

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломного проекту (роботи)

магістр

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: «Проект металообробного цеху в Чернівцях з дослідженням
фундаментів»

Виконав: студент (ка) 5 курсу, групи МБм-61
напряму підготовки (спеціальності) _____

192 «Промислове і цивільне будівництво»

(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

	_____	Була Д.П.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник	_____	Сорочак А.П.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	_____	Данильченко С.М.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2020

ЗМІСТ

Вступ.....	3
1 АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА	4
1.1 Конструктивне рішення	4
1.2. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження	5
2 КОНСТРУКТОРСЬКА ЧАСТИНА	8
2.1 Вихідні дані	8
2.2 Компонування конструктивної схеми каркасу будинку	8
2.2.1.Обчислення вертикальних розмірів.....	8
2.2.2.Обчислення горизонтальних розмірів.	10
2.2.3. Проектування зав'язків і торцевого фахверка.	11
2.3. Розрахунок поперечної рами будинку	12
2.4 Розрахункова схема.....	25
2.5 Підготовка даних для ведення в комп'ютер.	26
2.6. Розрахунок ступінчастої позацентрово-стиснутої колони.....	33
2.6.1. Розрахунок колони.	34
2.6.2 Розрахунок перерізу верхньої частини колони.....	35
2.6.3. Розрахунок перерізу нижньої частини колони	40
2.6.4 Розрахунок розкосів решітки колони	44
2.6.5 Розрахунок і конструювання стиків верхньої і нижньої частин колони	47
2.6.6 Розрахунок бази колони	50
2.6.7 Розрахунок анкерних болтів.	54
2.6.8 Розрахунок надколонника.....	55
2.7. Розрахунок підкранової балки.	56
2.7.1.Навантаження на підкранову балку.....	56
2.7.2.Визначення розрахункових зусиль.	57
2.7.3.Підбір перерізу підкранової балки.	58
2.7.4.Перевірка міцності перерізу.	60
3 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	64
3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.....	64
3.3 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту.....	70

3.4	Визначення розмірів підшви фундаменту під крайню колону	70
4	СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА	73
4.1	Конструювання фундаменту.....	73
4.2	Розрахунок фундаменту під колону на продавлювання	78
4.3	Розрахунок монолітних фундаментів з розкриття тріщин.....	82
5	ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ РОБІТ	85
5.1	Влаштування монолітних стовпчастих фундаментів	85
5.2	Монтаж колон.....	89
5.3	Монтаж ферм.....	94
6.	ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА	95
7	ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ ...	101
7.1	Умови безпечного зварювання металу.....	101
7.2.	Інженерні рішення з охорони праці.....	102
8	ЕКОЛОГІЯ.....	109
	ВИСНОВКИ	112
	БІБЛІОГРАФІЯ	113

Вступ

Проектування та технологія зведення фундаментів для каркасних промислових будівель є складною конструкторсько-технологічною задачею. Вирішення цієї задачі дозволить вибрати ефективні технічні та технологічні рішення, що забезпечують максимальне використання існуючих характеристик основ під фундаменти, а також матеріалу фундаменту, для досягнення мінімальних показників матеріало- та трудомісткості, максимального скорочення термінів будівництва.

Існує велика кількість факторів, які призводять до зниження тримкої здатності жорсткості і стійкості конструкцій промислової будівлі, що можуть привести до її руйнування. При зведенні підземної частини будівлі визначеними факторами є:

- помилки при виконанні інженерно-геологічних вишукувань;
- помилки при виконанні проектних робіт;
- неправильне виконання будівельно-монтажних робіт;
- дія природних чинників, що спричиняють зміни структури ґрунту.

У зв'язку з цим раціональний вибір типу основи та фундаменту, технологічних методів їх облаштування у багатьох випадках визначають успішну експлуатацію споруди.

При цьому фундаменти повинні задовольняти наступним основним вимогам:

- бути міцними і довговічними;
- бути стійкими до зсуву в площині подошви;
- не перевищувати нормативних величин абсолютних і нерівномірних осідань;
- відповідати техніко-економічним вимогам і сучасним способом виробництва робіт.

1 АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1 Конструктивне рішення

Корпус промислової будівлі запроектовано сталевим каркасним. Поперечна рама складається з фундаментів, колон, жорстко з'єднаними фундаментами та шарнірно з кроквяними фермами. Для підвищення жорсткості передбачені в'язі.

Об'ємно-планувальне рішення виробничої промислової будівлі визначається характером технологічного процесу [1-3]..

У дипломному проекті розроблено двопрольотну одноповерхову виробничу будівлю з прольотами 30м. Крок колон – 12 м.

Також по торцях передбачені фахверкові колони.

Кроквяна ферма запроектована з прольотом 30 метрів, прогони розміщені з кроком 3м. Крок ферм 12 м, стержні ферми виконують із сталі С245, фасонки із сталі С255.

Стінове огороження - тришарові панелі з обшивками зі сталевого профільованого листа НС-44-1000-0,7. Утеплювач - мінераловатні плити. Стінові панелі прийняті горизонтального розташування.

Будівля обладнана світлоаераційними ліхтарями.

Освітлення в обох прольотах природне через вікна і через світлоаераційні ліхтарі.

Транспортування вантажів здійснюється мостовими кранами, вантажопідйомністю 100 т.

Основні технологічні операції в цеху протікають без значних виділень тепла, пилу, диму, кіптяви і шкідливих газів. Підприємство забезпечено місцевим теплопостачанням, водопостачанням, виробничою і зливовою каналізацією, електропостачанням.

Сталеві віконні панелі з застосуванням гнутих профілів запроектовані за серією ПР-05-50.

Конструкція віконної панелі складається з коробки-остова, що сприймає вітрові навантаження і пов'язаного з несучим каркасом будівлі коробки площею до 2,5м² (рис. 1.1).

Несучі колони – ступінчасті колони з перерізом що змінюється по висоті. Надкранову частину колони запроектовано у вигляді симетричного складеного двотавра з висотою перерізу 750 мм. Переріз підкранової частини колони запроектовано наскрізним, що складається з двох віток: підкранової і зовнішньої, з'єднаних у двох площинах решіткою. Підкранову вітку прийнято у вигляді зварного двотаврового перерізу, а зовнішню – у вигляді складеного швелера – з листа і двох кутників.

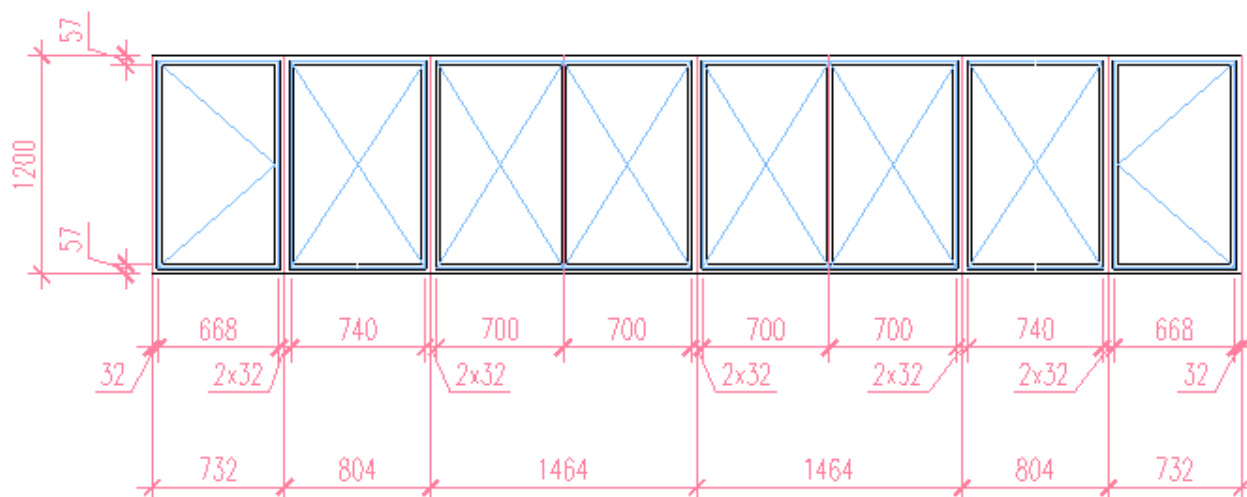


Рис. 1.1 Сталеві віконні панелі

У зовнішніх стінах для проїзду автомобільного транспорту передбачені ворота розміром 4.20x4.0 м. Рама і обв'язка полотен виконана з гнутих профілів, а полотна виконані з профільованих листів з утеплювачем.

1.2. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження

Необхідний опір теплопередачі стінових огорожувальних конструкцій (сендвіч-панелі), що відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним умовам і визначають за формулою [6]:

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_e - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_e} = \frac{1 \cdot (20 + 17)}{6,72 \cdot 8,7} = 0,804$$

де $n = 1$ - коефіцієнт, що беруть в залежності від положення зовнішньої поверхні огороджувальних конструкцій по відношенню до зовнішнього повітря;

$t_b = 20^\circ\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, яка береться згідно норм проектування відповідних будівель і споруд;

$t_n = -17^\circ\text{C}$ - розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки;

$\Delta t^n = 6,72$ - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції, що приймається залежно від температури точки роси $t_p = 13,28^\circ\text{C}$

$\alpha_b = 8,7$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджувальних конструкцій.

Опір теплопередачі R_o , $\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, огороджувальної конструкції визначається за формулою:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_{\%o}} + R_k + \frac{1}{\alpha} \quad (1.1)$$

де R_k - термічний опір огороджувальної конструкції, $\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, який визначається за формулою:

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n,$$

де R_1, R_2, \dots, R_n - термічні опори окремих шарів огороджувальних конструкцій, $\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda} \quad (1.2)$$

де δ - товщина шару, м;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, Вт/(м °С), $\alpha_n = 23$ Вт/(м °С) - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції.

$$R_0^{тр} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ут}}{\lambda_{ут}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_H} \quad (1.3)$$

Сендвіч-панель складається їх трьох шарів:

- сталевий лист С18-1000-0.7 товщиною $\delta_1 = 0,7$ мм і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58$ Вт/(м °С);

- утеплюючий шар пінополіуретану з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_2 = 0,041$ Вт/(м °С);

сталевий лист С18-1000-0.7 товщиною $\delta_1 = 0,7$ мм і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58$ Вт/(м °С);

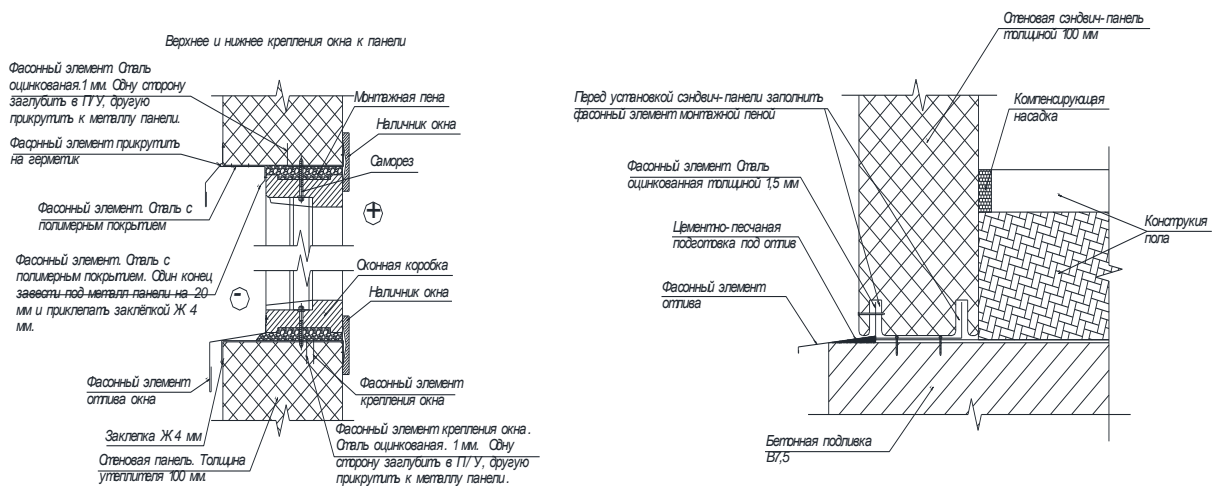


Рис. 1.5 Узлы кріплення стінових панелей

$$\delta_{ут} = \left(R_0^{тр} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_{ут} \quad (1.4)$$

$$\delta_{ут} = \left(0,803 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0007}{58} - \frac{0,0007}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,086\text{м} = 86\text{мм}$$

Вибираємо пінополіуретановий утеплювач товщиною 100 мм відповідно до конструкції віконних рам і забезпечення жорсткості сендвіч-панелей.

2 КОНСТРУКТОРСЬКА ЧАСТИНА

2.1 Вихідні дані

Місто будівництва	Чернівці
Довжина будівлі, м	300
Крок рами, м	12
Прогін цеху (проліт), м	30
Кількість прогонів	2
Крок ферм ,м	12
Вантажопідйомність кранів,т	100 т
Відмітка головки кранової рейси, м	21
Клас бетону фундаменту	B40
тип покриття	теплий
Тип ферми	звичайні

2.2 Компонування конструктивної схеми каркасу будинку

2.2.1.Обчислення вертикальних розмірів

Корисну висоту цеху H_0 становлять відстані H_1 від рівня підлоги до головки підкранової рейки і H_2 від головки підкранової рейки до низу несучих конструкцій покриття [1-5].

Розмір H_2 зумовлюється висотою мостового крана і обчислюється за формулою:

$$H_2 \geq (H_K + 100) + f = (4000 + 100) + 300 = 4400 \text{ мм} \quad (2.1)$$

де: $H_K = 4000 \text{ мм}$ - габаритний розмір крана від головки рейки до верхньої точки візочка крана (I,табл.2, дод.2); 100 – просвіт між верхньою точкою габариту крана та конструкціями покриття; f – розмір, який враховує прогин

конструкцій покриття, попередньо приймають 200...400 мм.

Корисна висота цеху:

$$H_0 \geq H_1 + H_2 = 21000 + 4400 = 25400 \text{ мм} \quad (2.2)$$

За основними положеннями уніфікації H_0 приймається кратним 1,8м при $H_0 > 10,8\text{м}$, тоді $H_0 = 27000\text{мм}$

Обчислюємо розміри верхньої частини колони H_B і нижньої H_H :

$$H_B = h_p + h_{\bar{\sigma}} + H_2 = 200 + 1500 + 4400 = 6100 \text{ мм} \quad (2.3)$$

де: $h_{\bar{\sigma}} = 1500\text{мм}$ - висота підкранової балки (попередньо приймається $\left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{12}\right) B_p$); $h_p = 200\text{мм}$ - висота підкранової рейки.

$$H_H = H_0 - H_B + 1000 = 27000 - 6100 + 1000 = 21900 \text{ мм} \quad (2.4)$$

де: 1000мм – заглиблення опорної плити бази колони нижче нульової позначки підлоги (приймається 600...1000мм).

Загальна висота колони рами:

$$H = H_B + H_H = 6100 + 21900 = 28000 \text{ мм} \quad (2.5)$$

Висота колони в межах ригеля $H_{\phi} = 3150\text{мм}$ (для уніфікованих ферм з паралельними поясами).

$$\text{Висота ліхтаря} \quad H_L = 1000 + n \cdot h_{\text{рами}} = 1000 + 2 \cdot 1250 = 3500 \text{ мм}$$

де: 1000 – стандартна відстань від низу стояка ліхтаря до початку засклення і від засклення до верху стояка ліхтаря; n – кількість віконних рам по висоті ліхтаря; де: $h_{\text{рами}}$ - висота віконної рами ліхтаря.

Висота будівлі:

$$H = H_0 + H_{\phi} + H_L + 150 = 27000 + 3150 + 3500 + 150 = 35800 \text{ мм} \quad (2.6)$$

2.2.2.Обчислення горизонтальних розмірів.

Ширина верхньої частини колони:

$$h_g \geq \left(\frac{1}{12}\right) H_g = \frac{6100}{12} = 508 \text{ мм}. \text{ Приймаємо } h_g = 1000 \text{ мм (кратно 250 мм)}.$$

Привязку колон до поздовжньої розбивочної осі при крані $Q=100\text{т}$ приймаємо $a = 500\text{мм}$; мінімальний просвіт між внутрішньою гранню колони і краном – 75мм [5]. Тоді відстань від осі підкранової балки до розбивочної осі:

$$l_1 \geq (h_g - a) + B_1 + 75 = (1000 - 500) + 400 + 75 = 975 \text{ мм} \quad (2.7)$$

де: $B_1 = 400\text{мм}$ - розмір частини кранового моста, що виступає за вісь рейки (I, табл.2, дод.2).

Заокруглюючи до більшого розміру кратного 250мм , приймаємо $l_1 = 1000\text{мм}$.

Проліт мостового крана:

$$l_k = l - 2l_1 = 30000 - 2 \cdot 1000 = 28000 \text{ мм} \quad (2.8)$$

Ширина нижньої частини колони:

$$h_H = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500 \text{ мм} \quad (2.9)$$

Ширина нижньої частини середньої колони:

$l_1 > 0.5h_H$ приймаємо ширина нижньої частини колони 1500мм .

Поперечний переріз верхньої частини колони визначаємо суцільним двотавром, а нижньої – наскрізним.

Схема поперечної рами і її елементів зображена на рис 2.1

2.2.3. Проектування зв'язків і торцевого фахверка.

Оскільки стінові панелі (утеплені) мають розміри 12м x1,5м, то між колонами поперечних рам не потрібно монтувати колони поздовжнього фахверка.

Вертикальні зв'язки між колонами необхідні для того, щоб каркас не змістився в поздовжньому напрямку, а також для забезпечення стійкості колон. Вони сприймають поздовжні вітрові навантаження: і поздовжнє гальмування крану.

Оскільки довжина будинку $L=300\text{м}>230\text{м}$ (для опалюваної будівлі), то заданий будинок потребує температурний розрив [3].

Посередині температурного блоку встановлюємо хрестові вертикальні зв'язки, які розташовуються по поздовжніх рядах колон у верхньому надкрановому і нижньому ярусах цеху. Так як раціональний кут нахилу розкосів зв'язків до горизонту складає $35^\circ - 55^\circ$, то нижні зв'язки виконують у вигляді двох хрестів із затяжкою. Зв'язки, які встановлюються в межах висоти ригелів у зв'язковому блоці і торцевих кроках, проектуються у вигляді самостійних ферм, в інших місцях встановлюються розпірки.

Зв'язки по покриттю встановлюють для забезпечення просторової жорсткості каркасу і стійкості покриття. Вони розташовуються: в площині верхніх поясів ферм – в торцях цеху і через 60 м при великій довжині температурного блоку; в площині нижніх поясів ферм – по периметру споруди; між фермами (вертикальні) – через 12...15.

Торцевий фахверк запроектований з кроком 6 м в вигляді двотаврів
Схеми торцевого фахверку і зв'язків дивись креслення №1.

Поперечний розріз будівлі (М 1:300)(2-2)

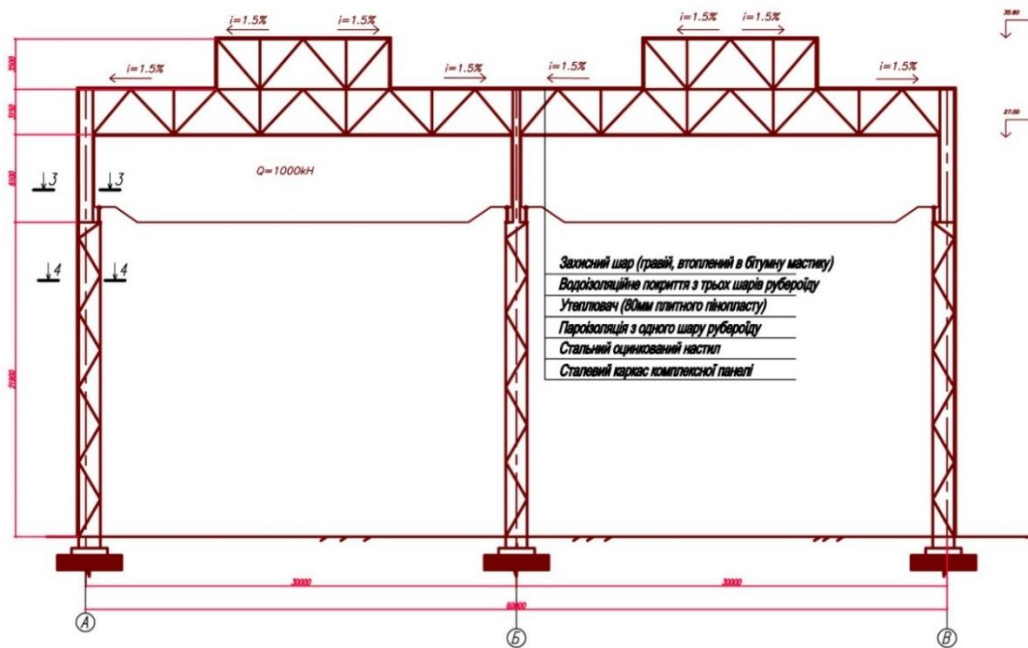


Рис. 2.1 Схема поперечної рами

2.3. Розрахунок поперечної рами будинку

Обчислення навантажень на раму.

На поперечну раму діють навантаження: постійні – від маси огорожувальних і несучих конструкцій; тимчасові – технологічні (від маси мостових кранів, робочих майданчиків, підвісного транспорту й іншого обладнання); атмосферні – сніг, вітер [6].

Ширина розрахункового блоку при однаковому кроці колон відповідає кроку колон $B=12\text{м}$

Постійне навантаження від покрівлі та стінових панелей.
Розрахункове навантаження від маси конструкцій покриття на 1м^2 горизонтальної проекції покрівлі:

$$g_0 = g_1 + (g_2^n + g_3^n + g_4^n) \cdot \gamma_f = 1,234 + (0,2 + 0,1 + 0,3) \cdot 1,05 = 1,864 \text{кН/м}^2 \quad (2.10)$$

де g_1 - розрахункове навантаження від покрівлі включно з панелями (табл. 3.1); $g_2^n = 0,15 \dots 0,20 \text{кН/м}^2$ - маса ліхтаря з бортовими стінками і заскленням; g_3^n

- маса зв'язків покриття; g_4^n - маса кроквяної ферми, яку обчислюють за формулою:

$$g_4^n = \alpha \cdot l = 0.01 \cdot 30 = 0.3 \text{ кН/м}^2$$

Тут α - коефіцієнт ваги ферми ($0,006 \dots 0,01 \text{ кН/м}^2$); l - проліт ферми; γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням ($\gamma_f = 1,05$)

Розрахункове навантаження на 1м. ригеля:

$$q = g_0 \left(\frac{B}{\cos \alpha} \right) = 1,8 \left(\frac{12}{\cos 0^\circ} \right) = 22.37 \text{ кН/м} \quad (2.11)$$

де B – крок кроквяних ферм; α - кут між покриттям і горизонтальною площиною ($\alpha = 0^\circ$).

Опорний розрахунковий тиск ферм на крайню колону від постійного навантаження:

$$F_q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{22.37 \cdot 30}{2} = 335.6 \text{ кН} \quad (2.12)$$

Опорний розрахунковий тиск ферм на середню колону від постійного навантаження: $F_q = q \cdot l = 22.37 \cdot 30 = 671.2 \text{ кН}$

Постійне рівномірно-розподілене навантаження від покрівлі табл.2.1.

Склад покрівлі	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1. Захисний шар (гравій, втоплений в бітумну мастику), $t = 20 \text{ мм}$	0,4	1,3	0,52
2. Водозоляційне покриття з трьох шарів руберойду	0,15	1,3	0,195
3. Утеплювач (80мм плитного пінопласту) з $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^2$	0,04	1,2	0,048
4. Пароізоляція з одного шару руберойду	0,05	1,3	0,065
5. Профільований оцинкований настил ($\delta_n = 1 \text{ мм}$)	0,155	1,05	0,163
6. Сталевий каркас комплексної панелі 3хбм	0,25	1,05	0,269
Всього	$g_1^H = 1,045$		$g_1 = 1,234$

Постійні навантаження від стінових панелей і рам заскління на рівні уступу наведені в табл.2.2:

Табл.2.2. Постійні навантаження від стінових панелей і рам застклення

Вид навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кН}/\text{м}^2$	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, $\text{кН}/\text{м}^2$
1. Одношарові стінові панелі – керамзитобетонні для опалювання будівель 0,2x1,5x12м.	1,81	1,2	1,99
2. Вікна зі спарених кутників з подвійним засткленням 12x2,4м.	0,292	1,1	0,321

Розрахункова вага колони:

$$G_{\text{к.в.}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot 12 = 8,6 \text{кН} - \text{верхня частина (20\%);}$$

$$G_{\text{к.н.}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot 12 = 34,5 \text{кН} - \text{нижня частина (80\%);}$$

Навантаження від снігу.

Розрахункове навантаження на 1м. довжини ригеля рами:

$$S_p = \gamma_f \cdot s_0 \cdot \mu \cdot B = 1,4 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 12 = 26,88 \text{кН} \quad (2.13)$$

де $\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності при відношенні навантаження від власної маси покриття g^n до нормативної маси снігового покриву:

$$\frac{g^n}{s_0} = \frac{1,045 + 0,2 + 0,24 + 0,1}{1,6} = 1 > 0,8 \quad (2.14)$$

$s_0 = 1,6 \text{кН}/\text{м}^2$ - норм. маса снігового покриву для м. Харкова.

