

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛНУСТРОЮ ТА
ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ
Кафедра будівельних констrikцій**

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**Виробничий корпус інструментального цеху
машинобудівного підприємства в м. Рівне**

Розробив: студент III курсу, групи ПЦБ23-1,2у

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Церунян Едуард Саятович

Керівник: канд. техн. наук, доцент



Шемерт Руслан Миколайович

Рецензент: канд. техн. наук, доцент



Бутенко С.В.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА
ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
будівельних конструкцій



_____ к.т.н., доц. Спіранде К.В.

« 1 » червня 2026 року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА
Церунян Едуард Саятович

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **Виробничий корпус інструментального
цеху машинобудівного підприємства в м. Рівне** затверджена наказом

ректора ХНУМГ від «26» травня 2026р. № 447-03 Термін подання

завершеної роботи на кафедру « 15 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні
вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-
планувальне рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно
розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-
конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва,
розділ охорони праці.

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових
креслень):

- архітектурно-будівельна частина архітектурно-конструктивне
рішення, теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції
- розрахунково-конструктивна частина розрахунок та конструювання
колон, розрахунок ферми перекриття
- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на
зведення окремих елементів будівлі

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1.Архітектурно-будівельна частина		<i>Шемер Р.М.</i>		
2.Розрахунково-конструктивна частина	Александрович В.А.	Александрович В.А.		
	<i>Шемер Р.М.</i>	<i>Шемер Р.М.</i>		
3.Технологічні рішення та організація будівництва		Ватуля Г.Л.		
4. Охорона праці		<i>Косенко Н.О.</i>		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	<u>Архітектурно-будівельна частина</u>	02.06-04.06.2026	<u>виконано</u>
2.	<u>Розрахунково-конструктивна частина</u>	05.06-10.06.2026	<u>виконано</u>
3.	<u>Технологічні рішення та організація будівництва</u>	10.06-11.05.2026	<u>виконано</u>
4.	<u>Охорона праці</u>	11.06-12.06.2026	<u>виконано</u>

Керівник кваліфікаційної роботи



к.т.н., доц. Шемер Р.М.

Завдання прийняв до виконання  Церунян Е.С.

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

1. Розділ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	5
1.1. Вихідні дані та завдання на проектування	6
1.2. Об'ємно-планувальні рішення одноповерхової промислової будівлі	7
1.3. Архітектурно-конструктивні рішення	8
1.4. Інженерні системи виробничої будівлі	11
1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	12
2. Розділ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	14
2.1. Розрахунок надземної частини об'єкту	15
2.1.1. Компонування поперечної рами	18
2.1.2. Розрахунок поперечної рами	16
2.1.3. Статичний розрахунок поперечної рами	25
2.1.4. Розрахунок двогілкової колони крайнього ряду	26
2.1.5. Розрахунок поперечно-напруженої плити покриття 3х12м	57
2.2. Розрахунок підземної частини об'єкту	93
2.2.1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	93
2.2.2. Збір навантажень	95
2.2.3. Розрахунок фундаменту на природній основі	96
2.2.3. Розрахунок двогілкової колони крайнього ряду	89
2.2.4. Армування фундаменту	92
3. Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	105
3.1. Загальна характеристика об'єкта монтажних робіт	106
3.2. Технологія улаштування збірних конструкцій	107
3.3. Визначення монтажних характеристик конструкцій і вибір монтажних кранів.	110
3.4. Вибір і розрахунок потреби в транспортних засобах	116
3.5. Підсумкові техніко-економічні показники проекту	120
4. Розділ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ	121
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	122
4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек	124
4.3. Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек	127
4.4. Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці	131
4.5 Висновки	134
Список використаних джерел	135

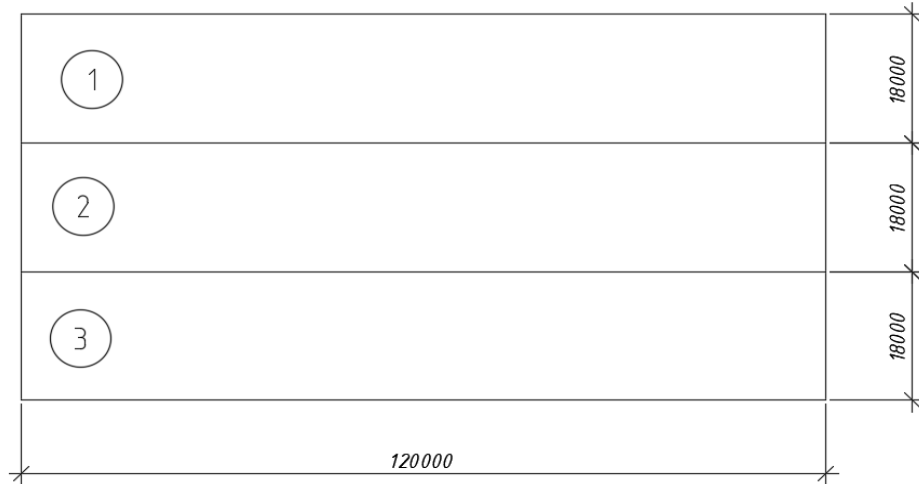
Розділ І

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані та завдання на проектування.

1) Схема плану виробничої будівлі:

Назва : Виробничий корпус інструментального цеху машинобудівного підприємства в м. Рівне.



2) каркас залізобетонний;

3) максимальна вантажопідйомність мостових кранів: 10 тс;

4) район будівництва: місто Рівне;

5) крок колон:

- крайніх колон 12 м;
- середніх колон 12 м;

6) довжина ділянки: 120 м;

7) прольот: 18 м;

8) відмітка головки кранової рейки: 12.65 м;

9) вид несучої конструкції покриття: ферма арочна безрозкісна, прольотом 18 м;

1.2 Об'ємно-планувальні рішення одноповерхової промислової будівлі.

Об'ємно-планувальні рішення будинку розроблені у відповідності до вимог ДБН В.2. 24:2009

Будинок складається у плані з трьох паралельних прольотів 1,2,3. Прольоти 1,2,3 виконані в збірному залізобетонному каркасі. Довжина прольотів 1,2,3 – по 120 м. ширина прольотів 1,2,3 – по 18 м. Відмітка головки кранової рейки прольотів 1,2,3 – 12.65 м.

Максимальна вантажопідйомність мостових кранів прольотів 1,2,3 – 100кН(10т)

Техніко-економічні показники об'ємно- планувальних рішень будинку :

Площа забудови (P_3) – 6532 м²

Корисна площа (P_k) – 6480 м²

Робоча площа (P_p) – 6414.5 м²

Конструктивна площа ($P_{кон}$) – 47.52 м²

Об'єм будинку (O) – 146316.8 м³

$K_1 = O/P_k = 22.58$

$K_2 = P_p/P_3 = 0.98 \text{ м}^2$;

$K_3 = P_k/P_3 = 0.99 \text{ м}^2$.

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

Архітектурно-конструктивні рішення виробничі будівлі.

Конструктивна система – каркасна. Конструктивна схема будинку – з поперечними малоухильними безрозкісними фермами.

Будівельна система будинку – повнозбірна збірна залізобетонна. Просторова жорсткість та стійкість будинку забезпечується жорстким закріпленням колон у фундаментах сталевими зв'язками та дисками покриттів. Міцність будинку забезпечується несучою здатністю основ, фундаментів, колон, кроквяних несучих конструкцій.

Збірні залізобетонні колони виробничої будівлі.

Збірні залізобетонні колони рядові – збірні залізобетонні колони крізного перерізу по серії КЄ-01-52 висотою +17.550. Колони встановлені в стакани фундаментів та жорстко забетоновані в них. Переріз підкранової частини крайніх колон – 1400х600мм, середніх колон – 1900х600мм.

Крок колон крайніх рядів – 12 м, крок колон середніх рядів – 12 м.

Збірні залізобетонні колони фахверкові виробничої будівлі.

Збірні залізобетонні колони фахверкові – запроектовані по серії 1.427.1-3.в.1. Колони спираються на монолітні залізобетонні фундаменти і приварені до них. Крок фахверкових колон – 6 м. Сполучення колон з фундаментами по серії 2.400-12.93.

Вертикальні сталеві зв'язки між колонами виробничої будівлі.

Вертикальні сталеві зв'язки між рядовими залізобетонними колонами прийняті по серії 1.424.1-9 вип. 3, .Зв'язки прийняті порталні. Зв'язки приварені до закладних деталей залізобетонних колон або з'єднані болтами, шайбами і гайками зі сталевими колонами.

Залізобетонні підкранові балки виробничої будівлі.

Залізобетонні підкранові балки виробничого будинку запроектовані двотаврові по серії 1.426.1-4.

Залізобетонні підкранові балки спираються на консолі збірних залізобетонних колон і закріплені до них болтами, шайбами і гайками. Довжина

підкранових балок крайніх рядів у осях - 12 м, а середніх у осях – 12 м. На підкранові балки установлені підкранові рейки по ДСТУ 2484-94.

Ферми кроквяні покриттів виробничої будівлі.

Ферми збірні залізобетонні кроквяні покриттів прийняті безроскісні малоухильні прольотом 18 м по серії 1.463-3 вып.9 з кроком 12 м. Ферми опираються на оголовки крайніх та середніх рядових колон.

Збірні залізобетонні ребристі плити покриття прийняті серії 1.465.1-15 з розміром 3×12 м. Плити опираються на верхні пояси збірних залізобетонних кроквяних ферм покриттів. По плитам запроектована пароізоляція із двох шарів бітуму. По бітуму запроектований шар жорстких мінераловатних плит товщиною 100 мм. По утеплювачу запроектована стяжка товщиною 20мм та чотири шари руберойду. По руберойду запроектовано шар гравію на бітумній мастиці.

Стіни виробничої будівлі.

Стіни запроектовані із стінових легко бетонних одношарових панелей висотою 1200, 1800 мм довжиною 12000 мм товщиною 300 мм по серії 1.432-11. Стінові панелі через анкери приварені своїми закладними деталями до закладних деталей колон. Шви між панелями зароблені бетоном, герметиком та мастикою.

Вікна та ворота виробничої будівлі.

Віконні отвори в запроектованому будинку- блоки дерев'яних віконних рам, розмірами 1200х9000мм, і 1800х9000мм. Ворота запроектовані розсувні з механічним відкриванням з тепловою завісою розміром 3.6×4.8 по серії 1.435.9-26.

Покрівля виробничого будівлі.

Покрівля рулонна, із чотирьох шарів руберойду з захисним шаром бітуму товщиною 20 мм, в який втоплений гравій світлих тонів. Ухили

покрівлі $i = 3.3 \%$, відносно ухилам збірних залізобетонних та сталевих кроквяних ферм покриттів. Покрівля запроектована у відповідності до вимог ДБН В 2.6-14-97. Водовідвід з покрівлі - внутрішній організований. Покрівля запроектована по серії 2.460-18.

Підлоги виробничої будівлі.

Підлоги виробничого будинку запроектовані бетонні, товщиною 50 мм по бетонній підготовці 100 мм по ущільненому щебнем ґрунту з температурними швами. Підлоги запроектовані у відповідності до вимог ДСТУ Б Д.2.2-11:2012. Підлоги запроектовані по серії 2.444-5.9.

Сталеві драбини виробничої будівлі.

Сталеві драбини виробничого будинку запроектовані по серії 1. 400.3-7.94.

- сталеві драбини підйому на мостові крани;
- вертикальні драбини с захисними дугами для прольотів зі збірним залізобетонним каркасом.
- нахильні пожежні драбини з огороженням маршів і площадок для прольоту зі сталевим каркасом.
- пожежні драбини запроектовані через 150 м по периметру будинку. Початок пожежних драбин на висоті 2.5 м від відмостки.

Відмостка виробничої будівлі.

Відмостка запроектована по периметру будинку із стрічки асфальтобетону на щебеневій підготовці шириною 1.5 м з ухилом від стіни: $i = 3\%$.

Внутрішня оздоба виробничої будівлі.

Поверхні збірних залізобетонних колон, балок, зв'язків, підкранових балок, вікон, драбин, воріт пофарбовані масляною фарбою за два рази. Внутрішню поверхню стін побілено клейовою побілкою.

Зовнішня оздоба виробничої будівлі.

Зовнішній шар стінових панелей - із декоративного бетону. Вікна і ворота пофарбовані масляною фарбою за два рази.

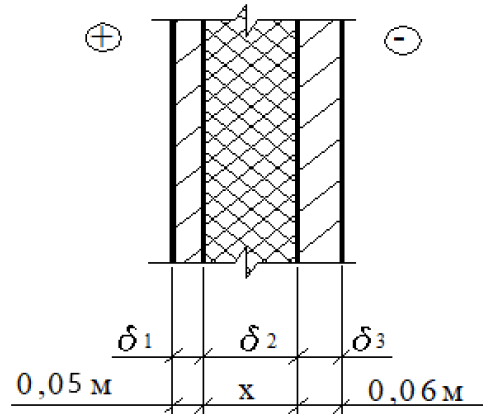
1.4 Інженерні системи виробничої будівлі.

