

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

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ
«Проектування підкранових конструкцій та колон»
до практичних занять
із вибіркової навчальної дисципліни ВК П1.5

«ПРОЄКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2025

Методичні рекомендації «Проектування підкранових конструкцій та колон» до практичних занять із вибіркової навчальної дисципліни ВК П1.5 «Проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : С. М. Яровий, В. В. Рюмін, Ю. Ю. Солодовник. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 37 с.

Укладачі: д-р техн. наук, проф. С. М. Яровий,
канд. техн. наук, доц. В. В. Рюмін,
асист. Ю. Ю. Солодовник

Рецензент

Д. Л. Череднік, кандидат технічних наук, професор кафедри будівельного проектування Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельного проектування, протокол № 1 від 10.01.2024.

ЗМІСТ

ВСТУП	4
1 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВИХ КОНСТРУКЦІЙ	5
1.1 Навантаження від мостових кранів	5
1.2 Розрахунок підкранових конструкцій	10
2 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК КОЛОН	14
2.1 Вихідні дані на проектування.....	14
2.2 Результати статичного розрахунку	14
2.3 Визначення розрахункових довжин колони	15
2.4 Розрахункові довжини ділянок колони із площини рами	17
2.5 Розрахунки та компонування верхньої частини колони.....	19
2.6 Розрахунок нижньої частини колони.....	23
2.7 Проектування і розрахунок з'єднання верхньої і нижньої частин ступінчастої колони	26
СПИСОК ДЖЕРЕЛ	36

ВСТУП

Ці методичні рекомендації «Проектування підкранових конструкцій та колон» до графічної роботи з дисципліни «Проектування металевих конструкцій» ґрунтуються на сучасних методах розрахунку та проектуванні будівельних конструкцій, будівель та інженерних споруд.

Метою цієї роботи є оволодіння практичними навичками статичних, міцнісних і жорсткісних (на стійкість і деформативність) розрахунків, а також проектування на їхній основі будівельної конструкції в цілому, її окремих фрагментів, вузлів з'єднань.

Тема і зміст методичних рекомендацій належать до суміжних розділів будівельної механіки та металевих конструкцій (статичний розрахунок плоских стрижневих систем, розрахунок і конструювання стиснутих стрижневих елементів, розрахунок і конструювання зварних і болтових з'єднань, складання робочих креслень, специфікацій матеріалів, відомостей відправних марок). Як об'єкт, що розраховується і проектується, використана конструкція у вигляді сталеві ферми покриття будівлі або споруди.

Проектування підкранових конструкцій та колон охоплює найбільш типові та характерні особливості розроблення будівельних металоконструкцій різних будівель та інженерних споруд, яке зазвичай складається з двох етапів. На першому етапі металеві конструкції проектуються у складі конкретного об'єкта й оформляються у вигляді робочих креслень КМ. Підсумком другого етапу – є робочі креслення КМД, у яких проектна документація першого етапу перероблена з урахуванням технологічних можливостей того чи іншого заводу-виробника.

1 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Навантаження від мостових кранів

Підкранові конструкції сприймають впливи від різного підйомно-транспортного обладнання, основним видом якого є мостові опорні та підвісні крани. Підкранові конструкції для мостових опорних кранів складаються з підкранових балок або ферм, які сприймають вертикальне навантаження від кранів; гальмівних балок або ферм, які сприймають поперечні горизонтальні впливи; в'язей, які забезпечують жорсткість і незмінність підкранових конструкцій; вузлів кріплення підкранових конструкцій, які передають кранові впливи на колони; кранових рейок із деталями їхніх кріплень до підкранових балок; кранових упорів на кінцевих ділянках балок. Вертикальні і горизонтальні навантаження від мостового крана передаються через колеса моста крана. У нас – **восьмиколісний** мостовий кран з **важкопідйомністю** $Q = 800/200$ кН (4К - 6к) (рис. 1.1). Параметри крана подані в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Параметри крана $Q = 800/200$ кн

Q, кН		Про-літ будин-ку, м	Розміри, мм				Мах тиск колеса, кН		Вага візка Gт, кН	Вага крана з віз-ком Gк кН
Голов-ний крюк	Допо-міжний крюк		Hк	B1	B2	K	$F_{k,1,max}^n$	$F_{k,2,max}^n$		
800	200	36	4 000	400	9 100	4 350	410	430	380	1 500

Розрахунки будемо виконувати відповідно до вимог нових нормативних документів з проєктування будівельних конструкцій, введених в дію в Україні останнім часом [1...5], зокрема **ДБН В.2.6-198: 2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування»** [1], що набрав чинності з 01.01.2015. Особливістю використання ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування» є

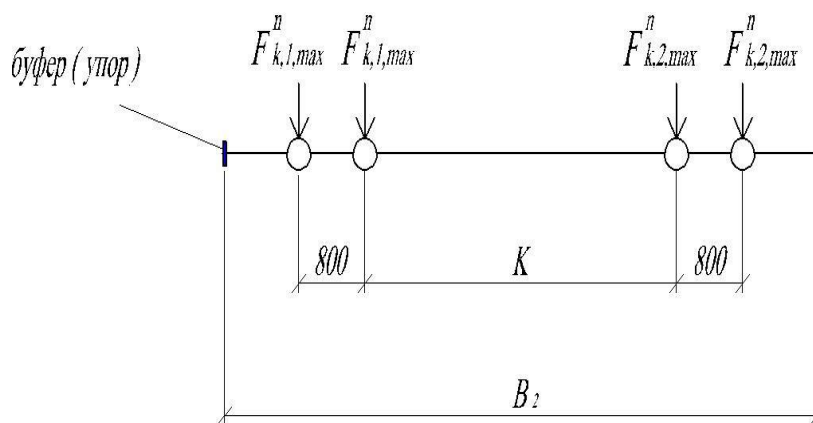
те, що ці норми передбачають їхнє застосування у комплексі з іншими нормативними документами, зокрема такими:

– ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [2];

– ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [5];

– ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення» [3];

Рисунок 1.1 – Схема крана



У таблиці 1.1: $F_{k,1,max}^n$, $F_{k,2,max}^n$ – **максимальні характеристичні значення** вертикального тиску, що передається **через одне колесо моста крана** (рис. 1.1).

Середнє значення максимального тиску:

$$F_{k,max}^n = \frac{F_{k,1,max}^n + F_{k,2,max}^n}{2} = \frac{410 + 430}{2} = 420.0 \text{ кН.}$$

За п. 7.2 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» визначаємо граничні розрахункові значення для вертикального навантаження мостових і підвісних кранів:

$$F_{k,max,m}^n = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{k,max}^n, \quad (1.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за крановим навантаженням, прийнятий за п. 7.9, таблиці 7.1; $\gamma_{fm} = 1.1$ (для експлуатації 50 років);

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень (ймовірність одноразової дії двох зближених кранів), прийнятий за п. 7.22; $\psi = 0.85$ – для груп режимів роботи кранів 1К-6К.

За (1.1): $F_{k,max,m}^n = 1.1 \times 0.85 \times 420.0 = 392.7 \text{кН}$.

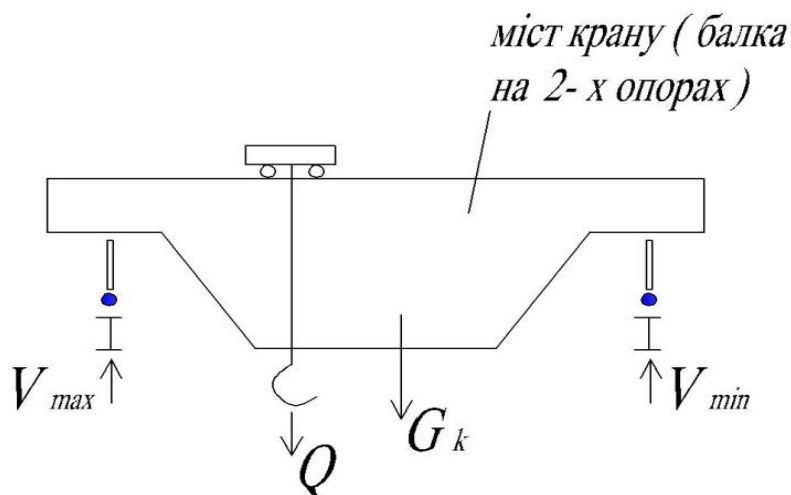


Рисунок 1.2 – Максимальний тиск на ліві колеса мосту крану, до яких максимально близько розташований візок із вантажем

Максимальний вертикальний тиск від 2 зближених кранів на колону V_{max} забезпечується за умови, що крайнє колесо одного крана розташувати безпосередньо над колоною (на рис. 1.2 – лівого крана).

Величина V_{max} (рис. 1.2) становить сумарну вертикальну опорну реакцію лівої і правої підкранових балок, що спираються на колону розрахункової поперечної рами. Традиційно цю реакцію обчислюють за допомогою ліній впливу відповідних опорних реакцій зазначених підкранових балок (як однопролітних балок на двох опорах), хоча визначення опорних реакцій таких статично визначених балок є можливим і без застосування ліній впливу опорних реакцій балок.

На рисунку 1.7 зображена схема розташування коліс зближених кранів для визначення ординат ліній впливу, що знаходяться під зосередженими крановими вантажами. З рисунка 1.3 маємо:

$$x_1 = 6\,000 \text{ мм} = 6 \text{ м}; \quad y_1 = 1;$$

$$x_2 = 50 \text{ мм} = 0.05 \text{ м}; \quad \frac{y_2}{y_1} = \frac{x_2}{x_1}; \quad y_2 = \frac{y_1 \cdot x_2}{x_1} = \frac{1 \times 0.05}{6} = 0.008 \text{ 3};$$

$$x_3 = 850 \text{ мм} = 0.85 \text{ м}; \quad \frac{y_3}{y_1} = \frac{x_3}{x_1}; \quad y_3 = \frac{y_1 \cdot x_3}{x_1} = \frac{1 \cdot 0.85}{6} = 0.142;$$

$$x_4 = x_3 + 4 \cdot 350 = 850 + 4 \cdot 350 = 5 \cdot 200 \text{ мм} = 5.2 \text{ м};$$

$$\frac{y_4}{y_1} = \frac{x_4}{x_1}; \quad y_4 = \frac{y_1 \cdot x_4}{x_1} = \frac{1 \cdot 5.2}{6} = 0.87;$$

$$x_5 = 2 \cdot 050 \text{ мм} = 2.05 \text{ м}; \quad y_5 = \frac{y_1 \cdot x_5}{x_1} = \frac{1 \cdot 2.05}{6} = 0.34;$$

$$x_6 = 2 \cdot 050 + 800 = 2 \cdot 850 \text{ мм} = 2.85 \text{ м}; \quad y_6 = \frac{y_1 \cdot x_6}{x_1} = \frac{1 \cdot 2.85}{6} = 0.48.$$

Обчислюємо величину V_{max} :

$$V_{max} = \gamma_n \cdot F_{k,max} \cdot \sum_{i=1}^5 y_i = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{k,max}^n \cdot \sum_{i=1}^5 y_i, \quad (1.2)$$

де i – індекс суми, «5» – кількість коліс, які дають свій внесок у сумарну опорну реакцію на колону поперечної рами, що розраховується (рис. 1.3);

$$V_{max} = 1.1 \times 1.1 \times 0.85 \times 420 \times (1 + 0.0083 + 0.142 + 0.87 + 0.34 + 0.48) = 1 \cdot 227.0 \text{ кНм}.$$

Також на колону, крім тиску коліс крана, передається власна вага 2 підкранових балок, яку попередньо приймають:

$$G_{п.б.} = (3 \div 3.5 \%) \cdot V_{max}, \text{ або } G_{п.б.} = (0.03 \div 0.035 \%) \cdot V_{max}.$$

$$G_{п.б.} = 0.03 \cdot V_{max} = 0.03 \times 1 \cdot 227.0 = 36.81 \text{ кН}.$$

Сумарна вертикальна опорна реакція на колону рами буде дорівнювати:

$$D_{max} = V_{max} + \frac{2 \cdot G_{п.б.}}{2} = V_{max} + G_{п.б.} = 1 \cdot 227.0 + 36.81 = 1 \cdot 263.81 \text{ кН}.$$

Аналогічно підраховуємо вертикальний тиск V_{min} (рис. 1.2) на протилежну колону поперечної рами:

$$V_{max} = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{k,min} \cdot \sum_{i=1}^5 y_i, \quad (1.3)$$

де $F_{k,min}$ – **характеристичне значення** вертикального тиску колеса з протилежної сторони моста крана (рис. 1.4), яке знайдемо з умови рівноваги сил, що діють на міст крана (складаємо суму проєкцій сил на вісь «у», рис. 1.3).

$$\sum y = 0: \quad n_o \cdot F_{k,max}^n + n_o \cdot F_{k,min}^n = G_k + Q, \text{ звідки}$$

$$F_{k,min}^n = \frac{G_k + Q}{n_o} - F_{k,max}^n = \frac{1\,500 + 800}{4} - 420 = 155 \text{ кН},$$

де n_o – число коліс з однієї сторони моста крана.