μ - коефіцієнт, який залежить від обрису покриття

Опорний тиск ригеля від снігового навантаження:

$$F_s = \frac{s_p \cdot l}{2} = \frac{26,88 \cdot 30}{2} = 403 \text{кН} \quad (2.15)$$

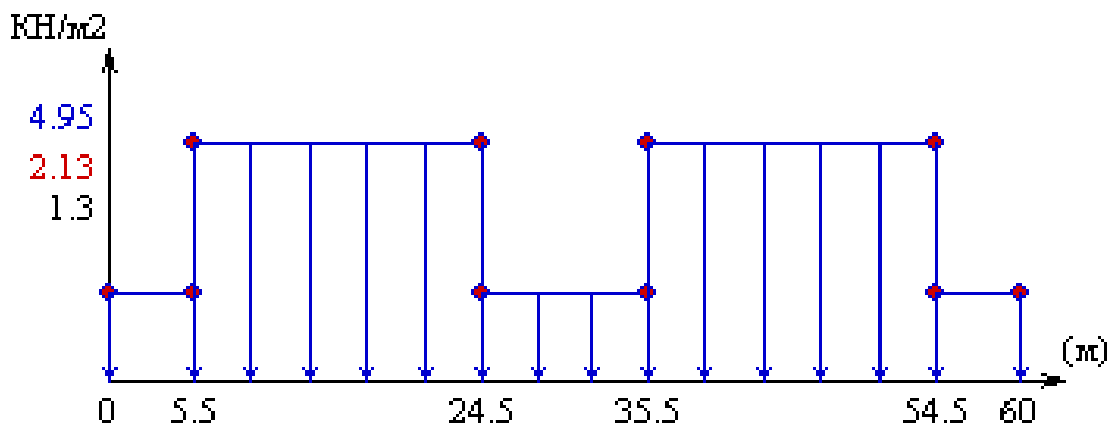
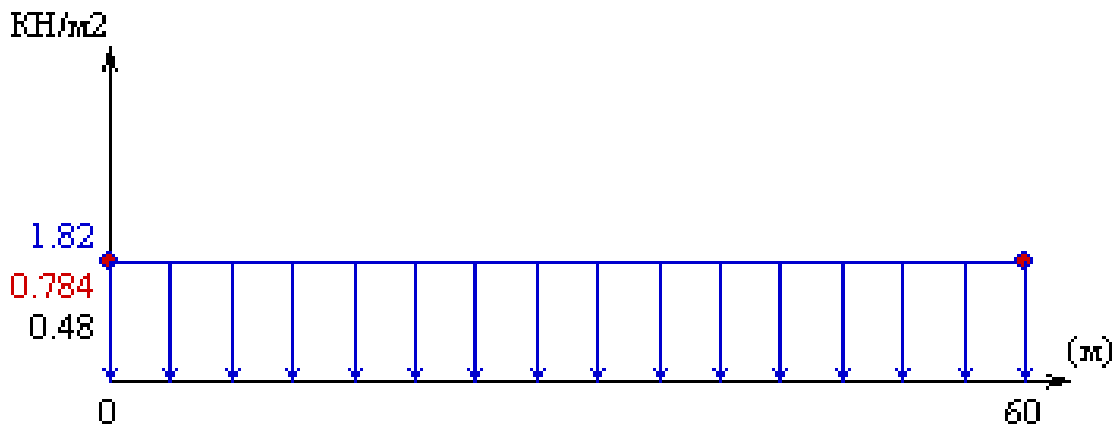
Опорний тиск ригеля від снігового навантаження на середню колону:

$$F_s = s_p \cdot l = 26.88 \cdot 30 = 806.4 \text{ кН} \quad (2.16)$$

Схема розрахунку снігового навантаження для трьох видів завантаження на поперечну раму зображена нище:

Сніг Зона А

Район будівництва	Тип споруди	Схема	Параметри
Сніговий район Харків	7а. Двух-багатопролітна будівля повздовжніми ліхтарями		b = 9 м
S ₀ = 1.6 кН/м ²	Конструкція - Зона А C _e = 1.0		a = 12 м
H = 0.50 км; C _{alt} = 1.0	T = 100.0 лет; Y _{fm} = 1.14 η = 0.020; Y _{fe} = 0.49		h = 3.5 м

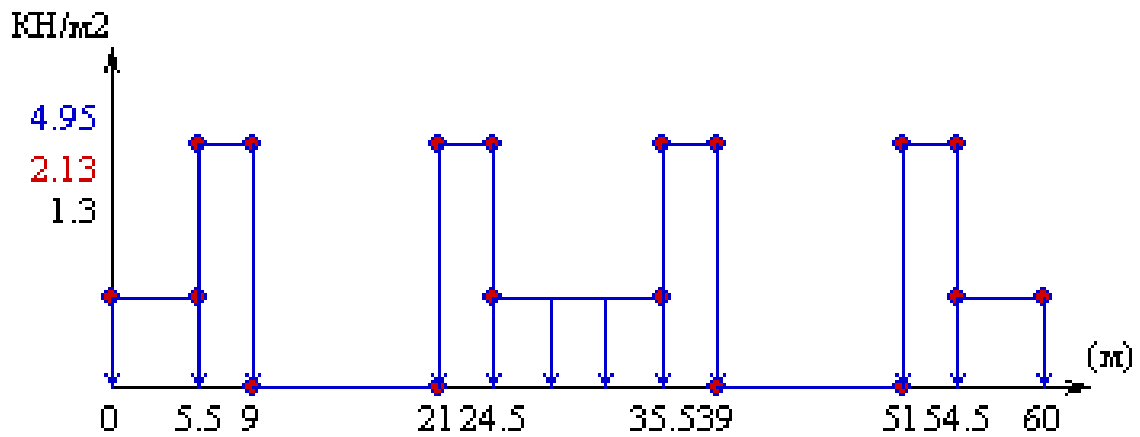
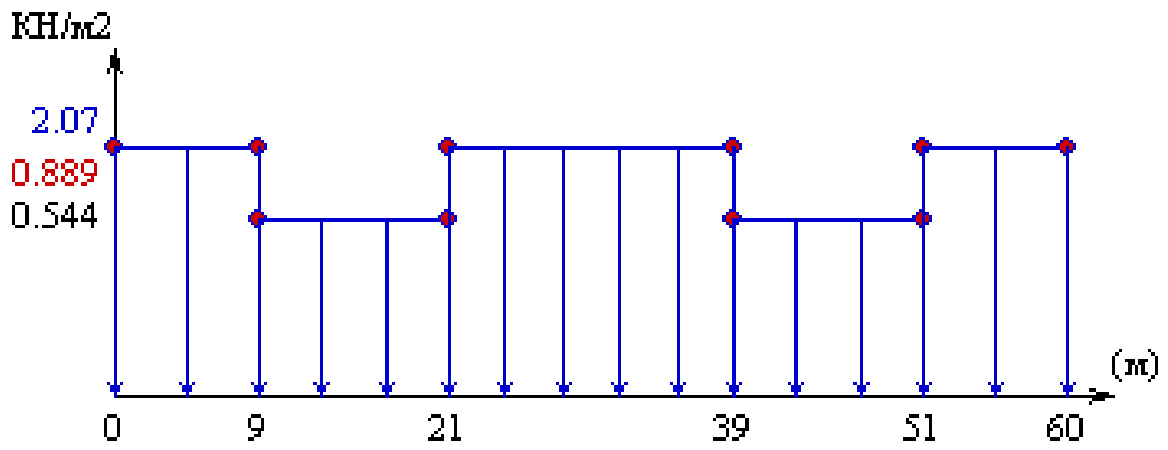


Результати розрахунку

Елюра	Привязка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кН/м ²)	Максимальне навантаження, (кН/м ²)	Квазіпостійне навантаження, (кН/м ²)
Вариант №1				
	0	0.784	1.82	0.48
	60	0.784	1.82	0.48
Вариант №2				
	0	0.784	1.82	0.48
	5.5	0.784	1.82	0.48
	5.5	2.13	4.95	1.3
	24.5	2.13	4.95	1.3
	24.5	0.784	1.82	0.48
	35.5	0.784	1.82	0.48
	35.5	2.13	4.95	1.3
	54.5	2.13	4.95	1.3
	54.5	0.784	1.82	0.48
	60	0.784	1.82	0.48

Сніг Зона С

Район будівництва	Тип споруди	Схема	Параметри
Сніговий район Харків	7а. Двух-багатопролітна будівля повздовжніми ліхтарями		b = 9 м
S ₀ = 1.6 кН/м ²	Конструкція - Зона А		a = 12 м
H = 0.50 км; C _{alt} = 1.0	C _e = 1.0		h = 3.5 м
	T = 100.0 лет; Y _{fm} = 1.14 η = 0.020; Y _{fe} = 0.49		



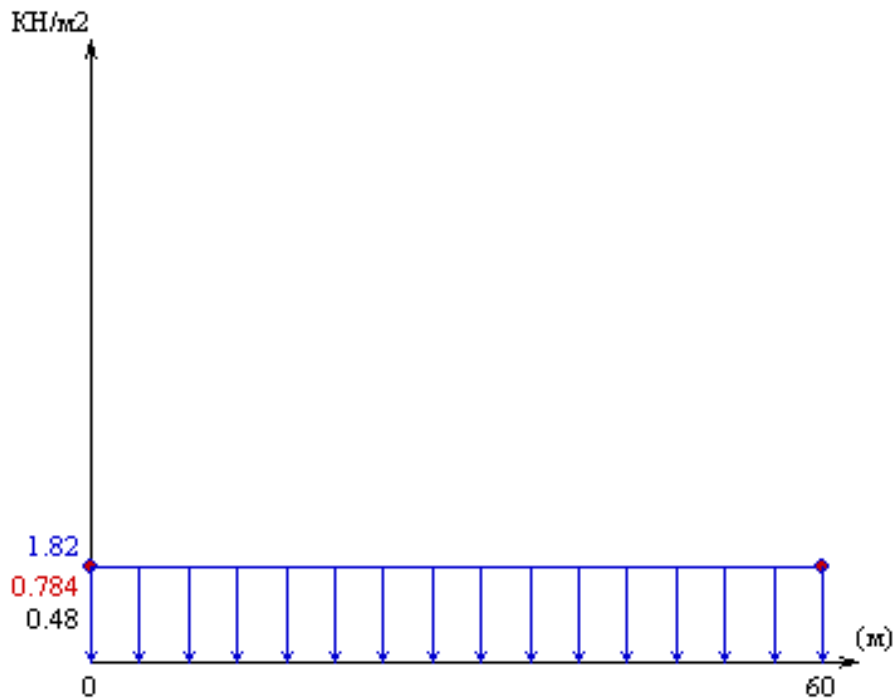
Результати розрахунку

Епюра	Привязка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (КН/м ²)	Максимальне навантаження, (КН/м ²)	Квазіпостійне навантаження, (КН/м ²)
Вариант №1				
	0	0.889	2.07	0.544
	9	0.889	2.07	0.544
	9	0.627	1.46	0.384
	21	0.627	1.46	0.384
	21	0.889	2.07	0.544
	39	0.889	2.07	0.544
	39	0.627	1.46	0.384
	51	0.627	1.46	0.384
	51	0.889	2.07	0.544
	60	0.889	2.07	0.544
Вариант №2				
	0	0.784	1.82	0.48
	5.5	0.784	1.82	0.48

5.5	2.13	4.95	1.3
9	2.13	4.95	1.3
9	0	0	0
21	0	0	0
21	2.13	4.95	1.3
24.5	2.13	4.95	1.3
24.5	0.784	1.82	0.48
35.5	0.784	1.82	0.48
35.5	2.13	4.95	1.3
39	2.13	4.95	1.3
39	0	0	0
51	0	0	0
51	2.13	4.95	1.3
54.5	2.13	4.95	1.3
54.5	0.784	1.82	0.48
60	0.784	1.82	0.48

Сніг Зона В

Район будівництва	Тип споруди	Схема	Параметри
Сніговий район Харків	7а. Двух-багатопролітна будівля повздовжніми ліхтарями		$b = 9 \text{ м}$
			$a = 12 \text{ м}$
$S_0 = 1.6 \text{ кН/м}^2$	Конструкція - Зона А $C_e = 1.0$		$h = 3.5 \text{ м}$
$H = 0.50 \text{ км; } C_{alt} = 1.0$	$T = 100.0 \text{ лет; } Y_{fm} = 1.14$ $\eta = 0.020; Y_{fe} = 0.49$		



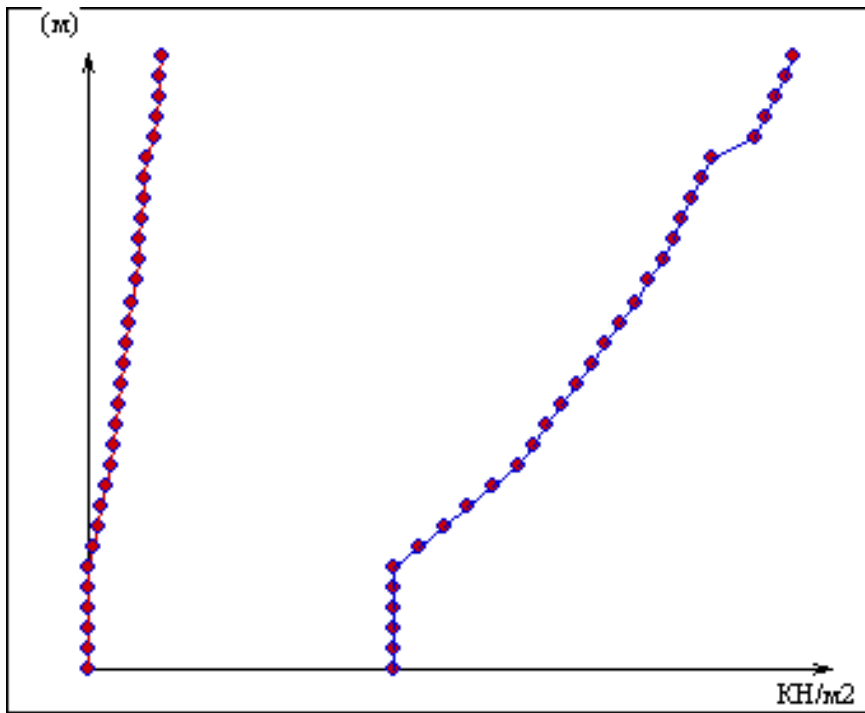
Результати розрахунку

Епюра	Привязка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (КН/м ²)	Максимальне навантаження, (КН/м ²)	Квазіпостійне навантаження, (КН/м ²)
Варіант №1				
	0	0.784	1.82	0.48
	60	0.784	1.82	0.48

Вітрове навантаження

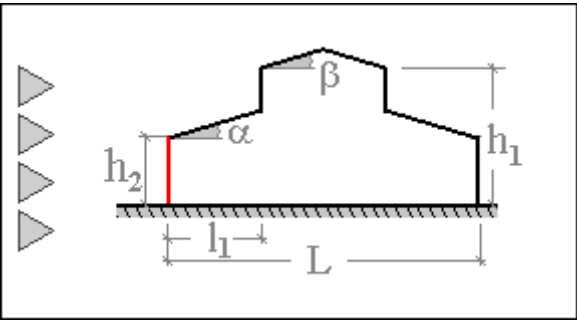
Район будівництва	Тип споруди	Схема	Параметри
Тип місцевості - III	4.Будівль з повздовжніми літарами (з сталевим каркасом будівля)		L = 30.00 м
			h1 = 35.80 м
Вітровий район -Харків	Поверхність Права стіна		h2 = 30.15 м
ω ₀ = 0.43 КН/м ²	Крок сканування = 1.00 м		l1 = 9.00 м
H ₀ = 0.50 км; C _{alt} = 1.0	T = 100.0 лет; Y _{fm} = 1.14;	α = 15.000 °	
C _{rel} = 1.0	η = 0.020; Y _{fe} = 0.21	β = 15.000 °	

Результати розрахунку

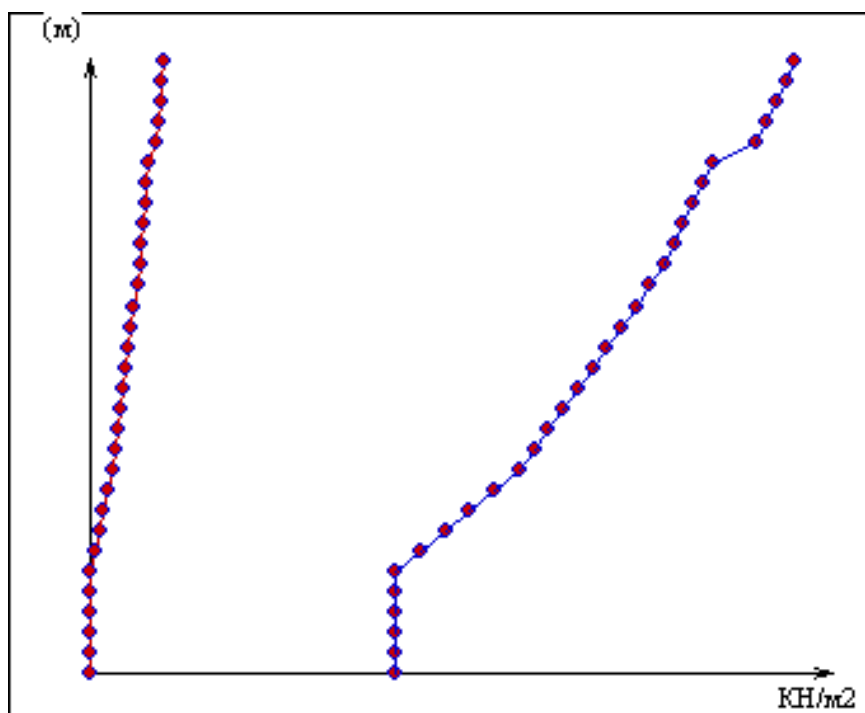


Привязка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кН/м ²)	Максимальне навантаження, (кН/м ²)	Привязка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кН/м ²)	Максимальне навантаження, (кН/м ²)
0.00	-0.03	-0.22	1.00	-0.03	-0.22
2.00	-0.03	-0.22	3.00	-0.03	-0.22
4.00	-0.03	-0.22	5.00	-0.03	-0.22
6.00	-0.04	-0.23	7.00	-0.04	-0.25
8.00	-0.04	-0.26	9.00	-0.04	-0.28
10.00	-0.05	-0.30	11.00	-0.05	-0.30
12.00	-0.05	-0.31	13.00	-0.05	-0.32
14.00	-0.05	-0.33	15.00	-0.05	-0.34
16.00	-0.06	-0.35	17.00	-0.06	-0.36
18.00	-0.06	-0.37	19.00	-0.06	-0.38
20.00	-0.06	-0.38	21.00	-0.06	-0.39
22.00	-0.06	-0.40	23.00	-0.07	-0.40
24.00	-0.07	-0.41	25.00	-0.07	-0.41
26.00	-0.07	-0.44	27.00	-0.07	-0.45
28.00	-0.08	-0.45	29.00	-0.08	-0.46
30.00	-0.08	-0.46	35.00	-0.10	-0.51

Вітрове навантаження Варіант 2

Район будівництва	Тип споруди	Схема	Параметри
Тип місцевості - III	4.Будівля з повздовжніми ліхтарями (з сталевим каркасом будівля)		$L = 30.00$ м
			$h1 = 35.80$ м
Вітровий район Харків	Поверхність - Права стіна		$h2 = 30.15$ м
$\omega_0 = 0.43$ КН/м ² $H_0 = 0.50$ км; $C_{alt} = 1.0$ $C_{rel} = 1.0$	Крок сканування = 1.00 м $T = 100.0$ лет; $Y_{fm} = 1.14$; $\eta = 0.020$; $Y_{fe} = 0.21$		$l1 = 9.00$ м $\alpha = 15.000$ ° $\beta = 15.000$ °

Результати розрахунку



Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кН/м ²)	Максимальне навантаження, (кН/м ²)	Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кН/м ²)	Максимальне навантаження, (кН/м ²)
0.00	0.07	0.35	1.00	0.07	0.35
2.00	0.07	0.35	3.00	0.07	0.35
4.00	0.07	0.35	5.00	0.07	0.35
6.00	0.07	0.38	7.00	0.07	0.40
8.00	0.08	0.42	9.00	0.08	0.45
10.00	0.09	0.47	11.00	0.09	0.48
12.00	0.09	0.50	13.00	0.09	0.51
14.00	0.10	0.53	15.00	0.10	0.54
16.00	0.10	0.55	17.00	0.10	0.57
18.00	0.11	0.58	19.00	0.11	0.59
20.00	0.11	0.61	21.00	0.11	0.62
22.00	0.12	0.63	23.00	0.12	0.63
24.00	0.12	0.64	25.00	0.12	0.65
26.00	0.13	0.69	27.00	0.13	0.70
28.00	0.13	0.71	29.00	0.13	0.72
30.00	0.13	0.73	35.00	0.14	0.78

Для кожної точки наступні значення навантажень на раму визначаються множенням розрахункового значення на крок колон.

До того ж вітрове навантаження, що припадає на кроквяну ферму і ліхтар, замінюють зосередженою силою W , що визначається за формулою:

$$W = \frac{(q_2 + q_3) \cdot (h_{\text{ліх}} + h_{\text{ф}})}{2} \quad (2.17)$$

де: $h_{\text{ліх}} = 3.5\text{м}$ – висота ліхтаря

$h_{\text{ф}} = 3.15\text{м}$ – висота ферми.

$q_2 + q_3$ – значення вітрових навантажень на відповідних відмітках.

Для навітряної сторони:

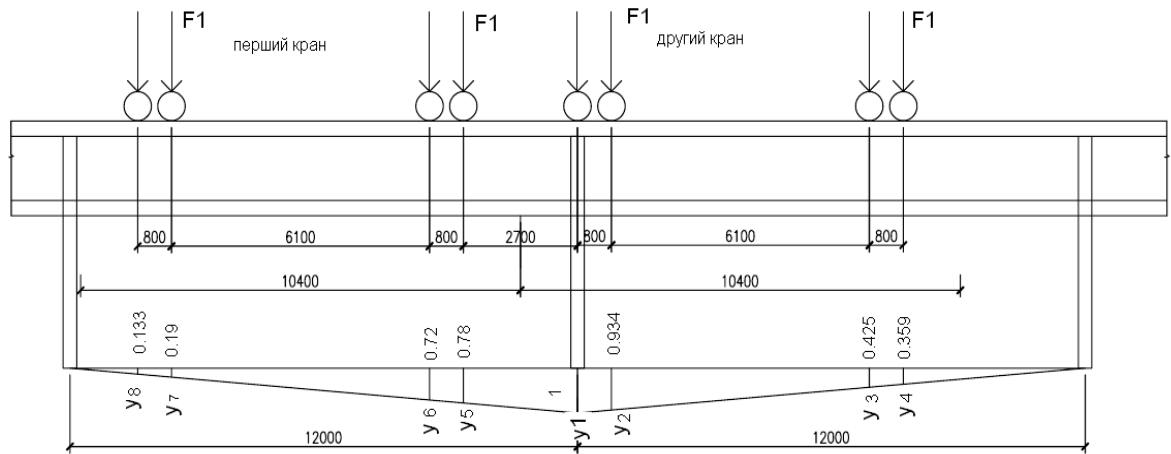
$$W = \frac{(1.56 + 1.8) \cdot (3.5 + 3.15)}{2} = 11.17\text{кН}$$

2). Для підвітряної сторони:

$$W' = \frac{(0,96+1,2) \cdot (3,15+3,5)}{2} = 7,18 \text{кН}$$

Навантаження від мостових кранів.

Вертикальний тиск кранів обчислюють за лінією впливу при найневигоднішому розташуванні зближених кранів [2, 3]



Розрахунковий тиск від кранового навантаження на колони визначаємо за лініями впливу опорних реакцій підкранових балок при найбільш несприятливому розташуванні двох зближених кранів.

Характеристики крана

Вантажопідйомність	100т
Параметри крана, мм	
H_{cr}	4000
B_{cr}	400
K	6100
C	10400
Маса крана, т	
Візка, Гс	41.2
Крана з візком G	138.2
Тиск коліс ,кН	
F_{n1}	476
F_{n2}	485

Характеристичне значення мінімального тиску колеса крана на рейку :

$$F_{n.min} = \frac{Q+G}{n_k} - \frac{F_{1n}-F_{2n}}{2} = (1000+1382)/4 - (476+485)/2 = 116 \text{ kH} \quad (2.18)$$

Максимальне граничне навантаження за формулою:

$$D_{max} = \psi \sum_{i=1}^n F_{n.max} \gamma_{fm} \gamma_i n_0 \gamma_n = 0.85 \cdot 480.5 \cdot 1.1 \cdot (0.13 + 0.199 + 0.712 + 0.776 + 1 + 0.934 + 0.425 + 0.359) \cdot 1.05 \cdot 0.95 = 2033 \text{ kH} \quad (2.19)$$

γ_{fm} -коефіцієнт надійності за навантаженням

$\psi=0,85$ коефіцієнт сполучення при врахуванні двох кранів

$n_0=1.05$ коефіцієнт що враховує власну вагу підкранової та гальмівної балки та тимчасове корисне навантаження на ній

γ_i =ордината лінії впливу під відповідним колесом крана.

Мінімальне граничне навантаження на колону:

$$D_{min} = \psi \sum_{i=1}^n F_{n.min} \gamma_{fm} \gamma_i n_0 \gamma_n = 0.85 \cdot 116 \cdot 1.1 \cdot (0.13 + 0.199 + 0.712 + 0.776 + 1 + 0.934 + 0.425 + 0.359) \cdot 1.05 \cdot 0.95 = 491,2 \text{ kH} \quad (2.20)$$

Розрахункові зовнішні моменти від кранового навантаження, що передаються через підкранові балки відносно центральної осі нижньої частини колони:

$$M_{max} = D_{max} \frac{h_1}{2} = 2033 \cdot 0.75 = 1524.75 \text{ kH} \quad (2.21)$$

$$M_{min} = D_{min} \frac{h_1}{2} = 491,2 \cdot 0,75 = 368.4 \text{ kH} \quad (2.22)$$

Горизонтальне кранове навантаження

Характеристичне значення горизонтального навантаження мостового крана, спрямованого поперек кранового шляху, яке спричиняється перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових колій (бічна сила), на одне колесо крана

$$H_{n.k} = 0.1F_{n.max} + \frac{\alpha(F_{n.max}-F_{n.min})L_{cr}}{K} = 0.1 \cdot 480.5 + \frac{0.01(480.5-116)28.5}{6.1} = 65.08kH \quad (2.23)$$

Сили, що прикладаються до інших коліс, вважаємо направленими зліва на право

$$H_{n.c} = 0.1F_{n.max} = 0,1 \cdot 480,5 = 48,05kH \quad (2.24)$$

Граничне розрахункове горизонтальне навантаження на колону від бічних сил з урахуванням коефіцієнта надійності за граничним значенням кранового навантаження $\gamma_{fm}=1.1$

на ліву колону

$$H_{max} = \psi \sum_{i=1}^n (H_{n.i} \gamma_i) \gamma_{fm} \gamma_n = 0.85(65.08 \cdot 1 + 48,05 \cdot 0,36) \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 78,7kH \quad (2.25)$$

Горизонтальні сили H прикладені в рівні верху кранової рейки та передаються на ліву та праву колони через гальмівні конструкції в рівні верхнього поясу підкранової балки, причому напрямок дії цих навантажень може бути змінений на протилежний одночасно на двох колонах

2.4 Розрахункова схема

В розрахунковій схемі елементи конструкцій представляються стрижнями, що проходять через центри ваги перерізів. Розрахункова схема рами з прийнятими позначеннями показана на рис. 2.2.

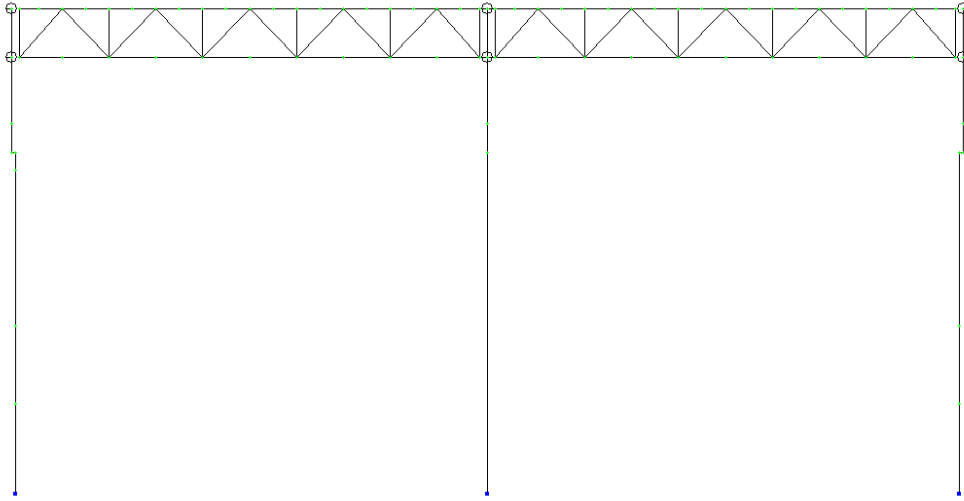


Рис.2.2 Розрахункова схема

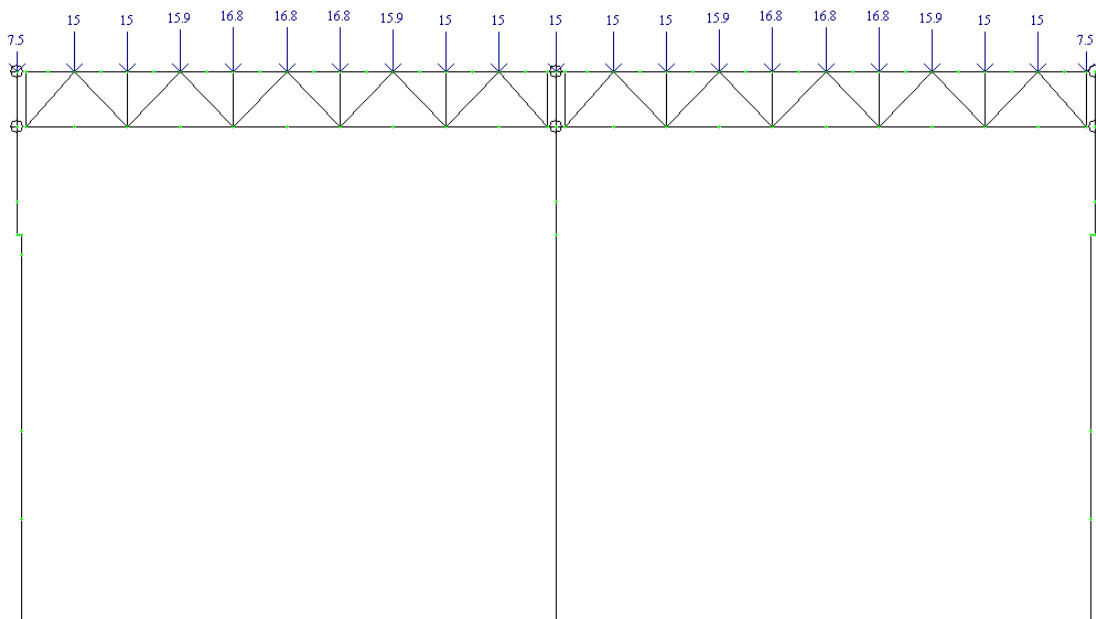
2.5 Підготовка даних для ведення в комп'ютер.

Схема завантажена

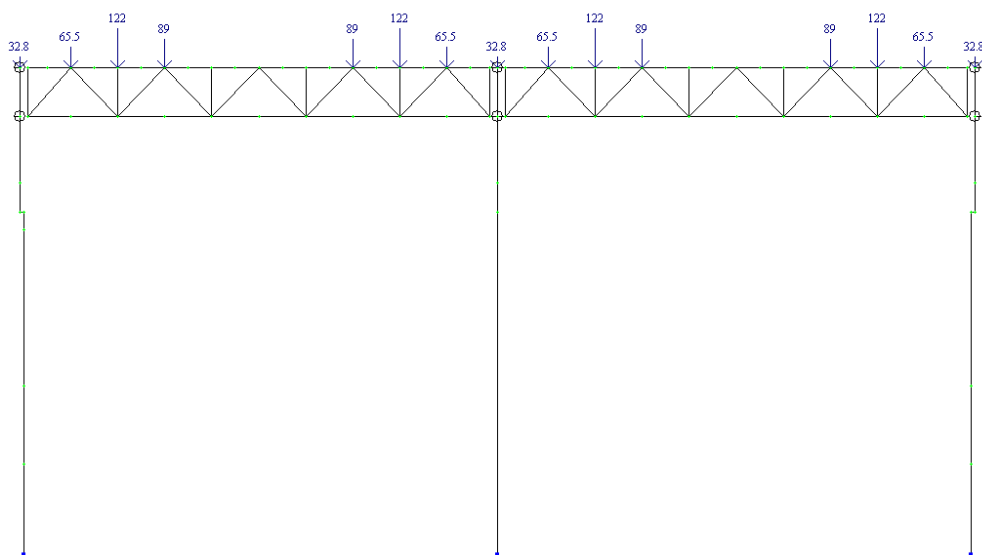
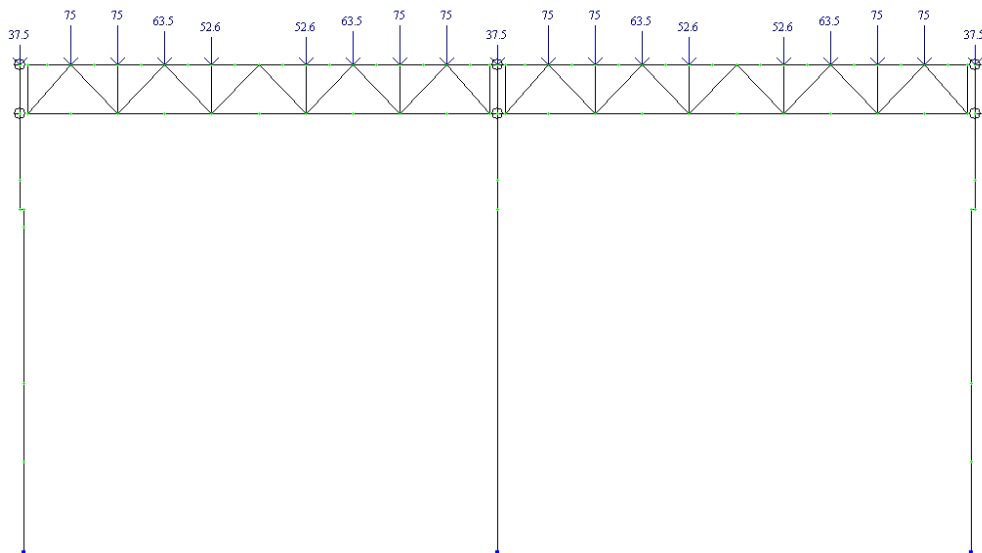
На кожен вид завантаження розрахунок виконується окремо. Потім для кожного елемента споруди вибирається найбільш не вигідне завантаження. Від їх впливу визначаються максимальні значення внутрішніх зусиль (Розрахункове Поєднання Зусиль - РСЗУ).