Виробничий будинок обладнаний:

- водопроводом господарсько-питним, промисловим та пожежними;
- каналізацією господарсько-фекальною та виробничою, а також дощовою;
- централізованим опаленням;
- приточно-витяжною вентиляцією;
- електропостачанням;
- технологічними трубопроводами;
- системами зв'язку та сигналізації;
- блискоавтокзахисником

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Розрахунковим шляхом визначити товщину шару, що утеплює в тришарових зовнішніх стінових панелях промислової будівлі для зимових умов відповідно до вихідних даних і малюнком 3.3.



Малюнок 3.3 Конструкція зовнішньої стіни промислової будівлі

Початкові дані:

Район будівництва: м Рівне

Температурна зона - І.

Будівля - промислова будівля.

Тепловологісний режим - нормальний, температура повітря в приміщенні 18 °С.

δ_1 – зовнішній шар - залізобетонна шкаралупа товщиною 0,06 м;

$\rho_0 = 2400 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 1.51 \text{ Вт/(м·К)}$.

δ_2 – утеплювач - пінополістирол; $\rho = 45 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,034 \text{ Вт/(м·К)}$.

δ_3 – внутрішній шар - залізобетонна шкаралупа товщиною 0,05м;

$\rho_0 = 2400 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 1.51 \text{ Вт/(м·К)}$.

По карті-схемі температурних зон України м. Львів відноситься до І кліматичної зони. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій попередньо приймаємо $D \geq 1.5$ значення $R_{q \min}$ приймаємо $1.7 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Загальний опір зовнішньої стіни визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\hat{a}}} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_i} = \frac{1}{\alpha_{\hat{a}}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_i}, \quad (3.1)$$

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.06}{1.51} + \frac{\delta_2}{0.034} + \frac{0.05}{1.51} + \frac{1}{23} = 0.24 + \frac{\delta_2}{0.034}$$

де: α_3 - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/(м²·К); для зовнішніх стін $\alpha_3 = 23$.

α_6 - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/(м²·К); для внутрішніх стін $\alpha_6 = 8.7$

$$R_{\Sigma} = R_{q \min} = 0.24 + \frac{\delta_2}{0.034} = 1.7 \text{ м}^2 \times \frac{\text{К}}{\text{Вт}},$$

Отже, $\delta_2 = 0.05 \text{ м}$.

Для визначення правильно прийнятого $R_{q \min}$ залежно від показника теплової інерції D визначаємо за формулою:

$$D = \sum_{i=1}^n R_i \cdot s_{ip} \quad (3.2)$$

$$D = \sum R_i \times S_i = \frac{0.06}{1.51} \times 18.95 + \frac{0.05}{0.034} \times 0.49 + \frac{0.05}{1.51} \times 18.95 = 2.1$$

Таким чином $R_{q \min}$, попередньо прийняте $1.7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ є вірним.

Тому для забезпечення теплозахисних якостей зовнішніх стін промислової будівлі при зазначених вище умовах товщина шару, що утеплює повинна бути не менше 0.05 м .

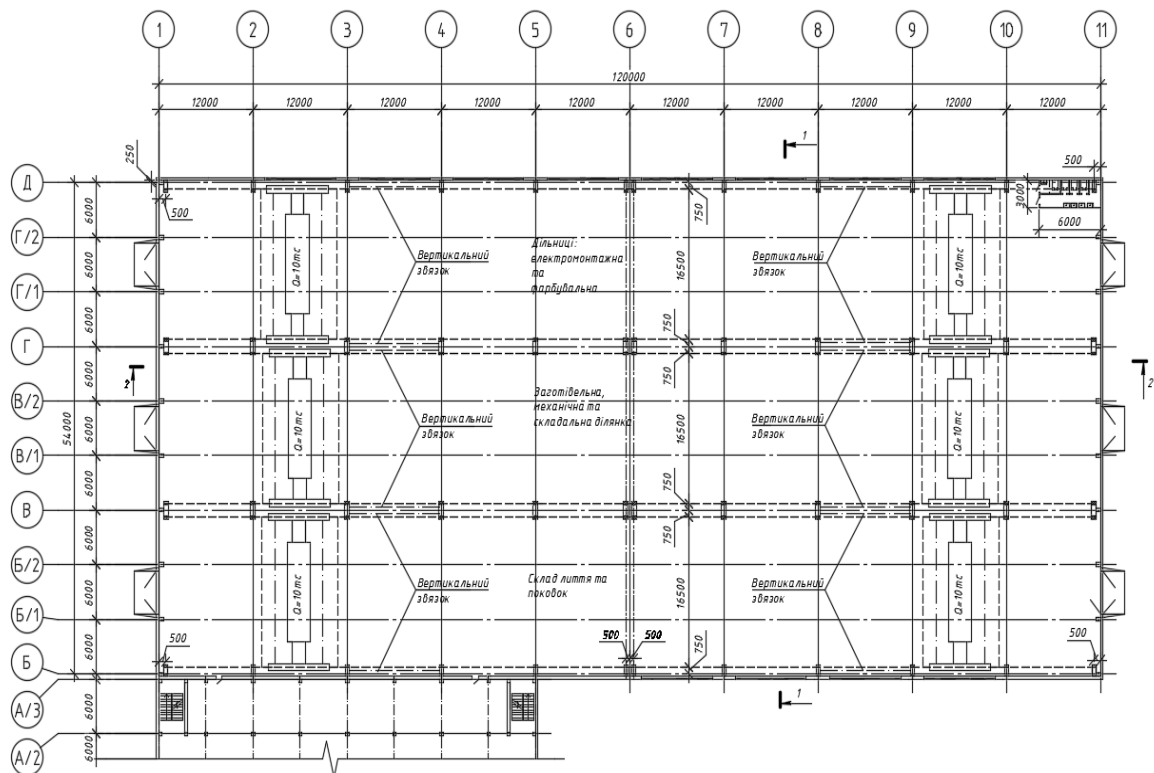
Розділ II

РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ

2.1.1. Компонування поперечної рами

ПЛАН НА ВІДМ. 0.000



РОЗРІЗ 1-1

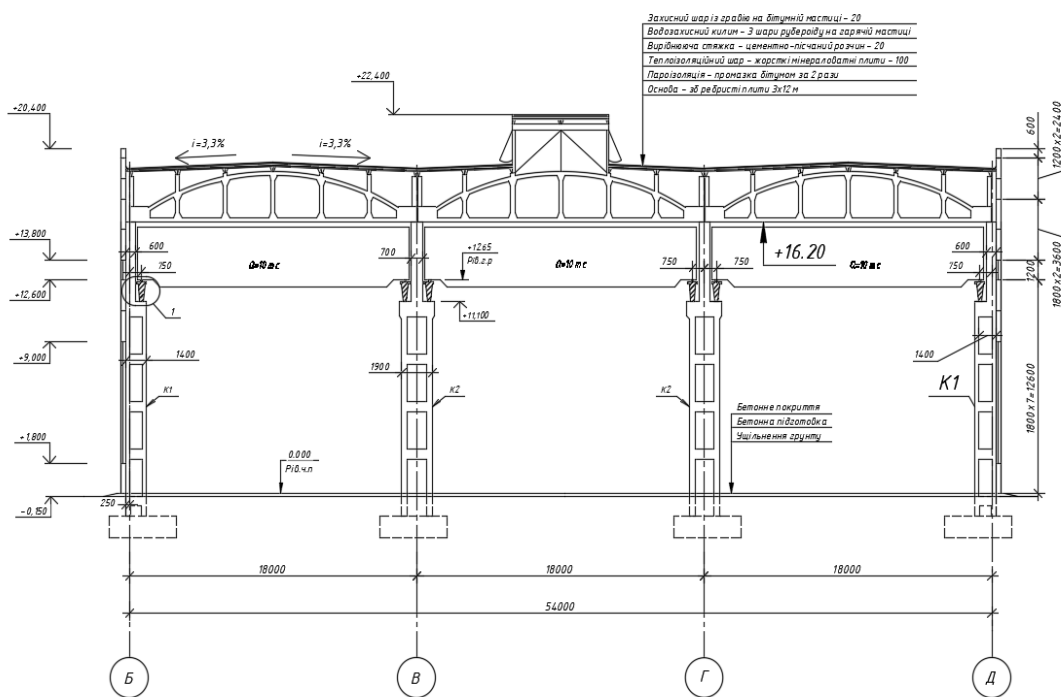


Рис 2.1.1 – План та поперечний розріз будівлі.

2.1.2. Розрахунок поперечної рами

Визначення навантажень на поперечну раму

Постійні навантаження:

Завантаження №1 – Постійне

1. Власна вага колони:

- для верхньої частини колони крайнього ряду

$$G_1 = h_1 \cdot H_1 \cdot b \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.6 \cdot 5.1 \cdot 0.6 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 49.53 \text{ кН} \quad (2.1.1)$$

- для верхньої частини колони середнього ряду

$$G_1 = h_1 \cdot H_1 \cdot b \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.7 \cdot 5.1 \cdot 0.6 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 57.79 \text{ кН} \quad (2.1.2)$$

- для нижньої частини колони крайнього ряду

$$\begin{aligned} G_2 &= (h_2 \cdot H_2 \cdot b - n((h_2 - 2h_3) \cdot b \cdot H_3)) \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ &= (1.4 \cdot 12.45 \cdot 0.6 - 4 \cdot (1.4 - 2 \cdot 0.3) \cdot 0.6 \cdot 2) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 178.54 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.1.1)$$

- нижньої частини колони середнього ряду

$$\begin{aligned} G_2 &= (h_2 \cdot H_2 \cdot b - n((h_2 - 2h_3) \cdot b \cdot H_3)) \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ &= (1.9 \cdot 12.45 \cdot 0.6 - 4 \cdot (1.9 - 2 \cdot 0.35) \cdot 0.6 \cdot 2) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 227.5 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.1.3)$$

2. Власна вага підкранових балок,

для підкранових балок $l=12\text{м}$

$$G_3 = m_3 \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 11.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 124.1 \text{ кН} \quad (2.1.4)$$

Згинальний момент від дії власної ваги підкранової балки

$$M_3 = G_3 \cdot (t + e_3 - \frac{h_2}{2}) = 124.1 \cdot (0.25 + 0.75 - \frac{1.4}{2}) = 37.23 \text{ кНм} \quad (2.1.5)$$

3. Власна вага конструкцій покриття (кроквяна ферма, плити покриття)

$$G_4 = m_4 \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 9.4 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 101.44 \text{ кН} \quad (2.1.6)$$

$G_5 = g \times L \times B = 5.5 \times 18 \times 12 = 1188 \text{ кН}$ - для колон внутрішнього ряду. (2.1.7)

$G_6 = G_5 / 2 = 1188 / 2 = 594 \text{ кН}$ - для колон зовнішнього ряду. (2.1.8)

4. Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону: $M_4 = (G_4 + G_5) \cdot 0.4 = 278.18 \text{ кНм}$ (2.1.9)

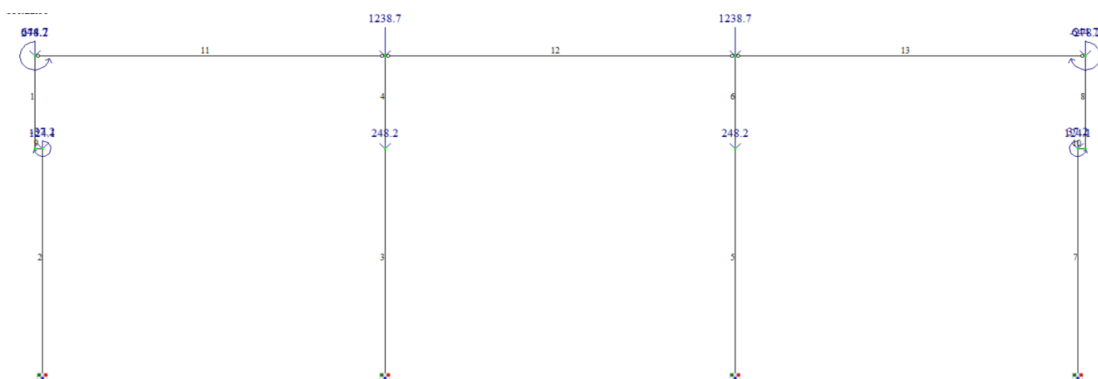


Рис.2.1.2 Розрахункова схема трьох пролітної промислової будівлі від постійного навантаження