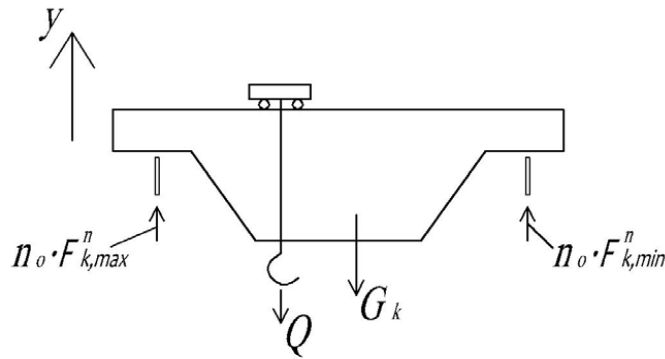


Рисунок 1.3 – Визначення мінімального тиску на колесо крана

Тоді:

$$V_{min} = \gamma_n \cdot F_{k,min,m} \cdot \sum_{i=1}^5 y_i = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{k,min}^n \cdot \sum_{i=1}^5 y_i$$

$$V_{min} = 1.1 \times 1.1 \times 0.85 \times 155 \times (1 + 0.0083 + 0.142 + 0.87 + 0.34 + 0.48) = 452.9 \text{ кН},$$

або для контролю:

$$V_{min} = V_{max} \cdot \frac{F_{k,min}^n}{F_{k,max}^n} = 1\,227,0 \cdot \frac{155}{420} = 452.9 \text{ кН}.$$

Додаючи власну вагу 2 підкранових балок, остаточно отримаємо:

$$D_{min} = V_{min} + G_{п.б.} = 452.9 + 36.81 = 489.7 \text{ кН}.$$

1.2 Розрахунок підкранових конструкцій

Отримані навантаження на колони приводимо до **розрахункової схеми** поперечної рами, тобто переносимо D_{max} і D_{min} на розрахункові вісі відповідних колон, додаючи при цьому відповідні моменти M_{max} і M_{min} , оскільки сили D_{max} і D_{min} діють стосовно останніх з ексцентриситетами e_k (рис. 1.4). Ексцентриситет дії $D_{max}(e_k)$ відносно розрахункової осі нижньої частини колони дорівнює: $e_k = \frac{b_n}{2} = \frac{1250}{2} = 625\text{мм} = 0.625\text{ м}$.

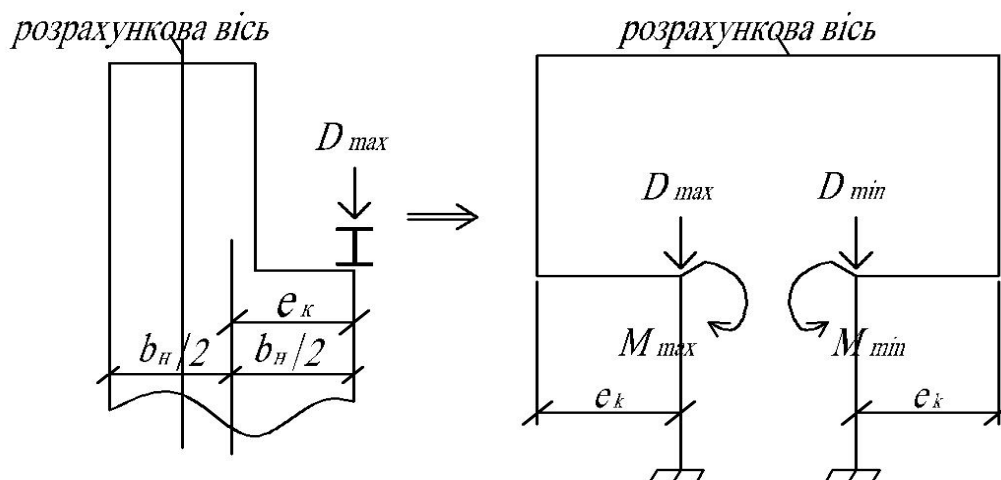


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема рами при вертикальних кранових навантаженнях у випадку дії D_{max} на ліву колону

Тоді величини згинаючих раму моментів:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_k = 1263.81 \times 0.625 = 790 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_k = 489.7 \times 0.625 = 306.1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечні горизонтальні кранові навантаження виникають під час руху мосту крана внаслідок перекосу крана, а також неідеальності кранових шляхів. Для багатоколісних кранів горизонтальні реакції підкранових балок, як і вертикальні реакції, визначають від двох зближених кранів.

Згідно з **ДБН В.1.2-2-2006** «Навантаження і впливи» маємо два варіанти прикладення горизонтальних сил: А і Б. **Приймаємо** варіант А (рис. 1.5). Існують крани з гнучким і жорстким підвісом гака крана. **Приймаємо** із жорстким підвісом, **п. 7.6 ДБН** «Навантаження і впливи».

Відповідно до ДБН «Навантаження і впливи» H_k^n – характеристичне значення бічної сили, прикладеної до колеса багатоколісного крана, яке для кранів із жорстким підвісом гака визначається за виразом:

$$H_k^n = 0.1 \cdot F_{k,max}^n, \quad (1.4)$$

$$H_k^n = 0.1 \times 420 = 42.0 \text{ кН}.$$

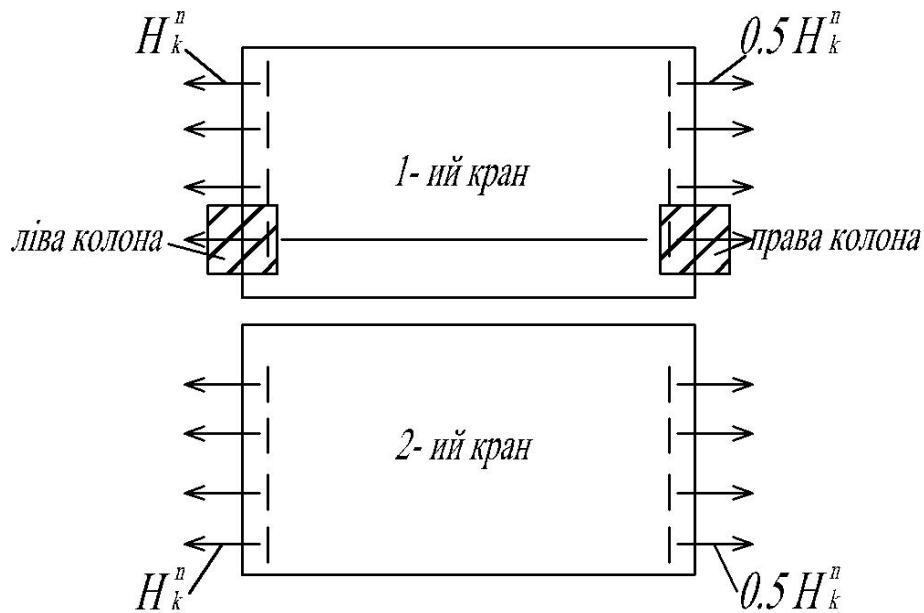


Рисунок 1.5 – Варіант прикладення бічних сил для багатоколісних кранів

Оскільки горизонтальні бічні сили H_k^n одночасно передаються через ті ж колеса мосту крана, що і вертикальні сили $F_{k,max}^n$, для визначення їхньої сумарної горизонтальної реакції $H_{m,\Gamma,max}$ відповідних підкранових балок на більш навантажену колону поперечної рами маємо ту ж схему розміщення коліс двох зближених кранів (рис. 1.7), що й для визначення вертикальної реакції V_{max} (рис. 1.2).

Граничне розрахункове значення сумарної горизонтальної реакції $H_{m,\Gamma,max}$, як і раніше, обчислюємо за допомогою ліній впливу опорних реакцій підкранових балок:

$$H_{m,\Gamma,max} = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot H_k^n \cdot \sum_{i=1}^5 y_i \quad (1.5)$$

$$H_{m,\Gamma,max} = 1.1 \times 1.1 \times 0.85 \times 42.0 \times (1 + 0.0083 + 0.142 + 0.87 + 0.34 + 0.48) = 122.7 \text{ кН},$$

або, для контролю:

$$H_{m,\Gamma,max} = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot 0.1 \cdot F_{k,max}^n \cdot \sum_{i=1}^5 y_i = 0.1 \cdot V_{max} = 0.1 \times 1227.0 = 122.7 \text{ кН}.$$

На протилежну колону поперечної рами відповідно до рисунка 1.6 за аналогією зі схемою на рисунку 1.6 діє горизонтальна поперечна сила $H_{m,\Gamma,min}$:

$$H_{m,\Gamma,min} = 0.5 \cdot H_{m,\Gamma,max} \quad (1.6)$$

$$H_{m,\Gamma,min} = 0.5 \times 122 = 61.35 \text{ кН}.$$

Відповідна розрахункова схема поперечної рами наведена на рисунку 1.6.