Схеми дії на раму власної ваги, снігового та вітрового, кранового завантаження наведені нижче

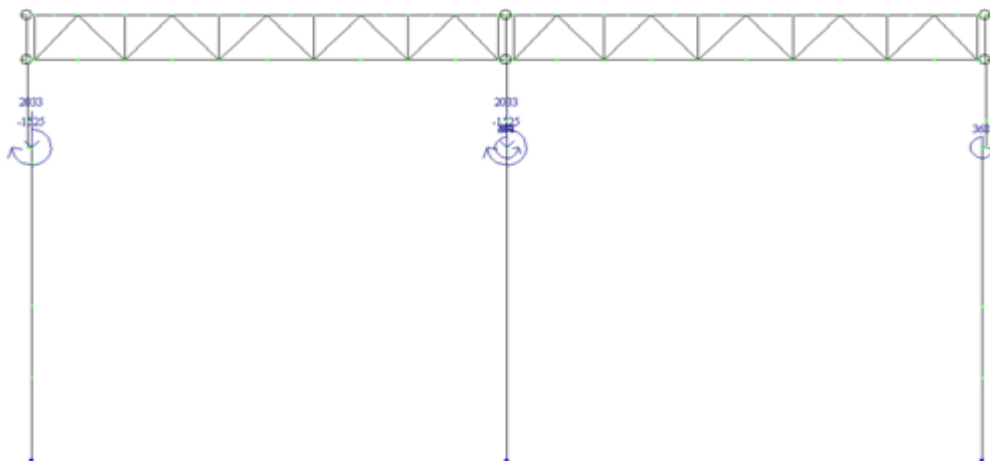
Постійні навантаження

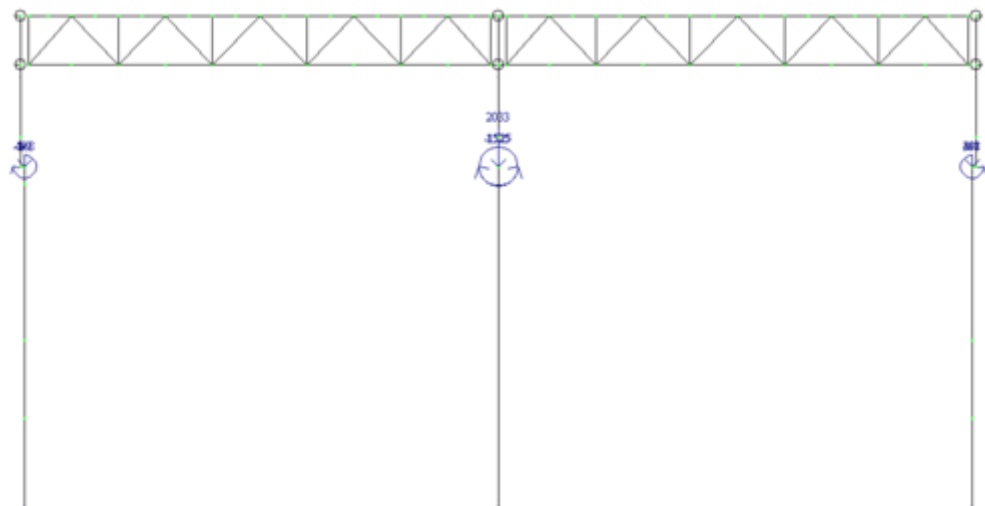
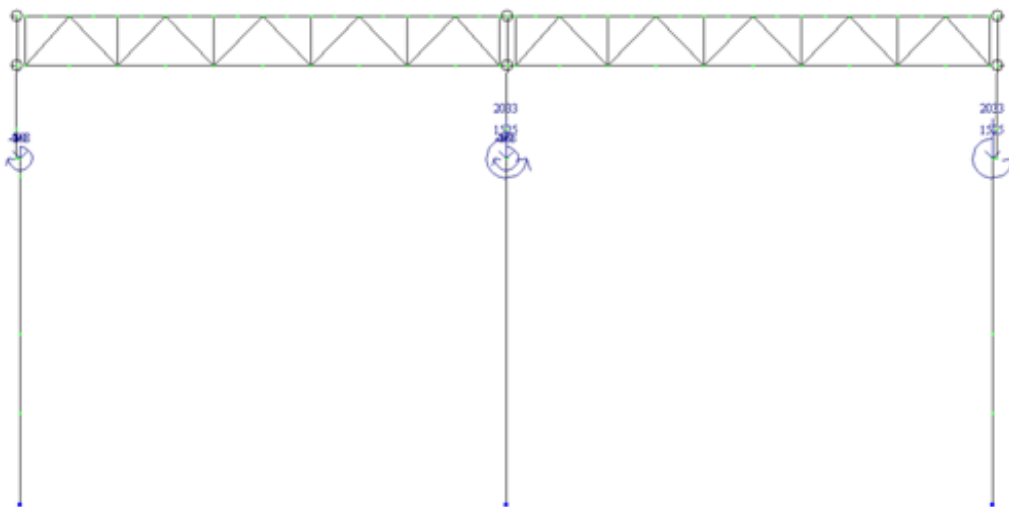
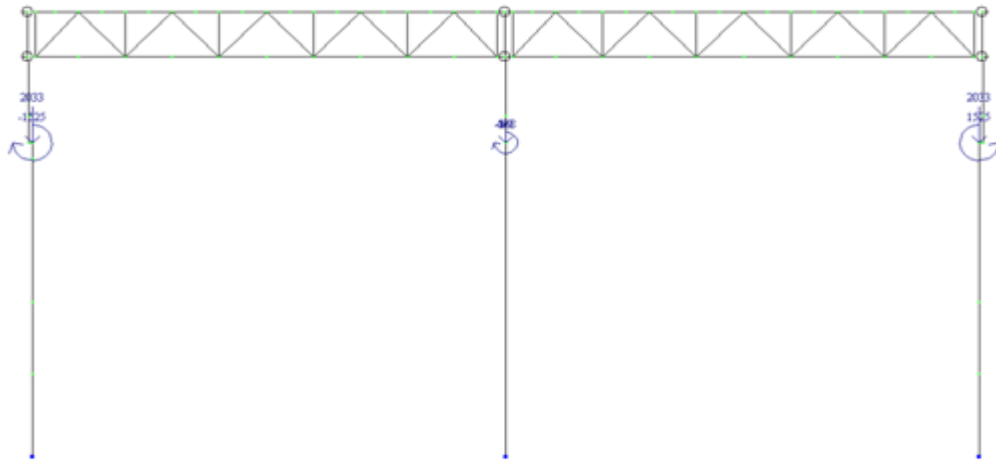


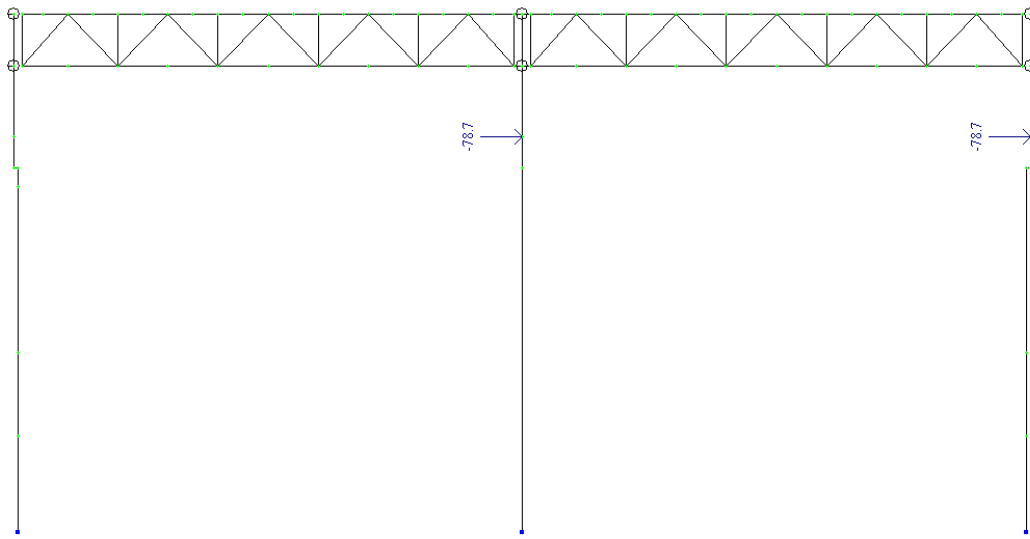
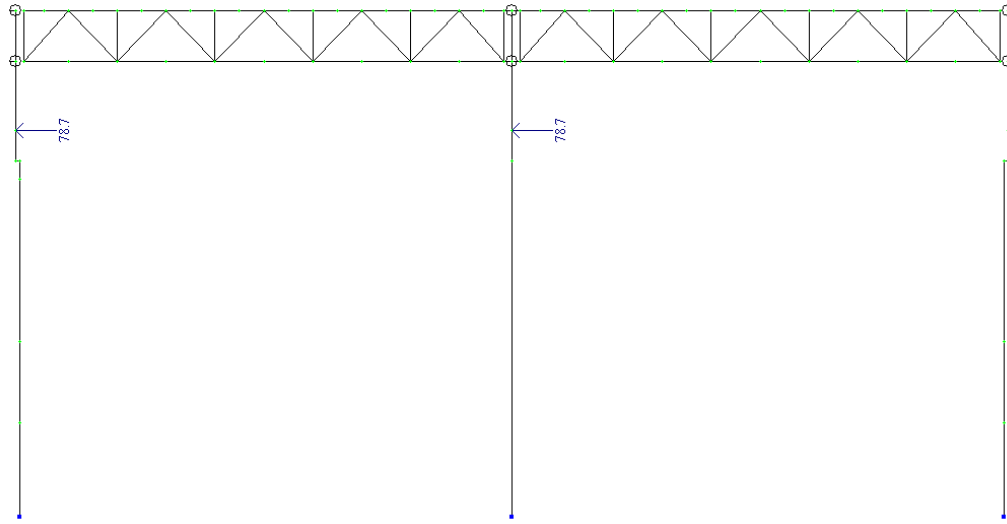
Снігове завантаження



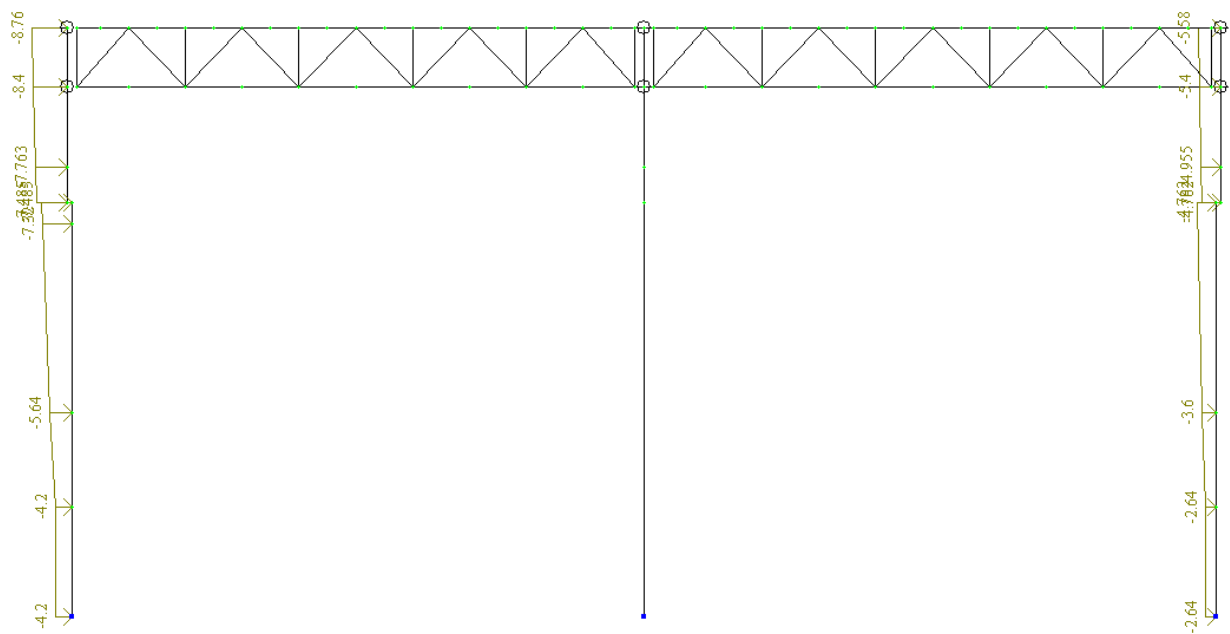
Кранові навантаження

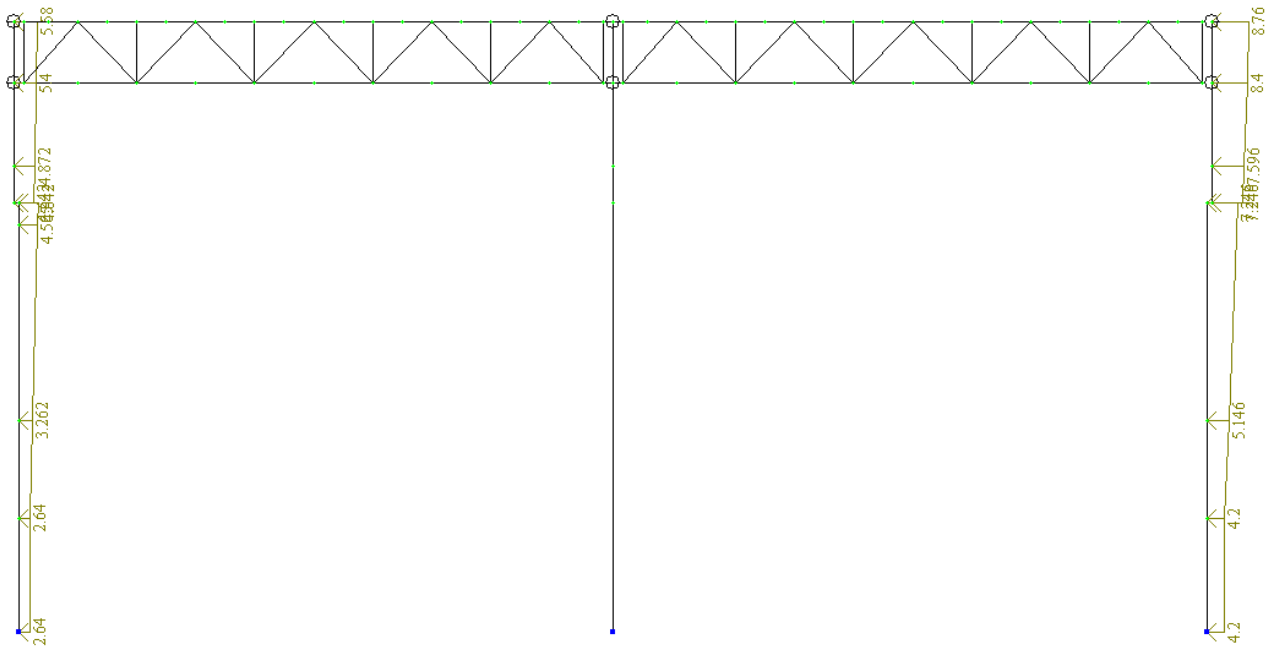






Вітрові навантаження

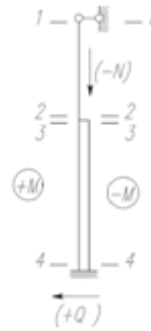




Розрахункове Поєднання Зусиль - РСУ

Вид завантаження	Номер завантаження	Вид завантаження	Об'єднання тимчасових завантажень	знакомінні	взаємовиключа ючі		взаємозалежні		γ_f	Час тривалості	Коефіцієнти РСУ		
					1гр	2 гр	1гр	2 гр			1 осн	2 осн	Особл.
					П	1	1	0			0	0	0
СН	2	2	0	0	0	0	0	0	1,4	0,5	1	0,9	0,5
СН	3	2	0	0	0	0	0	0	1,4	0,5	1	0,9	0,5
КР	4	3	0	0	1	0	8	0	1,1	0,6	1	0,9	
КР	5	3	0	0	1	0	8	0	1,1	0,6	1	0,9	
КР	6	3	0	0	2	0	9	0	1,1	0,6	1	0,9	
КР	7	3	0	0	2	0	9	0	1,1	0,6	1	0,9	
Т	8	4	0	1	3	0	0	0	1,2	0	1	0,9	
Т	9	4	0	1	3	0	0	0	1,2	0	1	0,9	
В	10	2	0	0	4	0	0	0	1,4	0	1	0,9	0,5
В	11	2	0	0	4	0	0	0	1,4	0	1	0,9	0,5

.П- постійне навантаження
СН- снігове навантаження.
КР- кранове навантаження
Т-тормозне навантаження
В-вітрове навантаження



На виході отримуємо розрахункове поєднання зусиль, яке показує, від суми яких впливів (з усіх можливих) у кожному елементі конструкції виникають максимальні внутрішні зусилля (згинальний момент, поперечна сила, нормальна сила).

З отриманих даних вибирають найбільш не вигідну комбінацію зусиль, по якій підбирають перерізи елементів конструкції.

№	Навантаження і комбінація зусиль		Епюри	пс	Січення стійки								
					1-1		2-2		3-3		4-4		
					М	N	М	N	М	N	М	N	Q
1	Постійні			1	65,85	-147,2	95,77	-162,3	-176,2	-512	-106	-597,6	-9,65
2	Снігові			1	88,7	-427,2	99,3	-427,2	-125,2	-145	-135	415,7	-2,83
3	D _{max}	На ліву стійку		1	0	203	-650	203	1498	-1601,4	307	-1601,4	83
4	T	На ліву стійку		1	0	0	100,5 3	0	100,5 3	0	-810,1	0	72,38
5	Вітер зліва			1	0	0	24,7	0	44,3	0	432,2	0	-37,7

2.6. Розрахунок ступінчастої позацентрово-стиснутої колони

Жорсткість колон:

Жорсткість нижньої частини, крайньої колони [1, 3]:

$$EJ_1 = \frac{E[R_2 + 2D_{\max}]b_H^2}{k_2R_y} \quad (2.26)$$

де $R_2 = (q + S_p) \cdot L / 2 = (22.37 + 26.88) \cdot 30 / 2 = 738.8 \text{ кН}$

$R_y = 240 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір сталі С245

$k_2 = 3,5$

$$EJ_1 = \frac{2.06 \cdot 10^4 [738.8 + 2 \cdot 2033] \cdot 1,5^2}{3.5 \cdot 24} = 2,65 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{М}^2 \quad (2.27)$$

Жорсткості решти частин крайньої і верхньої колони висловлюю через EJ_1 .

$$\text{тоді: } EJ_2 = \frac{EJ_1 \left(\frac{b_B}{b_H} \right)^2}{k_1} = \frac{2,65 \cdot 10^6}{1,9} \left(\frac{1}{1,5} \right)^2 = 0,62 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{М}^2$$

Аналогічно знаходимо жорсткості для середньої колони:

$$EJ_3 = 3,05 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{М};$$

$$EJ_4 = 0,71 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{М}$$

Інформація необхідна для розрахунку

- Розрахункові зусилля в надкрановій частині колони:

$$M_2 = -880 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad N_2 = -167.3 \text{ кН}$$

$$M_2 = 192.12 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad N_2 = -612.3 \text{ кН}$$

- Розрахункові зусилля в підкрановій частині колони:

$$M_4 = -1570.9 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad N_4 = -3112.2 \text{ кН} \quad Q_4 = 197.3 \text{ кН}$$

$$M_3 = 2012.13 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad N_3 = -3100 \text{ кН} \quad Q_4 = 99.7 \text{ кН}$$

- Найбільша вертикальна сила, діюча в надкрановій частині:
 $N_{2\max} = -601.3 \text{ кН}$ і відповідний момент $M_2 = 210.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

- Найбільша вертикальна сила, діюча в підкрановій частині:
 $N_{4\max} = -3200 \text{ кН}$ і відповідний момент $M_4 = -1487.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

2.6.1. Розрахунок колони.

Призначення розмірів перерізів колони і визначення розрахункових довжин.

Задаємося співвідношенням жорсткості:

$$\frac{EJ_B}{EJ_H} = \frac{EJ_2}{EJ_1} = \frac{0,62 \cdot 10^6}{2,65 \cdot 10^6} = 0,23 \quad (2.28)$$

Для одноступінчатих колон повинні виконуватися умови:

$$\begin{cases} \frac{l_2}{l_1} \leq 0,6 \\ \frac{N_1}{N_2} \geq 3 \end{cases}$$

де: $l_1 = H_H = 21,9\text{ м}$ – висота нижньої частини колони;

$l_2 = H_B = 6,1\text{ м}$ – висота верхньої частини колони;

$N_1 = N_H = 3112,2\text{ кН}$ – найбільша вертикальна сила в підкрановій частині колони;

$N_2 = N_B = 612,3\text{ кН}$ – найбільша вертикальна сила в надкрановій частині колони;

Тоді:

$$\begin{cases} \frac{l_2}{l_1} = \frac{6,1}{21,9} = 0,27 \leq 0,6 \\ \frac{N_1}{N_2} = \frac{3112,2}{612,3} = 5,1 \geq 3 \end{cases}$$

Умови виконуються, отже розрахункові довжини частин колон знаходимо по таблиці [11]:

$$\mu_H = 1,2; \mu_B = 2$$

Таким чином, розрахункові довжини ділянок колони рівні:

- В площині дії моменту

$$\begin{aligned}l_n^x &= \mu_H \cdot l_1 = 1,2 \cdot 21,9 = 23,28\text{м} = 2328\text{см} \\l_g^x &= \mu_2 \cdot l_2 = 2 \cdot 6,1 = 12,2\text{м} = 1220\text{см}\end{aligned}\quad (2.29)$$

- В площині, перпендикулярній дії моменту: розрахункова довжина верхньої частини колони дорівнює відстані від гальмівної площадки, розташованої в рівні верхнього пояса підкранової балки до нижнього опорного вузла ферми .

$$l_g^y = 6,1 - 1,8 = 4,3\text{м} = 430\text{см}$$

а нижня частина - відстані від верху фундаменту до низу підкранової балки, тобто :

$$l_n^y = l_1 = 21,9\text{м} = 2190\text{см}$$

2.6.2 Розрахунок перерізу верхньої частини колони.

Переріз верхньої частини колони зазвичай приймають у вигляді зварного двотавра.

Необхідну площу перерізу визначаємо з формули розрахунку позацентрово-стиснутих елементів на стійкість у площині дії моменту (рами):

$$A_d = N_1 / \varphi_e R_y \gamma_c \quad (2.30)$$

Попередньо задамося приблизними геометричними характеристиками перерізу:

$$i_x = 0,43 \cdot h = 0,43 \cdot 1000 = 430\text{мм}$$

$$\rho_x = 0,35 \cdot h = 0,35 \cdot 1000 = 350\text{мм}$$

Визначимо умовну гнучкість стержня:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_g^x}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1220}{43} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,05 \cdot 10^4}} = 0,97 \quad (2.31)$$

Визначимо випадковий ексцентриситет:

$$e_x = \frac{M}{N} = \frac{880}{167.3} = 5.26\text{м} = 526\text{см} \quad (2.32)$$

Визначимо відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{526}{35} = 15 \quad (2.33)$$

Далі визначимо вплив форми перерізу

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,4 - 0,02 \cdot 0,97 = 1,38 \quad (2.34)$$

Визначимо відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,38 \cdot 15 = 20.7 \quad (2.35)$$

На основі отриманого відносного ексцентриситету визначимо коефіцієнт
Звідси $\phi_e = 0,06987$.

Визначимо необхідну площу перерізу:

$$A_d = N_{max} / \phi_e R_y \gamma_c = 612.3 / 0,06987 \cdot 24 \cdot 1 = 365\text{см}^2 \quad (2.36)$$

Компонування перерізу:

Приймаємо товщину полиць 16 мм, тоді висота стінки:

$$h_{cm} = h_g - 2 \cdot t_n = 1000 - 2 \cdot 16 = 968\text{мм} \quad (2.37)$$

З умови місцевої стійкості:

$$\frac{h_{cm}}{t_{cm}} \leq (0,9 + 0,5 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = (0,9 + 0,5 \cdot 0,97) \cdot \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^4}{24}} = 40.4 \quad (2.38)$$

Звідси:

$$t_{cm} \geq \frac{h_{cm}}{47} = \frac{968}{40.4} = 23\text{мм}$$

Оскільки така товщина стінки неекономічна, приймаємо $t_{cm} = 14\text{мм}$ ($h_{cm}/t_{cm} = 80\dots 120$) і включаємо в розрахункову площу перерізу колони дві крайні ділянки стінки шириною по $0,85 \cdot t_{cm} \cdot \sqrt{\frac{E}{R}}$

Визначимо необхідну площу полки:

$$A_n^{mp} = \frac{A_{mp} - 2 \cdot 0,85 \cdot t_{cm}^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R}}}{2} = \frac{365 - 2 \cdot 0,85 \cdot 1,4^2 \cdot \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^4}{24}}}{2} = 133,8\text{см}^2 \quad (2.39)$$

Виходячи з умови стійкості верхньої частини колони, при дії моменту з площини, ширина полиці:

$$l_n \geq \frac{l_6^y}{20} = \frac{6100}{20} = 305\text{мм} \quad (2.40)$$

З умови місцевої стійкості:

$$\frac{b_{ce}}{t_n} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = (0,36 + 0,1 \cdot 0,97) \cdot \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^4}{24}} = 13,34 \quad (2.41)$$

Виходячи з цього знаходимо:

$$b_{ce} = (b_n - t_{cm}) / 2 = (500 - 14) / 2 = 24,3\text{см} \quad (2.42)$$

Приймаємо $b_n = 500\text{мм}$

$$t_n = 16\text{мм}$$

Знаходимо площу полки:

$$A_n = 50 \cdot 1,6 = 80\text{см}^2$$

Геометричні характеристики перерізу:

- Повна площа:

$$A = 2 \cdot t_n \cdot b_n + t_{cm} \cdot h_{cm} = 2 \cdot 1,6 \cdot 50 + 1,4 \cdot 96,8 = 295,5\text{см}^2 \quad (2.43)$$

- Розрахункова площа перерізу з урахуванням стійкості стінки:

$$A = 2 \cdot t_n \cdot b_n + 2 \cdot 0,85 \cdot t_{cm} \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = 2 \cdot 1,6 \cdot 50 + 2 \cdot 0,85 \cdot 1,4 \cdot \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^4}{24}} = 229,5\text{см}^2 \quad (2.44)$$

- Момент інерції:

$$J_x = \frac{t_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} + 2 \cdot a^2 \cdot A_n = \frac{1,4 \cdot 96,8^3}{12} + 2 \cdot 49,3^2 \cdot 80 = 494699 \text{ см}^4 \quad (2.45)$$

$$J_y = \frac{h_{cm} \cdot t_{cm}^3}{12} + 2 \cdot \frac{t_n \cdot b_n^3}{12} = \frac{96,8 \cdot 1,4^3}{12} + 2 \cdot \frac{1,6 \cdot 50^3}{12} = 33355 \text{ см}^4 \quad (2.46)$$

- Момент опору:

$$W_x = \frac{J_x}{\frac{h}{2}} = \frac{494699}{\frac{100}{2}} = 9893 \text{ см}^3 \quad (2.47)$$

$$W_y = \frac{J_y}{\frac{h}{2}} = \frac{33355}{\frac{50}{2}} = 13334 \text{ см}^3 \quad (2.48)$$

- Радіус інерції і гнучкості:

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{494699}{229,5}} = 46 \text{ см} \quad (2.49)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{33355}{229,5}} = 12 \text{ см} \quad (2.50)$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A_0} = \frac{9893}{229,5} = 43,1 \text{ см} \quad (2.51)$$

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{880 \cdot 100}{167,3 \cdot 43,1} = 12,2 \quad (2.52)$$

$$\lambda_x = \frac{l_x^x}{i_x} = \frac{1220}{46} = 26 \quad (2.53)$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 26 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,05 \cdot 10^4}} = 0,88 \quad (2.54)$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони в площині дії моменту:

$$\text{Відношення } \frac{A_n}{A_{cm}} = \frac{80}{96,8 \cdot 1,4} = 0,59$$

$$\eta = 1,25 \text{ тоді: } m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,25 \cdot 12,2 = 15,25$$

по таблиці визначаємо $\phi_e = 0,05798$, тоді фактичне напруження в перерізі рівне:

$$\sigma = \frac{N_2}{\phi_e \cdot A} = \frac{167.3}{0,05798 \cdot 229.5} = 12.6 \text{кН} / \text{м}^2 \leq 24 \text{кН} / \text{м}^2 \quad (2.55)$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони із площини дії моменту:

Перевіряємо напруження в перерізі верхньої частини колони з площини дії моменту (по осі уу).