Таблиця 2.1.1 - Збір навантажень від власної ваги покриття

№ п/п	Підрахунок навантажень	Характеристичне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, Н/м ²
1	Два шари гравію на бітумній мастиці	0.50	1.3	0.65
2	Чотири шари рубероїду 4х0.04	0.16	1.2	0.192
2	Стяжка із цементно-піщаного розчину $\delta=30\text{мм}$, $\rho=6 \text{ кН/м}^3$	0.66	1.3	0.858
3	Утеплювач $\delta=120\text{мм}$, $\rho=6 \text{ кН/м}^3$	0.72	1.3	0.936
4	Пароізоляція	0.05	1.2	0.06
5	Залізобетонні плити 3 х 12м (з урахуванням заливки стикових швів)	2.05	1.1	2.26
Ітого, постійне навантаження		$g^H=4.14$		$g=5.5$

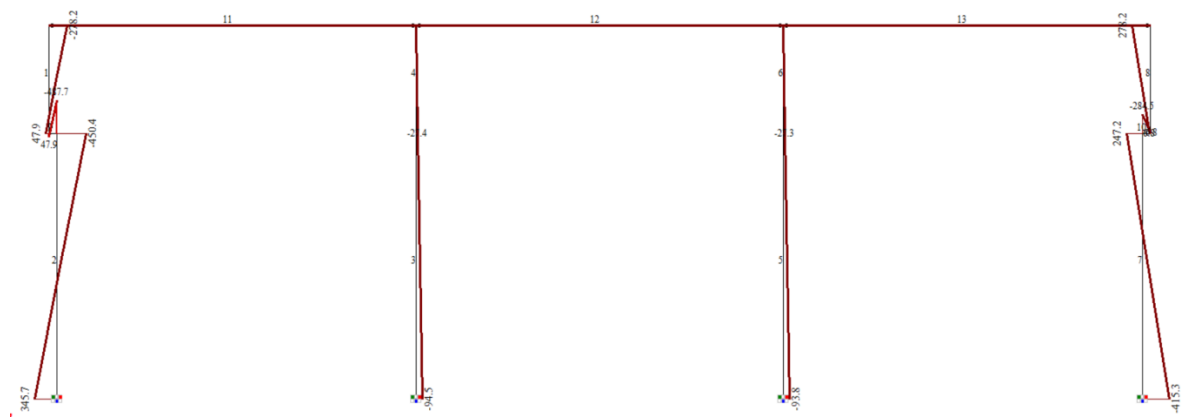


Рис.2.1.3 Епюра згинальних моментів (M) від постійного навантаження

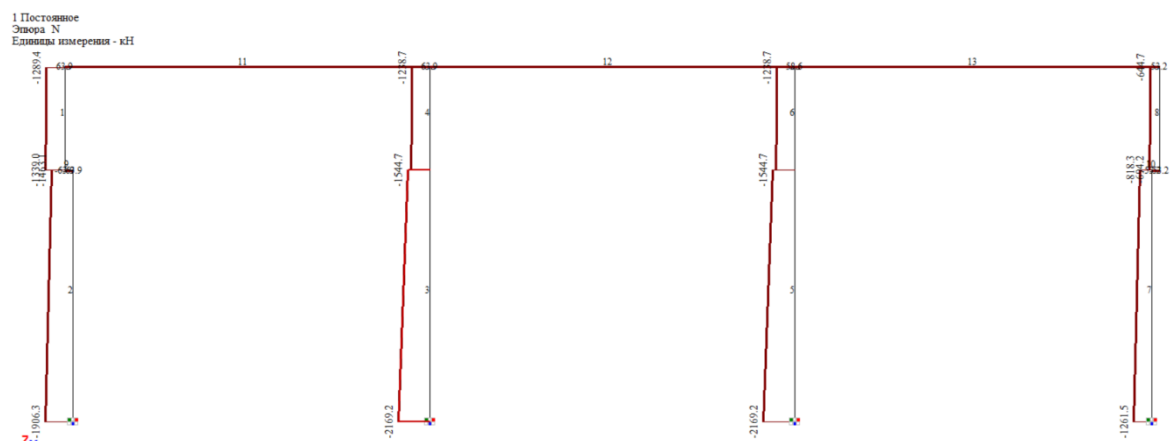


Рис.2.1.4 Епюра поздовжніх сил (N) від постійного навантаження

Навантаження від снігу

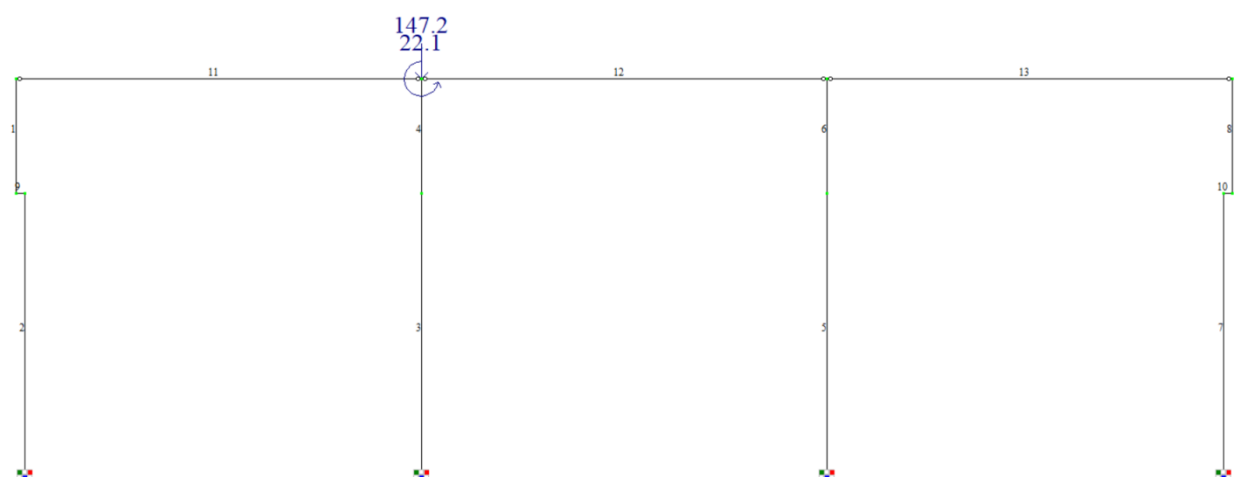


Рис.2.1.5 - Розрахункова схема трьох пролітної промислової будівлі від снігового навантаження

Відповідно до ДБН В.1.2. – 2:2006 «Навантаження та впливи» характеристичне значення снігового навантаження для м. Рівне складає 1310Па. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1.04 \cdot 1.31 \cdot 1 = 1.363 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \quad (2.1.10)$$

де $\gamma_{fm}=1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням, що визначається згідно з 8.11. При $T=60$ років;

S_0 - характеристичне значення навантаження від снігу;

C - коефіцієнт, що визначається за вказівками п.8.6, ДБН «Навантаження і впливи».

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1, \quad (2.1.11)$$

$\mu=1$ при $\alpha \leq 25^\circ$ (α – ухил покрівлі) – за п 8.7,8.8 (додаток Ж).

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі й визначається за п.8.9, $C_e = 1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п. 8.10, $C_{alt} = 1$;
тоді $C = 1$.

Погонне граничне розрахункове снігове навантаження:

$$q_{cn,m} = \gamma_n \cdot S_m \cdot B = 1 \cdot 1.363 \cdot 12 = 16.36 \text{кН} / \text{м}^2 \quad (2.1.12)$$

Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, що діє на колону середнього ряду :

$$V_{cn,m} = \frac{q_{cn,m} \cdot L}{2} = \frac{16.36 \cdot 18}{2} = 147.24 \text{Н} \quad (2.1.13)$$

Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону :

$$Mq_{cn,m} = V_{cn,m} \cdot e = 147.24 \cdot 0.15 = 22.09 \text{кНм}. \quad (2.1.14)$$

$$q^aw,5 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.8 \cdot 0.6 \cdot 0.95 \cdot 12 = 2.85 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q^aw,11.10 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.8 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot 12 = 5.21 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q^aw,16.20 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.8 \cdot 1.3 \cdot 0.95 \cdot 12 = 6.17 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q^aw,22.40 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.8 \cdot 1.5 \cdot 0.95 \cdot 12 = 7.13 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Пасивний вітер:

$$q^pw,5 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 0.95 \cdot 12 = 2.13 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q^pw,11.10 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.6 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot 12 = 3.92 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q^pw,16.20 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.6 \cdot 1.3 \cdot 0.95 \cdot 12 = 4.63 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q^pw,22.40 = 1 \cdot 0.52 \cdot 0.6 \cdot 1.5 \cdot 0.95 \cdot 12 = 5.35 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Еквівалентне вітрове навантаження:

$$\omega_a = \frac{q^aw,5 + 2q^aw,16.20}{3} = \frac{2.85 + 2 \cdot 6.17}{3} = 5.06 \text{кН/м} \quad (2.1.18)$$

$$\omega_p = \frac{q^pw,5 + 2q^pw,16.20}{3} = \frac{2.13 + 2 \cdot 4.63}{3} = 3.8 \text{кН/м} \quad (2.1.19)$$

Вітровий тиск що діє на ділянці висотою від низу ригеля до верхньої відмітки будинку прикладають у вигляді зосередженої сили W^a або W^p у вузлах ригеля рами, ці сили є рівнодіючі поверхневого тиску на площі, і визначаються як площі відповідних трапецій епюр вітрового тиску на ділянці.

$$W^a = \frac{(a_{16.20}^a + a_{22.40}^a)}{2} \cdot h = \frac{(6.17 + 7.13)}{2} \cdot 6.2 = 41.23 \text{кН} \quad (2.1.20)$$

$$W^p = \frac{(a_{16.20}^p + a_{22.40}^p)}{2} \cdot h = \frac{(4.63 + 5.35)}{2} \cdot 6.2 = 30.94 \text{кН} \quad (2.1.21)$$

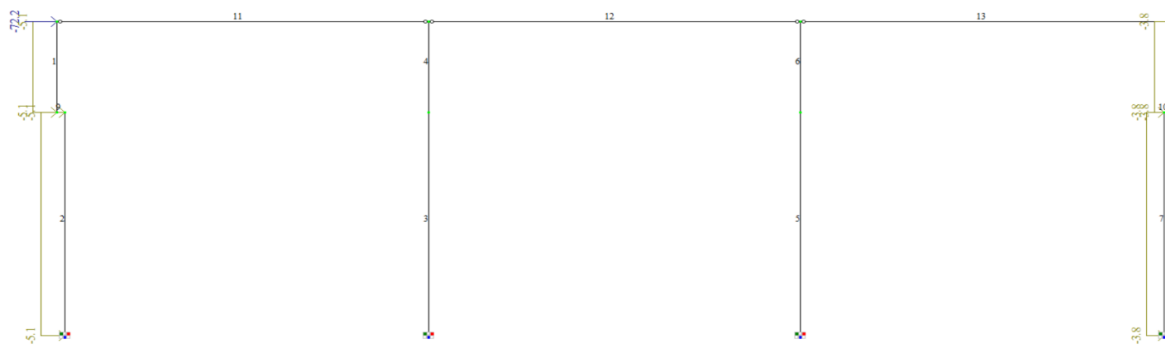


Рис.2.1.7 - Розрахункова схема трьох пролітної промислової будівлі від вітрового навантаження

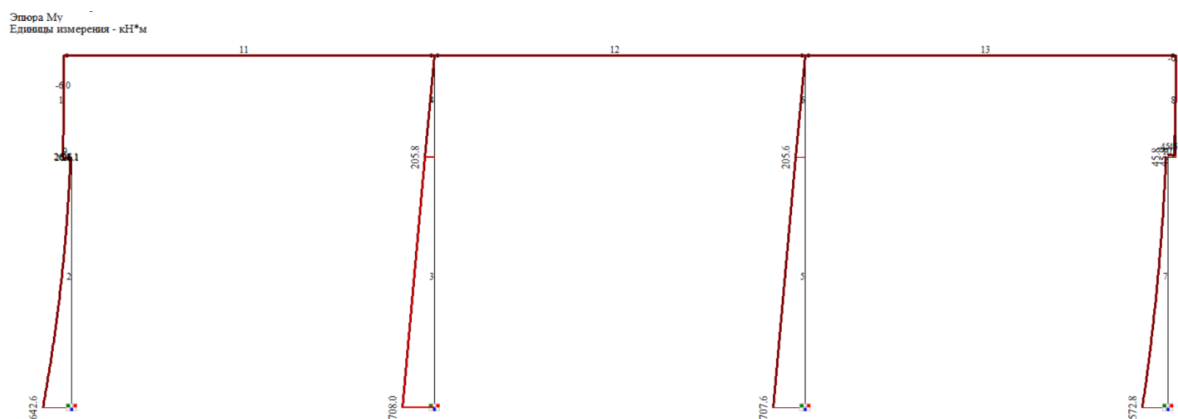


Рис.2.1.8. - Єюра згинальних моментів (M_u) від вітрового навантаження

Навантаження від мостових кранів

Для врахування впливу тривалості дії вертикальне кранове навантаження розчленовується на дві частини - тривалу і короточасну. В даному проекті допускається всю кранову навантаження вважати короточасною.