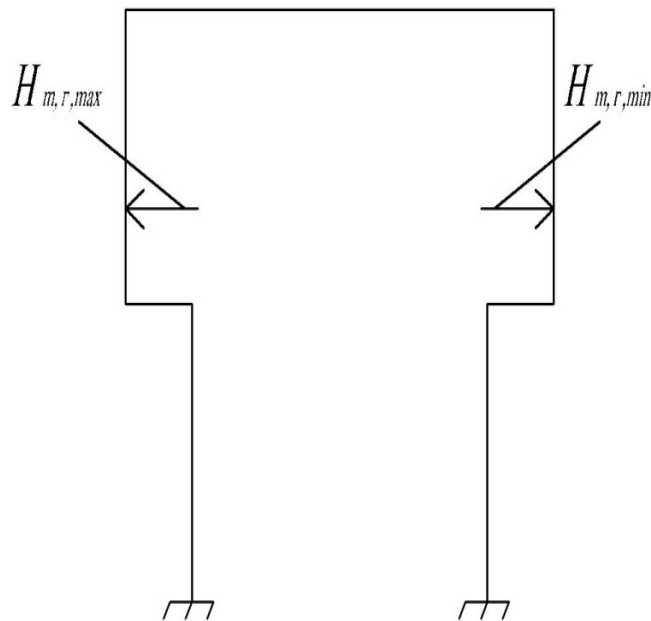


Рисунок 1.6 – Горизонтальні кранові навантаження на раму

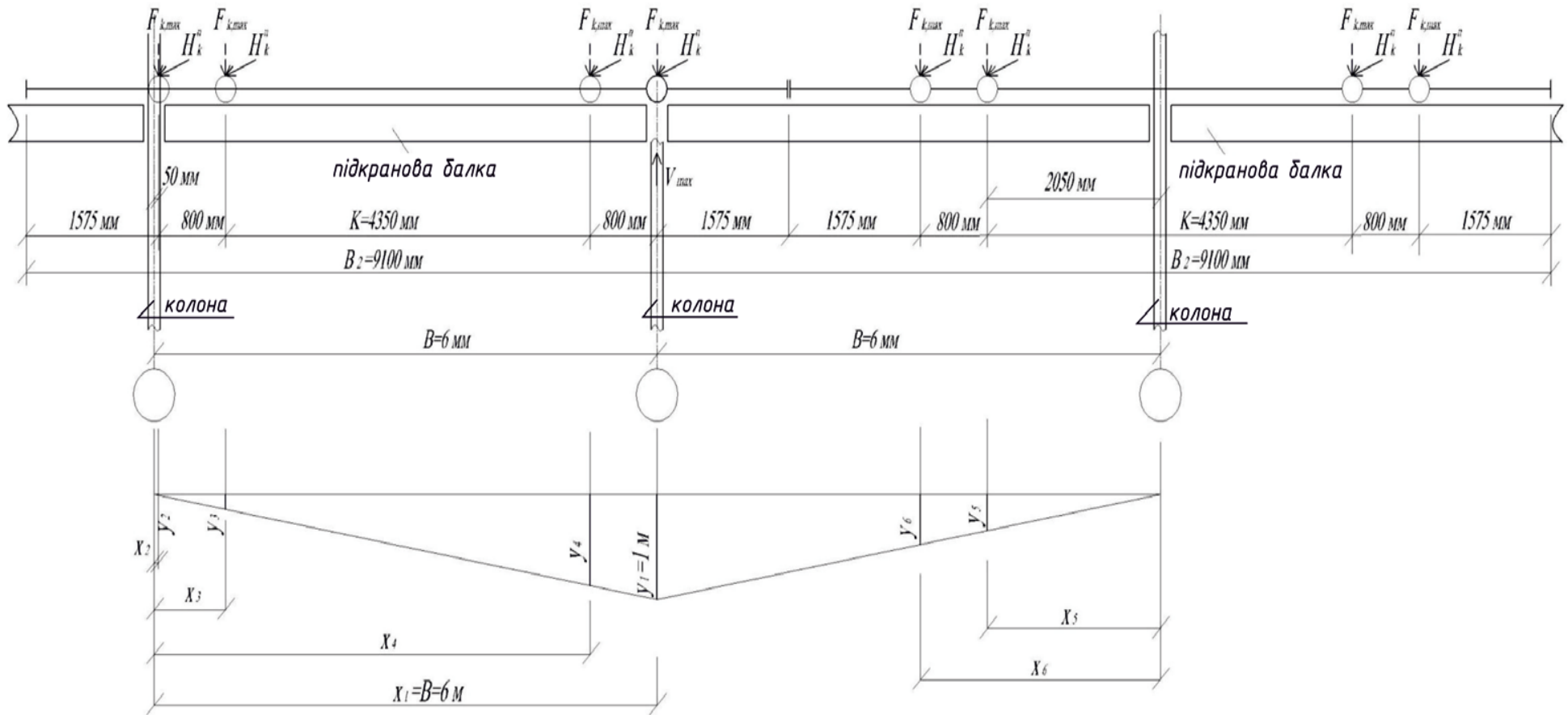


Рисунок 1.7 – Схема розташування коліс зближених кранів на підкранових балках для визначення $H_{m,g,max}$ на колону

2 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК КОЛОН

2.1 Вихідні дані на проєктування

$L = 36$ м – проліт поперечної рами (проліт цеху);

$Q = 800/200$ кН (4К до-6К) – вантажопідйомність крана;

$B = 6$ м – крок поперечних рам;

Р.Г.Р (рівень головки рейки) –14.8 м – є найголовнішим у завданні;

Покриття тепле. Покрівля плоска. Нахил – 0,015.

Довжина цеху $l = 120$ м.

2.2 Результати статичного розрахунку

Розрахункові комбінації зусиль для верхньої і нижньої частин колони наведені в таблиці 2.1. Розрахункові перерізи верхньої та нижньої частини колони наведені на рисунку 2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахункові комбінації зусиль

Номер перерізу колони (рис. 2.1)	Позначення зусилля	Розрахункові зусилля в лівій колоні (кН, кНм) від комбінації навантажень			
		+ M_{\max} $N_{\text{відп}}$	- M_{\max} $N_{\text{відп}}$	N_{\max} + $M_{\text{відп}}$	N_{\max} - $M_{\text{відп}}$
1–1		комбінація № 1	комбінація № 12	комбінація № 1	комбінація № 12
	N	-276.4	-99.7	-276.4	-99.7
	M	487.2	-4.3	487.2	-4.3
2–2		комбінація № 2	комбінація №	комбінація № 1	комбінація №
	N	-105.2	—	-276.4	—
	M	55.6	—	284.0	—
3–3		комбінація № 15	комбінація №	комбінація № 15	комбінація №
	N	-1 401.3	—	-1 401.3	—
	M	904.2	—	904.2	—
4–4		комбінація № 4	комбінація № 15	комбінація № 12	комбінація № 15
	N	-99.3	-1 401.3	-540.4	-1401.3
	M	203.6	-1 117.0	60.81	-1117.0
4–4	Максимальна поперечна сила Q_{\max} у перерізі колони при комбінації навантажень № 15				
	Q_{\max}	142.8			

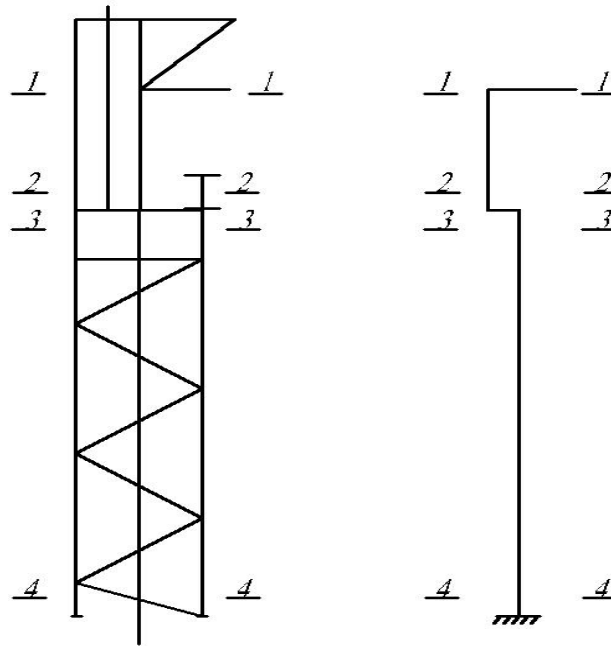


Рисунок 2.1 – Розрахункові перерізи колони

2.3 Визначення розрахункових довжин колони

Розрахункові довжини ділянок колони в площині рами (колони) відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 (п. 13.3.1), обчислюється за формулою:

$$l_{bf} = \mu \cdot l, \quad (2.1)$$

де коефіцієнти приведення до розрахункової довжини в площині колони:

$\mu_{1,x}$ – нижньої частини колони;

$\mu_{2,x}$ – для верхньої частини колони

визначаються відповідно до п. 13.3.8 для ступінчастих колон за додатком С.

За п. С.1 додатка С приймаємо випадок защемлення нижнього кінця колони й закріплення верхнього її кінця від повороту при можливості вільного його переміщення. У цьому випадку значення $\mu_{1,x}$ приймаємо за таблицею С.2 залежно від значень параметрів α_1 , n і β

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot I_2}}; \quad n = \frac{l_2 \cdot l_1}{l_1 \cdot l_2}; \quad \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}. \quad (2.2)$$

Величини, що входять у наведені вище залежності, позначені на рисунку 2.2. Водночас коефіцієнт n становить відношення погонної жорсткості

(погонного моменту інерції) верхньої частини колони $\frac{I_2}{l_2}$ до погонної жорсткості її нижньої частини $\frac{I_1}{l_1}$.

У нас

$$l_1 = h_n = 14.65 \text{ м} = 1465 \text{ см}; \quad l_2 = h_B = 5.45 \text{ м} = 545 \text{ см}. \quad (2.3)$$

$$F_1 + F_2 = N_{max}^{4-4} = 1401.3 \text{ кН}$$

– наявне в комбінації навантажень № 15 (табл. 2.1).

$$F_2 = N_{відп}^{1-1} = 264.532 \text{ кН} – \text{ для тієї ж комбінації № 15 (табл. 2.1).}$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{N_{max}^{4-4}}{N_{відп}^{1-1}} = \frac{1401,3}{264,532} = 5.3 \quad (2.4)$$

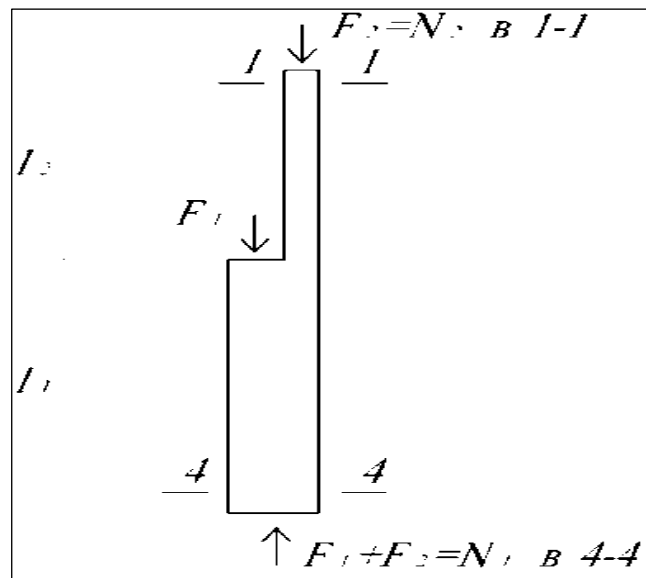


Рисунок 2.2 – Схема одноступінчастої колони

Моменти інерції приймаємо (відповідний розрахунок наведено у [4]):

$$I_1 = 0.0065 \text{ м}^4 – \text{ для нижньої частини колони};$$

$$I_2 = 0.00172 \text{ м}^4 – \text{ для верхньої частини колони.}$$

Тоді

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot I_2}} = \frac{5.45}{14.65} \cdot \sqrt{\frac{0.0065}{5.3 \times 0.00172}} = 0.3;$$

$$n = \frac{l_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2} = \frac{0.00172 \times 14.65}{5.45 \times 0.0065} = 0.712.$$

За таблицею С.2 при $\alpha_1 = 0.3$ й $n = 0.712$ знаходимо значення $\mu_{1,x}$,

$$\mu_{1,x} = 1.64. \quad (2.5)$$

Відповідно до п. С.2 додатка С:

$$\mu_{2,x} = \frac{\mu_{1,x}}{\alpha_1} = \frac{1.64}{0.3} = 5.5, \text{ але не більше } 3.0. \quad (2.6)$$

Остаточно приймаємо $\mu_{2,x} = 3$.

Розрахункові довжини в площині колони:

$$l_{Bf,x}^B = \mu_{2,x} \cdot h_B = 3.0 \times 5.45 = 16.35 = 1635.0 \text{ см} \quad (2.7)$$

— для верхньої частини колони;

$$l_{Bf,x}^H = \mu_{1,x} \cdot h_H = 1.64 \times 14.65 = 24.0 = 2400.0 \text{ см} \quad (2.8)$$

— для нижньої частини колони.

2.4 Розрахункові довжини ділянок колони із площини рами

Згідно з ДБН В.2.6-198:2014 розрахункові довжини колон у напрямку уздовж будинку (із площини колони, із площини рами), необхідно приймати такими, що дорівнюють відстаням між сусідніми закріпленими від зміщення із площини колони точками (опорами колон, вузлами розкріплень зв'язками).