Напруження обчислюють з умови розрахунку колони постійного перерізу на стійкість із площини дії моменту при її прогині в площині найбільшої жорсткості ($J_x > J_y$) збігається з площиною симетрії. Розрахункова формула має вигляд:

$$\sigma = N_2 / c \phi_y A < R_y \gamma_c \quad (2.56)$$

Визначаємо значення, яке залежить від значення відносного ексцентриситету m_x , який визначається наступним чином.

Згідно [11] при обчисленні m_x за розрахунковий момент M' приймають максимальний момент в межах третини довжини стрижня, тобто в даному випадку висоти верхньої частини колони l_1 , але не менше половини найбільшого моменту в межах верхньої частини колони .

$$\text{за розрахунком } M'_x = (2/3) \cdot M_2 = (2/3) \cdot 880 = 586.7 \text{кН} \cdot \text{м}$$

тоді:

$$e'_x = M'_x / N_2 = 586.7 / 167.3 = 3.5 \text{м} = 35 \text{см}$$

$$m_x = e'_x / \rho_x = 35 / 43.1 = 0.81$$

коефіцієнт c визначається по формулі:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \quad (2.57)$$

де: $m_x = 0.81$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 0.81 = 0,69, \text{ так як } 1 < m_x \leq 5$$

β – визначається в залежності від відношення λ_y і λ_c ,

$$\lambda_y = l_g^y / i_y = 430 / 12 = 35.8$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^4}{24}} = 91,77$$

визначається в залежності від R_y

так як $\lambda_c > \lambda_y$ тоді коефіцієнт $\beta = 1$

$$\phi_y = 0,817 \text{ при } \lambda_y = 35.8$$

$$\text{тоді виходить } c = \frac{1}{1 + 0,711 \cdot 0,81} = 0,63$$

$$\sigma = \frac{167.3}{0,63 \cdot 0,817 \cdot 229.5} = 1,42 \text{кН} / \text{см}^2 < 24 \text{кН}$$

Умова виконується стійкість надкранової частини колони забезпечена.

2.6.3. Розрахунок перерізу нижньої частини колони

Діючі на нижню частину колони зусилля дорівнюють:

$$M_4 = -1570.9 \text{кН} \cdot \text{м} \quad N_4 = -3112.2 \text{кН}$$

$$M_4 = 2012.13 \text{кН} \cdot \text{м} \quad N_4 = -3100 \text{кН}$$

Розрахункова довжина нижньої ділянки колони в площині дії моментів

$$l_n^x = 23.28 \text{м}$$

- з площини дії моментів $l_n^y = l_2 = 21.9 \text{м}$

Попередньо задаємося типом перерізу нижньої частини колони.

Приймаємо складений переріз з 2-х віток з'єднаних розкосами. Висота

перерізу задана раніше 1500мм. Підкранову вітку колони приймаємо зі зварного двотавра, зовнішня вітка з гнutoго швелера.

Орієнтовно визначимо центр мас всього перерізу. Прийmemo центр ваги зовнішньої вітки $z_0 = 50\text{мм}$, тоді відстань між центрами мас віток колони складе:

$$h_0 = h - z_0 = 1500 - 50 = 1450\text{мм} \quad (2.58)$$

Відстань y_1 від центра ваги перерізу до центра ваги найбільш навантаженої колони складе:

$$y_1 = \frac{|M_4|}{|M_4| + |M_3|} \cdot h_0 = \frac{1570.9}{1570.9 + 2012.3} \cdot 145 = 63\text{см} \quad (2.59)$$

Тоді відстань між центром ваги всієї колони і вітки:

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 63 = 82\text{см} \quad (2.60)$$

Знайдемо зусилля у вітках колони:

- У підкрановій вітці:

$$N_{B1} = N'_3 y_2 / h_0 + M_3 / h_0 = 3112.2 \cdot 82 / 145 + 1570.9 \cdot 100 / 145 = 2843\text{кН} \quad (2.61)$$

- У зовнішній вітці:

$$N_{B2} = N_4 \cdot y_1 / h_0 + M_4 / h_0 = 3100 \cdot 63 / 145 + 2012.3 \cdot 100 / 145 = 2735\text{кН} \quad (2.62)$$

Розрахунок підкранової вітки:

Знаходимо орієнтовну необхідну площу перерізу. Для цього задаємося коефіцієнтом поздовжнього згину $\varphi = 0,8$ і маркою сталі С245 з розрахунковим опором $R = 24\text{кН} / \text{м}^2$. Тоді:

$$A_{s1} = N_{s1} / \varphi R_y \gamma_c = 2843 / (0,8 \cdot 24) = 148\text{ см}^2; \quad (2.63)$$

Для забезпечення стійкості колони із площини рами приймаємо ширину вітки $(\frac{1}{20} - \frac{1}{30}) \cdot l_n^y$ довжини вітки, тобто в межах 70...109см

Приймаємо зварний двотавр з висотою 700 мм, товщина стінки 12 мм, товщина полиці 16 мм, ширина полиці 300 мм. Його геометричні характеристики:

$$A = 164.7 \text{ см}^2, J_x = 4556 \text{ см}^4, J_y = 125930 \text{ см}^4, i_x = 5.26 \text{ см}, i_y = 27.65 \text{ см}$$

Розрахунок зовнішньої вітки:

Для зручності прикріплення елементів решітки просвіт між внутрішніми гранями полиць приймаємо таким же, як у підкрановій вітці (66,8 мм). Товщину стінки швелера для зручності її з'єднання встик з полицею надкранової частини приймаємо рівною 16 мм.

$$A_{e1} = N_{e2} / \phi R_y \gamma_c = 2735 / (0,8 \cdot 24) = 142 \text{ см}^2; \quad (2.64)$$

Визначимо необхідну площу полиць:

$$A_n^{mp} = \frac{A_{e2} - t_{cm} \cdot h_{cm}}{2} = \frac{142 - 1,6 \cdot 57,6}{2} = 24.92 \text{ см}^2 \quad (2.65)$$

З умови місцевої стійкості полиці:

$$b_{II} / t_{II} \leq (0.38 + 0.08 \cdot \bar{\lambda}) \sqrt{E / R} \approx 15$$

Приймаємо: $b_n = 300 \text{ мм}$, $t_n = 16 \text{ мм}$, $A_n = 96 \text{ см}^2$

Геометричні характеристики вітки:

$$A_{e2} = 2 \cdot 30 \cdot 1,6 + 1,6 \cdot 66.8 = 203 \text{ см}^2$$

$$z_0 = \frac{1,6 \cdot 70 \cdot (0,7) + 96 \cdot 11}{203} = 5,75 \text{ см}$$

$$J_{x2} = \frac{66.8 \cdot 1,6^3}{12} + 66.8 \cdot 1,6 \cdot 4,5^2 + 2 \cdot \frac{1,6 \cdot 30^3}{12} + 2 \cdot 1,6 \cdot 30 \cdot 5,8^2 = 34216 \text{ см}^4$$

$$J_{y2} = \frac{1,6 \cdot 66.8^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 1,6^3}{12} + 30 \cdot 1,6 \cdot 29,3^2 \right) = 122178 \text{ см}^4$$

$$i_{x2} = \sqrt{34216 / 203} = 13 \text{ см}$$

$$i_{y2} = \sqrt{122178/203} = 24.5 \text{ см}$$

Уточнимо положення центра ваги:

$$h_0 = h - z_o = 1500 - 57.5 = 1442.5 \text{ мм}$$

$$y_1 = \frac{A_{e2}}{A_{e1} + A_{e2}} \cdot h_0 = \frac{203}{142 + 203} \cdot 1442.5 = 849 \text{ мм};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 1442.5 - 849 = 594 \text{ мм.}$$

Уточнюємо зусилля в вітках:

$$N_{B1} = N'_3 y_2 / h_0 + M_3 / h_0 = 3112.2 \cdot 59.4 / 144.25 + 1570.9 \cdot 100 / 144.25 = 2370 \text{ кН}$$

$$N_{B2} = N_4 \cdot y_1 / h_0 + M_4 / h_0 = 3100 \cdot 84.9 / 144.25 + 2012.13 \cdot 100 / 144.25 = 3219 \text{ кН}$$

Перевірка стійкості колони із площини дії моменту:

Підкранова вітка:

$$\sigma = N_{e1} / \phi_y A_{e1} = 2370 / (0,734 \cdot 164.7) = 18.8 \text{ кН / см}^2 \leq 24 \text{ кН / см}^2$$

де ϕ_y –: коефіцієнт поздовжнього згину визначається за формулою:

$$\lambda_y = l_y^y / i_y = 2190 / 27.65 = 79 \Rightarrow \phi_y = 0,734$$

З умови рівноваги підкранової вітки в площині і з площини рами визначаємо необхідну відстань між вузлами решітки:

$$\lambda_{x1} = l_{e1} / i_{x1} = \lambda_y = 79$$

$$l_{e1} = 56 \cdot i_{x1} = 79 \cdot 5.26 = 416 \text{ см}$$

Приймаємо $l_{e1} = 208 \text{ см}$ розділивши нижню частину колони на цілу частину панелей.

Перевірка стійкості віток колони в площині рами:

- Для підкранової вітки:

$$\sigma = N_{e1} / \phi_x A_{e1} = 2370 / (0,906 \cdot 164.7) = 17.7 \text{ кН / см}^2 < 24 \text{ кН / см}^2$$

Визначимо гнучкість вітки:

$$\lambda_{x1} = 208 / 5.26 = 40 \Rightarrow \phi_x = 0,906$$

- Для шатрової вітки:

$$\sigma = N_{e2} / \phi_x A_{e2} = 3219 / (0,978 \cdot 203) = 16.2 \text{ кН} / \text{см}^2 < 24 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Визначимо гнучкість вітки:

$$\lambda_{x1} = 208 / 13 = 16 \Rightarrow \phi_x = 0,978$$

Умова виконується.

2.6.4 Розрахунок розкосів решітки колони

Найбільша поперечна сила $Q = 197.3 \text{ кН}$. Розрахункова сила окрім цього наближено не повинна бути менше $200 \cdot A$ (для сталі марки С245) тобто , $Q_{fc} \approx 0,2 \cdot A = 0,2 \cdot 372.7 = 74.54 \text{ кН}$ Де $A = 372.7 \text{ см}^2$ площа перерізу колони.

Розраховуємо на велику силу, тобто на $Q = 197.3 \text{ кН}$. Зусилля в розкосі, враховуючи рівномірну передачу сил на дві площини, знайдемо за формулою:

$$N_p = Q / 2 \cdot \sin \alpha = 197.3 / 2 \cdot 0,85 = 116 \text{ кН} \quad (2.66)$$

$$\text{де: } \sin \alpha = \frac{h_H}{h_p} = 150 / \sqrt{150^2 + (180/2)^2} = 0,85; \alpha = 60^\circ$$

Знаходимо необхідну площу розкоса. Задамося $\lambda_p = 100$, $\varphi = 0,56$;

$$A_{mp}^p = \frac{N_p}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma} = \frac{116}{0,56 \cdot 24 \cdot 0,75} = 11,5 \text{ см}^2 \quad (2.67)$$

де $\gamma = 0,75$ –: для стисненого кутника привареного до колони 1 полицею.

Приймаємо $\perp 100 \times 7$. Його геометричні характеристики:

$$A = 13,8 \text{ см}^2, \quad i_{\min} = 1,98 \text{ см}^2.$$

Довжина розкосу: $l_p = h / \sin \alpha = 150 / 0,85 = 176 \text{ см}$

Визначимо гнучкість $\lambda_p = l_p / i_{\min} = 176 / 1,98 = 89 \Rightarrow \phi = 0,665$

Перевіряємо напруження в розкосі:

$$\sigma = N_p / \phi A_p = 116 / 0,665 \cdot 11,5 = 15,1 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,75 = 18 \text{ кН / см}^2$$

Перевірка несучої здатності всього перерізу

Перевіряємо несучу здатність всього перерізу нижньої частини колони в площині дії моменту.

Попередньо обчислюємо геометричні величини всього перерізу:

- площа

$$A = A_{e1} + A_{e2} = 164,7 + 203 = 367,7 \text{ см}^2 \quad (2.68)$$

- Момент інерції щодо осі x-x:

$$J_x = A_{e1} \cdot y_1^2 + A_{e2} \cdot y_2^2 = 164,7 \cdot 84,9^2 + 203 \cdot 59,4^2 = 1903416 \text{ см}^4 \quad (2.69)$$

- Радіус інерції:

$$i_x = \sqrt{J_x / A} = \sqrt{1903416 / 367,7} = 72 \text{ см} \quad (2.70)$$

- Гнучкість у нижній частині:

$$\lambda_x = l_n^x / i_x = 2328 / 72 = 32 \quad (2.71)$$

- Приведена гнучкість:

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot (A / A_{p1})} \quad (2.72)$$

де $\alpha_1 = 17$: при куті нахилу розкоса $\alpha = 60^\circ$

A_{p1} - площа розкоса по двом граням перерізу колони, попередньо приймаємо з кутника \perp 100x7 має площу $A = 13,8 \text{ см}^2$, тоді сумарна площа дорівнює $A_{p1} = 2 \cdot A = 2 \cdot 13,8 = 27,6 \text{ см}^2$,

$$\text{Тоді: } \lambda_{np} = \sqrt{32^2 + 17 \cdot (367.7 / 27,6)} = 35$$

- Відносна приведена гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{np} = \lambda_{np} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 35 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,05 \cdot 10^4}} = 1.2 \quad (2.73)$$

Для комбінацій зусиль довантажуюємо зовнішню вітку.

- Відносний ексцентриситет

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot J_x} \cdot (y_2 + z_0) = \frac{201213 \cdot 367.7}{3100 \cdot 1903416} \cdot (59.4 + 5,75) = 0,81 \quad (2.74)$$

- Ексцентриситет з урахуванням коефіцієнта впливу форми перерізу:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,69 \cdot 0,81 = 1,37 \quad (2.75)$$

Де η – вплив форми перерізу визначається за формулою, з урахуванням того, що $0,1 \leq m \leq 5$

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\lambda = (1,90 - 0,1 \cdot 0,81) - 0,02(6 - 0,81)1.2 = 1,69$$

Перевіряємо умову стійкості:

$$\sigma = N / \phi_{en} \cdot A = 3100 / 0,420 \cdot 367.7 = 20 < R_y \gamma_c = 24 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

де ϕ_{en} – : коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стиску [11], в залежності від умовної гнучкості стрижня $\bar{\lambda}_{np} = 1.2$ і відносного ексцентриситету. $m_{ef} = 1,37$ $\phi_{en} = 0,420$.

Умова виконується, стійкість вітки забезпечена.

Для комбінацій зусиль довантажуюємо зовнішню вітку.

- Відносний ексцентриситет

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot J_x} \cdot y_1 = \frac{1570.9 \cdot 367.7}{3112.2 \cdot 1903416} \cdot 84.9 = 0,82$$

- Ексцентриситет з урахуванням коефіцієнта впливу форми перерізу:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,69 \cdot 0,82 = 1.386$$

Де η –: вплив форми перерізу визначається за формулою, з урахуванням того, що $0,1 \leq m \leq 5$

- Ексцентриситет з урахуванням коефіцієнта впливу форми перерізу:

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 0,82) - 0,02 \cdot (6 - 0,82) \cdot 1,2 = 1,69$$

Перевіряємо умову стійкості:

$$\sigma = N / \phi_{en} \cdot A = 3112,2 / 0,406 \cdot 367,7 = 20,8 < R_{y,c} = 24 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

де ϕ_{en} –: коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стиску [11], в залежності від умовної гнучкості стрижня $\bar{\lambda}_{np} = 1,2$ і відносного ексцентриситету $m_{ef} = 1,386$ $\phi_{en} = 0,406$

Умова виконується, стійкість вітки забезпечена.

Стійкість наскрізної колони, як єдиного стрижня, з площини дії моменту перевіряти не потрібно, так як вона забезпечена перевіркою окремих стрижнів.

2.6.5 Розрахунок і конструювання стиків верхньої і нижньої частин колони

Основна вимога до стику – забезпечення передачі зусилля від верхньої частини колони до нижньої [8-10]. Прикріплення верхньої частини позацентрово-стислої колони до нижньої звичайно проектується за допомогою двох-або одностінної траверси. Траверса працює на згин як балка на двох опорах. Для підвищення загальної жорсткості вузла з'єднання частин колон додатково ставлять ребра жорсткості і горизонтальні діафрагми. З'єднання за допомогою траверси простіше у виготовленні. Однак жорсткість вузла з двостінною траверсою вище, ніж з одностінною, тому при виборі типу траверси необхідно враховувати, як умову виконання робіт, так і забезпечення стійкості колон, особливо при високих і сильно навантажених колонах.

Необхідні дані для розрахунку:

$$\text{- Перший переріз: } M_2 = -880 \text{ kH} \cdot \text{m} \quad N_2 = -167,3 \text{ kH}$$

$$\text{- другий переріз: } M_2 = 192,12 \text{ kH} \cdot \text{m} \quad N_2 = -612,3 \text{ kH}$$

- Максимальний тиск крана: $D_{\max} = 2033кН$

Міцність стикового шва перевіряємо по нормальним напруженням в крайніх точках перерізу надкранової частини. Площа шва дорівнює площі перерізу колони [8-10].

1-а комбінація М і N:

- Зовнішня полиця:

$$\sigma = \frac{|N|}{A_0} + \frac{|M|}{W} = \frac{167.3}{256,6} + \frac{880 \cdot 100}{8642} = 11кН / см^2 \leq R_{ce} = 24кН / см^2 \quad (2.76)$$

- Внутрішня полиця:

$$\sigma = \frac{|N|}{A_0} - \frac{|M|}{W} = \frac{167.3}{256,6} - \frac{880 \cdot 100}{8642} = 9,5см^2 \leq R_{ce} = 24 \cdot 0,85 = 20,4кН / см^2 \quad (2.77)$$

2-я комбінація М і N:

- Зовнішня полиця:

$$\sigma = \frac{|N|}{A_0} + \frac{|M|}{W} = \frac{612.3}{256,6} + \frac{192.12 \cdot 100}{8642} = 4,6кН / см^2 \leq R_{ce} = 24кН / см^2$$

- Внутрішня полиця:

$$\sigma = \frac{|N|}{A_0} - \frac{|M|}{W} = \frac{612.3}{256,6} - \frac{192.12 \cdot 100}{8642} \approx 0.16$$

Товщину стінки траверси визначаємо з умови зминання:

$$t_{mp} \geq \frac{D_{\max}}{l_{cm} \cdot R_{cm} \cdot \gamma} = \frac{2033}{60 \cdot 36,1} = 1,25см \quad (2.78)$$

Приймаються товщину траверси $t_{mp} = 1,4см$

де: $l_{cm} = b_{on} + 2 \cdot t_{nl} = 56 + 2 \cdot 2 = 60см$ - довжина зминальної поверхні,

приймаємо товщину плити $t_{nl} = 2см$.

$R_{cm,m} = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{370}{1,025} = 361МПА$ - розрахунковий опір зминання.

Зусилля у внутрішній полиці верхньої частини колони:

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_e} = \frac{612.3}{2} + \frac{192.12 \cdot 100}{100} = 498.2кН \quad (2.79)$$

Довжина шва кріплення вертикального ребра траверси до стінки траверси:

$$l_{u2} = N_n / 4k_u (\beta \cdot \gamma_y^{ce} \cdot R_y^{ce})_{\min} \gamma_c \quad (2.80)$$

Застосовуємо напівавтоматичне зварювання дротом марки СВ-08А, $d = 1,4 \dots 2 \text{ мм}$, $\beta_u = 0,9$, $\beta_z = 1,05$.

Катет шва $k_u = 8 \text{ мм}$, $\gamma_{y.u}^{c6} = \gamma_{y.c}^{c6} = 1$, $R_{y.u}^{c6} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$

$R_{y.c}^{c6} = 165 \text{ МПа} = 16,5 \text{ кН/см}^2$

$$\beta_u \cdot R_{y.u}^{c6} \cdot \gamma_{y.u}^{c6} = 0,9 \cdot 18 \cdot 1 = 16,2 < \beta_c \cdot R_{y.c}^{c6} \cdot \gamma_{y.c}^{c6} = 1,05 \cdot 16,5 = 17,3 \text{ кН/см}^2$$

Тоді: $l_{u2} = 498,2 / 4 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1 = 9,6 \text{ см} \Rightarrow l_{u2} < 85 \cdot \beta_u \cdot k_u = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}$

Приймаємо довжину шва $l_{u2} = 10 \text{ см}$

Для розрахунку шва кріплення траверси до підкранової вітки (ШЗ) складаємо комбінацію зусиль, що дає найбільшу опорну реакцію траверси. Такою комбінацією буде поєднання навантажень 1,3,7 яким відповідають зусилля: $M_2 = -880 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_2 = -167,3 \text{ кН}$

$$N = \frac{N \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + D_{\max} \cdot 0,9 = \frac{167,3 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{(-880) \cdot 100}{150} + 2033 \cdot 0,9 = 2472 \text{ кН} \quad (2.81)$$

Необхідна довжина шва:

$$l_{u3} = N / 4k_u (\beta \cdot \gamma_y^{c6} \cdot R_y^{c6})_{\min} \gamma_c = 3100 / 4 \cdot 0,8 \cdot 16,2 = 59,8 \text{ см} \quad (2.82)$$

$$l_{u3} < 85 \cdot \beta_u \cdot k_u = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}$$

Приймаємо довжину шва $l_{u3} = 60 \text{ см}$.

З умови міцності стінки підкранової вітки в місці кріплення траверси визначаємо висоту траверси h_{np} :

$$h_{np} \geq N / 2 \cdot t_{cm.6} \cdot R_{cp} \cdot \gamma = 3100 / 2 \cdot 1,2 \cdot 13,86 \cdot 1 = 93,2 \text{ см} \quad (2.83)$$

де: $t_{cm.6} = 12 \text{ мм}$ - товщина стінки підкранової гілки.

Приймаємо висоту траверси $h_{np} = 100 \text{ см}$

$$R_{cp} = 0,58 \cdot \frac{R_{ym}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{24,5}{1,025} = 13,86 \text{ кН} \quad (2.84)$$

де γ_m - коефіцієнт надійності за матеріалом.

Приймаємо висоту траверси $h_{mp}=100\text{см}$. Нижній пояс траверси приймаємо конструктивно з листа 570x14 мм, верхні горизонтальні ребра - з двох листів 220x14мм.

Знайдемо геометричні характеристики траверси:

- Центр мас:

$$y_1 = \sum A_i \cdot y_i / \sum A_i = \frac{2 \cdot 30 \cdot 1,4 \cdot 69,3 + 57 \cdot 1,4 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 88,6 \cdot 45,7}{2 \cdot 30 \cdot 1,4 + 57 \cdot 1,4 + 88,6 \cdot 1,4} = 40\text{см} \quad (2.85)$$

$$y_2 = h - y_1 = 90 - 40 = 50\text{см} \quad (2.86)$$

- Момент інерції перерізу:

$$J_x = \frac{1,4 \cdot 88,6^3}{12} + 1,4 \cdot 88,6 \cdot 7,7^2 + 2 \cdot (30 \cdot 1,4 \cdot 32^2) + 57 \cdot 1,4 \cdot 36,3^2 = 413859\text{см}^4 \quad (2.87)$$

- Мінімальний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{J_x}{y_1} = \frac{413859}{40} = 10346\text{см}^3 \quad (2.88)$$

Максимальний згинальний момент в траверсі:

$$M = \left(\frac{N \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} \right) \cdot (h_n - h_g) = \left(\frac{612,3 \cdot 1}{2 \cdot 1,5} - \frac{167,3}{1,5} \right) \cdot (1,50 - 1) = 46,3\text{кН} \cdot \text{м} \quad (2.89)$$

Напруження в траверсі:

$$\sigma_{mp} = \frac{M}{W_{\min}} = \frac{46,3 \cdot 100}{10346} = 0,44\text{кН} / \text{см}^2 \leq 24\text{кН} / \text{см}^2 \quad (2.90)$$

Максимальна поперечна сила в траверсі:

$$Q_{\max} = \frac{N \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + k \cdot 0,9 \cdot \frac{D_{\max}}{2} = \frac{612,3 \cdot 1}{2 \cdot 1,5} - \frac{167,3}{1,5} + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{2033}{2} = 1190\text{кН} \quad (2.91)$$

де: $k = 1,2$ - коефіцієнт враховує нерівномірну передачу зусилля D_{\max}

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{\max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{1190}{1,4 \cdot 90} = 9,44\text{кН} / \text{см}^2 \leq 13,86\text{кН} / \text{см}^2$$

Умова виконується.

2.6.6 Розрахунок бази колони

У наскрізних колонах використовують, як правило, роздільні бази. Вони прості у виготовленні та економічні. Базу під кожною віткою розміщують симетрично щодо її осі і розраховують на центральний стиск від

максимальних зусиль, що діють на вітку. Складається база з опорної плити, траверси, ребер, опорних столиків і анкерних болтів.

На рівні верхнього обрізу фундаменту згідно розрахунку діють наступні зусилля:

$$M_3 = 2012.13 \text{ kH} \cdot \text{м} \quad N_3 = -3100 \text{ kH} \quad Q_4 = 99.7 \text{ kH}$$

$$M'_4 = -870.3 \text{ kH} \cdot \text{м}$$

$$N'_4 = 3428 \text{ kH}$$

$$Q'_4 = 254.3 \text{ kH}$$

Уточнюємо зусилля в вітках:

- На підкранову вітку при врахуванні $M_4 = -870.3 \text{ kH} \cdot \text{м}$ $N_3 = -3428 \text{ kH}$

$$N_{b1} = N'_4 \cdot y_2 / h_0 + M_4 / h_0 = 3428 \cdot 82 / 145 + 870.3 \cdot 100 / 145 = 2539 \text{ kH} \quad (2.92)$$

- Для розрахунку шатрової (зовнішньої) вітки:

$$M_4 = 2012.13 \text{ kH} \cdot \text{м} \quad N_4 = -3100 \text{ kH}$$

$$N_{b2} = N'_4 \cdot y_1 / h_0 + M_3 / h_0 = 3100 \cdot 63 / 145 + 2012.13 \cdot 100 / 145 = 2734.7 \text{ kH} \quad (2.93)$$

Для фундаменту за завданням прийнято бетон класу В40, для якого згідно [14] розрахунковий опір бетону осьовому стиску $R_b = 8,5 \text{ МПа}$. Базу (3 клас конструкцій) проектують зі сталі марки С245, зварювання здійснюється електродами Е42.

Розрахунок плити:

Необхідна площа опорної плити при центральному стиску вітки

$$A_{nl}^{mp} = N_{b1} / R_b \quad (2.94)$$

Шириною плити B :

$$B \geq b_k + 2c_2 \quad (2.95)$$

де: b_k – ширина перерізу вітки (60см);

c_2 – виступ плити з конструктивних міркувань повинен бути не менше 4 см.

Приймаю $c_2 = 4 \text{ см}$

Довжина плити:

$$L_{nl}^{mp} = A_{nl}^{mp} / B \quad (2.96)$$

Визначаємо ширину плити:

$$B \geq b_k + 2c_2 = 60 + 2 \cdot 4 = 68 \text{ см}$$

Необхідну площу плити:

- Для підкранової вітки:

$$A_{\epsilon 1} = N_{\epsilon 1} / \gamma R_b = 2539 / 1,2 \cdot 0,85 = 2489 \text{ см}^2 \quad (2.97)$$

- Для зовнішньої (шатрової) вітки:

$$A_{\epsilon 2} = N_{\epsilon 2} / R_b = 2734,7 / 1,2 \cdot 0,85 = 2681 \text{ см}^2 \quad (2.98)$$

Довжина плити:

- Для підкранової вітки:

$$L_{\epsilon 1} = A_{\epsilon 1} / B = 2489 / 68 = 36 \approx 40 \text{ см} \quad (2.99)$$

- Для зовнішньої (шатрової) вітки:

$$L_{\epsilon 2} = A_{\epsilon 2} / B = 2681 / 68 = 39 \approx 40 \text{ см} \quad (2.100)$$

Приймаю довжину плити: для підкранової вітки $L_1 = 40 \text{ см}$, для шатрової вітки $L_1 = 40 \text{ см}$, .