Табл.2.1.2 - Характеристики крану.

Вантажопідіймальність $Q, т$	Прогон крана, $L, м$	Габаритні розміри, мм				Тиск на 1 колесо, кН		Вага, кН	
		Висота мм	Звіс моста крана B_1	Ширина B_2	База K	F_{max}	F_{min}	Тележки	Крана з тележкою
100	16.5	1900	260	6300	4400	125	30	40	210

Вертикальні і горизонтальні навантаження від мостового крану передаються через колеса моста крану

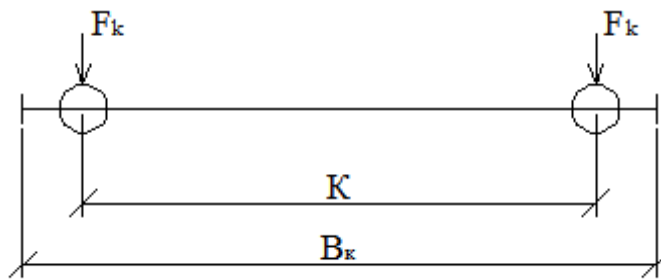


Рис.2.1.9 – Габаритні розміри крану

Для отримання максимального кранового навантаження на колону, крайнє колесо одного крану розташовують над колоною, а інші колеса займають відповідні положення на двох сусідніх підкранових балках, що спираються на цю колону.

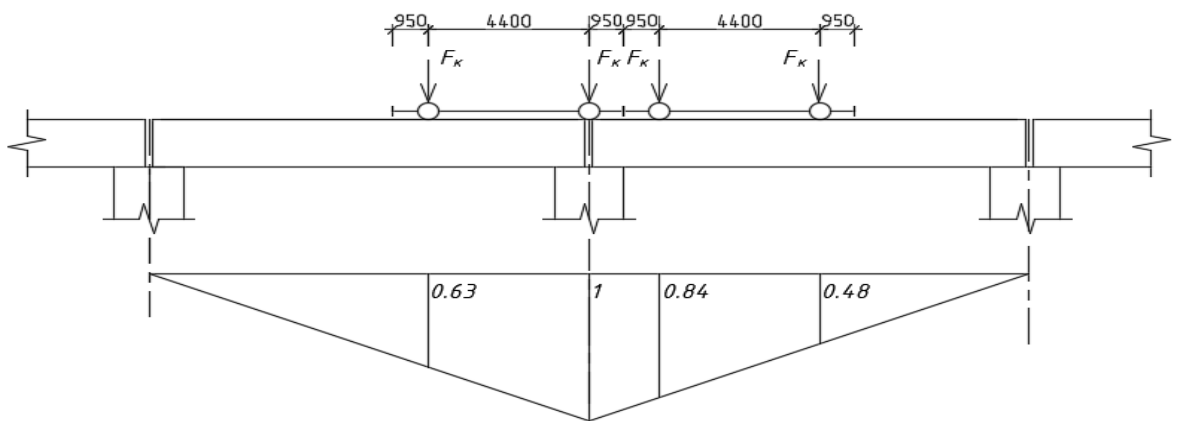


Рис. 2.1.10 – Схема розташування коліс кранів

Максимальний вертикальний тиск на колону від коліс D_{max} дорівнює сумі опорних заданих сил:

$$D_{max} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot F_{k,max}^n \cdot \sum y_i = 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.85 \cdot 125 \cdot (1 + 0.63 + 0.84 + 0.48) = 327.54 \text{ кН} \quad (2.1.22)$$

Вертикальний тиск на протилежну колону поперечної рами:

$$D_{min} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot F_{k,min}^n \cdot \sum y_i = 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.85 \cdot 30 \cdot (1 + 0.63 + 0.84 + 0.48) = 78.61 \text{ кН} \quad (2.1.23)$$

Відповідні моменти:

За I-м варіантом розташування крана:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_3 = 327.54 \cdot 0.3 = 98.26 \text{ кНм} \quad (2.1.24)$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_3 = 78.61 \cdot 0.75 = 58.96 \text{ кНм} \quad (2.1.25)$$

За II -м варіантом розташування крана:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_3 = 327.54 \cdot 0.75 = 245.65 \text{ кНм}$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_3 = 78.61 \cdot 0.75 = 58.96 \text{ кНм}$$

Горизонтальна гальмівна сила:

$$T = T_k \cdot \sum y_i \cdot \psi \cdot \gamma_{fm} = 7.75 \cdot (1 + 0.63 + 0.84 + 0.48) \cdot 1.1 \cdot 0.85 = 21.38 \text{ кН}$$

$$T_k = \frac{Q+G}{40} = \frac{100+210}{40} = 7.75 \text{ кН.} \quad (2.1.26)$$

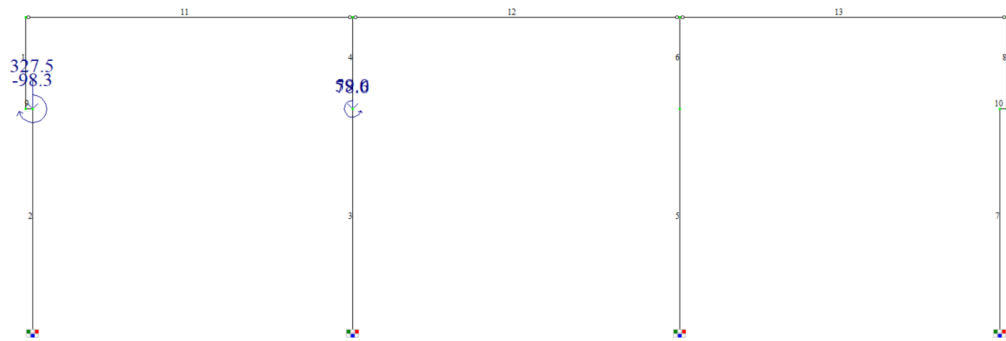


Рис.2.1.11 Розрахункова схема трьох пролітної промислової будівлі від кранового навантаження

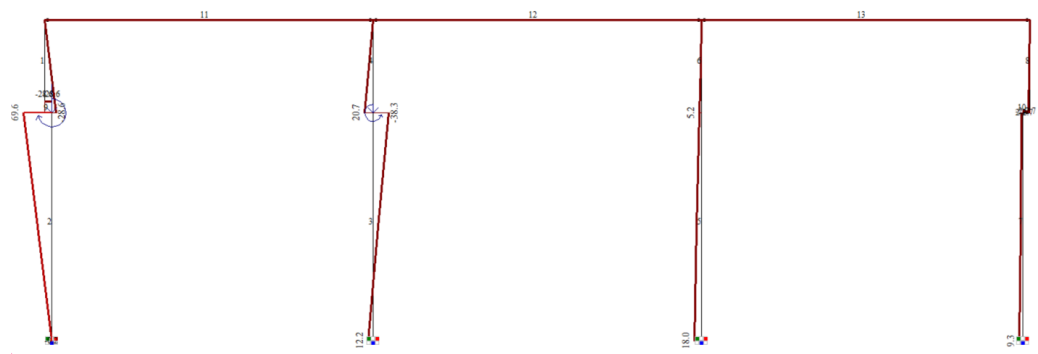


Рис.2.1.12.Єюра згинальних моментів (Mu) від кранового навантаження по ряду А

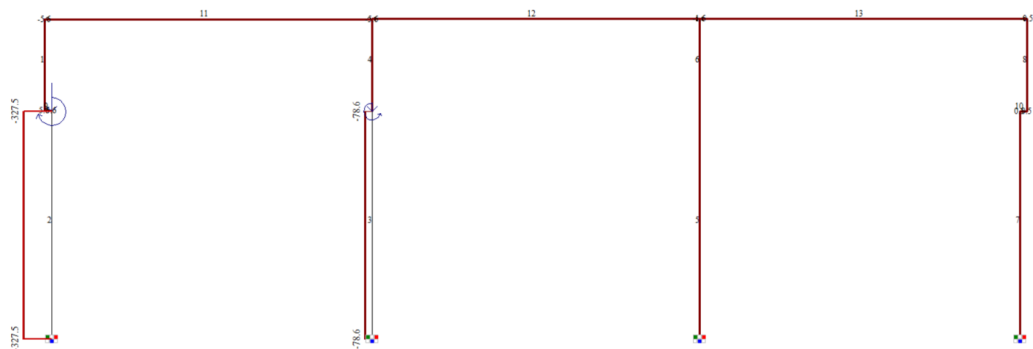


Рис.2.1.13.Єюра поздовжніх сил (N) від кранового навантаження по ряду А

2.1.3. Статичний розрахунок поперечної рами

Табл.2.1.3 – Розрахункові комбінації зусиль в колоні внутрішнього ряду по вісі «Б»

ЭЛМ	НС	КРТ	СТ	КС	Г	N	M	Q	ЗАГРУЖЕНИЯ.			
3	1	1	1		A1-2169.1	-94.454	5.3820	1				
		2	2		A1-2434.2	-112.52	6.4114	1	2	3		
		34	1		A1-2316.4	-75.759	3.0580	1	2			
		1	1		B1-2169.1	613.58	-34.962	1	10			
		2	2	K	B1-3023.7	-693.39	47.067	1	2	3	5	6 11
		5	1		B1-2169.1	-802.04	45.700	1	11			
		6	2	K	B1-3023.7	580.67	-25.529	1	2	3	5	6 10
		13	2	K	B1-2463.9	-659.51	50.176	1	6	11		
		18	2	K	B1-3023.7	-56.558	10.780	1	2	3	5	6
		34	1	K	B1-2643.9	-93.318	-1.5402	1	2	5		
		13	3		A2-1952.2	-85.008	4.8438	1				
3	2	1	1		A1-1544.6	-27.448	5.3820	1				
		2	2		A1-1809.7	-32.707	6.4114	1	2	3		
		34	1		A1-1691.9	-37.686	3.0580	1	2			
		1	1		B1-1544.6	178.30	-34.962	1	10			
		2	2	K	B1-2104.5	-285.09	38.559	1	2	3	5	11
		5	1		B1-1544.6	-233.07	45.700	1	11			
		6	2	K	B1-2399.2	262.84	-25.529	1	2	3	5	6 10
		13	2	K	B1-1839.4	-34.815	50.176	1	6	11		
		18	2	K	B1-2399.2	77.660	10.780	1	2	3	5	6
		34	1	K	B1-2019.4	-112.49	-1.5402	1	2	5		
		13	3		A2-1390.2	-24.703	4.8438	1				
4	1	1	1		A1-1296.4	-27.448	5.3820	1				
		2	2		A1-1561.5	-32.707	6.4114	1	2	3		
		34	1		A1-1443.7	-37.686	3.0580	1	2			
		1	1		B1-1296.4	178.30	-34.962	1	10			
		2	2	K	B1-1561.5	-261.15	51.205	1	2	3	6	11
		5	1		B1-1296.4	-233.07	45.700	1	11			
		6	2	K	B1-1561.5	171.09	-33.549	1	2	3	4	10
		13	2	K	B1-1296.4	-255.90	50.176	1	6	11		
		13	3		A2-1166.8	-24.703	4.8438	1				
4	2	2	2		A1-1503.7	-.00900	6.4114	1	2	3		
		14	1		A1-1238.7	0	5.3820	1				
		34	1		A1-1385.9	-22.089	3.0580	1	2			
		13	2	K	B1-1238.7	0	50.176	1	6	11		
		14	1		B1-1238.7	0	-34.962	1	10			
		13	3		A2-1114.8	0	4.8438	1				

2.1.4 Розрахунок двогілкової колони середнього ряду

Приймаємо бетон важкий класу С20/25. Розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14.5$ МПа; значення відносних деформацій $\varepsilon_{cz,cd} = 0.63\text{‰}$, $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.1\text{‰}$; модуль пружності $E_{cd} = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Поздовжня і поперечна арматура класу А400С. Розрахункове значення опору арматури на межі текучості $f_{yd} = 363.64$ МПа; модуль пружності

$E_s = 2.1 \cdot 10^5$ МПа; величина відносної деформації:

$$\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 363.64 / 210000 = 0.001732 = 1.732\text{‰}. \quad (2.1.27)$$