Розрахункові довжини із площини рами відповідно для нижньої й верхньої частин колони залежать від конструктивних рішень вертикальних зв'язків по колонах (рис. 2.3, 2.4).

Основним принципом конструювання зв'язків є вимога до кута нахилу α розкосів: $350 \leq \alpha \leq 550$; $\alpha_{\text{опт}} = 45^\circ$.

Оскільки у нас $h_H = 14.65$ м, $B = 6$ м, то за 2-го варіанта зв'язків (рис. 2.4) маємо:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_H/2}{B} = \frac{14.65/2}{6} = 1.22 \Rightarrow \alpha = \operatorname{arctg} 1.22 = 50.70. \quad (2.9)$$

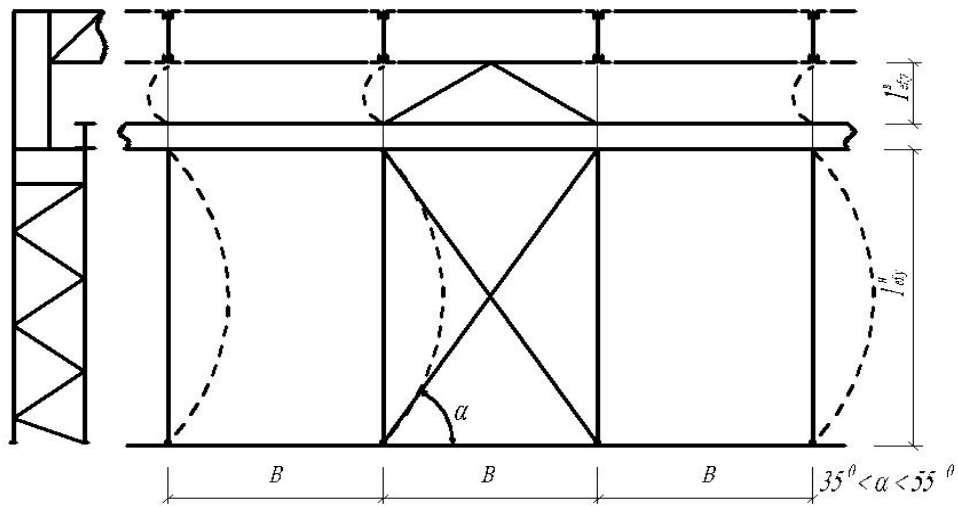


Рисунок 2.3 – Вертикальні зв’язки по колонах. Варіант 1

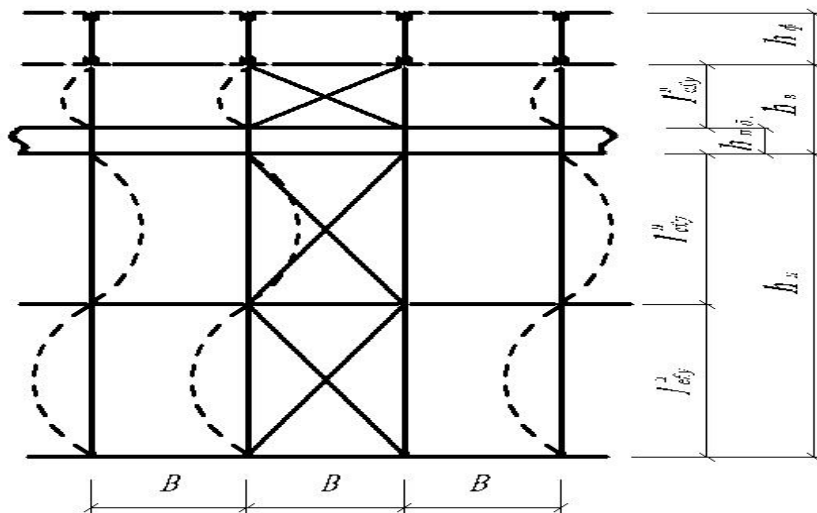


Рисунок 2.4 – Вертикальні зв’язки по колонах. Варіант 2

Тоді відповідно до рисунка 2.4 маємо:

$$l_{Bf,y}^H = \mu_{1,y} \cdot h_H = 1 \times 1\,465/2 = 732.5 \text{ см} \quad (2.10)$$

– для нижньої частини колони;

$$l_{Bf,x}^B = \mu_{2,y} \cdot (h_B - h_{п.б}) = 1 \cdot (545 - 100) = 445 \text{ см} \quad (2.11)$$

– для верхньої частини колони.

2.5 Розрахунки та компоновання верхньої частини колони

Поперечний переріз верхньої частини колони зображено на рисунку 2.5, який прийнято у вигляді звареного симетричного двотавра. Висота перерізу двотавра: $h = b_B = 80.0$ см.

Відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 приймаємо сталь С235 (табл. Г.1 додатка Г, група 3), з $R_y = 21 \frac{kH}{cm^2}$ (табл. Г.2, за умови, що попередньо товщина прокату в межах $40 \text{ мм} \leq t_f \leq 100 \text{ мм}$). Розрахункові зусилля для підбору перерізу колони маємо в перерізі 1–1 для комбінації навантажень № 1 (табл. 2.1):

$$M_{\max} = 487.2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 48\,720.0 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$N_{\text{вiдп}} = 276.4 \text{ кН}.$$

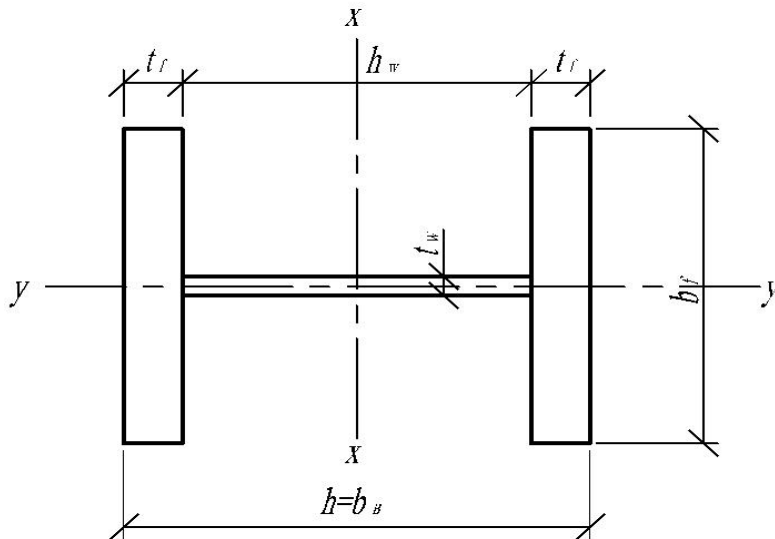


Рисунок 2.5 – Переріз верхньої частини колони

Компоновання поперечного перерізу верхньої частини колони виконуємо в такій послідовності:

1. Визначаємо абсолютний, відносний і приведений відносний ексцентриситети (ДБН, п. 10.2.2):

$$e_x = \frac{M_{\max}}{N_{\text{вiдп}}} = \frac{48\,720.0}{276.4} = 176.3 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x}{0.45 \cdot h} = \frac{176.3}{0.45 \times 80.0} = 4.9; \quad (2.12)$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1.25 \times 4.9 = 6.1. \quad (2.13)$$

Тут, використовуючи таблицю Ж.2 додатка Ж ДБН, попередньо приймаємо значення коефіцієнта впливу форми перерізу: $\eta = 1.25$.

2. Попередньо задаємо гнучкість колони в її площині $\lambda_{max} = 50...90$.

$$\text{Приймаємо } \lambda_x = \lambda_{max} = 90, \text{ тоді } \bar{\lambda} = \lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{21}{20\,600}} = 2.9 \quad (2.14)$$

За **таблицею Ж.3 додатка Ж ДБН** знаходимо коефіцієнт φ_e як функцію величин $\bar{\lambda}$ і m_{ef} : $\varphi_e = f(\bar{\lambda}; m_{ef}) = f(2.9; 6.1) = 0.168$ (беремо за інтерполяцією).

3. Обчислюємо необхідну площу перерізу колони, виходячи з умови її загальної стійкості у площині колони:

$$A_{необх} = \frac{N_{відп}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{276.4}{0.168 \times 21 \times 1} = 78.4 \text{ см}^2. \quad (2.15)$$

4. Починаємо компонування поперечного перерізу верхньої частини колони. Нехай попередньо товщина полиці буде $t_f = 1$ см (краще, чим нічого), тоді: $h_w = h - 2 \cdot t_f = 80.0 - 2 \times 1 = 78$ см.

5. Необхідно забезпечити місцеву стійкість стінки відповідно до 4. Місцева стійкість буде забезпечена, якщо відношення розрахункової висоти стінки до її товщини h_w/t_w не буде перевищувати свого граничного значення:

$$\bar{\lambda}_w = h_w/t_w \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (2.16)$$

де $\bar{\lambda}_w$ та $\bar{\lambda}_{uw}$ – фактична й гранично припустима умовні гнучкості стінки; $\bar{\lambda}_{uw}$ – обчислюємо за **таблицею 10.3 ДБН**.

Попередньо приймаємо випадок: $\varphi_{ex} < c \cdot \varphi_y$, оскільки п.п. 1...3 відносяться до розрахунків загальної стійкості колони в її площині. У **таблиці 10.3** для 1-го типу перерізу для значень $1,0 \leq m_x \leq 10$ маємо:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.3 + 0.15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 \quad \text{для } \bar{\lambda}_x < 2.0, \quad (2.17)$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \cdot \bar{\lambda}_x \leq 3.1 \quad \text{для } \bar{\lambda}_x \geq 2.0. \quad (2.18)$$

У нас $m_x = 4.9$, тобто $1,0 < m_x < 10$.

$$\bar{\lambda}_x = 2.9, \text{ тоді } \bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \cdot \bar{\lambda}_x = 1.2 + 0.35 \times 2.9 = 2.22 \quad (2.19)$$

Тоді з умови **місцевої стійкості стінки** знаходимо її товщину:

$$t_w \geq h_w / \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{78.0}{2.22} \times \sqrt{\frac{21}{20\,600}} = 1.12 \text{ см} \quad (2.20)$$

Остаточно з урахуванням сортаменту на листову сталь приймаємо $t_w = 1.3$ см.

Обчислюємо площу стінки: $A_w = t_w \cdot h_w = 1.3 \times 78.0 = 101.4$ см².

6. З досвіду проектування для двотаврів маємо співвідношення:

$$k = \frac{t_f}{t_w} = 1 \dots 1.5. \quad (2.21)$$

Нехай $k = 1.4$. Тоді товщина полиці буде: $t_f = k \cdot t_w = 1.4 \times 1.3 = 1.82$ см, а з урахуванням сортаменту приймаємо:

$$t_f = k \cdot t_w = 1.4 \times 1.3 = 1.8 \text{ см.} \quad (2.22)$$

Обчислюємо необхідні площу й ширину полиці:

$$A_{f, \text{необх}} = (A_{\text{необх}} - A_w) / 2 = (78.4 - 101.4) / 2 = -11.5 \text{ см}^2 < 0 \quad (2.23)$$

$$b_{f, \text{необх}} = \frac{A_{f, \text{необх}}}{t_f}. \quad (2.24)$$

Маємо випадок від'ємної площі полиці як наслідок малого значення стискальної сили $N_{\text{відн}}$ за умови попередньо прийнятої гнучкості колони $\lambda_{\text{max}} = 90$; стійкість останньої в її площині очевидно забезпечується лише площею стінки, оскільки маємо $A_w > A_{\text{необх}}$! Виходячи із цього, ширину полиці далі призначаємо конструктивно.

7. Для забезпечення жорсткості колони з її площини, ширину полиці рекомендується приймати:

$$b_f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot H, \text{ де } H - \text{ висота колони.} \quad (2.25)$$

У нас $H = h_b = 545$ см – висота верхньої частини ступінчастої колони.