Визначаємо фактичну площу плити:

- Для підкранової вітки:

$$A_{\epsilon 1}^{\text{фак}} = B \cdot L_1 = 68 \cdot 40 = 2720 \text{ см}^2 \quad (2.101)$$

- Для зовнішньої (шатрової) вітки:

$$A_{\epsilon 2}^{\text{фак}} = B \cdot L_2 = 68 \cdot 40 = 2720 \text{ см}^2 \quad (2.102)$$

Середнє напруження під плитою:

- Для підкранової вітки:

$$\sigma_{cp} = N_{\epsilon 1} / A_{\epsilon 1}^{\text{фак}} = 2539 / 2720 = 0,93 \text{ кН} / \text{см}^2 \quad (2.103)$$

- Для зовнішньої (шатрової) вітки:

$$\sigma_{cp} = N_{\epsilon 2} / A_{\epsilon 2}^{\text{фак}} = 2734 / 2720 = 1 \text{ кН} / \text{см}^2 \quad (2.104)$$

Відстань між траверсами у світлі:

- Для підкранової вітки:

$$b_n = 30 \text{ см.}$$

- Для шатрової вітки:

$$2 \cdot (b_n + t_{cm} - z_0) = 2 \cdot (30 - 5,75) = 51,3 \text{ см,}$$

При товщині траверси 14 мм виступ плити:

- Для підкранової вітки:

$$c_1 = (40 - 30 - 2 \cdot 1,4) / 2 = 3,5 \text{ см}$$

- Для зовнішньої (шатрової вітки):

$$c_1 = (40 - 51,3 - 2 \cdot 1,4) / 2 < 0$$

Визначаємо згинальні моменти на окремих ділянках плити:

1) Для підкранової вітки.

- Ділянка 1 (консольний виступ $c_1 = c_1 = 3,5$ см):

$$M_1 = \sigma_{cp} \cdot c_1^2 / 2 = 0,93 \cdot 1,1^2 / 2 = 0,56 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

- Ділянку 2 (консольний виступ $z = c_2 = 4$ см):

$$M_2 = \sigma_{cp} \cdot c_2^2 / 2 = 0,93 \cdot 4^2 / 2 = 7,44 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

- Ділянка 3 (плита, оперта на 4 сторони; $\alpha = 0,125$):

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{cp} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,93 \cdot 16,2^2 = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

- Ділянка 4 (плита, оперта на 4 сторони; $\alpha = 0,125$):

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma_{cp} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,93 \cdot 16,2^2 = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{\max} = M_3 = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

2) Для шатрової вітки.

- Ділянка 1 (консольний звис $c_1 = c_1 = 3,5$ см):

- Ділянка 4 (плита, оперта на 4 сторони; $\alpha = 0,125$):

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma_{cp} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 1 \cdot 22,8^2 = 65 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{\max} = M_4 = 65 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Визначаємо необхідну площу плити:

- Для підкранової вітки: $t_{nl} = \sqrt{6 \cdot M_{\max} / R} = \sqrt{6 \cdot 30,5 / 24} = 2,76 \text{ см}$

- Для зовнішньої (шатрової вітки): $t_{nl} = \sqrt{6 M_{\max} / R} = \sqrt{6 \cdot 65 / 24} = 4 \text{ см}$

де: $R = 24 \text{ кН} / \text{см}^2$ – розрахунковий опір для сталі С245 товщиною до 20 мм.

Приймаємо $t_{nl} = 40 \text{ мм}$ (2-3 мм - припуск на фрезерування).

Висоту траверси визначаємо з умов розміщення шва кріплення траверси до вітки колони. У запас міцності всі зусилля в вітці передаємо на траверсу через 4 кутових шва. Зварювання напівавтоматичне дротом марки Св-08А,

$$d = 1,4 \dots 2 \text{ мм}, k_{ш} = 8 \text{ мм}.$$

Визначимо мінімальну довжину шва:

- Для підкранової вітки:

$$l_{ш} = \frac{N_{e1}}{4 \cdot k_{ш} \cdot (\beta \cdot R_y^{св} \cdot \gamma_y^{св})} = \frac{2539}{4 \cdot 0,8 \cdot 16,2} = 49 \text{ см}. \quad (2.105)$$

- Для зовнішньої (шатрової вітки):

$$l_{ш} = \frac{N_{e2}}{4 \cdot k_{ш} \cdot (\beta \cdot R_y^{св} \cdot \gamma_y^{св})} = \frac{2734}{4 \cdot 0,8 \cdot 16,2} = 52,7 \text{ см}. \quad (2.106)$$

Необхідна довжина шва:

$$l_{ш} < 85 \cdot \beta \cdot k_{ш} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту траверси для підкранової колони - $h_{тр} = 50 \text{ см}$, а для шатрової вітки - $h_{тр} = 53 \text{ см}$.

2.6.7 Розрахунок анкерних болтів.

Необхідну площу нетто перерізу анкерних болтів визначають за формулою:

$$A_{bn} = (M - Na) / yR_{ba} \quad (2.107)$$

де: M , N - момент і нормальні сили, що діють в рівні верхнього обріза фундаменту, що визначаються при виборі найгіршого випадку завантаження, коли спостерігається максимальний момент M_{\max} і відповідна цьому моменту мінімальна сила $N_{\text{сост}}$. У нашому випадку $M_4 = 2012,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$ і $N_4 = 3100 \text{ кН}$;

$a = 81,5 \text{ см}$ - Відстань від осі колони до середини опорної плити підкранової вітки;

$y = 149,8 \text{ см}$ - Відстань між осями анкерних болтів.

$R_{ba} = 175 \text{ МПа}$ - Розрахунковий опір розтягування анкерних болтів зі сталі марки 09Г2С.

Тоді площа поверхні перерізу болтів:

$$A_{bn} = (201213 - 3100 \cdot 81,5) / 169,8 \cdot 17,5 = 27,38 \text{ см}^2$$

Тоді площа поверхні перерізу одного болта дорівнює

$$A_{bn1} = A_{bn} / 4 = 27,38 / 4 = 6,85 \text{ см}^2$$

По ГОСТ 24379.0-80 [3.табл 6,3.] знаходимо найближчий діаметр 36мм, розрахункова площа перерізу нетто $A_{bn} = 8,2 \text{ см}^2$, що більше підрахованої

$$A_{bn1} = 6,85 \text{ см}^2$$

2.6.8 Розрахунок надколонника

Тиск від кроквяної ферми $N = 875 \text{ кН}$. Торець плити оголовка призначаємо 20мм. тоді:

$$F_{cm} = \frac{N}{R_{cm}} = \frac{875}{36} = 24,3 \text{ см}^2 \quad (2.108)$$

де: $R_{cm} = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{370}{1,025} = 360 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір торцевого змінання для сталі С245

З плити оголовка тиску ферми передається на вертикальні ребра колони через їх фрезеровані торці.

Конструктивно приймаємо переріз ребра 80х8 мм. Призначаємо товщину швів 8 мм, яка з'єднає опорні ребра зі стінкою колони.

Тоді довжину ребра визначимо за формулою:

$$l_p = \frac{N}{4 \cdot R \cdot (\beta \cdot R \cdot \gamma)} = \frac{875}{4 \cdot 0,7 \cdot 16,2 \cdot 0,8} = 24 \text{ см} \quad (2.109)$$

Перевіряємо роботу ребер на зріз:

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_p \cdot \delta_p} = \frac{875}{2 \cdot 24 \cdot 0,8} = 22,8 \text{ кН / см}^2 > R_{cp} = 13,8 \text{ кН / м}^2 \quad (2.110)$$

Оскільки дотичні напруження більше розрахункового опору на зріз, збільшуємо довжину ребра до 40 мм. Перевіряємо умову:

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_p \cdot \delta_p} = \frac{875}{2 \cdot 40 \cdot 0,8} = 13,6 \text{кН} / \text{см}^2 < R_{cp} = 13,8 \text{кН} / \text{м}^2$$

Умова виконується, довжина ребер достатня.

2.7. Розрахунок підкранової балки.

2.7.1. Навантаження на підкранову балку.

Для крана $Q=100\text{т}$, середнього режиму роботи найбільше вертикальне зусилля на колеса $F_{к1}'' = 476\text{кН}$, $F_{к2}'' = 485\text{кН}$ маса візочка $G_B = 412\text{кН}$, тип кранової рейки $KP-120$.

Схема кранового навантаження показана на *рис.5.1.а*

Поперечне горизонтальне зусилля на колесо при розрахунку підкранових балок при середньому режимі роботи крана:

$$T_{к}'' = \frac{0,1 \cdot (9,8Q + G_B)}{n_0} = \frac{0,1 \cdot (9,8 \cdot 100 + 412)}{4} = 34,8 \text{кН} \quad (2.111)$$

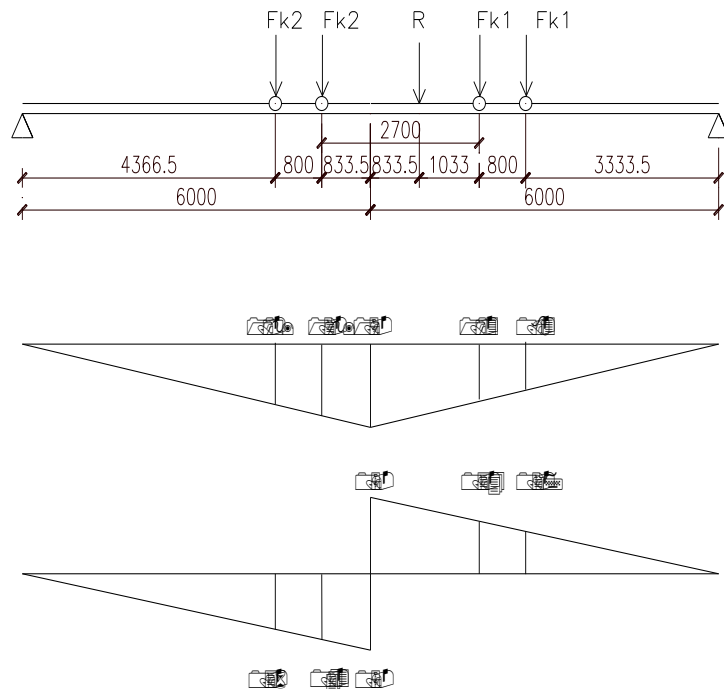
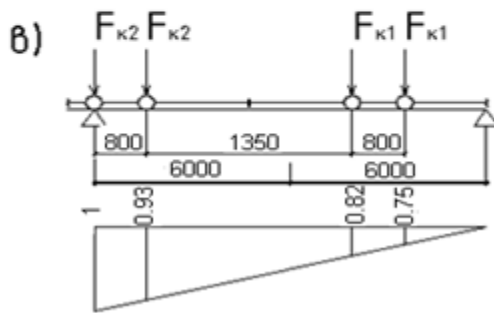
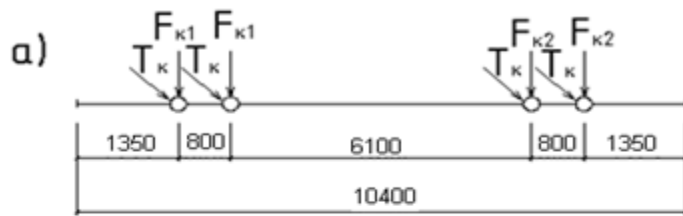
де $n_0 = 4$ - кількість коліс з одного боку крана.

Розрахункові значення зусиль на колесо крана:

$$F_{K1} = \gamma_n \cdot n \cdot n_c \cdot k_1 \cdot F_{K1}'' = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 476 = 520 \text{кН}$$

$$F_{K2} = \gamma_n \cdot n \cdot n_c \cdot k_1 \cdot F_{K2}'' = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 485 = 530 \text{кН}$$

$$T_{K1} = T_{K1} = T_K = \gamma_n \cdot n \cdot n_c \cdot k_1 \cdot T_K'' = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 34,8 = 38 \text{кН}$$



Б)

Рис.2.3. До розрахунку підкранової балки.

2.7.2.Визначення розрахункових зусиль.

Максимальний момент виникає в перерізі, близькому до середини прольоту. Завантажуємо лінію впливу моменту в середині перерізу, встановлюючи крани найбільш невигідним чином.

Розрахунковий момент від вертикального навантаження:

$$M_x = \alpha \cdot \sum F_k \cdot y_i = 1,05 \cdot (485 \cdot 1,29 + 485 \cdot 1,09 + 476 \cdot 1,03 + 476 \cdot 0,83) = 2141,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

де: y_i - ордината лінії впливу; $\alpha = 1,05$ - коефіцієнт, що враховує власну вагу підкранової конструкції і тимчасового навантаження на гальмівній площадці.

Розрахунковий момент від вертикального навантаження:

$$M_y = \sum T_k \cdot y_i = 34,8 \cdot (1,09 + 1,29 + 1,03 + 0,83) = 147,5 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.112)$$

Для визначення максимальної поперечної сили завантажуюмо лінію впливу поперечної сили на опорі (рис. 5.1.в):

$$Q_x = \alpha \cdot \sum F_k \cdot y_i = 1,05 \cdot (485 \cdot 0,93 + 476 \cdot 0,82 + 476 \cdot 0,75) = 1198,37 \text{ кН}$$

$$Q_y = \sum T_k \cdot y_i = 34,8 \cdot (0,93 + 0,82 + 0,75) = 87 \text{ кН}$$

2.7.3. Підбір перерізу підкранової балки.

Приймаємо підкранову балку симетричного перерізу з гальмівною конструкцією в вигляді листа із рифленої сталі $t = 8 \text{ мм}$ і швелера №20 [1,3]. Значення коефіцієнта β визначають за формулою:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{M_y}{M_x} \cdot \frac{h_B}{h_T} = 1 + 2 \cdot \frac{147,5}{2141,6} \cdot \frac{0,8}{1,5} = 1,07 \quad (2.113)$$

де: $h_B = 800 \text{ мм}$ - висота підкранової балки; $h_T = h_H = 1500 \text{ мм}$ - ширина перерізу гальмівної конструкції (рівна висоті нижньої частини перерізу);

Необхідний момент опору:

$$W_{x, \text{нec}} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y} = \frac{214160 \cdot 1,07}{240 \cdot (0,1)} = 9548 \text{ см}^3 \quad (2.114)$$

де $R_y = 240 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір сталі 18пс.

Задаємося $\lambda_w = h_w / t_w = 120$

Оптимальна висота балки:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot \lambda_w \cdot W_{X,nec}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 5862} = 119 \text{ см} \quad (2.115)$$

Мінімальна висота балки:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\gamma \cdot R_y \cdot l}{\beta \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{M_H}{M_X} = \frac{5}{24} \cdot \frac{240 \cdot (0,1) \cdot 600}{1,07 \cdot 2,06 \cdot 10^4} \cdot 500 \cdot \frac{109660}{214160} = 35 \text{ см} \quad (2.116)$$

де: M_H - момент від завантаження балки одним краном.

Значення M_H визначаємо за лінією впливу (рис.5.1.б); сума ординат лінії впливу при навантаженні від одного крана $\sum y_i = 1,29 + 1,09 = 2,38$:

$$M_H = \gamma_n \cdot \sum F_{K2}^H \cdot y_i = 0,95 \cdot 485 \cdot 2,38 = 1096,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.117)$$

$[l/f] = 500$ - для кранів середнього режиму роботи.

Приймаємо $h_B = 860 \text{ мм}$.

Задаємося товщиною полицок $t_f = 30 \text{ мм}$, тоді:

$$h_w = h_B - 2 \cdot t_f = 860 - 2 \cdot 30 = 800 \text{ мм}$$

З умови зрізу стінки силою Q_X :

$$t_w \geq 1,5 \cdot \left(\frac{Q_X}{h_w \cdot R_{зп}} \right) = 1,5 \cdot \left(\frac{1198,37}{80 \cdot 140 \cdot (0,1)} \right) = 1,6 \text{ см}$$

Приймаємо $t_w = 16 \text{ мм}$.

$$\lambda_w = h_w / t_w = 800 / 16 = 50 < 120$$

Розміри поясних листів визначаємо за формулами:

$$I_{X,nec} = \frac{W_{X,nec} \cdot h_B}{2} = \frac{9548 \cdot 80}{2} = 381920 \text{ см}^4; \quad (2.118)$$

$$I_w = \frac{1,6 \cdot 80^3}{12} = 68267 \text{ см}^4 \quad (2.119)$$

$$A_{f, \text{необ}} = \frac{(I_{X, \text{необ}} - I_w)}{2 \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2}\right)^2} = \frac{(381920 - 68267)}{2 \cdot \left(\frac{80 + 3}{2}\right)^2} = 91 \text{ см}^2 \quad (2.120)$$

Приймаємо пояс із листа перерізом 350x30мм, $A_f = 105 \text{ см}^2$. Стійкість поясу забезпечена, оскільки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{(b_f - t_w)/2}{t_f} = \frac{(35 - 1,6)/2}{3} = 5,57 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,6$$

За отриманими даними komponуємо переріз балки (рис.5.2.).

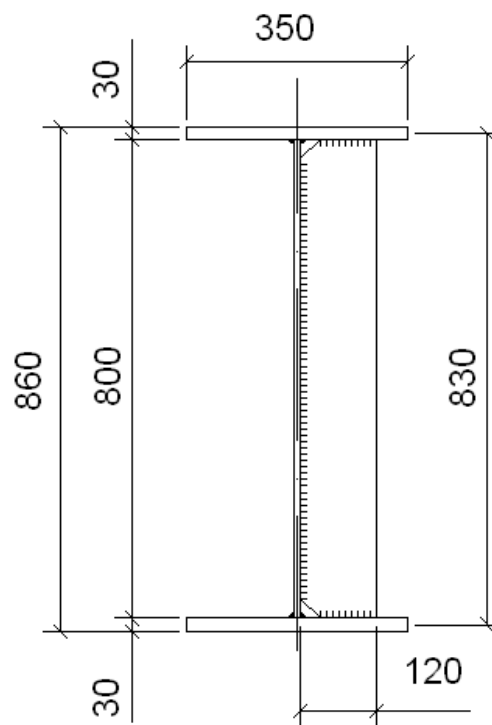


Рис.2.4.Переріз підкранової балки.

2.7.4.Перевірка міцності перерізу.

Визначимо геометричні характеристики прийнятого перерізу.

Відносно осі x-x:

$$I_x = \frac{1,6 \cdot 80^3}{12} + 3 \cdot 35 \cdot 2 \left(\frac{80}{2} + 1,6 \right)^2 = 457643 \text{ см}^4;$$

$$W_x^A = \frac{I_x}{h_B/2} = \frac{457643}{86/2} = 10643 \text{ см}^3;$$

Геометричні характеристики гальмівної балки відносно осі $y-y$ (в склад гальмівної балки входить верхній пояс, гальмівний лист і швелер):

$$x_0 = (0,6 \cdot 107 \cdot 67 + 23,4 \cdot 119,9) / (0,6 \cdot 107 + 23,4 + 2 \cdot 35) = 45,1 \text{ см}$$

$$I_y = \frac{0,6 \cdot 107^3}{12} + 0,6 \cdot 107 \cdot (67 - 45,1)^2 + 23,4 \cdot (119,9 - 45,1)^2 + 35 \cdot 2 \cdot 45,1^2 + \frac{2 \cdot 35^3}{12} = 372494 \text{ см}^4$$

$$W_y^A = \frac{I_y}{x_A} = \frac{372494}{62,6} = 5950 \text{ см}^3;$$

Провіримо нормальні напруження в верхньому поясі (т.А):

$$\sigma_x^A = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{M_y}{W_y^A} = \frac{214160}{10643} \cdot (10) + \frac{14750}{5950} \cdot (10) = 225 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$$

Міцність стінки на дію дотичних напружень на опорі забезпечена, оскільки прийнята товщина стінки більша ніж визначена з умови зрізу.

Жорсткість балки також забезпечена, оскільки прийнята висота балки $h_B = 84 \text{ см} > h_{\min} = 69 \text{ см}$.

Перевіримо міцність стінки балки від дії місцевих напружень під колесом крана:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma \cdot F_K}{t_w \cdot l_0} = \frac{1,4 \cdot 485}{1,6 \cdot 31 \cdot (0,1)} = 137 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

де: $\gamma = 1,4$ - коефіцієнт умов роботи;

$$F_K = F_K^H \cdot n \cdot \gamma_n = 485 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 507 \text{ кН};$$

$$l_0 = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{f1}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{1389}{1,6}} = 31 \text{ см};$$

$$I_{f1} = I_P + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} = 1310 + \frac{35 \cdot 3^3}{12} = 1389 \text{ см}^4$$

$I_P = 1310 \text{ см}^4$ - момент інерції рейки КР-120;

$c = 3,25$ - коефіцієнт податливості спряження пояса і стінки для зварних балок.

Місцева стійкість стисненого верхнього поясу забезпечена, оскільки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{16,9}{3} = 5,63 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,6$$

Приведена гнучкість стінки:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{83}{1,6} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,8;$$

Оскільки приведена гнучкість стінки підкранової балки $\overline{\lambda}_w = 1,8 < 2,5$, для балок з двобічними поясними швами місцеву стійкість стінки перевіряти не треба. З конструктивних міркувань встановлюємо три односторонні ребра жорсткості з кроком $a = 150 \text{ см} < a_{\max} = 2 \cdot h_w = 2 \cdot 76 = 152 \text{ см}$.

Товщина ребра $t = 14 \text{ мм}$;

Ширина ребра (одностороннє ребро):

$$b_h = \frac{h_w}{24} + 50 = \frac{800}{24} + 50 = 85 \text{ мм};$$

Приймаємо ширину ребра $b_h = 120 \text{ мм}$.

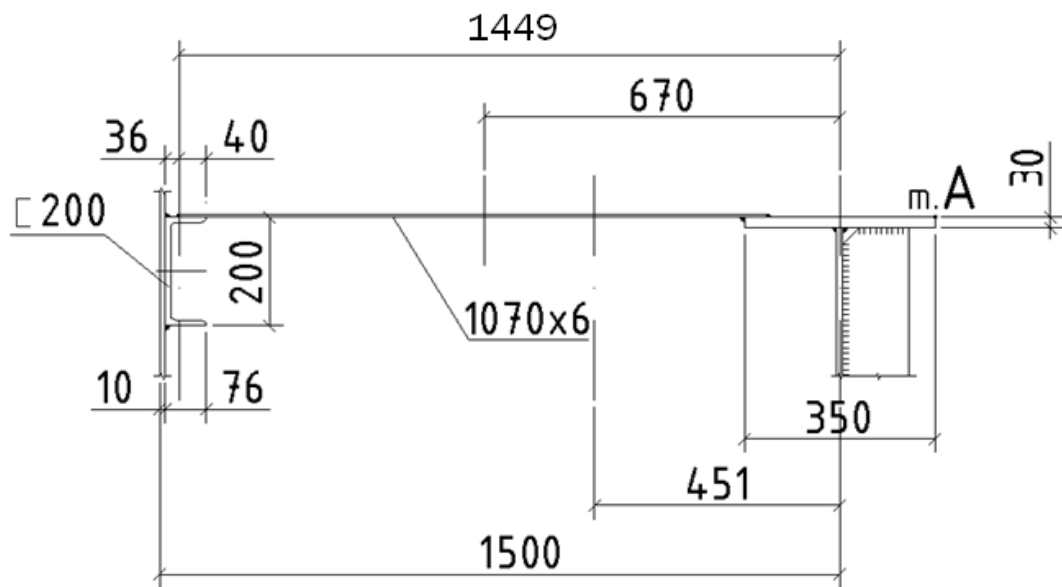


Рис.2.5. Підкранова балка.

3 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

ПЕ-1 – рослинний шар, товщиною 0,4 м.

ПЕ-2 – зв'язний ґрунт, товщиною 4,8 – 5,3 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 Дані лабораторних досліджень ПЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунту							
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	ϕ , град.	c, кПа
2,70	1,82	23,0	28,0	18,0	12	16	16

Визначимо похідні характеристики ґрунту:

- число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 28,0 - 18,0 = 10,0 \%. \quad (3.1)$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 10,0 \%$ називається суглинком;

- показник текучості: $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = (23-18)/(28-18) = 0,5$. (3.2)

Суглинок з показником текучості $I_L = 0,5$ називається тугопластичним ($0,25 < I_L = 0,5 \leq 0,5$);

- коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = (2,7 \cdot (1 + 0,23)) / 1,82 - 1 = 0,825. \quad (3.3)$$

- коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,7 \cdot 0,23) / (0,825 \cdot 1,0) = 0,753. \quad (3.4)$$

Повна назва ґрунту - суглинок тугопластичний.

ПЕ-3(ґрунт № 139) – зв'язний ґрунт, товщиною 4 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 Дані лабораторних досліджень ПГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунту							
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	φ , град.	c, кПа
2,75	1,96	27,5	44,0	21,0	10,0	16	42

Визначимо похідні характеристики ґрунту:

- число пластичності:

$I_p = W_L - W_P = 44 - 21 = 23$ %. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 23$ % називається глиною;

- показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = (27,5 - 21,0) / (44 - 21) = 0,283.$$

Глина з показником текучості $I_L = 0,283$ називається тугопластичною;

- коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = (2,75 \cdot (1 + 0,275)) / 1,96 - 1 = 0,79.$$

- коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,75 \cdot 0,275) / (0,79 \cdot 1) = 0,96.$$

Повна назва ґрунту - глина тугопластична.

ПГЕ-4 – незв'язний ґрунт, товщиною 2 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 Дані лабораторних досліджень ПГЕ-4

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, мПа	φ , град.	c, кПа
	2,0	8,0	10	26,5	30,0	23,5				2,66	2,1	20	39	36	4

Це незв'язний ґрунт в складі якого є 76,5% частинок крупніших за 0,1мм.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – пісок дрібний.

Визначаємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = (2,66 \cdot (1 + 0,2)) / 2,1 - 1 = 0,52.$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок дрібний, щільний.

Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,66 \cdot 0,2) / (0,52 \cdot 1) = 1,023.$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок насичений водою ($S_r = 1,023 > 0,8$).

Повна назва ґрунту – пісок дрібний, щільний, насичений водою.

ПЕ-5 – незв'язний ґрунт, товщиною 3,3 – 3,8м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 Дані лабораторних досліджень ПЕ-5

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, МПа	φ , град.	c, кПа
	35	27	10	12	3,0	2,0	1,0			2,66	2,10	18,0	46	42	

Це незв'язний ґрунт в складі якого є 35% частинок крупніших за 2 мм.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – пісок гравіюватий.

Визначаємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = (2,66 \cdot (1 + 0,18)) / 2,1 - 1 = 0,495.$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок щільний.

$$\text{Визначаємо коефіцієнт водонасичення: } S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,66 \cdot 0,18) / (0,495 \cdot 1)$$

= 0,97. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок насичений водою

($S_r = 0,97 > 0,8$).

Повна назва ґрунту – пісок гравіюватий, щільний, насичений водою.

Міцнісні характеристики ґрунтів (кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення C). Лабораторією даються як нормативні. Для проведення розрахунків необхідно мати розрахункові характеристики φ і C .

Будь-яка розрахункова характеристика визначається за виразом:

$$A = \frac{A_n}{\gamma_g}, \quad (3.5)$$

де A_n - нормативне значення характеристики;

γ_g - коефіцієнт надійності для ґрунту. Для розрахунку за II гр. граничних станів

$\gamma_g = 1$, для розрахунків за I гр. граничних станів;

$\gamma_g = 1,5$ - для питомого зчеплення;

$\gamma_g = 1,15$ - для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів;

$\gamma_g = 1,1$ - для кута внутрішнього тертя пісків;

$\gamma_g = 1,05$ - для питомої ваги ґрунту.

ПЕ-2:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,82 \cdot 10) / 1,05 = 17,33 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,82 \cdot 10) / 1,0 = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,15) = 14$$

$$\varphi_2 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,0) = 16$$

$$c_1 = c_n / \gamma_g = 16 / 1,5 = 10,67 \text{ кПа}$$

$$c_2 = c_n / \gamma_g = 16 / 1,0 = 16,0 \text{ кПа}$$

ПЕ-3:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,96 \cdot 10) / 1,05 = 18,67 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,96 \cdot 10) / 1,0 = 19,6 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,15) = 14$$

$$\varphi_2 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,0) = 16$$

$$c_1 = c_n / \gamma_g = 42 / 1,5 = 28,0 \text{ кПа}$$

$$c_2 = c_n / \gamma_g = 42 / 1,0 = 42,0 \text{ кПа}$$

ІГЕ-4:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,05 = 20, \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,0 = 21,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\text{tg}\varphi_n/\gamma_g) = \arctg(\text{tg } 36/1,1) = 33$$

$$\varphi_2 = \arctg(\text{tg}\varphi_n/\gamma_g) = \arctg(\text{tg } 36/1,0) = 36$$

$$c_1 = c_n / \gamma_g = 4,0 / 1,5 = 2,67 \text{ кПа}$$

$$c_2 = c_n / \gamma_g = 4,0 / 1,0 = 4,0 \text{ кПа}$$

ІГЕ-5:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,05 = 20,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,0 = 21,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\text{tg}\varphi_n/\gamma_g) = \arctg(\text{tg } 42/1,1) = 38$$

$$\varphi_2 = \arctg(\text{tg}\varphi_n/\gamma_g) = \arctg(\text{tg } 42/1,0) = 42$$

Характеристики всіх ІГЕ зведемо в таблицю 3.5.

Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Для будівництва виділено вільний від забудови майданчик прямокутної форми в плані з розмірами $b = 100$ м, $l = 320$ м. Вся територія майданчика характеризується спокійним рельєфом. На майданчику пробурено три свердловини глибиною 15,0 м. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд [12-14]:

ІГЕ-1-ґрунтово-рослинний, товщиною 0,4 м;

ІГЕ-2-суглинок тугопластичний, товщиною 4,8-5,3 м;

ІГЕ-3- глина тугопластична, товщиною 4,0 м;

ІГЕ-4-пісок дрібний, щільний, насичений водою, товщиною 2,0 м;

ІГЕ-5- пісок гравіюватий, щільний, насичений водою, товщиною 3,3-3,8 м;

Ґрунтові води знайдені на глибині 5,3 – 5,8 м.

Рекомендації: Фундаменти мілкового закладення можна влаштувати в ІГЕ-2: суглинок тугопластичний. Пальові фундаменти, влаштовуються в ІГЕ-3: глина тугопластична.

Фізико-механічні характеристики будівельного майданчика

Таблиця 3.5

№ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина ІГЕ, м	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	W, %	W _i , %	W _p , %	φ , град.	C, кПа	E, мПа	I _p , %	II	e	Sr
ІГЕ-1	ґрунтово-рослинний шар	0,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ІГЕ-2	Суглинок тугоп'ястичний	4,8-5,3	1,82	2,70	23,0	28,0	18,0	16,0	16,0	12,0	10,0	0,5	0,825	0,753
ІГЕ-3	Глина тугоп'ястична	4,0	1,96	2,75	27,5	44,0	21,0	16,0	42,0	10,0	23,0	0,283	0,79	0,96
ІГЕ-4	Пісок дрібний	2,0	2,1	2,66	20,0	—	—	36,0	4,0	39,0	—	—	0,52	1,023
ІГЕ-5	Пісок гравіюватий	3,3-3,8	2,1	2,66	18,0	—	—	42	—	46,0	—	—	0,495	0,97

3.3 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту

Місто Чернівці відноситься до регіону де нормативна глибина промерзання для глин та суглинків становить 0,9 м [15].

Розрахункову глибину промерзання знайдемо за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \cdot d_o / 23 = 0.9 \cdot 1.1 \cdot 23 / 23 = 0.99 \text{ (м)}, \quad (3.6)$$

де k_h – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на глибину промерзання фундаментів зовнішніх стін ($k_h=1.1$ -приймаємо як для неопалювальних будівель, враховуючи можливість будівництва в сезон “осінь-весна”;

d_o -безрозмірний коефіцієнт який для суглинків твердих - 23).

Величину d_f будемо враховувати при визначенні глибини закладення фундаменту.

3.4 Визначення розмірів підшви фундаменту під крайню колону

Збір навантажень від ваги покриття, колон, стінових панелей, снігового і кранового навантаження проводиться в розрахунково – конструктивному розділі, при розрахунку рами.

За результатом розрахунку були отримані наступні розрахункові значення для розрахунку фундаментів під колону для 2-ї групи граничних станів:

Навантаження, що діють на обріз фундаменту: розрахункові: $N_I = 3200$ кН; $M_I = 1487,3$ кНм.

Нормативні: $N_{II} = 2909$ кН; $M_{II} = 1352$ кНм.

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту [13-14]:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma \cdot d} = \frac{2909}{188 - 20 \cdot 1.35} = 21.74 \text{ м}^2$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підшви $b = 4$ м, $l = 5,5$ м. Тоді площа $A = 4 \cdot 5,5 = 22 \text{ м}^2$

Момент опору:

$$W = (b \cdot l^2) / 6 = (4 \cdot 5,5^2) / 6 = 20,17 \text{ м}^3$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 4$ м.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 4 \cdot 18,2 + 2,43 \cdot 1,2 \cdot 18,2 + 4,99 \cdot 16]$$

$$=$$

$$= 229,13 \text{ кПа}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{2909}{22} + 20 \cdot 1,2 = 179,1 \text{ кПа};$$

Перевіряємо виконання умови: $P = 179,1 \text{ кПа} < R = 229,13 \text{ кПа}$.

Перевіряємо виконання умов:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M}{W} = \frac{2909}{22} + 20 \cdot 1,2 + \frac{1352}{20,17} = 258,43 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 275 \text{ кПа}.$$

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M}{W} = \frac{2909}{22} + 20 \cdot 1,2 - \frac{1352}{20,17} = 99,75 \text{ кПа} > 0$$

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути: $e \leq \frac{1}{6} = \frac{5,5}{6} = 0,92 \text{ м}$.

$$e = \frac{M}{N + \bar{\gamma} \cdot d \cdot A} = \frac{1352}{2909 + 20 \cdot 1,2 \cdot 22} = 0,4 \text{ м} < 0,92 \text{ м}.$$

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

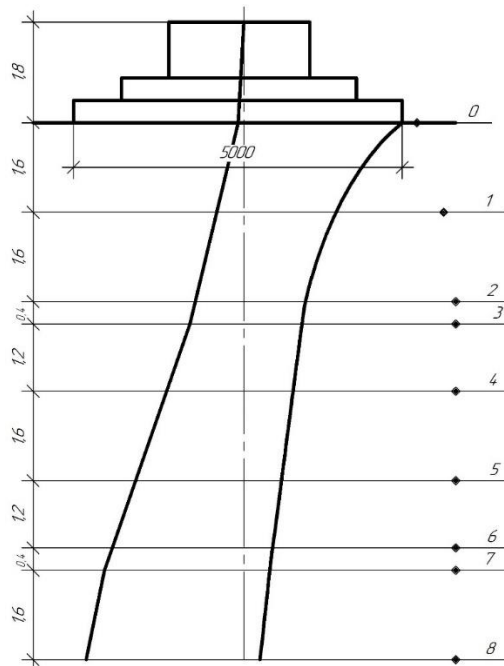


Рис 3.2 Розрахункова схема і допоміжна таблиця для визначення осідання фундаменту (під крайню колону)

4 СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

4.1 Конструювання фундаменту

Розрахунок конструкції позacentрово-навантаженого фундаменту під колону

Вихідні дані:

Навантаження, що діють на обріз фундаменту: розрахункові: $N_I = 3200$ кН; $M_I = 1487,3$ кНм.

Нормативні: $N_{II} = 2909$ кН; $M_{II} = 1352$ кНм.

Розміри фундаменту $l \times b = 5,5 \times 4,0$ м (розраховано вище). Фундамент двоступінчастий, висота кожного уступу: $h = 0,4$ м. Матеріал фундаменту: бетон В40. Під фундамент виконується бетонна підготовка.

Визначення зусиль у позacentрово-навантаженому фундаменті.

Поперечна сила у будь якому перерізі позacentрово-навантаженого фундаменту (ПЗФ) (рис.1) визначається за залежністю [13, 14]:

$$Q_i = B \cdot (0,5 \cdot l - l_i) \frac{p_{max} + p_i}{2}, \quad (4.1)$$

де p_{max} – максимальне напруження в основі під подушкою фундаменту в розрахункових навантаженнях;

p_i - напруження основи під подошвою фундаменту до розглядуваної точки (рис. 1);

l – ширина фундаменту;

B – довжина фундаменту.

Максимальні напруження під подошвою фундаменту від дії розрахункових напружень визначаємо за формулою:

$$p_I^{max} = \frac{N_I + G_I^{\Phi} + G_I^{ГР}}{A} + \frac{M_I}{W} \quad (4.2)$$

Напруження в будь якому розрахунковому перерізі подошви фундаменту визначається за формулою:

$$p_i = \frac{N_I}{A} + \frac{M_I}{W} \cdot \frac{l_i}{0,5l} \quad (4.3)$$

де N_I і M_I - сумарне відношення сила і момент від розрахункових навантажень на рівні підшви фундаменту;
 W – момент опору підшви фундаменту.

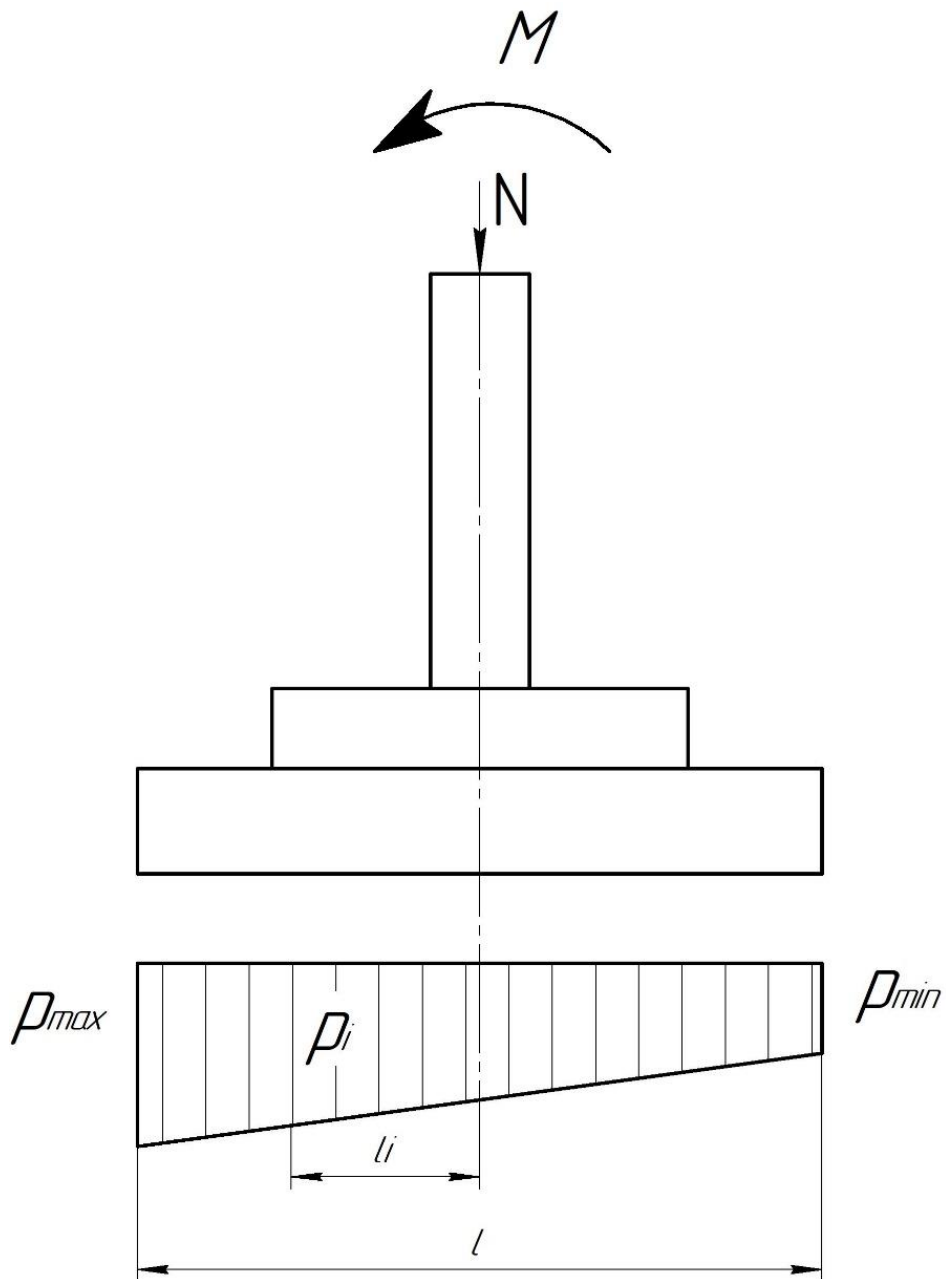


Рис. 4.1 Схема обчислення напружень під підшвою фундаменту

Згинальний момент і будь-якій точці фундаменту обчислюємо за формулою:

$$M_i = B \cdot (0,5 \cdot l - l_i)^2 \frac{2 \cdot p_{max} + p_i}{6} \quad (4.4)$$

Отже, приймаємо відстань від центра арматури до розтягнутої грані бетонного перерізу $a = 60$ мм.

Робоча висота перерізів: $h_0 = h - a = 0,4 - 0,06 = 0,34$ м; $h'_0 = h_0 + h = 0,34 + 0,4 = 0,74$ м.

Розрахунковий опір бетону стяжки визначається з таблиць, враховуючи клас бетону В40 за міцність на стиск: $R_b = 22$ МПа і на розтяг: $R_{bt} = 1,4$ МПа.

Розрахункове навантаження від ваги ґрунту на обрізах фундаменту: $G_1^{\text{ГР}} = 110$ кН.

Момент опору підшви фундаменту: $W = \frac{Bl^2}{6} = \frac{4,0 \cdot 5,5^2}{6} = 20,17$ м³.

Середній фактичний тиск під підшовою фундаментної плити:

$$p_{\text{сер}} = \frac{N_I + G_1^{\phi} + G_1^{\text{ГР}}}{A} = \frac{3200 + 410 + 108}{4 \cdot 5,5} = \frac{3718}{22} = 165 \text{ кПа} \quad (4.5)$$

Максимальний крайовий тиск під підшовою фундаменту від дії розрахункових навантажень:

$$p_I^{\text{max}} = \frac{N_I + G_1^{\phi} + G_1^{\text{ГР}}}{A} + \frac{M_I}{W} = \frac{3200 + 410 + 108}{22} + \frac{148,3}{20,17} = 238,7 \text{ кПа}. \quad (4.6)$$

Мінімальний крайовий тиск під підшовою фундаменту від дії розрахункових навантажень:

$$p_I^{\text{min}} = \frac{N_I + G_1^{\phi} + G_1^{\text{ГР}}}{A} - \frac{M_I}{W} = \frac{3200 + 410 + 108}{22} - \frac{148,3}{20,17} = 91,26 \text{ кПа}. \quad (4.7)$$

При експлуатації мостових опорних кранів вантажопідйомністю >500 кН (у нашому випадку 1000 кН) необхідно виконати додаткову перевірку:

$$\frac{p_{\text{max}}}{p_{\text{min}}} \geq 0,25$$

При невиконанні зазначеної умови необхідно влаштувати несиметричний фундамент.

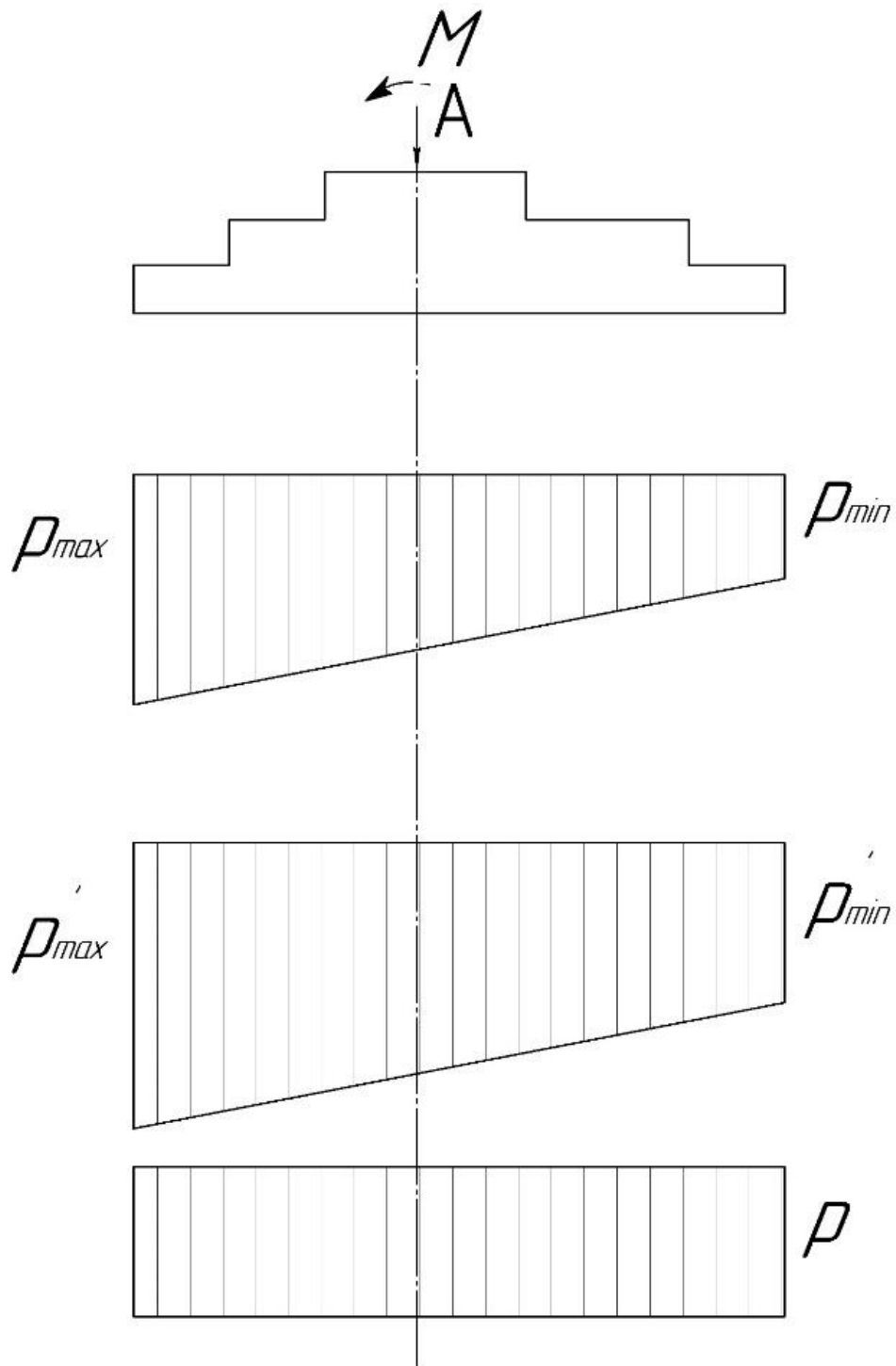


Рис. 4.2 Влаштування не симетричного монолітного фундаменту

Напруження в ґрунті під підшоною фундаменту біля грані башмака

$$p_1 = \frac{\sum N_I}{A} + \frac{M_I}{W} \cdot \frac{l_1}{0,5l} = \frac{3200 + 410 + 108}{22} + \frac{1487,3}{20,17} \frac{1,150}{0,5 * 5,5} = 195,8 \text{ кПа}$$

Напруження в ґрунті під підшоною фундаменту біля грані першого уступу:

$$p_2 = \frac{\sum N_I}{A} + \frac{M_I}{W} = \frac{3200 + 410 + 108}{22} + \frac{1487,3}{20,17} \frac{1,950}{0,5 * 5,5} = 228,7 \text{ кПа}$$

Визначаємо поперечну силу біля грані башмака:

$$Q_1 = B \cdot (0,5 \cdot l - l_1) \cdot \frac{p_{max} + p_1}{2} = 4 \cdot (0,5 \cdot 5,5 - 1,15) \frac{238,7 + 195,8}{2} \\ = 1133,15 \text{ кН}$$

Визначаємо поперечну силу біля грані першого уступу:

$$Q_2 = B \cdot (0,5 \cdot l - l_2) \frac{p_{max} + p_2}{2} = 4 \cdot (0,5 \cdot 5,5 - 1,95) \frac{238,7 + 228,7}{2} \\ = 747,8 \text{ кН}$$

Визначаємо поперечну силу, що сприймається бетоном:

$$Q_b = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot B_1 \cdot h'_0 = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 2,2 \cdot 0,74 = 1,14 \text{ МН} = 1140 \text{ кН.}$$

За умовою $Q_1 \leq Q_b$, $1133,15 \text{ кН} < 1140 \text{ кН}$, то поперечна арматура не встановлюється. У випадку невиконання умови краще збільшити висоту перерізу.

Визначаємо довжину проекції розглядуваного нахиленого перерізу за формулою:

$$C = 0,5 \cdot (l - l_k - 2 \cdot h_0) = 0,5 \cdot (5,5 - 0,8 - 2 \cdot 0,74) = 1,61$$

Перевіряємо міцність по нахиленому перерізі нижнього уступу з умови сприйняття поперечної сили:

$$Q = p_{сер}^1 \cdot (0,5 \cdot (l - l_k) - C) \cdot B \leq \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot B \cdot h_0^2}{c} \quad (4.8)$$

$$0,165 \cdot (0,5 \cdot (5,5 - 0,8) - 1,61) \cdot 4 = 0,49 \text{ МН} < \frac{1,5 \cdot 1,4 \cdot 4 \cdot 0,74^2}{1,61}$$

$$= 2,86 \text{ МН}$$

– умова виконується

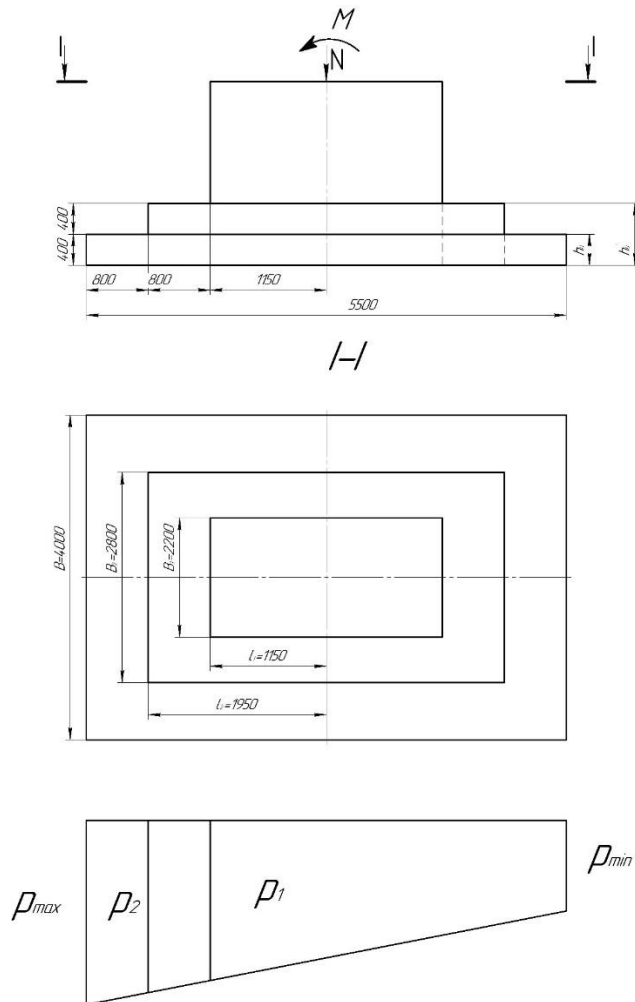


Рис. 4.3 Конструювання монолітного фундаменту під колону

4.2 Розрахунок фундаменту під колону на продавлювання

За відсутності поперечної арматури розрахунок на продавлювання під дією зосередженої сили (рис. 4.4) виконують з умови:

$$F \leq 0,9 \cdot R_{bt} \cdot U \cdot h_0, \quad (4.9)$$

де F – продавлююча сила;

U – периметр контуру розрахункового поперечного перерізу, розташованого на віддалі $0,5h_0$ границі площадки опирання зосередженої сили;

h_0 – робоча висота перерізу;

0,9 – коефіцієнт умов роботи.

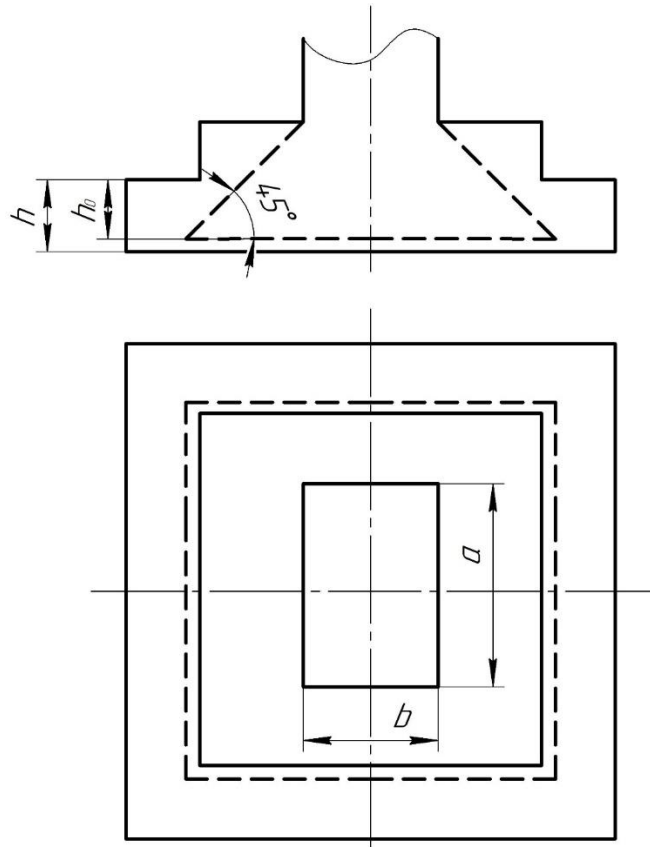


Рис. 4.4 Схема для розрахунку продавлювання монолітного фундаменту під колону

При розрахунку прямокутної площадки опирання $ab - U = 2(a + b + 2 \cdot h_0)$.

Сила на продавлювання $F = N_1 = 3200$ кН.

Визначаємо периметр контуру розрахункового перерізу:

$$U = 2 \cdot (B_1 + 2 \cdot l_1 + 2 \cdot h_0') = 2 \cdot (2,2 + 2 \cdot 1,15 + 2 \cdot 0,74) = 11,96 \text{ м.}$$

Виконуємо перевірку умови:

$$3200 < 0,9 \cdot 1,4 \cdot 11,96 \cdot 0,74 = 11,15 \text{ МН} = 1115 \text{ кН. Умова виконується.}$$

Підбір повздовжньої арматури виконують таким чином.

Визначаємо розрахунковий момент у перерізі плити біля грані башмака за формулою:

$$M_1 = B \cdot (0,5l - l_1)^2 \frac{2p_1^{max} + p_1}{6} = 4,0 \cdot (0,5 \cdot 5,5 - 1,15)^2 \cdot \frac{2 \cdot 238,7 + 195,8}{6} = 816,8 \text{ кН.}$$

Визначаємо згинальний розрахунковий момент в перерізі плити біля грані першого уступу:

$$M_2 = B \cdot (0,5 \cdot l - l_2)^2 \frac{2p_1^{max} + p_2}{6} =$$

$$= 4,0 \cdot (0,5 \cdot 5,5 - 1,95)^2 \cdot \frac{2 \cdot 238,7 + 228,7}{6} = 301,32 \text{ кН.}$$

Визначаємо розрахункові коефіцієнти:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot R_b \cdot B \cdot h_0^2} = \frac{816,8 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 22 \cdot 4000 \cdot 740^2} = 0,0187$$

$$\alpha_{m2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot R_b \cdot B \cdot h_0^2} = \frac{301,32 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 22 \cdot 4000 \cdot 340^2} = 0,033$$

Для арматури класу А400 $\alpha_R = 0,39$.

Перевіряємо умову $\alpha_m < \alpha_R$

$$\alpha_{m1} = 0,0187 < \alpha_R = 0,39$$

$$\alpha_{m2} = 0,033 < \alpha_R = 0,39$$

Оскільки умова виконується, то стиснутої арматури за розрахунком не потрібно.

Визначаємо площу поперечного перерізу розтягуючої арматури A_{S1} на всю ширину фундаменту за залежністю:

$$A_{S1} = \frac{0,9 \cdot R_b \cdot B \cdot h_0' \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 4000 \cdot 740 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0187})}{355} = 3301,9 \text{ мм}^2. \quad (4.10)$$

Необхідну площу поперечного перерізу розтягуючої арматури A_{S2} на всю ширину фундаменту за залежністю:

$$A_{S2} = \frac{0,9 \cdot R_b \cdot B \cdot h_0' \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}})}{R_s}$$

$$= \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 4000 \cdot 340 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033})}{355} = 566,5 \text{ мм}^2.$$

Тут $R_s=355$ – розрахунковий опір арматури А400.

Приймаємо, 21d14А400 з кроком 200 мм.

$A_{Spr} = 21 \cdot 153,9 = 3232,9 \text{ мм}^2 < A_{S1} = 3301,9 \text{ мм}^2$ (необхідна площа менша на 2,1%, що допустимо).

Перевірка відсотка армування:

$$\mu_{S1} = \frac{A_{S1}}{B \cdot h_0 + B_2 \cdot h} \cdot 100\% > 0,1\%$$

$$\mu_{S1} = \frac{3231,9}{4000 \cdot 340 + 2800 \cdot 400} \cdot 100\% = 0,13\% > 0,1\%$$

- умова виконується.

$$\mu_{S2} = \frac{A_{S2}}{B \cdot h_0} \cdot 100\% > 0,1\%$$

$$\mu_{S2} = \frac{3231,9}{4000 \cdot 340} \cdot 100\% = 0,24\% > 0,1\%$$

За аналогією підбираємо арматуру в напрямку сторони фундаменту на дію середнього тиску $\sigma_m = 165$ кПа під подошвою фундаменту.

Згинальний розрахунковий момент в перерізі плити біля грань башмака визначаємо за формулою:

$$M_1 = 0,125 \cdot p_{\text{сер}} \cdot l \cdot (B - B_1)^2 = 0,125 \cdot 165 \cdot 5,5 \cdot (4,0 - 2,2)^2 = 367,5 \text{ кНм}$$

Згинальний розрахунковий момент в перерізі плити біля грані першого уступу:

$$M_2 = 0,125 \cdot p_{\text{сер}} \cdot l \cdot (B - B_2)^2 = 0,125 \cdot 165 \cdot 5,5 \cdot (4,0 - 2,8)^2$$

$$= 163,35 \text{ кНм}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів

$$\alpha_{m1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot R_b \cdot l \cdot (h'_0)^2} = \frac{367,5 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 22 \cdot 5500 \cdot 740^2} = 0,006$$

$$\alpha_{m2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot R_b \cdot l \cdot h_0^2} = \frac{163,35 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 22 \cdot 5500 \cdot 340^2} = 0,013$$

$$\alpha_R = 0,39$$

Оскільки α_{m1} та $\alpha_{m2} < \alpha_R$, то стиснутої арматури за розрахунком не потрібно.