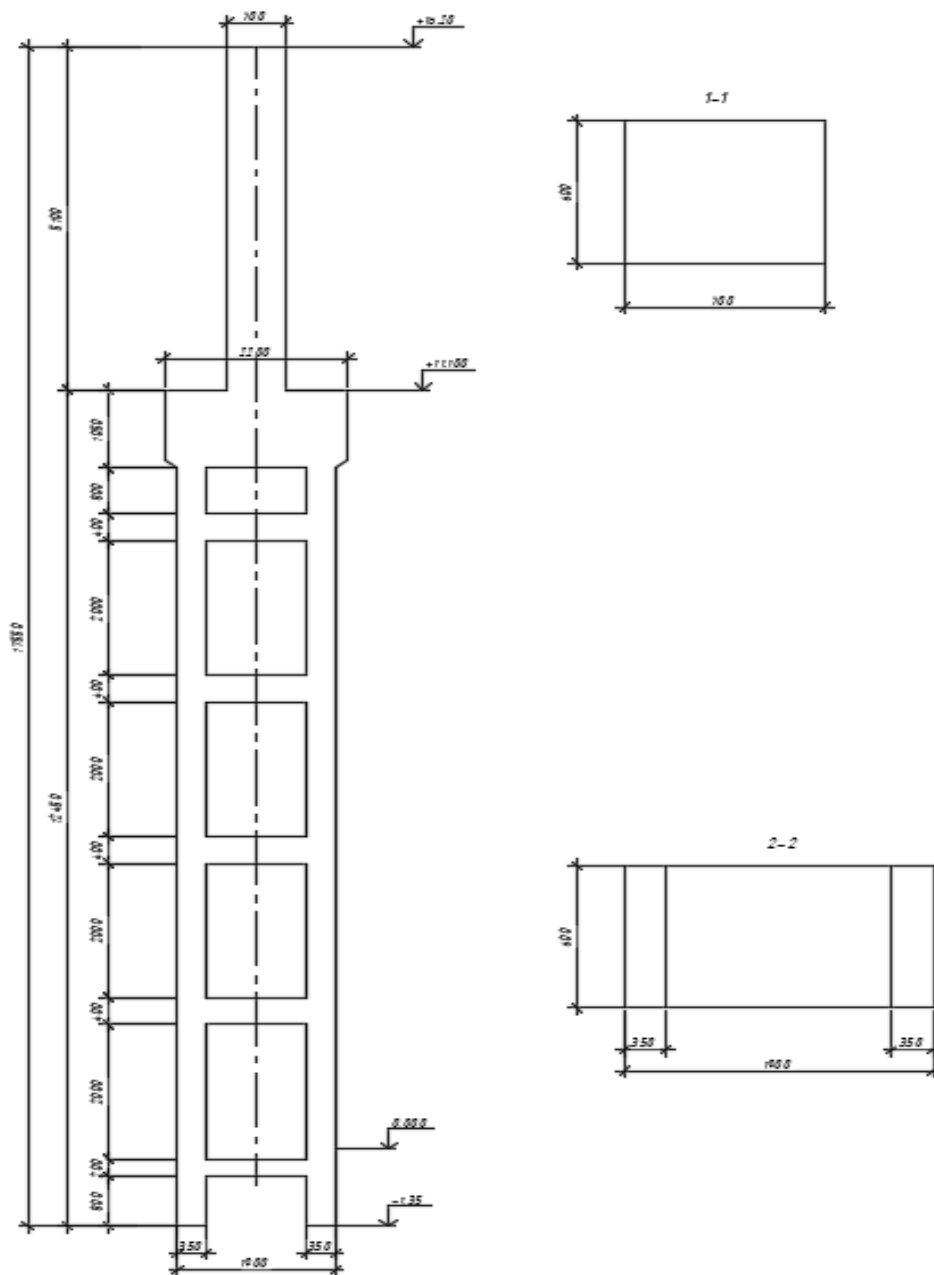


Рис. 2.1.14 – Загальний вид колонии

Розрахунок надкранової частини колони

Розрахунок в площині дії моменту

Розміри прямокутного перерізу $b=600\text{мм}$, $h=700\text{мм}$. Арматуру підбираємо за однією комбінацією, оскільки максимальному значенню N_{Ed} відповідає максимальне значення M_{Ed} .

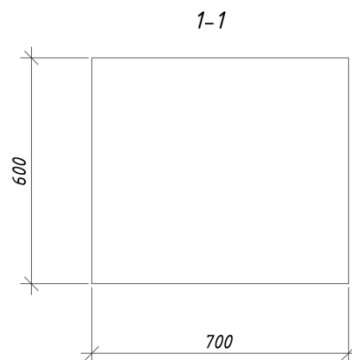


Рис.2.1.15 – Переріз надкранової частини.

$$M_{max} = -261.2 \text{ кНм}; N_{max} = -1561.5 \text{ кН}; Q_{відп} = 51.2 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 2 \times H_1 = 2 \times 5.1 = 10.2 \text{ м},$$

де H_1 - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_1 = 5100 \text{ мм}$ - висота надкранової частини.

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення H_1 :

$$e_0 = \frac{5100}{600} = 8.5 \text{ мм},$$

- $1/30$ висоти перерізу h (діаметра):

$$e_0 = \frac{700}{30} = 23.34 \text{ мм},$$

- не менше 10мм .

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{261.2}{1561.5} = 172 \text{ мм.} \quad (2.1.28)$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{10200}{0.2887 \times 700} = 50.5 \quad (2.1.29)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}, \quad (2.1.30)$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$.

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1561.5}{0.42 \times 14.5 \times 1000} = 0.26, \quad (2.1.31)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.26}} = 51.4 \quad (2.1.32)$$

$\lambda_{lim} = 51.4 > \lambda = 50.5$ – отже, враховувати вплив поздовжнього вигину не треба .

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу за формулою:

$$e_{tot} = e = 172 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c :

$$k = 0.79677, \beta = 0.45111, \omega_c = 0.898385$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде: $M_{Ed1} = M_{Ed}$

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \times e_{s1} = N_{Ed} \times (e_{tot} + 0.5h - c) = 1561.5 \times (0.172 + 0.5 \times 0.7 - 0.04) = 752.6 \text{ кНм}, \quad (2.1.33)$$

де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

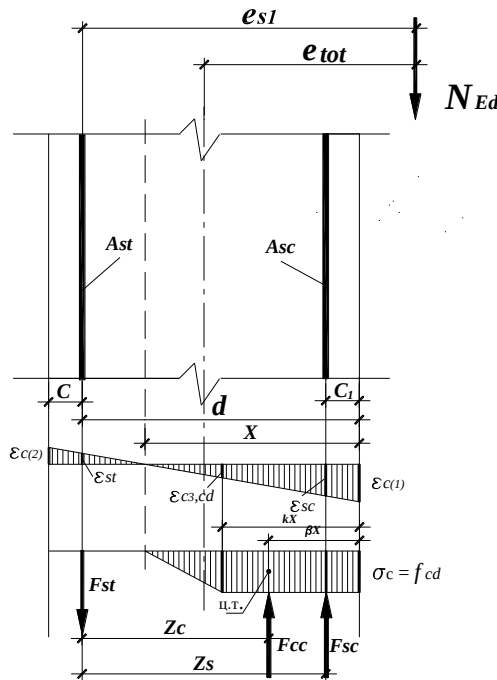


Рис. 2.1.16 - Напруження і деформації в перерізі при позacentровому стиску

Система рівнянь рівноваги позacentрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \xi \times (1 - \beta \times \xi) + \alpha_s \times k_{s2} \times (1 - \delta), \\ \alpha_n &= \xi + \alpha_s \times (k_{s2} - k_{s1}), \end{aligned} \quad (2.1.34)$$

Де, $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ - коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта $k_{s1} = k_{st}$ позитивний для розтягнутої арматури A_{st} і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{752.6}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.66^2} = 0.2211 \quad (2.1.35)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1561.5}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.66} = 0.303 \quad (2.1.36)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівнянь рівноваги позacentровано стиснутого елемента витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1561.5}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.66} = 0.303 \quad (2.1.37)$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11442 < \xi = 0.303 < \xi_{lim} = 0.64161, \quad (2.1.38)$$

отже переріз працює в області 2.

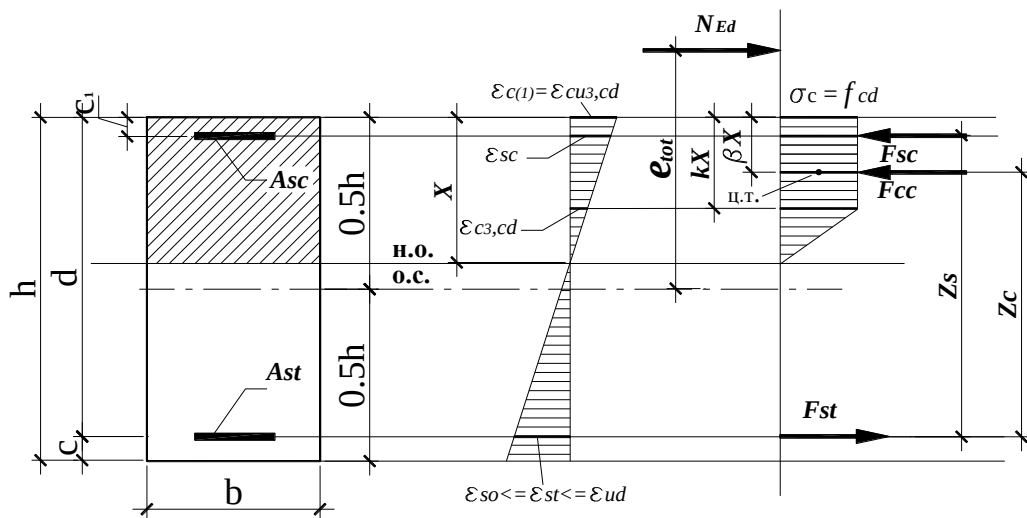


Рис. 2.1.17 - Епюри напружень і деформацій для області деформування 2

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{s2} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \times (1 - \beta \times \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.2211 - 0.303 \times (1 - 0.45111 \times 0.303)}{(1 - 0.061)} = -0.0431 \quad (2.1.39)$$

де $\delta = c_1/d = 40/660 = 0.061$.

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min}/2 = \frac{0.1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \times 1561500}{363.64} = 429.4 \text{ мм}^2, \quad (2.1.40)$$

або $0.002 A_c = 840 \text{ мм}^2$ (більшу з величин).

Приймаємо армування 3Ø20A400C ($A_{st} = 942 \text{ мм}^2$).

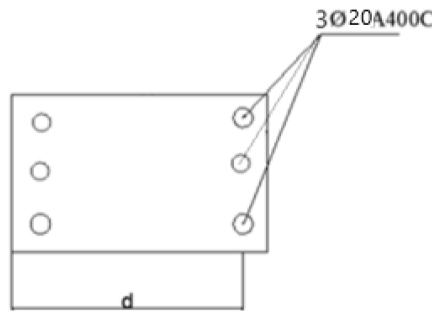


Рис. 2.1.18 – Армування надкранової частини колони

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0.04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0.08 \cdot A_c$ в напусках.

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Ed1} - k_{sc} \times f_{yd} \times A_{sc} \times (d - c_1)}{f_{cd} \times b \times d^2} = \\ &= \frac{752.6 - 1 \times 363.64 \times 0.942 \times (0.66 - 0.04)}{14500 \times 0.6 \times 0.66^2} = 0.1425, \end{aligned}$$

(2.1.41)

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \times \beta}{\omega_c}} \quad (2.1.42)$$

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.1425 \times 0.45111}{0.898385}} = 0.9224$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \times d = 0.9224 \times 660 = 608.8 \text{ мм.}$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(660 - 608.8)}{0.45111} = 113.5 \text{ мм} \quad (2.1.43)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \times (d - X)}{X} = \frac{3.1 \times (660 - 113.5)}{113.5} = 15 \text{ ‰} \quad (2.1.44)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} = 1.732 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{st} = 15 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{ud} = 25 \text{ ‰}$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок з площини дії моменту

Розміри прямокутного перерізу $b=h_1=700\text{мм}$, $h=b=600\text{мм}$. Арматуру підбираємо за комбінацією у розрахунковому перерізі:

$$M_{Ed} = 0 \text{ кНм}; N_{Ed} = -1561.5 \text{ кН};$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \times H_1 = 1.5 \times 5.1 = 7.65 \text{ м},$$

де H_1 - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_1 = 4500$ мм - висота надкранової частини.

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення H_1 :

$$e_0 = \frac{5100}{600} = 8.5 \text{ мм},$$

- $1/30$ висоти перерізу h (діаметра):

$$e_0 = \frac{600}{30} = 20 \text{ мм},$$

- не менше 10мм.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{7650}{0.2887 \times 600} = 44.2$$

Розрахунок позацентрово стиснутої колони на стійкість із площини згину не проводять якщо гнучкість в площині згину перевищує гнучкість з площини згину.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = 50.5 > \lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = 44.2 \text{— розрахунок не потребується.}$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.26}} = 51.4$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$.