Нехай $b_f = \frac{1}{25} \cdot H = \frac{1}{25} \cdot 545 = 21.8$ см.

8. Для позацентрово-стиснутих двотаврів можна прийняти співвідношення:

$$\frac{h}{b_f} = 3 \dots 5 \quad (2.26)$$

Приймаємо $\frac{h}{b_f} = 4$. Тоді маємо ширину полиці $b_f = \frac{80.0}{4} = 20.0$ см.

9. За значеннями, отриманими раніше, остаточно приймаємо ширину полиці $b_f = 22.0$ см. Оскільки товщини елементів перерізу не перевищують

20 мм, коректуємо раніше прийняте значення розрахункового опору $R_y = 21 \text{ кН/см}^2$, збільшуючи його до величини $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$.

10. Корегуємо висоту стінки $h_w = h - 2 \cdot t_f = 80.0 - 2 \times 1.8 = 76.4 \text{ см}$. Остаточно, з урахуванням сортаменту приймаємо $h_w = 67.0 \text{ см}$.

11. Із умови забезпечення **місцевої стійкості стінки** корегуємо її товщину:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{67.0}{2.22} \cdot \sqrt{\frac{23}{20\,600}} = 1.0 \text{ см.} \quad \text{Залишаємо } t_w = 1. \text{ см.}$$

12. Перевіряємо **місцеву стійкість полиці** відповідно до п. **10.4.6**:

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}, \quad (2.27)$$

де $\bar{\lambda}_f$ й $\bar{\lambda}_{uf}$ – фактична й гранично допустима умовні гнучкості звісу полки.

$\bar{\lambda}_{uf}$ – обчислюємо за таблицею **10.4** [1].

Звіс полиці дорівнює:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{22.0 - 1.3}{2} = 10.35 \text{ см.} \quad (2.28)$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{10.35}{1.8} \cdot \sqrt{\frac{23}{20\,600}} = 0.192. \quad (2.29)$$

За **таблицею 10.4** [1] для 1-го типу перерізу:

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0.01 \cdot (1.5 + 0.7 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot m_x \quad \text{для } 0 \leq m_x \leq 10 \text{ й } 0.8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4.0. \quad (2.30)$$

У нас $m_x = 4.9 < 10$. Тоді відповідно до п. **8.3.7** за **таблицею 8.4** [1]:

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}_x = 0.36 + 0.1 \times 2.9 = 0.65$$

$$\text{Тоді } \bar{\lambda}_{uf} = 0.65 - 0.01 \cdot (1.5 + 0.7 \times 2.9) \times 4.9 = 0.477 \quad (2.31)$$

Оскільки $\bar{\lambda}_f = 0.192 < \bar{\lambda}_{uf} = 0.477$ – місцева стійкість полиці **забезпечена**.

13. З урахуванням сортаменту на листову сталь розміри поперечного перерізу колони приймемо такими:

$$\begin{aligned} t_w &= 1.3 \text{ см; } h_w = 67 \text{ см; } b_f = 22 \text{ см; } t_f = 1.8 \text{ см; } \\ h &= t_w + 2 \cdot t_f = 67 + 2 \times 1.8 = 70.6 \text{ см.} \end{aligned} \quad (2.32)$$

2.6 Розрахунок нижньої частини колони

Розрахункові зусилля:

а) для зовнішньої гілки

$$\begin{array}{l} M_{зг} = - M_{\max} = -1\,117 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ N_{зг} = N_{\text{відпв}} = -1\,401.3 \text{ кН} \end{array} \left| \begin{array}{l} \text{у перерізі 4-4 від комбінації навантажень № 15} \\ \text{див. табл. 2.1;} \end{array} \right.$$

б) для підкранової гілки

$$\begin{array}{l} M_{пг} = + M_{\max} = 904.2 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ N_{пг} = N_{\text{відпв}} = -1\,401.3 \text{ кН} \end{array} \left| \begin{array}{l} \text{у перерізі 3-3 від комбінації навантажень № 15} \\ \text{див. табл. 2.1.} \end{array} \right.$$

Ці пари зусиль викликають у зовнішній і підкрановій гілках відповідні максимальні осьові стискальні зусилля (рис. 2.6, 2.7):

– у зовнішній гілці:

$$N_з = \frac{M_{зг}}{b_{н,0}} + N_{зг} \cdot \frac{y_n}{b_{н,0}} = \frac{1}{b_{н,0}} \cdot (M_{зг} + N_{зг} \cdot y_n) \quad (2.33)$$

– у підкрановій гілці:

$$N_п = \frac{M_{пг}}{b_{н,0}} + N_{пг} \cdot \frac{y_n}{b_{н,0}} = \frac{1}{b_{н,0}} \cdot (M_{пг} + N_{пг} \cdot y_n). \quad (2.34)$$

Проектуємо поперечний переріз нижньої частини колони (рис. 2.7):

а) зовнішню гілку – у вигляді складеного звареного швелера (прокатні зазвичай мають незначні розміри і відповідну тримальну здатність);

б) підкранову гілку – із прокатного двотавра (з паралельними полками або широкополічкового).

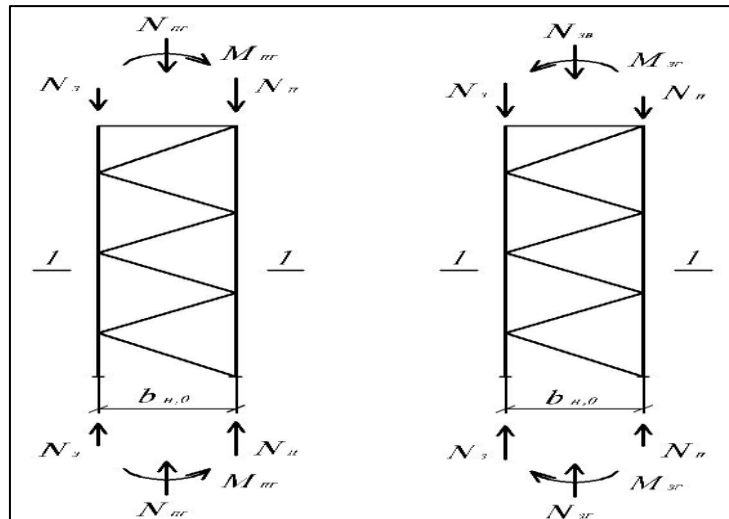


Рисунок 2.6 – Схеми навантаження нижньої частини колони: а – додатній момент довантажує підкранову гілку; б – від’ємний момент довантажує зовнішню гілку (правила знаків для моментів – див. SCAD). Переріз 1–1 наведений на рисунку 2.7

Щоб скористатися наведеними вище формулами, необхідно попередньо встановити положення центра ваги всього перерізу (перетинання осей $x-x$ і $y-y$), тобто визначити його прив'язки відповідно: y_3 – до осі x_1-x_1 зовнішньої гілки і y_n – до осі x_2-x_2 підкранової гілки. Для цього робимо такі обчислення:

1. Попередньо приймаємо $z_0 = 3 \dots 5$ см. Нехай $z_0 = 5$ см.

$$\text{Тоді } b_{н,о} = b_n - z_0 = 125 - 5 = 120 \text{ см.} \quad (2.35)$$

Тут z_0 – прив'язка осі зовнішньої гілки до зовнішньої її грані.

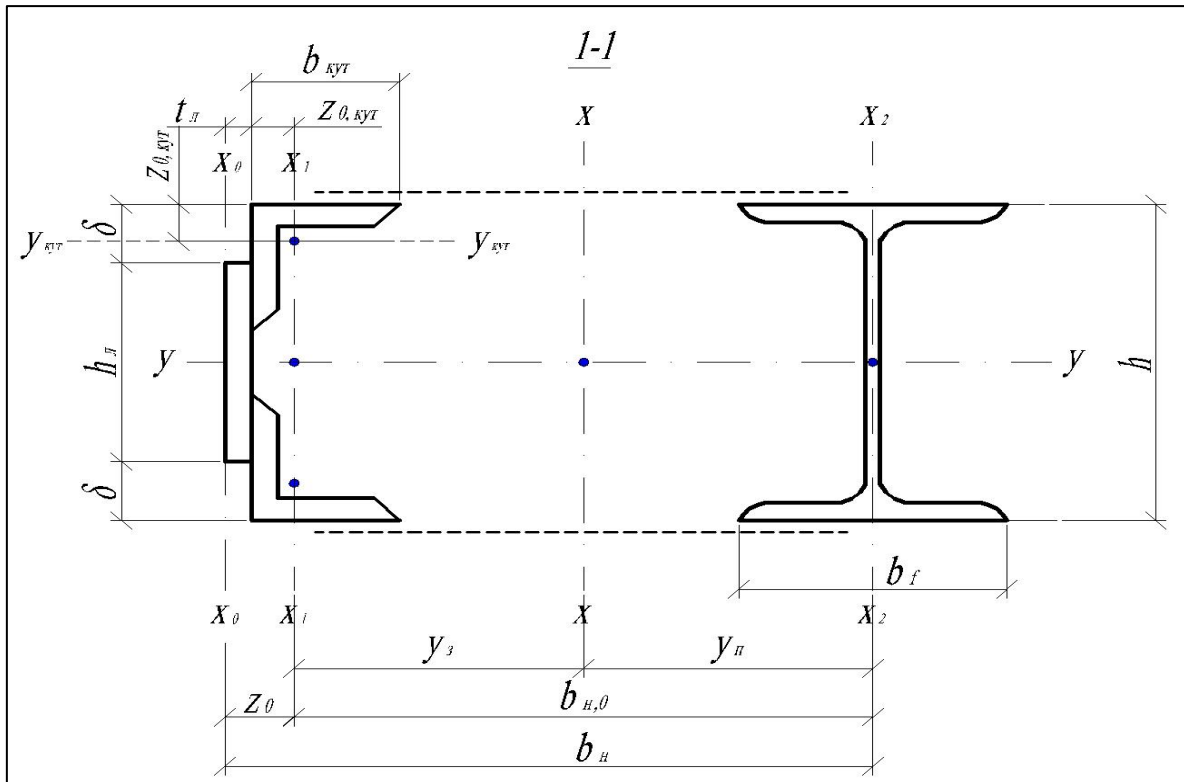


Рисунок 2.7 – Переріз 1–1 нижньої частини колони (до рис. 2.6)

2. Орієнтовно визначаємо площі поперечних перерізів гілок:

$$A_3 = \frac{N_3}{(0.7 \div 0.9) \cdot R_y}; \quad A_n = \frac{N_n}{(0.7 \div 0.9) \cdot R_y} \quad (2.36)$$

Підставляємо сюди вирази для зусиль у гілках N_3 і N_n :

$$A_3 = \frac{\frac{1}{b_{н,о}} \cdot (M_{3г} + N_{3г} \cdot y_n)}{(0.7 \div 0.9) \cdot R_y}; \quad A_n = \frac{\frac{1}{b_{н,о}} \cdot (M_{нг} + N_{нг} \cdot y_3)}{(0.7 \div 0.9) \cdot R_y} \quad (2.37)$$

Якщо прийняти, що осьові зусилля в гілках ростуть пропорційно, то положення центра ваги перерізу нижньої частини колони можна знайти з умови

рівності статичних моментів площ окремих її гілок відносно центральної осі

$$x-x: \quad A_3 \cdot y_3 = A_{\Pi} \cdot y_{\Pi},$$

$$\text{або} \quad A_3 \cdot (b_{H,0} - y_{\Pi}) = A_{\Pi} \cdot y_{\Pi}. \quad (2.38)$$

Підставляємо сюди вираз для площ гілок A_3 і A_{Π} :

$$\frac{\frac{1}{b_{H,0}} \cdot (M_{3Г} + N_{3Г} \cdot y_{\Pi})}{0.7 \cdot R_y} \cdot (b_{H,0} - y_{\Pi}) = \frac{\frac{1}{b_{H,0}} \cdot (M_{\PiГ} + N_{\PiГ} \cdot (b_{H,0} - y_{\Pi}))}{0.7 \cdot R_y} \cdot y_{\Pi},$$

Після нескладних перетворень приходимо до квадратного рівняння відносно y_{Π} :

$$(N_{3Г} - N_{\PiГ}) \cdot y_{\Pi}^2 + (M_{3Г} + M_{\PiГ} - (N_{3Г} - N_{\PiГ}) \cdot b_{H,0}) \cdot y_{\Pi} - M_{3Г} \cdot b_{H,0} = 0.$$

Позначимо

$$a = N_{3Г} - N_{\PiГ}; \quad b = M_{3Г} + M_{\PiГ} - (N_{3Г} - N_{\PiГ}) \cdot b_{H,0}; \quad c = -M_{3Г} \cdot b_{H,0}.$$

Тоді маємо остаточно: $a \cdot y_{\Pi}^2 + b \cdot y_{\Pi} + c = 0$;

$$\text{Звідки} \quad y_{\Pi} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

На практиці часто значення осьових зусиль N_3 і N_{Π} незначно відрізняються між собою, тому на стадії компонування поперечного перерізу нижньої частини колони приймають умову: $a = N_{3Г} - N_{\PiГ} = 0$, з урахуванням якої отримане вище квадратне рівняння переходить у лінійне:

$$b \cdot y_{\Pi} + c = 0,$$

у якому $b = M_{3Г} + M_{\PiГ} - (N_{3Г} - N_{\PiГ}) \cdot b_{H,0}$; $c = -M_{3Г} \cdot b_{H,0}$.