Підбираємо площу перерізу розтягнутої арматури A_{S1} на всю довжину фундаменту за формулою:

$$A_{S1} = \frac{0,9 \cdot R_b \cdot l \cdot h'_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_S}$$

$$= \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 5500 \cdot 740 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006})}{355} = 2270 \text{ мм}^2.$$

Необхідна площа перерізу розтягнутої арматури A_{S2} на всю довжину фундаменту:

$$A_{S2} = \frac{0,9 \cdot R_b \cdot l \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}})}{R_s}$$
$$= \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 5500 \cdot 440 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,013})}{355} = 1755 \text{ мм}^2.$$

Вибираємо арматуру 28d10A400 ($A_S = 2198 \text{ мм}^2$). Крок арматури 200 мм.

4.3 Розрахунок монолітних фундаментів з розкриття тріщин

Розрахунок монолітних конструкцій з розкриття тріщин не проводять, якщо виконується умова [14]:

$$M < M_{crc}$$

де M – момент від зовнішнього навантаження відносно осі, нормальної до площини дії моменту і проходить через центр ваги приведенного поперечного перерізу елемента;

M_{crc} – момент, що сприймається нормальним перерізом елемента при утворенні тріщини.

Момент утворених тріщин без врахування непружних деформацій бетону визначають як для суцільного пружного тіла за формулою:

$$M_{crc} = R_{Sbt.ser} \cdot W \quad (4.11)$$

де $R_{Sbt.ser}$ – розрахунковий опір бетону розтягу за другою групою граничних станів;

W – момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна бетону. Він визначається за формулою:

$$W = \frac{J_{red}}{y_t} \quad (4.12)$$

Розрахунок з розкриття тріщини відноситься до II групи граничних станів, тому враховуються нормативні значення навантажень і характерних матеріалів.

Дані для розрахунку:

Нормативне навантаження від фундаменту: $G_{II}^{\phi} = 373$ кН.

Нормативне навантаження від ґрунту на обрізах фундаменту: $G_{II}^{GP} = 60$ кН.

Визначаємо максимальний тиск під подошвою фундаменту від дії нормативного навантаження:

$$p_{II}^{max} = \frac{N_{II} + G_{II}^{\phi} + G_{II}^{GP}}{A} + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2909 + 373 + 60}{5,5 \cdot 4} + \frac{1352}{20,17} = 218,9 \text{ кПа} \quad (4.13)$$

Напруження в ґрунті під подошвою фундаменту біля грані башмака визначають за формулою:

$$p_1 = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{M_{II}}{W} \cdot \frac{l_1}{0,5l} = \frac{2909 + 373 + 60}{5,5 \cdot 4} + \frac{1352}{20,17} \cdot \frac{1,15}{0,5 \cdot 5,5} = 179,9 \text{ кПа}$$

Визначаємо напруження в ґрунті під подошвою фундаменту біля грані першого уступу за формулою:

$$p_1 = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{M_{II}}{W} \cdot \frac{l_2}{0,5l} = \frac{2909 + 373 + 60}{5,5 \cdot 4} + \frac{1352}{20,17} \cdot \frac{1,95}{0,5 \cdot 5,5} = 199,4 \text{ кПа}$$

Згинальний розрахунковий момент в перерізі плити біля грані башмака визначається за формулою:

$$M_1 = B \cdot (0,5l - l_1)^2 \frac{2p_{max} + p_1}{6} = 4,0 \cdot (0,5 \cdot 5,5 - 1,15)^2 \cdot \frac{2 \cdot 218,9 + 179,9}{6} = 1054,2 \text{ кНм.}$$

Визначаємо розрахунковий згинальний момент в перерізі плити біля грані першого уступу:

$$M_1 = B \cdot (0,5l - l_2)^2 \frac{2p_{max} + p_2}{6} = 4,0 \cdot (0,5 \cdot 5,5 - 1,95)^2 \cdot \frac{2 \cdot 218,9 + 199,4}{6} = 217,9 \text{ кНм.}$$

З довідкових даних запишемо:

Модуль пружності бетону В40: $E_b = 3600$ МПа; модуль пружності арматури: $E_s = 200000$ МПа;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{36000} = 5,56$$

Коефіцієнт армування перерізу біля грані башмака (обчислений раніше):

$$\mu_{s1} = 0,13\% = 0,0013$$

Коефіцієнт армування перерізу біля першого уступу (обчислений раніше):

$$\mu_{s2} = 0,24\% = 0,0024$$

Визначаємо пружно-пластичний момент опору біля грані башмака:

$$\begin{aligned} W_{pl1} &= \left(0,292 + 0,75 \left(\frac{(B - B_1)h}{B(h + h)} + 2\alpha\mu_{s1} \right) \right) B(h + h)^2 \\ &= \left(0,292 + 0,75 \cdot \left(\frac{(4 - 2,2) \cdot 0,4}{4 \cdot (0,4 + 0,4)} + 2 \cdot 5,56 \cdot 0,0013 \right) \right) \cdot 4 \cdot 0,8^2 \\ &= 0,751 \text{ м}^3 \end{aligned}$$

Визначаємо пружно-пластичний момент опору перерізу біля першого уступу:

$$\begin{aligned} W_{pl2} &= (0,292 + 1,5 \cdot \alpha \cdot \mu_{s2}) \cdot B \cdot h^2 = (0,292 + 1,5 \cdot 5,56 \cdot 0,0024) \cdot 4 \cdot 0,4^2 \\ &= 0,20 \text{ м}^3 \end{aligned}$$

Розрахунковий опір бетону розтягу за другою групою граничних станів - $R_{Sbt.ser} = 2,1$ МПа.

Визначаємо момент тріщиноутворення при W_{pl1} :

$$M_{crc1} = R_{Sbt.ser} \cdot W_{pl1} = 2,1 \cdot 0,751 = 1,58 \text{ МНм} \quad (4.14)$$

Визначаємо момент тріщиноутворення при W_{pl2} :

$$M_{crc1} = R_{Sbt.ser} \cdot W_{pl2} = 2,1 \cdot 0,2 = 0,42 \text{ МНм.}$$

Перевірку умови за тріщиностійкістю здійснюємо за формулою:

$$M < M_{crc}; 1,054 \text{ МНм} < 1,58 \text{ МНм} \text{ та } 0,271 \text{ МНм} < 0,42 \text{ МНм.}$$

Отже, оскільки умови виконуються, то тріщин в тілі фундаменту не утворюється.

5 ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ РОБІТ

5.1 Влаштування монолітних стовпчастих фундаментів

5.1.1 Вибір форми земляної споруди

Для спорудження стовпчастих монолітних фундаментів під каркасну промислову будівлю можуть розроблятися окремі котловани під кожен фундамент; траншеї вздовж повздовжніх осей; комбінований варіант при різному кроці колон; загальний котлован.

При виборі форми земляної виробітки, об'єм земляних робіт повинен бути як найменшим, що приводить до скорочення трудозатрат, термінів і вартості будівництва. У той же час необхідно забезпечити нормальні умови роботи будівельних машин і рух транспортних засобів при виконанні бетонних робіт.

Зважаючи на досвід будівництва:

- при сітці колон 6x6, 6x9 і 6x12 для влаштувань фундаментів розробляють загальні котловани;
- при сітці колон 6x18, 6x24, 6x30 – траншеї;
- при сітці колон 12x18, 12x24, 12x30, 12x36 – окремі котловани під кожен фундамент.

Отже, розробляємо окремі котловани під кожен фундамент (рис.5.1).

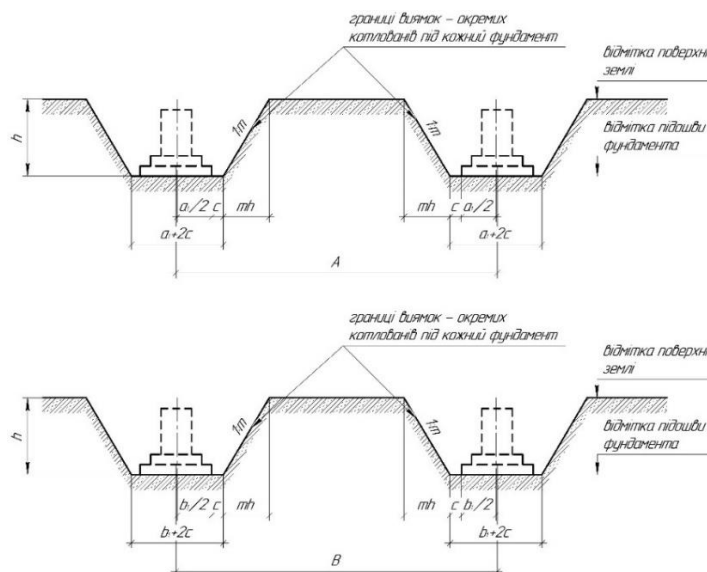


Рис. 5.1 Схема вибору форми земляної споруди для двох суміжних фундаментів: а) вздовж поздовжньої осі; б) вздовж поперечної осі

5.1.2 Проектування виробництва робіт зі спорудження монолітних стовпчастих фундаментів.

Спорудження фундаментів з монолітного залізобетону складається з взаємозв'язаних процесів з влаштування опалубки, армування і бетонування.

Отже, при проектуванні виробництва робіт зі спорудження монолітних фундаментів необхідно:

- вибрати тип опалубки та виконати її конструювання;
- запроектувати армування фундаменту і визначити спосіб монтажу арматури;
- вибрати технологічну схему транспортування, подачі і укладання бетонної суміші в опалубку.

Опалубка стовпчастого фундаменту має триступінчасту (у нашому випадку) форму, яка зібрана з дрібних інвентарних щитів (рис. 5.2).

Перед встановленням опалубки перевіряють правильність розмітки положення осей фундаментів і влаштування бетонної підготовки на відповідність вимогам нормативної і проектної документації. Відхилення по вертикалі площини опалубки на всю висоту фундаменту не повинна перевищувати 20 мм. Зміщення осі опалубки від проектного положення – не більше 15 мм. Зазначимо, що процеси армування і встановлення опалубки взаємозв'язані. Перед монтажем арматури визначають місця їх положення і заходи із забезпечення необхідної товщини захисного шару бетону. Змонтовані сітки та каркаси повинні бути надійно закріплені, щоб не допустити деформації і зміщення в процесі виробництва робіт з укладання бетонної суміші.

Приймання опалубки та змонтованої арматури виконується до початку бетонування і оформляється актом на скриті роботи.

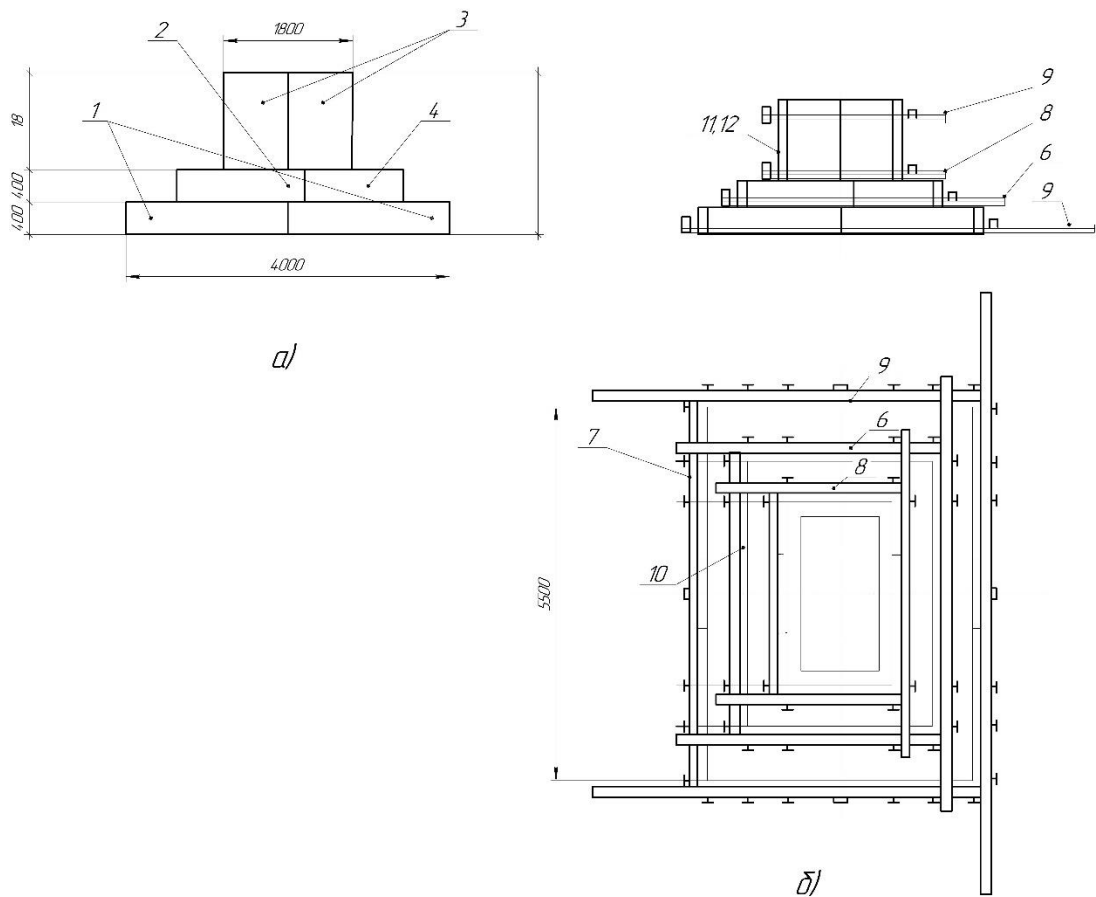


Рис. 5.2 Схема влаштування інвентарної опалубки (ЦНИИОМТП) монолітного фундаменту: а - розкладка щитів; б - установка зовнішніх кутових елементів і прихоплювачів: 1 ... 5 - щити, 6 ... 10 - прихоплювачі, 11, 12 - зовнішні кутові елементи

5.1.3 Вибір комплектів машин і обладнання для бетонування фундаментів.

Технологічний процес бетонування фундаментів можна виконувати різними способами. В залежності від розмірів будівлі її форми, розташування фундаментів і інтенсивності бетонування вибирають комплект машин для доставки і вкладання бетонної суміші.

Існують такі технологічні схеми подання бетонної суміші в опалубку фундаменту:

- 1 – Автобетонозмішувач – кран з баддею - опалубковий блок фундаменту;
- 2 – Автобетонозмішувач – бетононасос – опалубковий блок фундаменту;
- 3 – Автобетонозмішувач – стрічковий конвеєр – опалубковий блок фундаменту;

4 – Автобетонозмішувач, обладнаний бетононасосом – опалубковий блок фундаменту;

5 – Автобетонозмішувач – опалубковий блок фундаменту.

Оскільки запропоновані фундаменти є малозаглибленими, то подачу суміші найдоцільніше здійснювати без перевантаження з автобетонозмішувача в блок опалубки. Зазначений спосіб є найпростішим і не вимагає будь-яких додаткових пристроїв.

Розрахунок комплекту машин за технологічною схемою «автобетонозмішувач – блок опалубки».

Інтенсивність укладання бетонної суміші визначаємо через виробіток $N_{\text{вир}}$ ланки з двох людей при врахуванні затрат часу 0,26 люд-год на 1 м³:

$$N_{\text{вир}} = \frac{1}{0,26} \cdot 2 = 7,7 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Вибираємо ланку з чотирьох чоловік:

$$N_{\text{вир}} = \frac{1}{0,26} \cdot 4 = 15,4 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Розраховуємо тривалість циклу автобетонозмішувача СБ-214 на базі автомобіля КАМАЗ-54112 (з виходом готової бетонної суміші 8 м³) складає 80 хв, в яку входять час завантаження, пробігу та часу розвантаження бетонної суміші, і складає 65 хв.

Визначаємо продуктивність автобетонозмішувача:

$$P_a = \frac{60 \cdot 8}{65} = 7,4 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Розраховуємо кількість автобетонозмішувачів при неперервній роботі ланки:

$$N = \frac{15,4}{7,4} = 2,08.$$

Приймаємо два автобетонозмішувача СБ-214 на базі автомобіля КАМАЗ-54112.

Загальний об'єм монолітних фундаментів – 1231 м³.

Тривалість укладання бетонної суміші ланкою з чотирьох чоловік за даною технологічною схемою складає 9,99 робочих зміни.

5.2 Монтаж колон

Роботи з монтажу металевих колон виконуються механізованою бригадою в одну зміну. Монтаж металевих колон здійснюють відповідно до державних будівельних норм.

До складу робіт, що виконуються послідовно при монтажі металевих колон, входять такі операції:

- геодезична розмітка положення колон на фундаментах;
- облаштування колон монтажними драбинами і підмостками;
- монтаж металевих колон на фундаменти;
- вивірка та їх закріплення в проектному положенні.

Розвантаження і складування металевих колон на об'єкті здійснюється автомобільним краном, попередньо вибраним КС-55727-С-12.

При вантажно-розвантажувальних будівельних роботах, транспортуванні автомобільним транспортом і зберіганні металеві колони необхідно завжди оберігати від різних механічних пошкоджень. Деформовані конструкції слід виправити способом холодної або гарячої правки.

Вибір монтажного крана здійснюється шляхом знаходження основних характеристик: необхідної висоти підйому кранового гака (монтажна висота), вантажопідйомності (монтажна вага) і вильоту стріли (рис. 5.3).

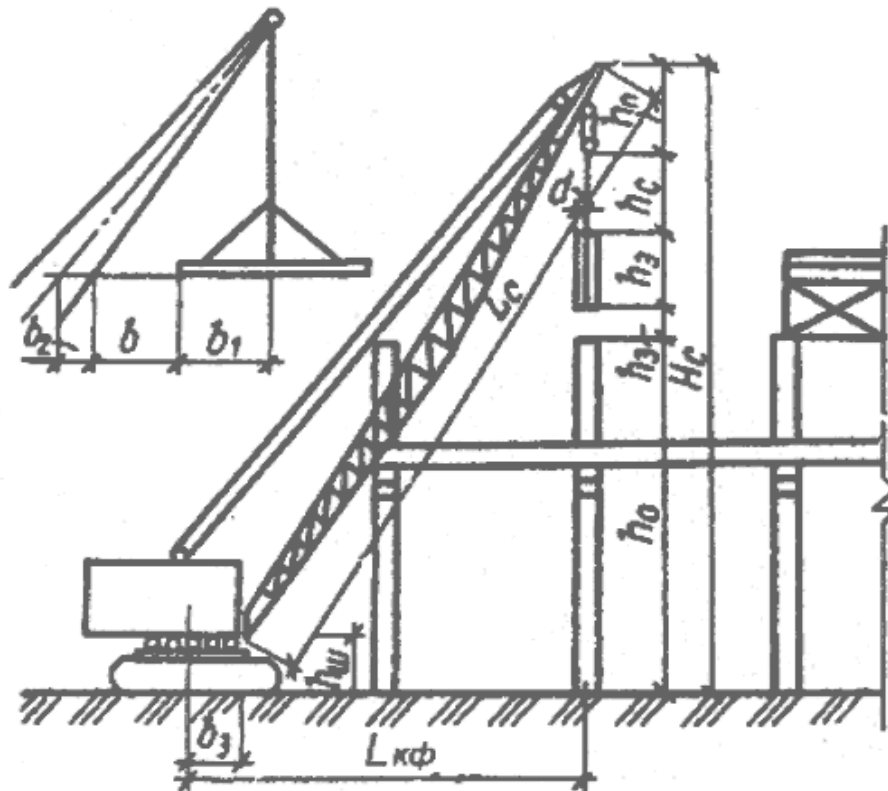


Рис. 5.3 До визначення основних характеристик крана

Вантажопідйомність крана на заданій висоті і вильоту вантажного гака знаходять за формулою:

$$Q_{кр} = g_e + g_c \quad (5.1)$$

де g_e – маса елемента, що монтується;

g_c – маса вантажопідйомного пристрою.

$$Q_{кр} = 6,5 + 0,166 + 0,115 + 0,0605 = 6,84 \text{ т}$$

Мінімальна необхідна відстань, яка враховує довжину від рівня стоянки монтажного крана до найвищої точки оголовка стріли знаходять з виразу:

$$H_c = h_0 + h_з + h_c + h_{п} + h_e \quad (5.2)$$

де h_0 - відстань від низу стоянки крана до низу збірного елемента, м;

$h_з$ - запас по висоті, м;

h_c - висота захватного пристрою, м;

h_e – висота елемента, що монтується в положенні підйому, м;

$h_{п}$ - висота поліспасти у закритому положенні, м.

$$H_c = -0.600 + 0,5 + 2 + 30,3 + 1 = 33,2 \text{ м.}$$

Необхідний виліт гака, виходячи з необхідної висоти підйому визначають за формулою:

$$L_{кр} = \frac{(b + b_1 + b_2) + (H_c - h_{п})}{h_{п} + h_c} + b_3 \quad (5.3)$$

де b - мінімальний зазор між стрілою і монтуємим елементом або раніше змонтованої конструкцією рівний 0,5-1,0 м;

b_1 - половина довжини (або ширини), елемента що монтується;

b_2 - половина товщини стріли;

b_3 - відрізок від осі обертання монтажного крана до осі повороту кранової стріли, м.

$$L_{кр} = \frac{(0,5 + 9 + 0,2) + (33,2 - 1)}{1 + 2} + 0,2 = 14,17 \text{ м.}$$

Необхідну довжину стріли визначають з виразу:

$$L_{стр} = \sqrt{(L_{кр} - b_3)^2} + \sqrt{(H_c - h_{ш})^2} \quad (5.4)$$

$$L_{стр} = \sqrt{(14,17 - 0,2)^2} + \sqrt{(33,2 - 3,9)^2} = 43,27 \text{ м.}$$

За отриманими результатами вибираємо кран Liebherr LTM 1080 з довжиною основної стріли 48 м (рис. 5.4 та 5.5).



Рисунок 5.4 Загальний вигляд крана Liebherr LTM 1080

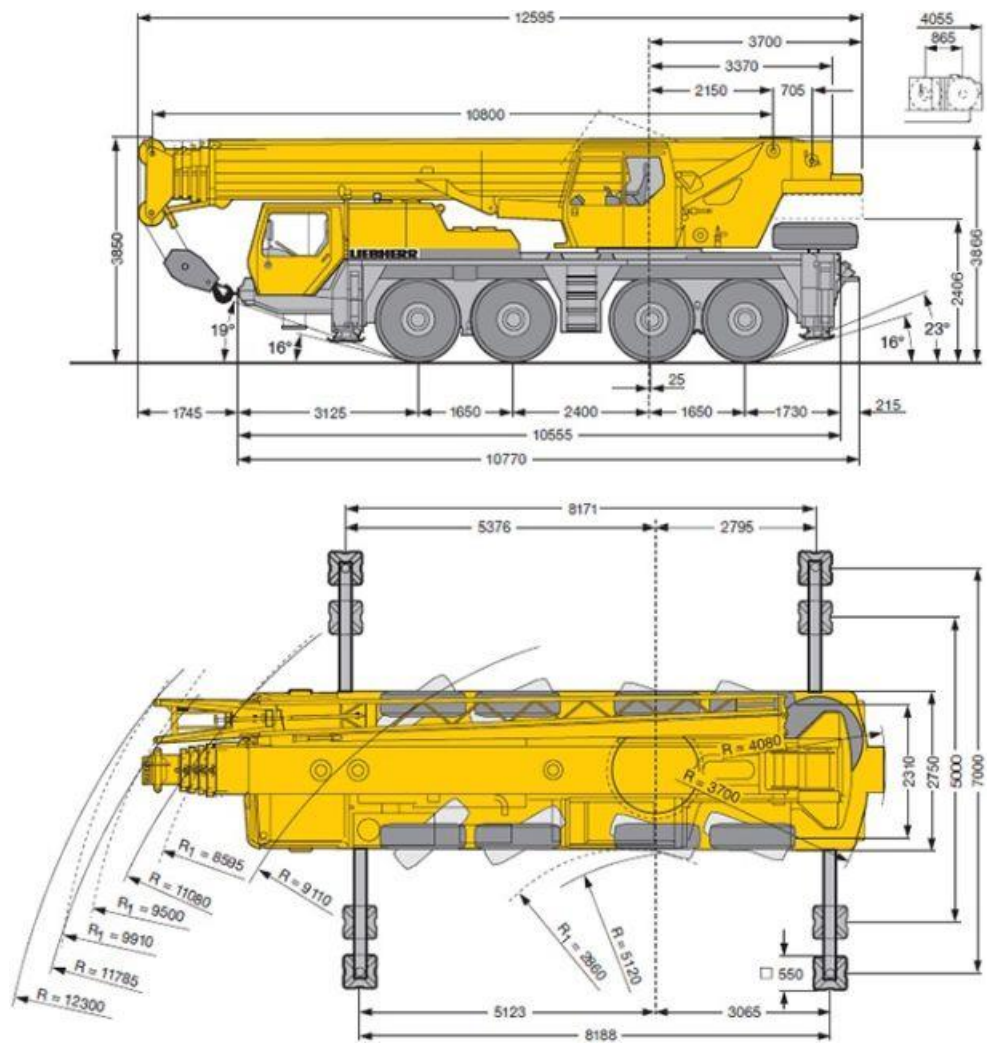


Рис. 5.5 Основні габаритні розміри крана Liebherr LTM 1080

Основні технічні характеристики крана подані в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 Технічні характеристики крана Liebherr LTM 1080

Розміри, маса	метри, тони
Довжина:	12,59
Ширина:	2,75
Висота:	3,85
Маса:	48
Вантажопідйомність, т	80
Потужність двигуна, кВт	350
Базове шасі	Liebherr
Колісна формула	8 x 8 x 8
Довжина гусака, м	19
Довжина стріли, м	48
Мінімальний радіус повороту крана, м	7,8
Максимальна висота підйому з вантажем, м	70
Загальна вага противаги, т	21
Швидкість переміщення, км/год	80

Зазначимо, що при довжині основної стріли 45 м та її вильоті 15 м вантажопідйомність крана складає 6.8 т (рис. 5.6). Це задовольняє розрахунковим умовам.

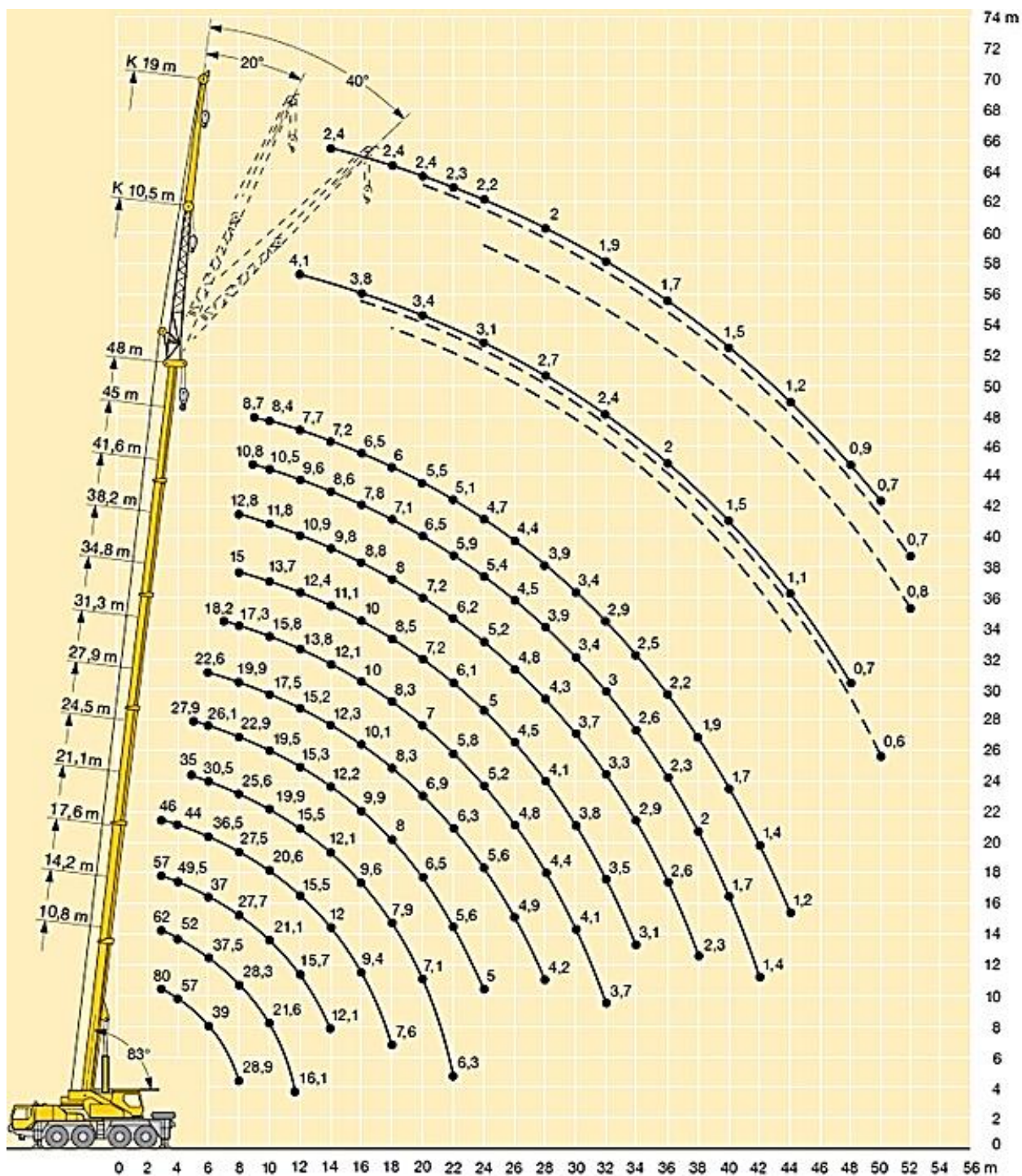


Рис.5.6 До визначення вантажопідйомності крана Liebherr LTM 1080

5.3 Монтаж ферм

Металеві ферми, що поставляються на монтаж, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів, технічних умов і робочих креслень.