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1561.5}{0.42 \times 14.5 \times 1000} = 0.26,$$

$\lambda_{lim} = 51.4 > \lambda = 44.2$ - отже вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу за формулою:

$$e_{tot} = e_0 = 20 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c :

$$k = 0.79766, \beta = 0.45111, \omega_c = 0.898385$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = M_{Ed}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \times e_{s1} = N_{Ed} \times (e_{tot} + 0.5h - c) \\ &= 1561.5 \times (0.02 + 0.5 \times 0.6 - 0.04) = 437.1 \text{ кНм,} \end{aligned}$$

де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \\ \alpha_n &= \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \end{aligned}$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ - коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта $k_{s1} = k_{st}$ позитивний для розтягнутої арматури A_{st} і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{437.1}{0.898385 \times 14500 \times 0.7 \times 0.56^2} = 0.153$$

Силовий параметр (параметр осьового навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1561.5}{0.898385 \times 14500 \times 0.7 \times 0.56} = 0.3058$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівнянь рівноваги позacentровано стиснутого елемента витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1561.5}{0.898385 \times 14500 \times 0.7 \times 0.56} = 0.3068$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11032 < \xi = 0.3068 < \xi_{lim} = 0.64161,$$

отже переріз **працює в області 2.**

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{s2} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \times (1 - \beta \times \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.153 - 0.3068 \times (1 - 0.45111 \times 0.3068)}{(1 - 0.0714)} = -0.1199$$

$$\text{де } \delta = c_1/d = 40/450 = 0.0714$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \times 1561500}{363.64} = 429.4 \text{ мм}^2,$$

або

$$0.002 A_c = 840 \text{ мм}^2 \text{ (більшу з величин).}$$

Приймаємо армування 2Ø20A400C ($A_{st} = 982 \text{ мм}^2$).

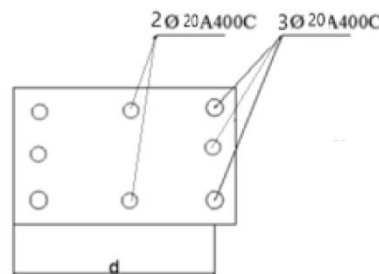


Рис. 2.1.19– Переріз надкранової частини з повним армуванням.

Розрахунок підкранової частини колони

Розрахунок в площині дії моменту

2-2

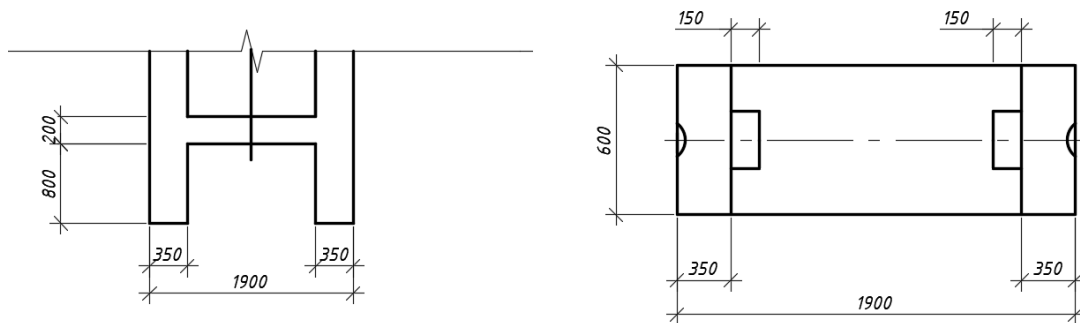


Рис. 2.1.20– Загальний вигляд підкранової частини (фрагмент).

Відстань між осями гілок $c=1550\text{мм}$, висота всього перерізу $h_c=1900\text{мм}$, переріз гілки $b=600\text{мм}$, $h=350\text{мм}$. Середній шаг розпірок $s=2\text{ м}$.

В перерізі діють 2 комбінації зусиль:

$$M_{max} = -693.4 \text{ кНм}; N_{відп} = -3023.7 \text{ кН}; Q_{відп} = -47.1 \text{ кН}.$$

$$M_{відп} = -285.1 \text{ кНм}; N_{max} = -2104.5 \text{ кН}; Q_{відп} = 38.56 \text{ кН}.$$

Розрахунок за першою комбінацією зусиль

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \times H_2 = 1 \times 12.45 = 18.68 \text{ м},$$

де H_2 - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 12450 \text{ мм}$ - висота підкранової частини.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}},$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \times (1 + \frac{3 \times c^2}{n^2 \times h_B^2})}} = \sqrt{\frac{1550^2}{4 \times (1 + \frac{3 \times 1550^2}{5^2 \times 350^2})}} = 423.27 \text{ мм},$$

(2.1.45)

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{18680}{423.27} = 44.13$$

$$\lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{2000}{350} = 5.7, \quad (2.1.46)$$

$$\lambda_K = \sqrt{44.13^2 + 5.7^2} = 44.5 \quad (2.1.47)$$

Впливом позовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}};$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$.

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{3023.7}{1.14 \times 14.5 \times 1000} = 0.183;$$

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.183}} = 61.2;$$

$\lambda_{lim} = 61.2 > \lambda = 44.5$ - отже, вплив позовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677$$

$$\beta = 0.45111$$

$$\omega_c = 0.898385$$

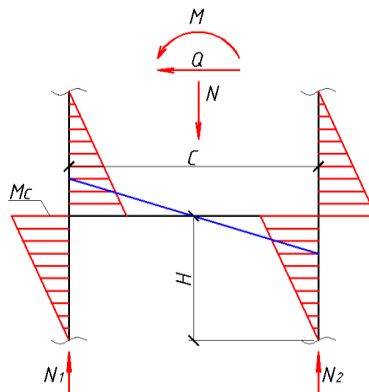


Рис. 2.1.21 – До розрахунку зусиль в гілках та розпірці.

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \times s}{4} = \frac{47.1 \times 2}{4} = 23.6 \text{ кНм.} \quad (2.1.48)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}, \quad (2.1.49)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{3023.7}{2} + \frac{693.4}{1.55} = 1959.2 \text{ кН;}$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{3023.7}{2} - \frac{693.4}{1.55} = 1064.5 \text{ кН.}$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- 1/600 довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення s :

$$e_0 = \frac{2000}{600} = 3.3 \text{ мм}$$

- 1/30 висоти перерізу h_b :

$$e_0 = \frac{350}{30} = 11.7 \text{ мм}$$

- 10 мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{23.6}{1959.2} = 12.1 \text{ мм} \quad (2.1.50)$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 12.1 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed,b1} \times e_{s1} = N_{Ed,b1} \times (e_{tot} + 0.5h - c)$$

$$= 1959.2 \times (0.0121 + 0.18 - 0.04) = 298 \text{ кНм,} \quad (2.1.51)$$

Де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \times (1 - \beta \times \xi) + \alpha_s \times k_{s2} \times (1 - \delta), \quad (2.1.52)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \times (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.53)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ - коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта $k_{s1} = k_{st}$ позитивний для розтягнутої арматури A_{st} і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{298}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31^2} = 0.39$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1959.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31} = 0.81$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1959.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31} = 0.81$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11032 < \xi = 0.81 > \xi_{lim} = 0.64161,$$

отже переріз не працює в області 2.

Умова не виконується, тобто:

$$\xi > \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}}, \quad (2.1.54)$$

отже має місце випадок малих ексцентриситетів, то коефіцієнти $k_{s1} = k_{st}$ є функцією ξ і точне рішення може бути отримане рішенням кубічного рівняння відносно ξ по формулах Кардано (Тартальї). Проте, в процесі інженерних

розрахунків, простіше і зручніше вирішувати ітераційним шляхом, рішенням рівняння:

$$\alpha_n = \xi + \frac{\alpha_{m1} - \xi \times (1 - \beta \times \xi)}{1 - \delta} \times k_s, \quad (2.1.55)$$

де коефіцієнт $k_s = (k_{sc} - k_{st})/k_{sc}$ залежить від ξ .

Визначаємо коефіцієнти:

$$a = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{3.1}{1.7} = 1.78, \quad (2.1.56)$$

$$g = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{0.63}{1.7} = 0.37 \quad (2.1.57).$$

Приймаємо:

$$\xi = \xi_2 = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1959.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31} = 0.8086$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0.64161 < \xi = 0.8086 < \frac{h}{d} = 1.13,$$

отже, переріз деформується в області 3. При цьому $k_{s2} = 1, k_{s1}$ зменшується від 1 до негативних значень і

$$k_s(\xi_i) = \frac{\xi_i \times (a+1) - a}{\xi_i}, \quad \text{а } \varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd}. \quad (2.1.58)$$

$$k_s(\xi_2) = \frac{\xi_2 \times (a+1) - a}{\xi_2} = \frac{0.8086 \times (1.78 + 1) - 1.82}{0.8086} = 0.5763 \quad (2.1.59)$$

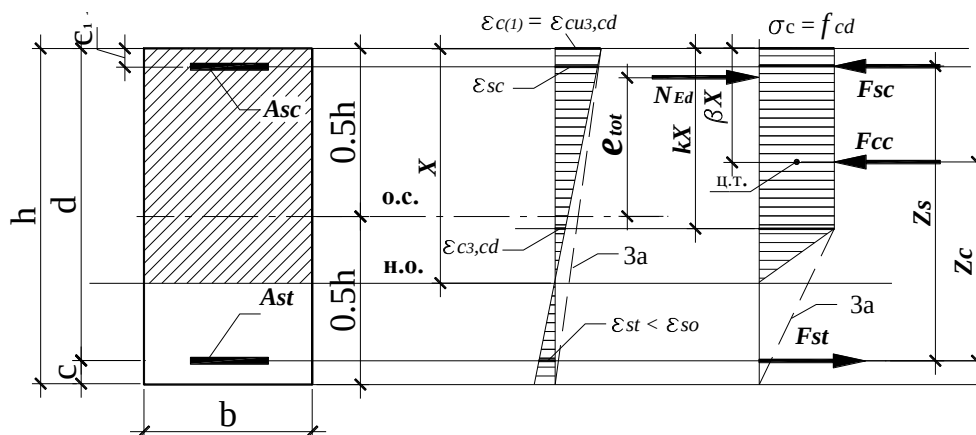


Рис. 2.1.22 - Епюри напружень і деформацій для області деформування 3.

Розраховуємо $\alpha_n(\xi_2)$ за формулою:

$$\begin{aligned}\alpha_n(\xi_2) &= \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2 \times (1 - \beta \times \xi_2)}{1 - \delta} \times k_s(\xi_2) = \\ &= 0.8086 + \frac{0.39 - 0.8086 \times (1 - 0.45111 \times 0.8086)}{1 - 0.13} \times 0.5763 \\ &= 0.7226\end{aligned}\quad (2.1.60)$$

$$\alpha_n(\xi_2) = 0.7226 < \alpha_n = 0.8086$$

Тобто $\xi_1 = \xi = \alpha_n = 0.8086$, $\alpha_n(\xi_1) = 0.7226$. Тоді приймаємо

$\xi_2 = \frac{h}{d} = 1.13$. Уточнюємо значення $k_s(\xi_i)$:

$$\begin{aligned}k_s(\xi_2) &= \frac{\xi_2 \times (a + 1) - a}{\xi_2} = \frac{1.13 \times (1.78 + 1) - 1.78}{1.13} = 1.208 \\ \alpha_n(\xi_2) &= \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2 \times (1 - \beta \times \xi_2)}{1 - \delta} \times k_s(\xi_2) = \\ &= 1.13 + \frac{0.39 - 1.13 \times (1 - 0.45111 \times 1.13)}{1 - 0.13} \times 1.208 = 0.91 > \alpha_n = 0.7728\end{aligned}$$

Прийняті для першого наближення значення ξ_1 та ξ_2 , повинні задовольняти умові:

$$\alpha_n(\xi_1) = 0.7226 < \alpha_n = 0.8086 < \alpha_n(\xi_2) = 0.91.$$

Розрахунок ведеться методом лінійної інтерполяції до моменту, коли права частина рівняння $\alpha_n = f(\xi) = \alpha_n(\xi)$ наближається з необхідною точністю до відомого значення α_n в лівій частині.

$$\begin{aligned}\xi &= \xi_1 + \frac{\alpha_n - \alpha_n(\xi_1)}{\alpha_n(\xi_2) - \alpha_n(\xi_1)} \times (\xi_2 - \xi_1) \\ 0.8086 + \frac{0.8086 - 0.7226}{0.91 - 0.7226} \times (1.13 - 0.8086) &= 0.9561,\end{aligned}\quad (2.1.62)$$

при цьому значення ξ повинно задовольняти умові:

$$\xi_1 = 0.8086 < \xi = 0.9561 < \xi_2 = 1.13$$

Уточнюємо значення $k_s(\xi)$ по формулі:

$$k_s(\xi) = \frac{\xi \times (a + 1) - a}{\xi} = \frac{0.9561 \times (1.78 + 1) - 1.78}{0.9561} = 0.9183 \quad (2.1.63)$$

Розраховуємо $\alpha_n(\xi)$ за формулою:

$$\alpha_n(\xi) = \xi + \frac{\alpha_{m1} - \xi \times (1 - \beta \times \xi)}{1 - \delta} \times k_s(\xi) = 0.9561 + \frac{0.39 - 0.9561 \times (1 - 0.45111 \times 0.9561)}{1 - 0.13} \times 0.9183 = 0.8332$$

Порівнюємо $\alpha_n(\xi)$ з α_n :

$$\frac{\alpha_n(\xi) - \alpha_n}{\alpha_n} = \frac{0.8332 - 0.8086}{0.8086} = 3.04\% < 5\%,$$

отже можна припинити ітерації.

Після визначення ξ знаходимо необхідну площу симетричної арматури:

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{(\alpha_{m1} - \xi \times (1 - \beta \times \xi)) \times \omega_c \times f_{cd} \times b \times d}{k_{s2} \times (1 - \delta) \times f_{yd}} = \frac{(0.39 - 0.9561 \times (1 - 0.45111 \times 0.9561)) \times 0.898385 \times 14.5 \times 600 \times 310}{1 \times (1 - 0.13) \times 363.64} = -1178 \text{ мм}^2$$

При $k_{s2} = 1$, так як вважаємо що переріз деформується в області 3.

Оскільки A_{st} має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \times 1959200}{363.64} = 538.8 \text{ мм}^2,$$

Або $0.002 A_c = 420 \text{ мм}^2$ (більшу з величин).

Приймаємо армування 3Ø16A400C ($A_{st} = 603 \text{ мм}^2$).

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0.04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не

порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} \times f_{yd} \times A_{sc} \times (d - c_1)}{f_{cd} \times b \times d^2} =$$

$$= \frac{298 \times 10^6 - 1 \times 363.64 \times 603 \times (310 - 40)}{14.5 \times 600 \times 310^2} = 0.286 \quad (2.1.64)$$

де $k_{sc} = 1$.

Висота стиснутої зони:

$$X = d \times \xi = 310 \times 0.9561 = 296.4 \text{ мм.}$$

Відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \times (d - X)}{X} = \frac{3.1 \times (310 - 296.4)}{296.4} = 0.142\text{‰} \quad (2.1.65)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{st} = 0.142\text{‰} < \varepsilon_{s0} = 1.732\text{‰}.$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{sc} , розташованої біля стиснутої грані перерізу:

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \times (X - c_1)}{X} = \frac{3.1 \times (296.4 - 40)}{296.4} = 2.68 \text{‰}, \quad (2.1.66)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} = 1.732 \text{‰} < \varepsilon_{sc} = 2.68 \text{‰} < \varepsilon_{ud} = 25 \text{‰}.$$

Розрахунок за другою комбінацією зусиль

$$M_{\text{відп}} = -285.1 \text{ кНм}; N_{\text{max}} = -2104.5 \text{ кН}; Q_{\text{відп}} = 38.56 \text{ кН}.$$

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \times H_2 = 1 \times 12.45 = 18.68 \text{ м},$$

де H_2 - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 12450 \text{ мм}$ - висота підкранової частини.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{\text{red}}},$$
$$i_{\text{red}} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \times (1 + \frac{3 \times c^2}{n^2 \times h_B^2})}} = \sqrt{\frac{1550^2}{4 \times (1 + \frac{3 \times 1550^2}{5^2 \times 350^2})}}$$
$$= 423.27 \text{ мм}, \quad (2.1.67)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{\text{red}}} = \frac{18680}{423.27} = 44.1$$

$$\lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{2000}{350} = 5.7,$$

$$\lambda_k = \sqrt{44.1^2 + 5.7^2} = 44.5$$

Впливом поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}};$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$.

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{2104.5}{1.14 \times 14.5 \times 1000} = 0.127;$$

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.127}} = 75.52;$$

$\lambda_{lim} = 75.52 > \lambda = 44.5$ - отже вплив позовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677$$

$$\beta = 0.45111$$

$$\omega_c = 0.898385$$

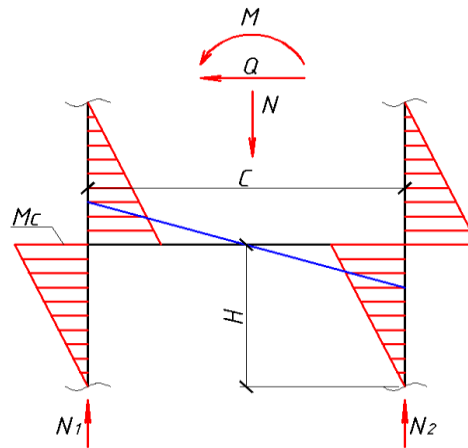


Рис. 2.1.23 – До розрахунку зусиль в гілках та розпірці

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \times s}{4} = \frac{38.56 \times 2}{4} = 19.3 \text{ кНм.}$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c},$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2104.5}{2} + \frac{285.1}{1.55} = 1236.2 \text{ кН};$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2104.5}{2} - \frac{285.1}{1.55} = 868.31 \text{ кН.}$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого позовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- 1/600 довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення s :

$$e_0 = \frac{2000}{600} = 3.3 \text{ мм}$$

- 1/30 висоти перерізу h_b :

$$e_0 = \frac{350}{30} = 11.7 \text{ мм}$$

- 10 мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{19.3}{1236.2} = 15.6 \text{ мм}$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 15.6 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed,b1} \times e_{s1} = N_{Ed,b1} \times (e_{tot} + 0.5h - c) \\ &= 1236.2 \times (0.0156 + 0.18 - 0.04) = 186.2 \text{ кНм,} \end{aligned}$$

де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \xi \times (1 - \beta \times \xi) + \alpha_s \times k_{s2} \times (1 - \delta), \\ \alpha_n &= \xi + \alpha_s \times (k_{s2} - k_{s1}), \end{aligned}$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ - коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі

розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта $k_{s1} = k_{st}$ позитивний для розтягнутої арматури A_{st} і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{186.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31^2} = 0.2479$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1236.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31} = 0.5102$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1236.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.6 \times 0.31} = 0.5102$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11032 < \xi = 0.5102 < \xi_{lim} = 0.64161,$$

отже переріз працює в області 2.

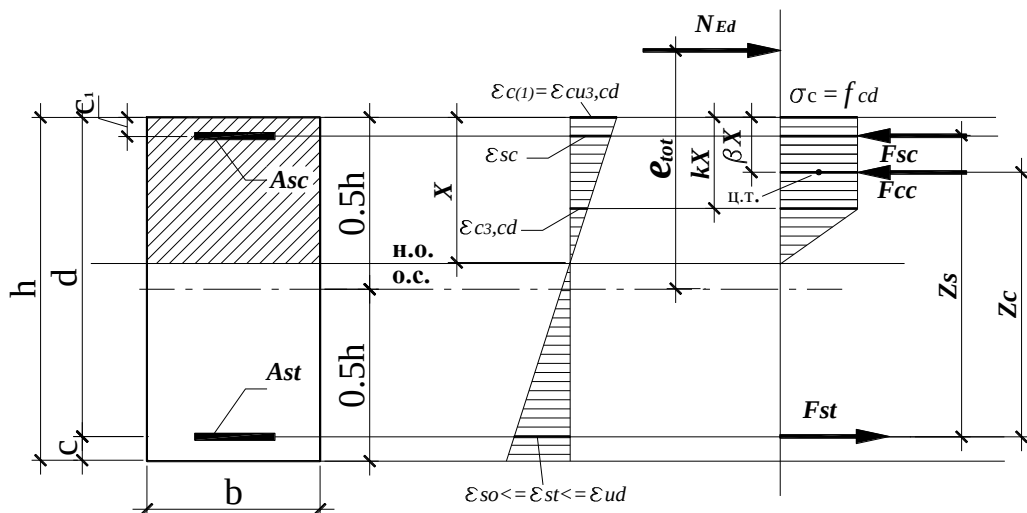


Рис. 2.1.45 - Епюри напружень і деформацій для області деформування 2

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{s2} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \times (1 - \beta \times \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.2479 - 0.5102 \times (1 - 0.45111 \times 0.5102)}{(1 - 0.013)} = -0.1467$$

$$\text{де } \delta = c_1/d = 40/310 = 0.013$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \times 1236200}{363.64} = 340 \text{ мм}^2,$$

або

$$0.002 A_c = 420 \text{ мм}^2 \text{ (більшу з величин).}$$

Приймаємо армування $2\emptyset 18A400C$ ($A_{st} = 509 \text{ мм}^2$).

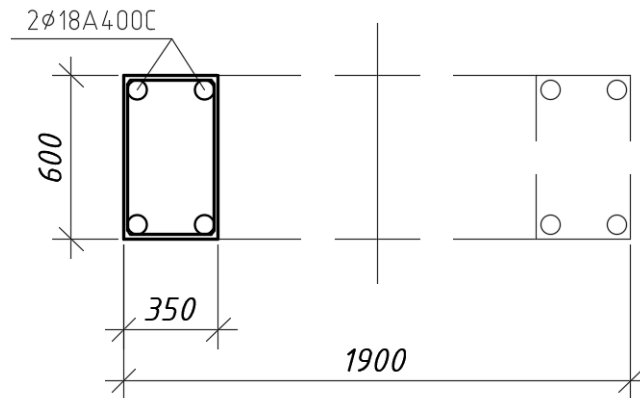


Рис. 2.1.25 – Схема армування гілки колони в площині дії моменту.

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} \times f_{yd} \times A_{sc} \times (d - c_1)}{f_{cd} \times b \times d^2} =$$

$$= \frac{186.2 - 1 \times 363.64 \times 0.402 \times (0.31 - 0.04)}{14500 \times 0.6 \times 0.31^2} = 0.1755 \quad (2.1.68)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \times \beta}{\omega_c}} \quad (2.1.69)$$

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.1755 \times 0.45111}{0.898385}} = 0.9023$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \times d = 0.9023 \times 310 = 279.72 \text{ мм}$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(310 - 279.72)}{0.45111} = 67.11 \text{ мм} \quad (2.1.70)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \times (d - X)}{X} = \frac{3.1 \times (310 - 67.11)}{67.11} = 11.2 \text{ ‰} \quad (2.1.71)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} = 1.732\text{‰} \leq \varepsilon_{st} = 11.2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{ud} = 25\text{‰}$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок з площини дії моменту

Відстань між осями гілок $c=1550\text{мм}$, висота всього перерізу $h_c=1900\text{мм}$, переріз гілки $h=b=600\text{мм}$, $b=h=350\text{мм}$. Середній шаг розпірок $s=2 \text{ м}$.

$$M_{\text{відп}} = -285.1 \text{ кНм}; N_{\text{max}} = -2104.5 \text{ кН}; Q_{\text{відп}} = 38.56 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \times H_2 = 1 \times 12.45 = 18.68 \text{ м},$$

де H_2 - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 12450 \text{ мм}$ - висота підкранової частини.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}},$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \times (1 + \frac{3 \times c^2}{n^2 \times h_B^2})}} = \sqrt{\frac{1550^2}{4 \times (1 + \frac{3 \times 1550^2}{5^2 \times 600^2})}} = 577.51 \text{ мм},$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{18680}{577.51} = 32.35$$

$$\lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{2000}{600} = 3.34$$

$$\lambda_k = \sqrt{32.35^2 + 3.34^2} = 32.52$$

Впливом поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}};$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$.

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{2104.5}{1.14 \times 14.5 \times 1000} = 0.127;$$

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.127}} = 75.52;$$

$\lambda_{lim} = 75.52 > \lambda = 32.52$ - отже вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677$$

$$\beta = 0.45111$$

$$\omega_c = 0.898385$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \times s}{4} = \frac{38.56 \times 2}{4} = 19.3 \text{ кНм.} \quad (2.1.72)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}, \quad (2.1.73)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2104.5}{2} + \frac{285.1}{1.55} = 1236.2 \text{ кН;} \quad (2.1.74)$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2104.5}{2} - \frac{285.1}{1.55} = 868.31 \text{ кН.} \quad (2.1.75)$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення s :

$$e_0 = \frac{2000}{600} = 3.3 \text{ мм}$$

- $1/30$ висоти перерізу h_b :

$$e_0 = \frac{600}{30} = 20 \text{ мм}$$

- 10 мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{19.3}{1236.2} = 15.6 \text{ мм}$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 20 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed,b1} \times e_{s1} = N_{Ed,b1} \times (e_{tot} + 0.5h - c) \\ &= 1236.2 \times (0.02 + 0.3 - 0.04) = 346.2 \text{ кНм,} \end{aligned} \quad (2.1.76)$$

де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \xi \times (1 - \beta \times \xi) + \alpha_s \times k_{s2} \times (1 - \delta), \\ \alpha_n &= \xi + \alpha_s \times (k_{s2} - k_{s1}), \end{aligned}$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ - коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта $k_{s1} = k_{st}$ позитивний для розтягнутої арматури A_{st} і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{346.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.35 \times 0.56^2} = 0.2421$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1236.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.35 \times 0.56} = 0.4842$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \frac{N_{Ed}}{\omega_c \times f_{cd} \times b \times d} = \frac{1236.2}{0.898385 \times 14500 \times 0.35 \times 0.56} = 0.4842$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11032 < \xi = 0.4842 < \xi_{lim} = 0.64161,$$

отже переріз працює в області 2.