Його розв'язок приймає вигляд:

$$y_{\Pi} = \frac{-c}{b} = \frac{M_{3Г} \cdot b_{H,0}}{M_{3Г} + M_{\PiГ}}$$

Зазвичай в навчальній літературі цю формулу наводять у вигляді:

$$y_{\Pi} = \frac{|M_{3Г}|}{|M_{3Г}| + |M_{\PiГ}|} \cdot b_{H,0} \quad (2.39)$$

підкреслюючи, що значення моментів приймається за **абсолютною величиною**.

Це також стосується і осьових зусиль N_3 і N_{Π} , що входять у вище наведені формули.

У нас: $a = N_{3Г} - N_{\PiГ} = 1\,401.3 - 1\,401.3 = 0$,

тобто маємо випадок: $a = N_{3Г} - N_{\PiГ} = 0$.

$$\text{Тоді} \quad y_{\text{п}} = \frac{|M_{\text{зг}}|}{|M_{\text{зг}}| + |M_{\text{пг}}|} \cdot b_{\text{н,о}} = \frac{1117.0}{1117.0 + 904.2} \cdot 1.2 = 0.663 \text{ м};$$

$$y_{\text{з}} = b_{\text{н,о}} - y_{\text{п}} = 1.2 - 0.663 = 0.537 \text{ м.}$$

і зусилля в гілках під час задання положення центра ваги перерізу нижньої частини колони в першому наближенні, що залежить від попередньо заданого розміру $z_0 = 5$ см, будуть:

– у зовнішній гілці:

$$N_{\text{з}} = \frac{1}{b_{\text{н,о}}} \cdot (M_{\text{зг}} + N_{\text{зг}} \cdot y_{\text{п}}) = \frac{1}{120.0} \times (111\,700.0 + 1\,401.3 \times 66.3) = 1\,705.1 \text{ кН}$$

– у підкрановій гілці:

$$N_{\text{п}} = \frac{1}{b_{\text{н,о}}} \cdot (M_{\text{пг}} + N_{\text{пг}} \cdot y_{\text{п}}) = \frac{1}{120.0} \cdot (90\,420.0 + 1\,401.3 \cdot 52.5) = 1\,366.6 \text{ кН.}$$

2.7 Проектування і розрахунок з'єднання верхньої і нижньої частин ступінчастої колони

З'єднання верхньої і нижньої частин ступінчастої колони виконується за допомогою траверси. Траверса становить **вертикальний лист 1**, укріплений вертикальними 2 і горизонтальними 3, 4, 5 ребрами (рис. 2.8), який приварюється до гілок нижньої частини колони кутовими швами, а саме: швами **ШЗ** – до стінки двотавра підкранової гілки і швами **Ш4** – до стінки звареного швелера зовнішньої гілки. При цьому в стінці двотавра підкранової гілки виконується проріз для пропуску через неї частини траверси (рис. 2.8, 2.9).

Верхня частина колони приварюється монтажним швом **Ш1**, який виконується з повним проваром і обов'язковим наступним виконанням його фізичного контролю, що забезпечує умову його **рівноміцності** з основним металом. Цей шов розрахунку не потребує.

Вертикальні ребра 2 приварюються швами **Ш2**. Ці ребра виконують дві функції: на них опирається внутрішня полиця двотавра верхньої частини колони (переріз останнього на рис. 2.8 на розрізі 1–1 – заштрихований); вони разом з горизонтальними ребрами 3, 4, 5 товщиною 10...14 мм зміцнюють траверсу 1 від втрати її стійкості із площини колони. Конструкція вузла також включає опорну

плиту б для передачі через її фрезеровані поверхні вертикальних опорних реакцій підкранових балок 7 (рис. 2.8, 2.9).

За статичною схемою траверсу розглядають як **однопрольотну балку**, шарнірно обперту на гілки нижньої частини колони (рис. 2.10). Звернемо увагу на те, що **конструктивно вертикальні опорні реакції** балки (траверси) створюються відповідними зварними швами Ш3 і Ш4, які також ці сили передають на стінки підкранової та зовнішньої гілок (рис. 2.8, 2.9).

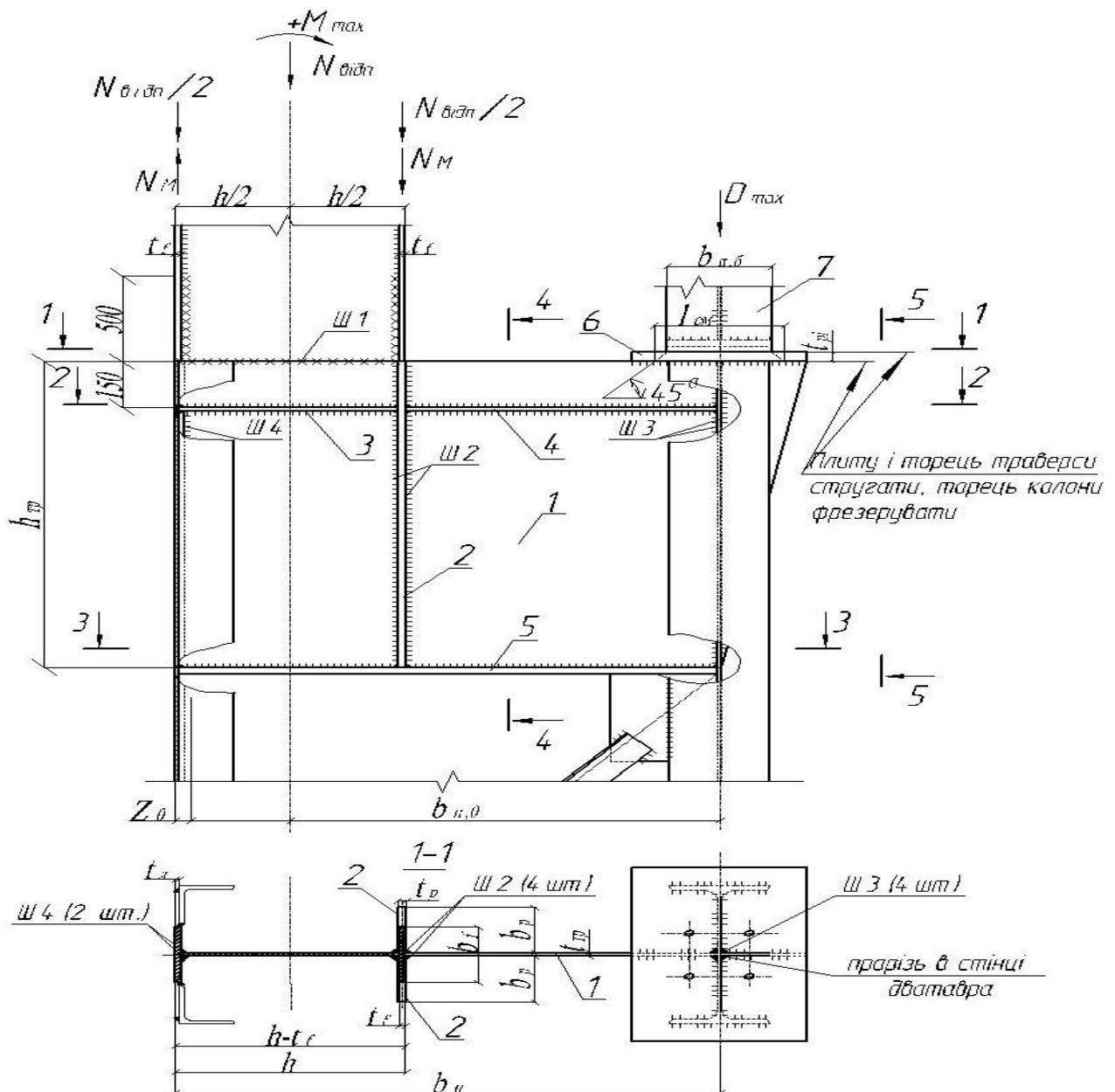


Рисунок 2.8 – Конструкція траверси: Загальний вигляд, розріз 1–1

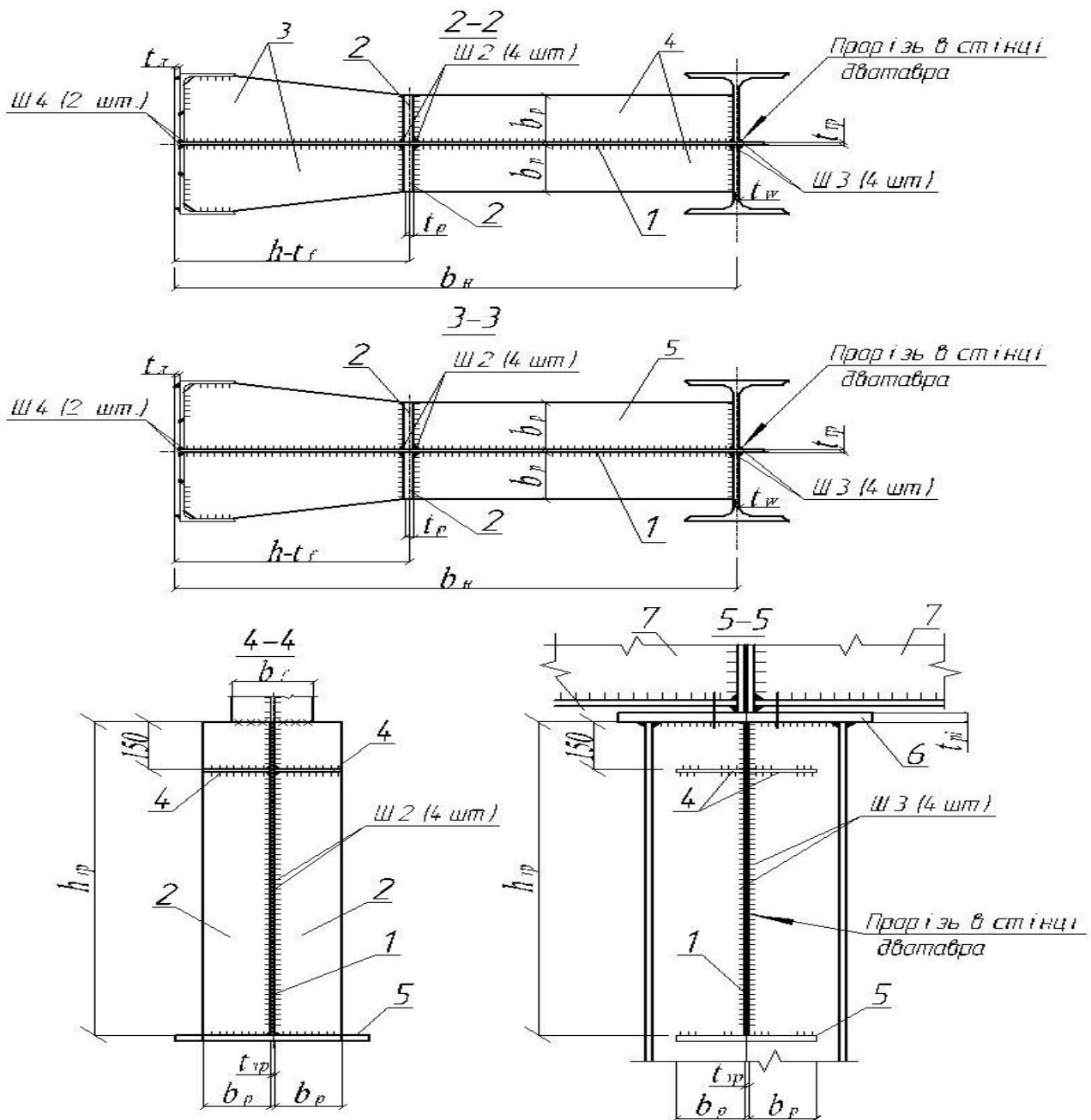


Рисунок 2.9 – Конструкція траверси: розрізи 2-2, 3-3, 4-4, вид 5-5

У запас міцності **вважають**, що розрахункові зусилля $+ M_{max}$ і $N_{відн.}$, які діють у перерізі 2-2 верхньої частини колони (рис 2.8) і **довантажують підкранову гілку** нижньої частини колони, передаються на траверсу тільки через пояси двотавра поперечного перерізу верхньої частини колони (**стінка виключається** в запас міцності). Одночасно у внутрішньому поясі двотавра на рівні з'єднання з підкрановою частиною колони маємо приведену зосереджену силу N_{np} (рис. 2.8, 2.10).

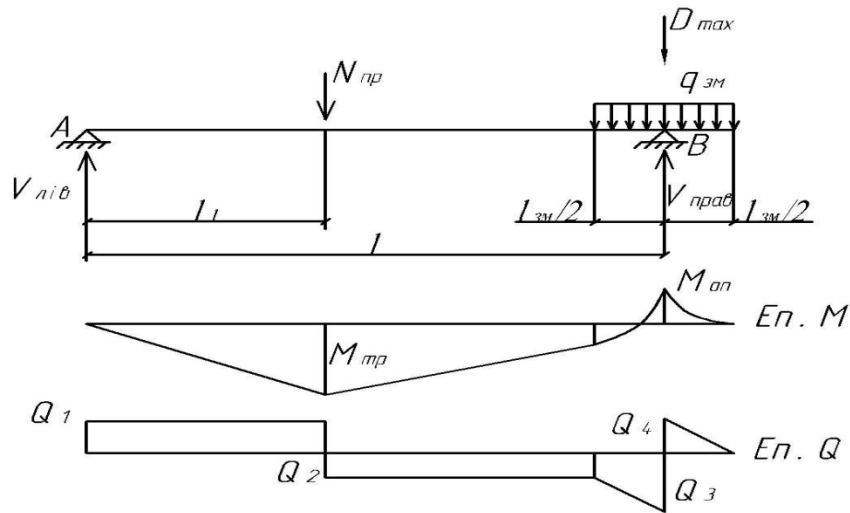


Рисунок 2.10 – Розрахункова схема траверси і відповідні епюри зусиль

З урахуванням рисунка 2.8 силу $N_{пр}$ визначаємо за формулою:

$$N_{пр} = \frac{N_{відп.}}{2} + N_M = \frac{N_{відп.}}{2} + \frac{M_{max}}{(h-t_f)}, \quad (2.40)$$

де h і t_f – висота й товщина полиць двотавра поперечного перерізу верхньої частини колони (рис. 2.8, переріз 1–1);

$M = +M_{max}$ і $N = N_{відп.}$ – довантажують підкранову гілку нижньої частини колони.

За **таблицею 5** [1] у перерізі 2–2 для комбінації навантажень № 1 маємо:

$$M = +M_{max} = 284,0 \text{ кНм} = 28400,0 \text{ кНсм}; \quad N = N_{відп.} = 276,4 \text{ кН.}$$

$$\text{Тоді} \quad N_{пр} = \frac{N_{відп.}}{2} + N_M = \frac{N_{відп.}}{2} + \frac{M_{max}}{(h-t_f)} = \frac{276,4}{2} + \frac{28400,0}{(70,6-1,8)} = 551,0 \text{ кН}$$

Передбачається, що сила $N_{пр}$ через вертикальні ребра 2 і шви III2 рівномірно перерозподіляється на траверсу по її висоті. Розміри ребер 2 приймають такими: товщиною $t_p \geq t_f + (3...6)\text{мм} = 18 + 4 = 22 \text{ мм}$ та шириною $b_p \geq 0,5 \cdot b_f + 5 \text{ мм} = 0,5 \times 220 + 5 = 115 \text{ мм}$ (рис. 2.8, 2.9).

Через зовнішній пояс двотавра верхньої частини колони передається зосереджена сила $N_{зовн.}$, яку відповідно до рисунка 2.8 визначаємо за формулою:

$$N_{зовн.} = \frac{N_{відп.}}{2} - N_M = \frac{N_{відп.}}{2} - \frac{M_{max}}{(h-t_f)} = \frac{276,4}{2} - \frac{28400,0}{(70,6-1,8)} = -274,6 \text{ кН}$$

– маємо розтягання.

Звернемо увагу на те, що сила $N_{зобн}$ передається з верхньої частини колони на нижню безпосередньо через переріз зовнішньої гілки підкранової частини колони і, таким чином, **не навантажує траверсу**, у зв'язку з чим і не є присутньою у її розрахунковій схемі (рис. 2.10).

Крім зусиль $M = + M_{max}$ і $N = N_{віднв}$ на траверсу по осі підкранової балки через горизонтальну розподільну (опорну) плиту b товщиною t_{pl} передається сумарна опорна реакція підкранових балок у вигляді сили $k \cdot D_{max}$ (рис. 2.8, 2.9), де $k = 1.2$ – урахує нерівномірну передачу вертикального кранового тиску D_{max} у результаті можливого перекосу поверхні опорних ребер підкранових балок 7. Ця сила передається на траверсу у вигляді рівномірно розподіленого навантаження $q_{зм}$ (рис. 2.10), обчисленого за формулою:

$$q_{зм} = \frac{k \cdot D_{max}}{l_{зм}}, \quad (2.41)$$

де $l_{зм}$ – довжина площини контакту опорної плити b підкранової балки 7 з ділянкою траверси під нею (довжина **площі зминання** ділянки траверси), яка відповідно до рисунка 2.8 визначається за формулою:

$$l_{зм} = b_{п.б.} + 2 \cdot t_{pl}, \quad (2.42)$$

де $b_{п.б.}$ – ширина опорного ребра підкранової балки;

t_{pl} – товщина опорної плити.

Оскільки підкранова балка **попередньо не запроєктована**, прийmemo:

$$b_{п.б.} = \frac{1}{(3 \dots 5)} \cdot h_{п.б.} = \frac{100}{4} = 25 \text{ см.}$$

Товщину горизонтальної розподільної опорної плити b прийmemo конструктивно: $t_{pl} = 20 \dots 30$ мм. Нехай $t_{pl} = 30$ мм.

$$l_{зм} = 25.0 + 2 \times 3.0 = 31.0 \text{ см} = 0.31 \text{ м};$$

$$q_{зм} = \frac{k \cdot D_{max}}{l_{зм}} = \frac{1.2 \times 1\,263.81}{0.31} = 4\,892.2 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Виконаємо **статичний розрахунок траверси** відповідно до розрахункової схеми за рисунком 2.10.

Опорні реакції балки-траверси $V_{лів}$ і $V_{прав}$:

$$\sum M_B = 0: V_{\text{лів}} \cdot l - N_{\text{пр}} \cdot (l - l_1) = 0.$$

Звідки

$$V_{\text{лів}} = \frac{N_{\text{пр}} \cdot (l - l_1)}{l} = \frac{551.0 \cdot (1.242 - 0.689)}{1.242} = 245.3 \text{ кН}; \quad (2.43)$$

де

$$l = b_H - t_L = 125 - 0.8 = 124.2 \text{ см} = 1.242 \text{ м};$$

$$l_1 = h - t_L - \frac{t_f}{2} = 68.9 \text{ см} = 0.689 \text{ м}.$$

$$\sum M_A = 0: V_{\text{прав}} \cdot l - N_{\text{пр}} \cdot l_1 - k \cdot D_{\text{max}} \cdot 0.9 = 0,$$

$$V_{\text{прав}} = \frac{N_{\text{пр}} \cdot l_1}{l} + k \cdot D_{\text{max}} \cdot 0.9 = \frac{551.0 \times 0.689}{1.242} + 1.2 \times 1\,263.81 \times 0.9 = 1\,670.6 \text{ кН}$$

Тут 0.9 – коефіцієнт комбінації навантажень до сили D_{max} (у зусиллях $M = +M_{\text{max}}$ і $N = N_{\text{віднв}}$ він уже врахований, оскільки введений у комбінації № 1 при розрахунках рами в SCADi).

Максимальний згинальний момент у траверсі $M_{\text{тр}} = M_{\text{max}}$ виникає під силою $N_{\text{пр}}$ (рис. 2.10):

$$M_{\text{тр}} = V_{\text{лів}} \cdot l_1 = 245.3 \times 0.689 = 169.0 \text{ кНм} = 16\,900 \text{ кНсм}. \quad (2.44)$$

На правій опорі виникає момент:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_{\text{зМ}} \cdot \left(\frac{l_{\text{зМ}}}{2}\right)^2 \cdot 0.9}{2} = \frac{4892.2 \times \left(\frac{0.31}{2}\right)^2 \times 0.9}{2} = 52.9 \text{ кНм} = 5\,290.0 \text{ кНсм}.$$

Поперечні сили в траверсі (рис. 2.10):

$$Q_1 = V_{\text{лів}} = 245.3 \text{ кН}; \quad Q_2 = V_{\text{лів}} - N_{\text{пр}} = 245.3 - 551.0 = -305.7 \text{ кН};$$

$$Q_3 = V_{\text{лів}} - N_{\text{пр}} - q_{\text{зМ}} \cdot \frac{l_{\text{зМ}}}{2} \cdot 0.9 = 245.3 - 551.0 - 4\,892.2 \cdot \frac{0.31}{2} \cdot 0.988.2 \text{ кН};$$

$$Q_4 = q_{\text{зМ}} \cdot \frac{l_{\text{зМ}}}{2} \cdot 0.9 = 4\,892.2 \times \frac{0.31}{2} \times 0.9 = 682.5 \text{ кН}.$$

Таким чином, максимальна поперечна сила в траверсі: $Q_{\text{max}} = Q_3 = 988.2 \text{ кН}$.

Зауважимо, що розподілене навантаження $q_{\text{зМ}}$ (рис. 2.10) не впливає на значення розрахункових величин (див. нижче): $M_{\text{тр}} = M_{\text{max}}$, $Q_1 = V_{\text{лів}}$,

$$Q_2 = V_{\text{лів}} - N_{\text{пр}}.$$

Товщину траверси t_{mp} (рис. 2.8, переріз 1–1) визначаємо з умови зминання ділянки траверси l довжиною l_{3M} під опорною плитою b підкранової балки (рис. 2.8): $\sigma_{3M} = \frac{k \cdot D_{max}}{A_{3M}} \leq R_p \cdot \gamma_c$, де $A_{3M} = t_{mp} \cdot l_{3M}$.

Тоді

$$t_{mp} \geq \frac{k \cdot D_{max}}{l_{3M} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1.2 \times 1\,263.81}{31 \times 33.6 \cdot 1} = 1.46 \text{ см.} \quad (2.45)$$

За сортаментом приймаємо $t_{mp} = 15$ мм.

Тут за **таблицею Г.4** для листового прокату товщиною $10 < t \leq 20$ мм із сталі С255 з $R_{yn} = 37$ кН/см² **розрахунковий опір зминанню торцевої поверхні** $R_p = 33.6$ кН/см². За **таблицею Г.2** також маємо: $R_y = 24$ кН/см².

Висоту траверси h_{mp} попередньо можна прийняти в межах:

$$h_{mp} = (0.5 \dots 0.8) \cdot b_H.$$

Раніше при проектуванні з'єднувальної решітки гілок нижньої частини колони ми прийняли: $h_{mp} = 0.8 \cdot b_H = 0.8 \times 125 = 100$ см.

Обчислюємо геометричні характеристики поперечного перерізу траверси 1, яке має форму прямокутника з розмірами $h_{mp} \cdot h_{mp}$ (рис. 2.9, розріз 4–4):

$$A_{mp} = t_{mp} \cdot h_{mp} = 1.5 \times 100.0 = 150.0 \text{ см}^2;$$

$$W_{mp} = \frac{t_{mp} \cdot h_{mp}^2}{6} = \frac{1.5 \times 100^2}{6} = 2\,500.0 \text{ см}^3. \quad (2.46)$$

Перевіримо **міцність самої траверси** на згин, як балки, відповідно до прийнятої для неї розрахункової схеми (рис. 2.10):

$$\sigma_{mp} = \sigma_{max} = \frac{M_{mp}}{W_{mp}} = \frac{16\,900.0}{2\,500.0} = 6.8 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24.0 \times 1.0 = 24.0 \frac{\text{кН}^2}{\text{см}} -$$

міцність по нормальних напругах у перетині під силою N_{mp} забезпечена;

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{A_{mp}} = \frac{Q_3}{A_{mp}} = \frac{988.2}{150.0} = 6.6 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13.92 \times 1.0 = 13.92 \text{ кН/см}^2 -$$

міцність по дотичних напруженнях забезпечена,

$$\tau_{mp} = \frac{Q_2}{A_{mp}} = \frac{305.7}{150.0} = 2.04 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13.92 \times 1.0 = 13.92 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } R_s = 0.58 \cdot R_y = 0.58 \times 24 = 13.92 \frac{\text{кН}^2}{\text{см}};$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{mp}^2 + 3\tau_{mp}^2} = \sqrt{6.8^2 + 3 \cdot 2.04^2} = 7.7 < R_y \cdot \gamma_c = 24.0 \times 1.024 = 24.6 \frac{\text{кН}^2}{\text{см}^2}$$

міцність за приведеними напруженнями у перерізі майже під силою N_{np} (на «мікрон» **праворуч від неї!**) забезпечена;

$$\sigma_{оп} = \sigma_{max} = \frac{M_{оп}}{W_{mp}} = \frac{5290.0}{2500.0} = 2.12 \frac{\text{кН}^2}{\text{см}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 24.0 \times 1 = 24.0 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{оп} = \tau_{max} = \frac{Q_3}{A_{mp}} = \frac{988.2}{150.0} = 6.6 \frac{\text{кН}^2}{\text{см}^2} < R_s \cdot \gamma_c = 13.92 \times 1.0 = 13.92 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{оп}^2 + 3\tau_{оп}^2} = \sqrt{2.12^2 + 3 \times 6.6^2} = 11.7 < R_y \cdot \gamma_c = 24.0 \times 1 = 24.0 \text{ кН/}$$

см^2 – міцність за приведеними напруженнями у перерізі майже під силою $V_{прав}$ (на «мікрон» **ліворуч від неї!**) забезпечена.

Виходячи з вимог **п. 16.15 а), б) ДБН** розрахуємо довжину зварних кутових швів **Ш2**. За **ДБН, табл. 16.1**, задаємо мінімальний катет шва: $K_{f,min} = 7 \text{ мм} = 0.7 \text{ см}$, залежно від найбільшої товщини елементів, що зварюються: $\tau_{mp}=15 \text{ мм}$, $t_p = 22 \text{ мм}$. Визначимо $K_{f,min} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \times 1.5 = 1.8 \text{ см}$. Остаточо приймаємо $K_f = 8 \text{ мм}$.

Відповідно до **п. 16.1.8 ДБН**, застосовуючи механізований спосіб зварювання **при виборі зварювальних матеріалів** варто враховувати умову: $R_{wf} > R_{wz}$, де R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва при розрахунках за металом шва, прийнятий за **таблицею Д.2 додатка Д**; R_{wz} – розрахунковий опір кутового шва при розрахунках за металом границі сплавлення, що обчислюється за **формулою таблиці 7.3 ДБН**:

$$R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un}, \quad (2.47)$$

де R_{un} – за **таблицею Г.2 додатка Г**.

У нас для сталі С255 (траверса і її вертикальні ребра): $R_{wz}=18.0 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \times 37.0 = 16.65 \text{ кН/см}^2$, тобто вимога **п. 16.1.8** виконується: $R_{wz} = 18.0 > R_{wz} = 16.65 \text{ кН/см}^2$. (2.48)

Відповідно до **таблиці Д.1 додатка Д** приймаємо механізоване зварювання у вуглекислому газі з використанням дроту Св-08Г2с.

Розрахунки зварних швів можна вести або **тільки за металом шва**, якщо

$$\beta_f \cdot R_{wf} \leq \beta_z \cdot R_{wz} , \quad (2.50)$$

або **тільки за металом границі сплавлення**, якщо $\beta_f \cdot R_{wf} \leq \beta_z \cdot R_{wz} , .$

Коефіцієнти β_f і β_z – приймають за **таблицею 16.2 ДБН** залежно від технології зварювання і розмірів катетів швів. Приймаємо $\beta_f = 0.9, \beta_z = 1.05$, тоді: $0.9 \times 18 = 16.2 < 1.05 \times 16.65 = 17.48$ – розрахунки зварних швів можна вести **тільки за металом шва**.

Умова міцності кріплення вертикальних ребер 2 до траверси швами *Ш2* (швів – 4 шт.) має вигляд:

$$N_{np} \leq 4 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (2.51)$$

де відповідно до **п. 16.1.5, д) ДБН** розрахункова довжина флангового шва має бути обмежена величиною: $l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot K_f = 85 \times 0.9 \times 0.8 = 61.2 \text{ см} < h_{mp} - 1 \text{ см} = 100 - 1 = 99 \text{ см}$. Приймаємо $l_w = 61.2 \text{ см}$. Тоді $N_{np} = 551.0 \text{ кН} < 4 \times 0.9 \times 0.8 \times 61.2 \times 18 \times 1 = 3172.6 \text{ кН}$ – міцність швів *Ш2* забезпечена.

Аналогічно розраховуємо кутові шви *Ш3* (4 шт.), що сприймають праву вертикальну реакцію траверси $V_{\text{прав}}$ та передають її на стінку підкранової гілки колони (рис. 2.8, 2.9, 2.10). За **ДБН, таблиця 16.1** задаємо мінімальний катет шва: $K_{f,min} = 6 \text{ мм} = 0.6 \text{ см}$, залежно від найбільшої товщини елементів, що $t_{mp} = 15 \text{ мм}$, $t_w = 7.5 \text{ мм}$ зварюються.

Визначимо $K_{f,max} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \times 0.75 = 0.9 \text{ см}$. Остаточного приймаємо $K_f = 8 \text{ мм}$.

За аналогією з попереднім послідовно обчислюємо:

$$l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot K_f = 85 \times 0.9 \times 0.8 = 61.2 \text{ см} < h_{mp} - 1 \text{ см} = 100 - 1 = 99 \text{ см}.$$

Приймаємо $l_w = 61.2 \text{ м}$.

$$\text{Умова міцності шва } \textit{Ш3}: V_{\text{прав}} \leq 4 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (2.52)$$

або

$$V_{\text{прав}} = 1670.6 < 4 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c = 4 \times 0.9 \times 0.8 \times 61.2 \times 18 \times 1 = 172.6 \text{ кН} - \text{міцність швів III3 забезпечена.}$$

Розраховуємо кутові шви III4 (2 шт.), що сприймають ліву вертикальну реакцію траверси $V_{\text{лев}}$ та передають її на стінку зовнішньої гілки колони (рис. 2.8, 2.9, 2.10). За таблицею 16.1 ДБН задаємо мінімальний катет шва: $K_{f,\text{min}} = 6 \text{ мм} = 0.6 \text{ см}$, залежно від найбільшої товщини елементів, що зварюються $t_{\text{мр}} = 15 \text{ мм}$, $t_{\text{д}} = 8.50 \text{ м}$. Визначимо $K_{f,\text{max}} = 1.2 \cdot t_{\text{min}} = 1.2 \times 0.8 = 0.96 \text{ см}$. Остаточо приймаємо $K_f = 8 \text{ мм}$, тоді:

$$l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot K_f = 85 \times 0.9 \times 0.8 = 61.2 \text{ см} < h_{\text{мр}} - 1 \text{ см} = 100 - 1 = 99 \text{ см} ;$$

Приймаємо $l_w = 61.2 \text{ см}$; умова міцності шва III4:

$$V_{\text{лев}} \leq 2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (2.53) \text{ або}$$

$$V_{\text{лев}} = 245.3 < 2 \times 0.9 \times 0.8 \times 61.2 \times 18 \times 1 = 1586.3 \text{ кН} - \text{міцність швів III4 забезпечена.}$$

Перевіряємо міцність стінки підкранової гілки на скол (зріз) у вертикальному її перерізі розміром $t_w \cdot h_{\text{мр}}$ (рис. 2.8, 2.10, вигляд 5–5) від передачі на ці ділянки стінки правої опорної реакції $V_{\text{прав}}$ через шви III3:

$$\tau = \frac{V_{\text{прав}}}{2 \cdot t_w \cdot h_{\text{мр}}} = \frac{1670.6}{2 \times 0.75 \times 100.0} = 11.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_s \cdot \gamma_c = 13.34 \times 1 = 13.34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} - \text{міцність}$$

стінки забезпечена.

$$R_s = 0.58 \cdot R_y = 0.58 \times 23 = 13.34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} - \text{для фасонного прокату зі сталі С235}$$

по таблиці Г.2 додатка Г при $2 \text{ мм} < t \leq 20 \text{ мм}$ маємо $R_y = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. – [Чинний від 2015–01–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України. 2014. – 199 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – [Чинний від 2007–01–01]. – Київ : Мінбуд України. 2006. – 75 с.
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 30 с.
4. Металеві конструкції. Загальний курс : підручник для закладів вищої освіти / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський, С. І. Білик, Л. І. Лавріненко, І. Д. Белов, В. О. Володимирський / Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – Вид. 2-ге, перероб. і доп. – Київ : Сталь, 2010. – 869 с.
5. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – [Чинний від 2022–09–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. – 36 с.

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації
«Проектування підкранових конструкцій та колон»
до практичних занять
із вибіркової навчальної дисципліни ВК П1.5

«ПРОЄКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Укладачі: **ЯРОВИЙ** Сергій Миколайович,
РЮМІН Володимир Володимирович,
СОЛОДОВНИК Юлія Юріївна

Відповідальний за випуск *К. В. Спіранде*
Редактор *О. В. Михаленко*
Комп'ютерне верстання

План 2024, поз. 44М

Підп. до друку 18.06.2025. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 2,1.

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