До початку робіт з монтажу ферм слід провести їх укрупнювальне збирання в спеціально відведених для цього місцях. Укрупнювальне збирання ферм влаштовують у відповідності з робочими кресленнями.

Монтаж ферм здійснюється за допомогою монтажного крана, здатного забезпечити необхідну вантажопідйомність на встановленому вильоті стріли. Монтажний кран підбирають безпосередньо при прив'язці до типової технологічної карти та до конкретних умов виробництва робіт.

Вантажопідйомність крана на заданій висоті і вильоті вантажного гака:

$$Q_{кр} = g_e + g_c$$

$$Q_{кр} = 4,600 + 0,166 + 0,115 + 0,0605 + 0,0605 = 5,0 \text{ т}$$

Відстань від низу стоянки крана до верху оголовка стріли

$$H_c = h_o + h_3 + h_c + h_{п} + h_e$$

$$H_c = 0 + 0,5 + 2 + 1 + 30,3 = 33,8 \text{ м.}$$

Необхідний виліт кранового гака при потрібній висоті підйому визначають за формулою:

$$L_{кр} = \frac{(b + b_1 + b_2) + (H_c - h_{п})}{h_{п} + h_c} + b_3$$

$$L_{кр} = \frac{(0,5 + 9 + 0,2) + (33,8 - 1)}{1 + 2} + 0,2 = 14,37 \text{ м.}$$

Необхідну довжину стріли визначають з виразу:

$$L_{стр} = \sqrt{(L_{кр} - b_3)^2} + \sqrt{(H_c - h_{ш})^2}$$

$$L_{стр} = \sqrt{(14,37 - 0,2)^2} + \sqrt{(33,8 - 3,9)^2} = 44,07 \text{ м.}$$

За отриманими результатами вибираємо кран Liebherr LTM 1080 з довжиною основної стріли 48 м (рис. 5.4 та 5.5).

Зазначимо, що при довжині основної стріли 45 м та її вильоті 15 м вантажопідйомність крана складає 6.8 т (рис. 5.6). Це задовольняє розрахунковим умовам.

6. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Інвесторська кошторисна вартість проект металообробного цеху в Чернівцях визначена на основі конструктивних елементів будівлі, проектних об'ємів робіт та прийнятої технології будівельно-монтажних робіт.

Замовником будівництва заводу металообробного цеху в Чернівцях являється міське Управління капітального будівництва м . Чернівці.

Інвесторська кошторисна вартість будівництва базується на основі нормативно-розрахунквих показників та поточних цін трудових та матеріально-технічних ресурсів.

Інвесторська кошторисна документація складена із застосуванням:

Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 [16]);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнята за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

Заробітну плату розраховано виходячи з нормативно-розрахункових витрат на обсяг робіт, що підлягає виконанню, і усередненої вартості людино-годин, що відповідає середньому нормативному розряду для ланки робітників-будівельників та ланки робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів, прийнятої згідно до ДСТУ Б Д.1.1-1:2013.

Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель та споруд визначено за усередненим процентним показником. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 – 3,1%.

Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт в зимовий період. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 $1,3 \times 0,9\%$.

Усереднений відсотковий показник від літнього подорожання з ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 – 0,35%.

Витрати на перевезення працівників будівельно-монтажних організацій автомобільним транспортом з ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 – 1,5%.

Кошторисна вартість проектних робіт. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 – 1,19%.

Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 – 3,6%.

Прогнозований рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, $K = 1,098$.

Кошти на страхування ризиків інвестора (замовника) будівництва, з ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 – 2%.

Комунальний податок, відсоток ліміту фонду заробітної плати – 10%.

Будова - Проект металообробного цеху в Чернівцях з дослідженням фундаментів
Шифр проекту – ДРМ-192-18-395

**Локальний кошторис 2-1-1
на Загальнобудівельні роботи
" Проект металообробного цеху в Чернівцях з дослідженням фундаментів "**

Основа:
креслення (специфікації) №

Середній розряд робітника

3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на "15 травня" 2020 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.		
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин		
									тих, що обслуговують машини		
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
А. Підземна частина											
Розділ 1. Земляні роботи											
1	E1-24-2	Зрізання рослинного шару ґрунту бульдозером Д318 на базі Т-75на відстань до 10м група ґрунтів 2/ відстань 60м/ 1000м3	10,09	<u>920,61</u> --	<u>920,61</u> 255,91	9289	-	<u>9289</u> 2582	-	<u>25,22</u> -	- 254
2	E1-24-10 K=5	Додавати на кожні наступні 10 м переміщення ґрунту [понад 10 м] бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] , група ґрунтів 2/+50м./ 1000м3	10,09	<u>3939,08</u> --	<u>3939,08</u> 1094,98	39745	-	<u>39745</u> 11048	-	<u>107,91</u> -	- 1089
3	E1-18-2	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами 1000м3	12,39	<u>4241,57</u> 227,01	<u>4014,56</u> 1270,00	52553	2813	<u>49740</u> 15735	<u>30,43</u> 122,41	<u>377</u> 1517	

4	E1-169-2	одноковшовими дизельними Е5015 з ковшом місткістю 0,4 [0,35-0,45] м3, група ґрунтів 2 1000м3 Ручна доробка ґрунту в котлованах з переміщенням пересувними транспортерами, група ґрунтів 2 100м3	15,3	<u>1492,04</u> 1225,94	<u>266,10</u> 188,69	22828	18757	<u>4071</u> 2887	<u>171,70</u> 19,39	<u>2627</u> 297
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	E1-13-2	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами Е-5015 з ковшом місткістю 0,4 [0,3-0,45] м3, група ґрунтів 2 1000м3	6,95	<u>2499,97</u> 91,83	<u>2408,14</u> 794,15	17375	638	<u>16737</u> 5519	<u>12,31</u> 76,04	<u>86</u> 528
6	E1-27-7	Додавати на кожні наступні 5 м переміщення ґрунту [понад 5 м] для засипки траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.], група ґрунтів 1 1000м3	8,13	<u>309,85</u> --	<u>309,85</u> 86,13	2519	-	<u>2519</u> 700	<u>-</u> 8,49	<u>-</u> 69
7	E1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами ДР18 на базі Т-75 з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1 на відстань 10м 1000м3	8,13	<u>553,31</u> --	<u>553,31</u> 153,81	4498	-	<u>4498</u> 1250	<u>-</u> 15,16	<u>-</u> 123
8	E1-27-7	Додавати на кожні наступні 5 м переміщення ґрунту [понад 5 м] для засипки траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.], група ґрунтів 1/+5м/ 1000м3	8,13	<u>309,85</u> --	<u>309,85</u> 86,13	2519	-	<u>2519</u> 700	<u>-</u> 8,49	<u>-</u> 69
9	E1-136-1	Ущільнення ґрунту основи під підлоги промислових цехів 1000м3 100м2	252,1	<u>39,75</u> --	<u>39,75</u> 14,19	10021	-	<u>10021</u> 3577	<u>-</u> 1,42	<u>-</u> 357
Разом прями витрати по розділу 1, грн.						161347	22208	<u>139139</u> 43998		<u>3090</u> 4303
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						-				
всього заробітна плата, грн.						66206				
Загальновиробничі витрати, грн.						45211				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.						726				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						8912				

Всього по розділу 1, грн.			206558							
Розділ 2. Фундаменти										
10	E8-3-2	Улаштування бетонної підготовки під фундаменти м3	313	<u>148,36</u> 10,34	<u>9,05</u> 3,12	46437	3236	<u>2833</u> 977	<u>1,34</u> 0,35	<u>419</u> 109
11	E37-8-4	Установлення і розбирання опалубки дерев'яної з легких щитів із інвентарним каркасом при подаванні кранами на гусеничному ходу вантажопідйомністю 25 т	13,6	<u>6673,92</u> 1682,75	<u>561,30</u> 168,23	90765	22885	<u>7634</u> 2288	<u>206,98</u> 16,58	<u>2815</u> 225
12	E30-8-1	Установлення арматурних сіток в монолітних фундаментах 100м2 m	29,18	<u>5012,89</u> 708,36	- -	146276	20670	- -	<u>79,86</u> -	<u>2330</u> -
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
13	E6-1-6	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом до 20 м3 100м3	12,3	<u>62414,82</u> 5599,54	<u>4521,58</u> 1378,74	1460507	131029	<u>105805</u> 32263	<u>688,75</u> 130,65	<u>16117</u> 3057
14	E8-4-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону 100м2	6,3	<u>1245,14</u> 303,51	<u>33,09</u> 12,00	7844	1912	<u>208</u> 76	<u>33,50</u> 1,48	<u>211</u> 9
15	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками ИЄ-25, група ґрунтів 1, 2 100м3	88	<u>293,14</u> 149,27	<u>143,87</u> 49,62	25796	13136	<u>12660</u> 4367	<u>18,36</u> 5,52	<u>1616</u> 486
16	E7-1-15	Укладання фундаментних балок довжиною до 12 м 100шт	0,6	<u>85498,33</u> 4888,31	<u>2973,71</u> 1053,63	68399	3911	<u>2379</u> 843	<u>543,75</u> 105,88	<u>435</u> 85
Разом прямі витрати по розділу 2, грн.						1846024	196779	<u>131519</u> 40814		<u>23943</u> 3971
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						1517726				
всього заробітна плата, грн.						237593				
Загальновиробничі витрати, грн.						180545				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.						3296				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						40555				

	Всього по розділу 2, грн.	2026569				
	Разом прямі витрати по підземній частині, грн.	2007371	218987	<u>270658</u>		<u>27033</u>
	в тому числі:			84812		8274
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	1517726				
	всього заробітна плата, грн.	303799				
	Загальновиробничі витрати, грн.	225756				
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	4022				
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	49467				
	----- Всього по підземній частині, грн.	2233127				

Склав _____ Була Д.П..

Перевірив _____ Міщук О.І.

7 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1 Умови безпечного зварювання металу

Загальні вимоги безпеки при ручному дуговому зварюванні.

Ручне дугове зварювання повинно здійснюватися на стаціонарних постах, обладнаних пристроями місцевої витяжної вентиляції.

В разі унеможливлення виконувати зварювання металів на стаціонарних постах для локального видалення пилю і газоподібних компонентів аерозолі від зварювальної дуги повинні застосовуватися місцеві відсмоктувачі.

Робочі місця, розташовані на висоті понад 1,3 м від рівня землі або суцільного перекриття, повинні бути обладнані відповідно до НПАОП 0.00–1.15–07.

Загальні вимоги безпеки до процесів зварювання на поточно-механізованих і конвеєрних лініях.

Роботи зі зварювання металів на потокових лініях дозволяється проводити як на постійних робочих місцях зі стаціонарними автоматичними і напівавтоматичними зварювальними машинами, так і на тимчасових робочих місцях, створених для виконання короткочасних операцій.

Для автоматизованих процесів зварювання, які супроводжуються утворенням шкідливих аерозолів, газів і випромінювань, що перевищують допустимі концентрації і рівні, необхідно передбачати дистанційне керування.

Видаляти шкідливі пилогазовиділення необхідно за допомогою пристроїв місцевої вентиляції.

Для роботи в аварійних умовах повинно бути передбачене роздільне керування зварювальними і підіймально-транспортними операціями на лініях.

Для захисту працівників на суміжних робочих місцях від небезпечних чинників, що супроводжують зварювання, ділянки зварювання металів повинні бути огорожені негорючими перегородками або конструкціями порталів, консолей.

Відстань до проходів від місця зварювання повинна бути не менше 5 м для захисту сторонніх працівників від випромінювання зварювальної дуги. В

разі унеможливлення виконання зазначених вимог біля місця зварювання повинні бути встановлені перегородки або ширми з негорючого матеріалу.

Вимоги безпеки до процесів зварювання під флюсом.

Стаціонарні установки для електродугового зварювання під флюсом повинні бути оснащені місцевими відсмоктувачами.

Відсмоктувачі повинні бути розташовані безпосередньо біля місця зварювання (на відстані не більше 40 мм від зони дуги у бік формування шва).

Стаціонарні установки для зварювання під флюсом повинні бути забезпечені механізованими пристроями для очищення звареного шва від шлакової кірки з одночасним збиранням флюсу.

У системі збирання і подавання флюсу повинно бути передбачене очищення повітря, що видаляється, від пилу і газів.

Під час засипання флюсу в бункер автомата повинні бути прийняті заходи для захисту працівника і його робочого місця від запилення.

Для попередження підвищеного виділення аерозолів газів, які застосовуються при механізованому й автоматичному зварюванні, флюс повинен бути сухим, не забрудненим сторонніми речовинами (мастилами, осколками флюсової кірки).

Під час зварювання під флюсом автоматами, які пересуваються рейковим шляхом, повинні бути забезпечені надійність і правильність закріплення рейкового шляху на виробі або на стенді, а також надійність кріплення зворотних і бокових роликів ходового механізму.

Робочі місця працівників під час зварювання труб та інших багатогабаритних конструкцій повинні бути обладнані спеціальними кабінами з подаванням припливного повітря, тепло- і звукоізоляцією зовнішніх поверхонь і пультом керування зварювальним процесом.

7.2. Інженерні рішення з охорони праці

Земляні роботи. При проведенні земляних робіт необхідно дотримуватись вимог ДБН А.3.2-2-2009, стандартів та інструкцій з експлуатації будівельних машин.

Попередження травматизму досягається кваліфікованим навчанням інженерно-технічного персоналу і робочих механізаторів безпечним методом ведення робіт у різних умовах будівельного виробництва і періодичним проведенням з ними інструктажів, також перевірки знань з техніки безпеки. Так машиністів і водіїв допускають до роботи тільки після попереднього навчання і здачі екзамену з видачею кваліфікаційного свідоцтва (прав).

Основні вимоги до проведення земляних робіт такі:

- при роботі землерийних машин не допускається перебування людей у зоні їх дій; шляхи пересування землерийних машин повинні бути позначені і при необхідності огорожені інвентарними щитами;
- земляні роботи в зоні розташування підземних комунікацій виконують після письмового дозволу організацій, відповідальних за їх експлуатацію;
- при наближенні до лінії підземних комунікацій розробку ґрунту проводять вручну - лопатами;
- вийнятий із траншей і котлованів ґрунт розміщують не ближче 0,5 м від бровки;
- незакріплені укоси траншей котлованів оглядають перед початком кожної зміни майстер з метою оцінки його стійкості, переміщення машин і їх робота в зоні ліній електропередачі виконується під наглядом інженерно-технічного робітника із дотриманням необхідних відстаней (ДБН А.3.2-2-2009);
- роботу машин поблизу виїмок (котлованів, траншей) з незакріпленими укосами за межами призми обвалення.

Техніка безпеки при роботі екскаватора :

- забороняється стороннім особам перебувати на відстані ближче 5 м від зони його дій;
- забороняється профілактичний важкодоступних вузлів;
- під час перерви в роботі екскаватор повинен бути відведений від краю розробленої виїмки на відстань не менше 2м, а ківш приспущений на ґрунт.

Техніка безпеки при влаштуванні фундаментів

Роботи з влаштуванням польових фундаментів проводять відповідно до ДБН А.3.2-2-2009. До їх виконання допускають робітників віком 18 та більше років, які мають посвідчення кваліфікаційної комісії і пройти медичне обстеження.

До початку польових робіт одержують письмовий дозвіл організацій, які несуть відповідальність за експлуатацію інженерних мереж, що є на будівельному майданчику. Підземні комунікації на місцевості розміщують позначками.

Будівельний майданчик, на якому виконують заглиблення паль, вважають небезпечною зоною, тому на його межах встановлюють позначки та попереджуючі знаки.

Монтаж та демонтаж агрегатів виконують відповідно до технологічних карт та правил експлуатації таких машин під керівництвом особи, відповідальної за безпечне виконання робіт.

Під час сильного вітру та під час сильної грози такі роботи заборонені.

Агрегати забезпечують звуковою сигналізацією, тому запуск занурювачів здійснюють лише після звукового сигналу. Переміщення копрового агрегату виконують лише тоді коли молот опущено.

Про всі пошкодження виявлені в роботі, повідомляють наступній зміні.

Поблизу котлованів та траншей у випадку перепаду відміток за висотою більше 1300 мм встановлюють огорожу.

Поверхню ділянки, яка примикає до траншей, або котлованів планують так, щоб виключити можливість стікання туди атмосферної або поверхневої води. Подачу фундаментних блоків на місце монтажу виконують плавно, без ривків та розкачування.

Блоки зупиняють за допомогою відтяжки з канату встановлення блоків на місце починають після опускання до висоти 300 мм над місцем укладання. Зняття стропу здійснюють після розміщення блоку в проектне положення, вивірене і закріплене.

Техніка безпеки при зведенні стін та перегородок

Всі робочі – муляри та робочі суміжних професій проходять ввідний інструктаж та інструктаж на робочому місці з техніки безпеки мулярських робіт. При проведенні інструктажу на робочому місці робиться запис у журналі реєстрації інструктажу з обов'язковим підписом інструктуючого та інструктованого.

При виконанні цегляних робіт із риштувань слід дотримуватись таких вимог:

- робочий поміст риштувань встановлюють нижче на 150 мм від верху кладки;
- ширина робочого помосту повинна бути не менше 2000 мм;
- між кладкою і помостом залишають зазор не більше 50 мм;
- риштування обладнують поручнями висотою не менше 1,1 м;
- для запобігання падіння відходів з помосту встановлюють бортовий елемент на висоту 0,15 м від рівня помосту;
- не дозволяється залишати матеріали, інструменти на споруджуваних стінах;
- вантажно-розвантажувальні роботи повинні бути механізованими;
- робоче місце муляра передбачає розміщення матеріалів з інтервалами: віддаль між піддоном та ящиком з розчином приймають не менше 200мм, а між стіною та ящиком (піддоном) – не менше 600мм.

Робітники повинні бути забезпечені касками і при необхідності захисними поясами.

Техніка безпеки при виконанні монтажних робіт

Роботи з дотриманням безпечних методів монтажу проводять відповідно до проекту виконання робіт і вимог ДБН А.3.2-2-2009. Монтажники проходять медичний огляд, спеціальну підготовку, здають іспити і одержують посвідчення на право виконання робіт.

Вантажопідйомні машини і такелажні пристосування до початку роботи і в процесі експлуатації проходять технічний огляд згідно з вимогами Держгіртехнагляду.

Перед підніманням перевіряють масу будівельних конструкцій, справність стропів і пристосувань, відповідність перерізу стропів масі конструктивних елементів і вантажопідйомності крана на даному вильоті гака.

При підніманні конструкцій забороняється підтягувати їх при косому натягуванні канату або поворотом стріли крана; переміщати вантаж разом з людьми на ньому; перебувати або проходити під вантажем, який піднімають або опускають; залишати вантаж у піднятому стані після закінчення роботи або під час перерви.

Команду на піднімання конструкцій подає бригадир, або ланковий спеціальними сигналами (рухом рук, прапорців та ін.) Винятком є команда “Стій”, яку може подати кожен член бригади, якщо він бачить, що подальша робота крана може призвести до аварії або падіння вантажу.

Для запобігання від розгойдування і ударів об змонтовані конструкції під час піднімання і перенесення, а також забезпечення наведення на проектну позначку збірні конструкції утримують і направляють за допомогою відтяжок, прикріплених до кінців конструктивного елемента до піднімання.

Особливої обережності і уваги потребують роботи з встановлення конструкцій на висоті, верхолазні роботи (на висоті більше 5м від поверхні або робочого помосту) виконують особи не молодше 18 років, які мають не нижче третього тарифного розряду, зі стажем роботи не менше одного року.

При монтажі збірних конструкцій суворо дотримуються черговості встановлення елементів, які передбачені проектом виконання робіт. Конструкції розстроповують тільки після надійного їх закріплення.

Монтажні крани встановлюють відповідно до проекту виконання робіт на безпечній відстані від діючих ліній електропередач та відкосів котлованів і траншей (ДБН А.3.2-2-2009).

Техніка безпеки при влаштуванні покрівель. При влаштуванні покрівель ставляться підвищені вимоги до техніки безпеки. До роботи допускаються особи не молодше 18 років, підготовлені за спеціальною

програмою. Покрівельні роботи необхідно вести при наявності огорожі та запобіжних поясів.

Не допускається виконання покрівельних робіт при несприятливих погодних умовах.

Техніка безпеки при виконанні склярських робіт. При проведенні склярських робіт треба виконувати вимоги ДБН А.3.2-2-2009.

Для забезпечення безпечного виконання склярських робіт нарізку скла проводять у майстернях. До робочого місця скло слід подавати з використанням відповідних безпечних знарядь (пристосувань) або в спеціальній тарі.

До початку склярських робіт візуально перевіряють міцність і оправність віконних рам. При склінні на висоті робітники із запобіжними поясами повинні знаходитись на риштуваннях або підмостках.

Техніка безпеки при виконанні штукатурних робіт

Робітники при проведенні штукатурних робіт забезпечуються спецодягом, спецвзуттям та іншими засобами індивідуального захисту, проходять навчання, інструктаж і перевірку знань із техніки безпеки згідно із ДБН А.3.2-2-2009.

Робочі місця і проходи до них на висоті 1,3м і більше та відстані менше 2м від межі перепаду по висоті необхідно огородити тимчасовими огорожами.

При неможливості влаштування цих огорож роботи на висоті необхідно виконувати з використанням запобіжних поясів. Підготовку поверхні за допомогою ударних інструментів слід виконувати в рукавицях і захисних окулярах.

Навантаження на настили підмостків і риштувань не повинні перевищувати встановлених проектом величин.

Ширина настилів на підмостках і риштуванні повинна бути не менше 1,5м. висоту проходів на риштуванні приймають не менше 1,8м. Настили підмостків, риштування, стрем'янок розташовані вище 1м від рівня землі або перекриття, огороджуються. Забороняється укладати робочі настили на

неперевірених випадкових опорах. Драбини стрем'янки використовують лише для виконання дрібних штукатурних робіт.

Всі робітники та службовці, що зайняті на будівельному майданчику, повинні знати правила пожежної безпеки.

8 ЕКОЛОГІЯ

8.1 Актуальність охорони навколишнього середовища

Екологічний стан нашої Планети погіршується стрімкими темпами. Екологічні перевантаження істотно знижують якість життя населення України. За оцінками вчених, вклад екологічного фактора у погіршення здоров'я населення оцінюється на рівні 10–30%, у тому числі за онкологічними захворюваннями – близько 50%.

Промисловими підприємствами і транспортом України щороку здійснюється викидів близько 6млн тонн забруднюючих речовин, що становить 150кг на кожного громадянина країни. У водні басейни потрапляє більше 14млрд м³ стічних вод, або близько 300тис. л у розрахунку на кожного мешканця.

Стає очевидним, що останніми десятиріччями погіршення стану навколишнього середовища відчутно негативно впливає на якість життя населення, лімітує можливості економічного і соціального розвитку крупних промислових регіонів та міст. Більше 80% ресурсів, що видобуваються, спрямовуються на підтримку ресурсовидобувних та ресурсомістких обробних виробництв. Виплавка 1 тонни сталі «з'їдає» до 20т первинних ресурсів. Більше 75% відходів виробництва мають певний ступінь токсичності для навколишнього середовища і здоров'я людини. Марнотратний та деструктивний характер природокористування постійно породжує нові та все більш гострі екологічні проблеми, що свідчить про кризовий стан нинішньої державної політики природокористування.

Металургійні підприємства, які займаються виготовленням перфорованих балок зазнають збитків через зростання захворюваності своїх працівників, однак вони значно менші, ніж видатки, котрі необхідні для здійснення повноцінної природоохоронної діяльності, з одного боку, та збитки, що завдаються підприємствам-реципієнтам, з другого. За викиди шкідливих речовин розроблена система покарань від догани до тюремного

ув'язнення або зняття з роботи та виплати штрафів підприємством і його керівниками.

8.2 Зменшення будівельних відходів у вирішенні екологічних проблем

Упровадження безвідходних і маловідходних технологій є найбільш перспективним заходом, що дозволяє докорінно знизити рівень забруднень навколишнього середовища.

Відповідно до рішення ЕЕК ООН і Декларації про маловідходну і безвідходну технології, а також про використання відходів прийнято формулювання: "Безвідходна технологія є практичним використанням знань, методів і засобів для того, щоб у межах потреб людини забезпечити найбільш раціональне використання природних ресурсів та енергії й захистити навколишнє середовище".

З метою забезпечення екологічної чистоти від будівництва та виробництва металевих будівельних конструкцій необхідно впроваджувати вторинну переробку металів.

Основні операції первинної обробки металовідходів поділяються на сортування, розділення і механічну обробку. Сортування полягає в розділенні лому і відходів по видах металів. Розділка лому полягає у видаленні неметалевих включень. Механічна обробка включає рубку, різку, пакетування і брикетування на пресах.

Пакетування відходів організовується на підприємствах, що утворюють 50 т і більше висікання і обрізків за місяць. Кожна партія повинна супроводжуватись посвідченням про вибохобезпеку і нешкідливість. Стружку переробляють на пакетуючих пресах, стружко – дробарках, брикетувальних пресах. Брикетуванню піддається суха і неокислена стружка одного виду, яка не містить сторонніх домішок з довжиною елемента до 40мм для сталюї стружки.

На підприємствах, де утворюється велика кількість металевих відходів, організуються спеціальні цехи для утилізації вторинних металів. Чисті однорідні відходи з паспортом, що засвідчує їх хімічний склад, використовують без попереднього металургійного поділу.

ВИСНОВКИ

У дипломній роботі запропоновано конструктивне вирішення промислової будівлі з металевим каркасом.

Проведено розрахунки основних несучих елементів: колон, ферм, підкранових балок.

Проведено розрахунок та конструювання стовпчастих монолітних фундаментів. При цьому розглянуто особливості розрахунку залізобетону на продавлювання, а також на розкриття тріщин.

Розглянуто технологічні схеми вибору форми земляних споруд під фундаменти та технологічні схеми подання бетонної суміші в опалубку фундаменту.

Наведено технологічні схеми монтажу несучих елементів конструкцій.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Металеві конструкції. Ф.Є. Клименко, В.М. Барабаш, Л.І., Стороженко, – Львів: “Світ”, 2002;
2. Металлические конструкции / Под общ. ред. проф. Е.И. Беленя, – М.: Стройиздат, 1985;
3. Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановський О.В., Белов І.Д., Лавріненко Л.І., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Підручник / Під загальною редакцією В.О. Пермякова та О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2008. – 812 с.
4. Нілов А.А., Пермяков В.А., Прицкер А.Я. Стальные конструкции производственных зданий: Справочник. – К.: Будівельник, 1986. – 272 с.
5. Проектирование металлических конструкций. Спецкурс: Учеб. пособие для вузов / В.В.Бирюлев, И.И.Кошин, И.И.Крылов, А.В.Сильвестров. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006. – 59 с. – Чинні з 1.01.2007 (зі змінами від 1.10.2007).
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування / Мінбудархітектури України. – К.:Сталь, 2006. – 10 с. – Чинні з 1.01.2007.
8. Сварные строительные конструкции: В 3-х томах. Т. 1. Основы проектирования конструкций / Л.М. Лобанов, В.И. Махненко, В.И. Труфяков и др. / Под ред. Л.М. Лобанова. – К.: Наук. думка, 1993. – 416 с.
9. Сварные строительные конструкции: В 3-х томах. Т. 2. Типы конструкций / В.Н.Шимановский, Э.Ф. Гарф, В.А. Пермяков и др. / Под ред. Л.М. Лобанова. – К.: ИЭС им. Е.О.Патона, 1997. – 680 с.
10. Сварные строительные конструкции: В 3-х томах. Т. 3. Арматура и закладные детали. Конструкции из пластмасс. Реконструкция и оптимизация. Контроль качества. Охрана труда / Л.М. Лобанов, В.Н.

- Шимановский, А.В. Шимановский и др. / Под ред. Л.М. Лобанова. – К.: Изд-во «Сталь», 2003. – 378 с.
11. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. / Мінрегіон України. - К.: Укрархбудінформ, 2014 – 205 с. – чинний з 01.01.2015.
 12. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с. - чинні від 2019-01-01.
 13. Мангушев Р.А., Основания и фундаменты : Учебник для бакалавров строительства / Р.А. Мангушев (ответственный за издание), В.Д. Карлов, И.И. Сахаров, А.И. Осокин. - М.: Издательство АСВ, 2014. - 392 с.
 14. Насонов С.Б., Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику / Насонов С.Б. - М.: АСВ, 2019. - 816 с.
 15. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. 2011 – 130 с.
 16. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва