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	6	72,6	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	7	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	7	100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	7	118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	8	138	108	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54

Примечание. Двутавры №№ 24-60 не рекомендуется применять в новых разработках.

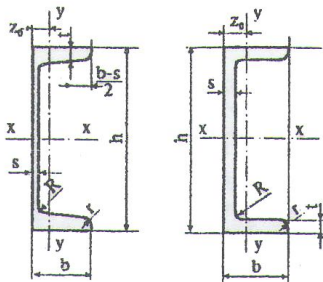


Таблица 2.4. Сортамент горячекатаных швеллеров по ГОСТ 8240-97

Номер швеллера	h	b	s	t	R	r	Площадь сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						z ₀ , см	
									x - x			y - y				
									J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³		i _y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок																
5	50	32	4,4	7	6	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	6	2,5	7,51	5,9	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
16a	160	68	5	9	8,5	3,5	19,5	15,3	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
18a	180	74	5,1	9,3	9	3,5	22,2	17,4	1190	132	7,32	76,1	105	20	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21

Продолжение табл. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4180	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75
Швеллеры с параллельными гранями полок																
5-П	50	32	4,4	7	6	3,5	6,16	4,84	22,8	9,14	1,92	5,61	5,95	2,99	0,983	1,21
6,5-П	65	36	4,4	7,2	6	3,5	7,51	5,9	48,8	15	2,35	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8-П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
16-П	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97
16а-П	160	68	5	9	8,5	5	19,5	13,3	827	103	6,51	59,5	90,5	19,6	2,15	2,19
18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14
18а-П	180	74	5,1	9,3	9	5	22,2	17,4	1200	133	7,34	76,3	123	24,3	2,35	2,36
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72
27-П	270	95	6	10,5	11	6,5	35,2	27,7	4180	310	10,9	178	314	46,7	2,99	2,78
30-П	300	100	6,5	11	12	7	40,5	31,8	5830	389	12	224	393	54,8	3,12	2,83
33-П	330	105	7	11,7	13	7,5	46,5	36,5	8010	486	13,1	281	491	64,6	3,25	2,9
36-П	360	110	7,5	12,6	14	8,5	53,4	41,9	10850	603	14,3	350	611	76,3	3,38	2,99
40-П	400	115	8	13,5	15	9	61,5	48,3	15260	763	15,8	445	760	89,9	3,51	3,05

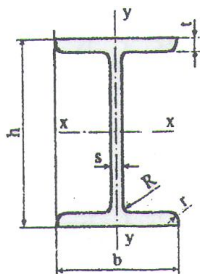


Таблица 2.5. Сортамент горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83

Номер профиля	h	b	s	t	R	Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные значения для осей							
								x - x				y - y			
								J _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Нормальные двутавры (Б)															
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24	
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,3	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42	
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,6	1,45	
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65	
14Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65	
16Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83	
16Б2	160	82	5	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84	
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04	
18Б2	180	91	5,3	8	9	23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05	
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23	
23Б1	230	110	5,6	9	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47	
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28	4024	312	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63	
26Б2	261	120	6	10	12	39,7	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,7	

Продолжение табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6928	427	240	12,29	390	55,7	3,05
30Б2	299	140	6	10	15	46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,5	458,6	65,5	3,13
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10	18	55,17	43,3	11550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5	21	69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,3	865	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13	21	85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	492	200	8,8	12	21	92,98	73	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14	21	102,8	80,7	42390	1709	970,2	20,3	1873	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,7
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	597	230	11	17,5	24	147,3	115,6	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	691	260	12	15,5	24	164,7	129,3	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,6	144,2	145912	4187	2393	28,19	5437	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17	26	203,2	159,5	199500	5044	2917	31,33	6244	446	5,54
80Б2	798	280	14	20,5	26	226,6	177,9	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	893	300	15	18,5	30	247,1	194	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22	30	272,4	213,8	349200	7760	4480	35,8	9943	662,8	6,04
100Б1	990	320	16	21	30	293,82	230,6	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	998	320	17	25	30	328,9	258,2	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18	29	30	364	285,7	587700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5	30	400,6	314,5	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
Широкополочные двутавры (Ш)														
20Ш1	193	150	6	9	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67

Продолжение табл.2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
26Ш1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,7	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12	16	62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13	18	77,65	61	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9	15	18	87	68,3	14040	939	526	12,7	2004	200,4	4,8
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10	14	20	104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,9
35Ш3	345	250	10,5	16	20	116,3	91,3	25140	1458	813	14,7	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16	22	141,6	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18	22	157,2	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5	26	176,6	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5	26	199,2	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5	26	221,7	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16	20,5	28	225,3	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18	24,5	28	261,8	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	603	320	20	28,5	28	298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15	23	30	251,7	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18	27,5	30	299,8	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5	30	341,6	268,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23	36,5	30	389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонные двугавры (К)														
20К1	195	200	6,5	10	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,5	1334	133	5,03
20К2	198	200	7	11,5	13	59,7	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
23К1	227	240	7	10,5	14	66,51	52,2	6589	380	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8	12	14	75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	260	8	12	16	83,08	62,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	260	9	13,5	16	93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10	15,5	16	105,9	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	296	300	9	13,5	18	108	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,5
30К2	300	300	10	15,5	18	122,7	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	340	300	11,5	17,5	18	138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	343	350	10	15	20	139,7	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	350	11	17,5	20	160,4	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	353	350	13	20	20	184,1	144,5	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81
40К1	393	400	11	16,5	22	175,8	138	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	400	400	13	20	22	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16	24,5	22	257,8	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19	29,5	22	308,6	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,1
40К5	431	400	23	35,5	22	371	291,2	121570	5642	3217	18,1	37910	1896	10,11
Двутавры дополнительной серии (Д)														
24ДБ1	239	115	5,5	9,3	15	35,45	27,8	3535	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58
27ДБ1	269	125	6	9,5	15	40,68	31,9	5068	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76
36ДБ1	360	145	7,2	12,3	18	62,6	49,1	13800	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17
35ДБ1*	349	127	5,8	8,5	15	42,78	33,6	8540	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61
40ДБ1*	399	139	6,2	9	15	50,53	39,7	13050	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83
45ДБ1*	450	152	7,4	11	15	67,05	52,6	21810	969,2	556,8	18,04	646,2	85	3,1
45ДБ2*	450	180	7,6	13,3	18	82,8	65	28840	1280	722	18,7	1300	144	3,96
30ДШ1	300,6	201,9	9,4	16	18	92,6	72,7	15090	1000	563	12,8	2200	218	4,87
40ДШ1	397,6	302	11,5	18,7	22	159	124	46330	2330	1290	17,1	8590	569	7,36
50ДШ1	496,2	303,8	14,2	21	26	198	155	86010	3470	1950	20,8	9830	647	7,05

* Эти профили наиболее экономичны в сравнении с равнопрочными (W_x) нормальными двутаврами Б.

Продолжение табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
26Ш1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,7	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12	16	62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13	18	77,65	61	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9	15	18	87	68,3	14040	939	526	12,7	2004	200,4	4,8
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10	14	20	104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,9
35Ш3	345	250	10,5	16	20	116,3	91,3	25140	1458	813	14,7	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16	22	141,6	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18	22	157,2	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5	26	176,6	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5	26	199,2	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5	26	221,7	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16	20,5	28	225,3	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18	24,5	28	261,8	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	603	320	20	28,5	28	298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15	23	30	251,7	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18	27,5	30	299,8	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5	30	341,6	268,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23	36,5	30	389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонные двугавры (К)														
20К1	195	200	6,5	10	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,5	1334	133	5,03
20К2	198	200	7	11,5	13	59,7	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07

**Таблица 2.11. Сортамент горячекатаного листового проката
по ГОСТ 19903-74***

1. Прокат, изготавливаемый в листах

Толщина листов, мм: 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,63; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,6; 6; 6,5; 7; 7,5; 8,0; 8,5; 9; 9,5; 10; 10,5; 11; 11,5; 12; 12,5; 13; 13,5; 14; 14,5; 15; 15,5; 16; 16,5; 17; 17,5; 18; 18,5; 19; 19,5; 20; 20,5; 21; 21,5; 22; 22,5; 23; 23,5; 24; 24,5; 25; 25,5; 26; 27; 28; 29; 30; 31; 32; 34; 36; 38; 40; 42; 45; 48; 50; 52; 55; 58; 60; 62; 65; 68; 70; 72; 75; 78; 80; 82; 85; 87; 90; 92; 95; 100; 105; 110; 115; 120; 125; 130; 135; 140; 145; 150; 155; 160.

Ширина листов, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.

Размеры проката

Толщина листа, мм	0,4-0,6	0,63-0,75	0,8-0,9	1	1,2-1,4	1,5-2,8	3-5,6
Ширина листа, мм	500-750; 1000	500-750; 1000; 1250	500-800; 1000; 1250	600-1000; 1250	600-1250	600-1500	600-1800

Продолжение

Толщина листа, мм	6-7,5	8-10,5	11-12,5	13-25,5	26-40	42-160
Ширина листа, мм	700-2000	700-2500	1000-2500	1000-2800	1250-3600	1250-3800

2. Листовой прокат, изготавливаемый в рулонах

Толщина листов, мм: 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,5; 5; 5,3; 5,5; 6; 6,3; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 9,5; 10; 10,5; 11; 11,5; 12.

Ширина проката, мм: 500; 530; 550; 600; 630; 650; 670; 700; (710); 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; (1420); 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200.

Размеры рулонов (ширина, толщина)

Толщина проката, мм	1,2-12	1,5-12	3-12	6-10	7-10
Ширина проката, мм	500-630; 1000-1250	650-950; 1400-1500	1600-1800	1900; 2000	2100; 2200

Таблица 2.12. Сортамент холоднокатаного листового проката по ГОСТ 19904-90

Толщина проката, мм: 0,35; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,2; 4,5; 4,8; 5.

Ширина проката, мм: 500; 550; 600; 650; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1200; 1250; 1400; 1450; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2350.

Размер проката, изготавливаемого в рулонах

Толщина проката, мм	0,35-0,5	0,55-0,65	0,7-0,8; 1,5-2; 2,8-3,5	0,9-1,4	2,2; 2,5
Ширина проката, мм	500-1250	500-1700	500-1800	500-2000	500-2300

Примечание. 1. Холоднокатаный листовый прокат изготавливают в листах толщиной 0,35-5 мм и в рулонах толщиной 0,35-3,5 мм. 2. Холоднокатаный листовый прокат, применяемый для изготовления профилированных листов типов Н и НС (см.табл.2.27-2.32), рекомендуется заказывать высокой точности прокатки.

Таблица 2.13. Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70*

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Примечание. По требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580 и 710 мм.

Таблица 2.14. Сортамент горячекатаных полос по ГОСТ 103-76*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

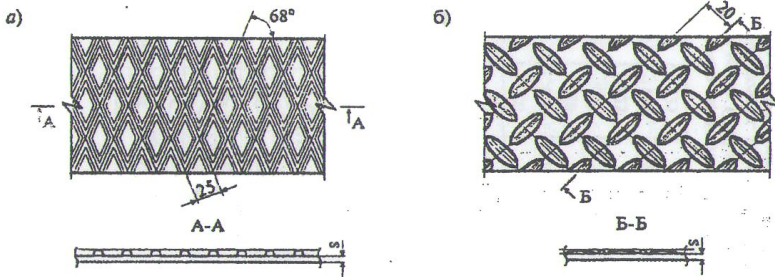
Размеры полос, мм

Толщина полос, мм	4,6-8	5	9, 10 12	11,14,16	18	20	22	25
Ширина полос, мм	12-200	11	16-200	20-200	22-200	25-200	28-200	32-200

Продолжение

Толщина полос, мм	28-32	36	40	45	50	56	60
Ширина полос, мм	40-200	45-200	50-200	60-200	63, 65, 80-200	80-200	85-200

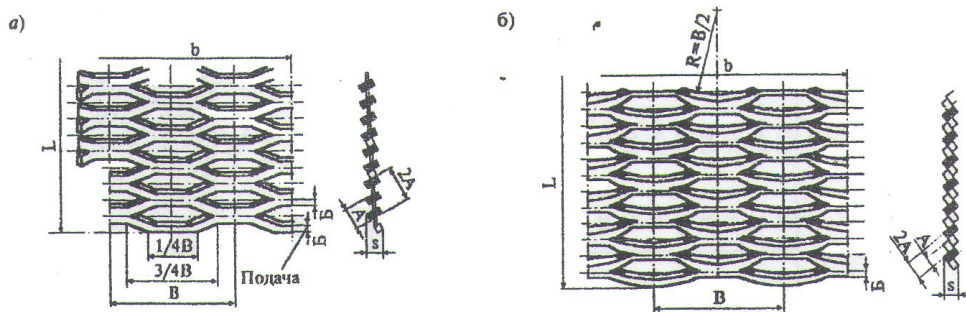
Таблица 2.25. Сортамент горячекатаных листов с ромбическим (а) и чечевичным (б) рифлением по ГОСТ 8568-77*



Толщина основания листа, мм	Ширина основания рифлей b , мм		Угол при вершине рифлей ϕ , град		Длина рифлей l , мм	Радиус закругл. рифлей R , мм	Расположение рифлей на плоскости листа Φ , град	Масса 1 м ² листа, кг	Предельное отклонение по массе, %
	номинальная	предельное отклонение	номинальный	предельное отклонение					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ромбическое рифление									
2,5	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	21	± 10
3	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	25,1	± 10
4	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	33,5	± 8
5	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	41,8	± 6
6	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	50	± 5
8	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	66,8	± 5
10	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	83	± 3
12	5	$\pm 0,15$	28	± 2	-	-	-	99,3	± 3
Чечевичное рифление									
2,5	3,6	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	20,1	± 10
3	4	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	24,2	± 10
4	4	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	32,2	± 8
5	5	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	40,5	± 6
6	5	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	48,5	± 5
8	6	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	64,9	± 5
10	6	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	80,9	± 3
12	6	$\pm 0,15$	45	± 1	24	30	45	96,8	± 3

Примечание. Высота рифлей 0,2–0,3 толщины основания листа, но не менее 0,5 мм. По требованию потребителя листы толщиной основания 5 мм и более должны иметь высоты рифлей не менее 1 мм (п.1.3. ГОСТ 8568-77).

Таблица 2.26. Сортамент просечно-вытяжных листов по ТУ 36.26.11-5-89 (размеры, мм)



Номер листа	Толщина заготовки δ	Подача B , мм	Шаг ячейки, L	Толщина листа s , (справочно)	Размер вытяжки за каждый ход штамповки A	Предельная нагрузка на 1 м длины, кг, при ширине листа, мм								Масса 1 м^2 , кг	
						500	600	700	800	900	1000	1100	1250		1400
406	4	6	90	12,7	10	470	390	320	290	260	-	-	-	-	15,7
506	5	6	110	13	12,5	790	660	560	500	440	400	360	320	280	16,4
508	5	8	110	16,8	12,5	1370	1140	970	860	760	680	620	550	490	20,9
510	5	10	110	20,5	12,5	2160	1800	1520	1350	1200	1080	980	870	770	24,7
606	6	6	125	13,4	15	970	810	680	610	540	490	440	390	350	17,3
608	6	8	125	17,1	15	1910	1590	1340	1190	1060	950	870	760	680	21,9
610	6	10	125	20,8	15	2880	2400	2030	1800	1600	1440	1310	1150	1030	26

Примечания. 1. Просечно-вытяжные листы изготавливают из горячекатаного листового проката из стали марок СтЗкл, СтЗпс и СтЗсп по ГОСТ 380-88* (а также из стали марки С235 по ГОСТ 27772-88*). 2. Значения предельной нагрузки указаны для сосредоточенной по центральной линии нагрузки при зашпеленных концах. При равномерно распределенной нагрузке указанные в таблице значения увеличиваются в 2,2 раза. При свободном опирании предельные нагрузки уменьшаются соответственно вдвое.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

для виконання курсового проекту з металевих конструкцій
«Балкова клітина і колони робочого майданчику»
з дисципліни

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

Частина I

Розрахунок і конструювання елементів балкової клітини

(для студентів 3 курсу денної та 4 курсу заочної форм навчання
напряму підготовки 6.060101 Будівництво фахового спрямування
«Промислове і цивільне будівництво»)

Укладачі **Мазур** Василь Андрійович
Лугченко Олена Іванівна

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

План 2016, поз. 13М

Підп. до друку 21.10.2016 р.
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60×84/16
Ум. друк. арк. 1,3
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет міського господарства
імені О. М. Бекетова
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.