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{s2} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \times (1 - \beta \times \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.2421 - 0.4842 \times (1 - 0.45111 \times 0.4842)}{(1 - 0.071)} = -0.1467$$

$$\text{де } \delta = c_1/d = 40/310 = 0.071$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \times N_{Ed}}{2 \times f_{yd}} = \frac{0.1 \times 1236200}{363.64} = 340 \text{ мм}^2,$$

або

$$0.002 A_c = 420 \text{ мм}^2 \text{ (більшу з величин).}$$

Приймаємо армування $3\emptyset 18A400C$ ($A_{st} = 763 \text{ мм}^2$).

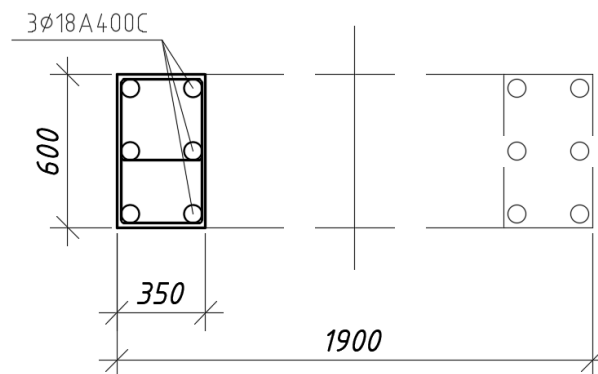


Рис. 2.1.26– Схема армування гілки колони..

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} \times f_{yd} \times A_{sc} \times (d - c_1)}{f_{cd} \times b \times d^2} =$$

$$= \frac{346.2 - 1 \times 363.64 \times 0.763 \times (0.56 - 0.04)}{14500 \times 0.35 \times 0.56^2} = 0.1269 \quad (2.1.77)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \times \beta}{\omega_c}}$$

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.1269 \times 0.45111}{0.898385}} = 0.9316$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \times d = 0.9316 \times 560 = 522 \text{ мм}$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(560 - 522)}{0.45111} = 84.9 \text{ мм}$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \times (d - X)}{X} = \frac{3.1 \times (560 - 84.9)}{84.9} = 17.3 \text{ ‰}$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} = 1.732 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{st} = 17.3 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{ud} = 25 \text{ ‰}$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позacentровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок проміжної розпірки

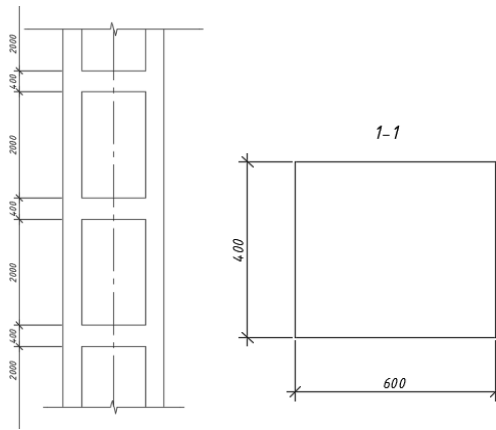


Рис. 2.1.27 – Загальний вигляд розпірки двогілкової колони.

Згинальний момент дорівнює сумі моментів в двох гілках, що примикають до рамного вузла знизу і вгору. Тому:

$$M_{Ed} = M_p = 2 \times M_c = 38.6 \text{ кНм}$$

$$M_c = \frac{Q \times S}{4} = \frac{38.56 \times 2}{4} = 19.3 \text{ кНм}$$

Переріз розпірки прямокутний і має розміри $b=400\text{мм}$, $h=600\text{мм}$, $d=560\text{мм}$. Так як еюра моментів двозначна армуємо розпірку подвійною симетричною арматурою $A_{st} = A_{sc}$. Площа армування:

$$\begin{aligned} A_{st} = A_{sc} &= \frac{M_p}{f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{38.6 \times 10^6}{363.64 \times (560 - 40)} \\ &= 204.2 \text{ мм}^2 \quad (2.1.78) \end{aligned}$$

За конструктивними вимогами кількість арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$0.002 A_{sc} = 0.002 A_{st} = 480 \text{ мм}^2 \text{ (більшу з величин).}$$

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

Приймаємо 4Ø14A400C ($A_{st} = 616 \text{ мм}^2$).

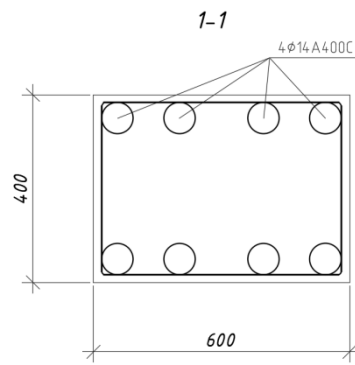


Рис. 2.1.28 – Схема армування розпірки колони.

2.1.5. Розрахунок попередньо-напруженої плити покриття 3х12м

Номінальна ширина плити приймається

$$b_n = 3000 \text{ мм}$$

Конструктивна ширина плити (товщину шва між плитами в напрямку поперек будівлі приймаємо $a_{ш} = 10 \text{ мм}$) буде складати :

$$b_k = b_n - a_{ш} = 3000 - 2 \times 10 = 1480 \text{ мм}$$

Номінальна довжина плити $l_n = 12000 \text{ мм}$

Конструктивна довжина плити (товщину шва між плитами в повздовжньому напрямку приймаємо $a_{ш} = 20 \text{ мм}$) буде складати :

$$l_k = l_n - a_{ш} = 12000 - 2 \times 20 = 11960 \text{ мм}$$

Висота перерізу плити буде $h = 450 \text{ мм}$, товщина полиці $h_f = 30 \text{ мм}$.

Характеристики міцності бетону та арматури

Для плити приймаємо бетон важкий класу C20/25. Розрахунковий опір бетону стиску $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$; значення відносних деформацій $\varepsilon_{с3,cd} = 0,63 \text{ ‰} = 0,00063$ і $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,1 \text{ ‰} = 0,0031$, модуль пружності $E_{cd} = 23.0 \text{ ГПа} = 23000 \text{ МПа}$.

Повздовжня арматура каркасів – класу A1000, її розрахункове значення міцності на розтяг $f_{pd0} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 955 / 1.2 = 795.83 \text{ МПа}$, де $\gamma_s = 1.2$ коефіцієнт надійності для арматури; модуль пружності $E_p = 190000 \text{ МПа}$; відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{p0} = f_{pd0} / E_p = 795.83 / 190000 = 0.0042 = 4.2 \text{ ‰}$ при досягненні напруженнями розрахункового опору; граничні відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{uk} = 0.018 = 18 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} = 0.9 \times 0.018 = 0.0162 = 16.2 \text{ ‰}$.

Таблиця 2.1.4 - Збір навантажень на плиту покриття

№ п/п	Підрахунок навантажень	Характеристичне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, Н/м ²
Постійне навантаження				
1	Два шари гравію на бітумній мастиці	0.50	1.3	0.65
2	Чотири шари рубероїду 4х0.04	0.16	1.2	0.192
2	Стяжка із цементно-піщаного розчину $\delta=30\text{мм}$, $\rho=6\text{ кН/м}^3$	0.66	1.3	0.858
3	Утеплювач $\delta=120\text{мм}$, $\rho=6\text{ кН/м}^3$	0.72	1.3	0.936
4	Пароізоляція	0.05	1.2	0.06
5	Залізобетонні плити 3 х 12м (з урахуванням заливки стикових швів)	2.05	1.1	2.26
Ітого, постійне навантаження		$g^H=4.14$		$g=5.5$
Тимчасові навантаження				
1	Снігове м. Рівне	1.31	1.04	1.363

Розрахунок повздовжнього ребра

Розрахунковий прольот складає

$$l_0 = 11.96 - 0.05 \times 2 = 11.86 \text{ м}$$

Розрахункове навантаження на 1 погонний метр довжини ребра при ширині вантажної площі 3.0м , яка дорівнює номінальній ширині плити:

$$g = 5.5 \times 3.0 = 16.5 \text{ кН/м}$$

$$v = 1.363 \times 3.0 = 4.1 \text{ кН/м}$$

$$q = g + v = 16.5 + 4.1 = 20.6 \text{ кН/м}$$

Максимальний згинаючий момент від розрахункового навантаження:

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{20.6 \times 11.86^2}{8} = 362.2 \text{ кНм}; \quad (2.1.79)$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{Ed} = Q_{max} = \frac{ql_0}{2} = \frac{20.6 \times 11.86}{2} = 122.2 \text{ кНм}; \quad (2.1.80)$$

**Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі
елемента**

Розрахунковий переріз має тавровий профіль, ширина ребра якого дорівнює подвійній нижній ширині ребра плити, тобто $b_w = 170$ мм.

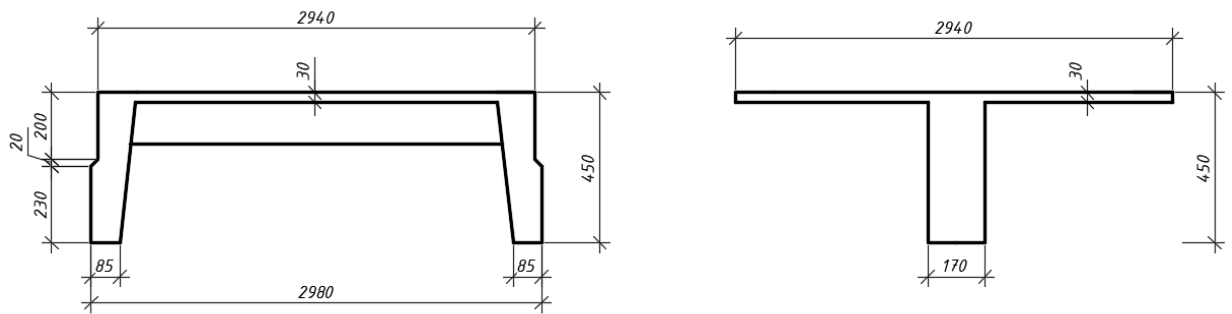


Рис. 2.1.29 – Розрахунковий переріз

Робоча ширина полиці розрахункового перерізу знаходиться за формулою

:

$$b_{eff} = 2b_{eff.1} + b_w \quad (2.1.81)$$

$$\text{де, } b_{eff.1} = 0.1(b_n - b_w) + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (2.1.82)$$

$$b_{eff.1} = 0.1(3 - 0.17) + 0.1 \times 11.86 = 1.4 \text{ м} \leq 0.2 \times 11.86 = 2.4 \text{ м}$$

$$b_{eff} = 2 \times 1.4 + 0.17 = 2.97 \text{ м}$$

Робоча висота перерізу ребра

$$d = h - c = 450 - 60 = 390 \text{ мм}$$

Коефіцієнти білінійної епюри для бетону класу С 20/25 будуть:

$$k = 0.79677; \quad \beta = 0.45111; \quad \omega_c = 0.89839$$

Відносна висота полиці

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{30}{390} = 0.076 \quad (2.1.83)$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом полиці :

$$\begin{aligned} M_{Rdf} &= 0.5(1 + k)\xi_f(1 - \beta\xi_f)f_{cd}b_{eff}d^2 = \\ &= 0.5(1 + 0.79677) \times 0.076 \times (1 - 0.45111 \times 0.076) \times 14.5 \times 2.97 \times 0.39^2 \\ &= 432 \text{ кНм} > M_{Ed} = 362.2 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (2.1.84)$$

Можна вважати, що нейтральна вісь проходить у полиці.

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} f_{cd} d^2} = \frac{362.2 \times 10^6}{2970 \times 14.5 \times 390^2} = 0.0553 \quad (2.1.85)$$

Розрахункова міцність арматури при деформаціях, що дорівнюють ε_{p0} :

$$f_{pd0} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 955 / 1.2 = 795.83 \text{ МПа} \quad (2.1.86)$$

$$\text{Тоді, } \varepsilon_{p0} = f_{pd0} / E_p = 795.83 / 190000 = 0.0042 = 4.2 \text{ ‰}$$

Знаходимо фатичні відносні деформації напруженої арматури. Спочатку знайдемо, згідно із вимогами норм, максимальну величину попереднього напруження арматури (з урахуванням миттєвих втрат):

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \min\{0.75 f_{pk}; 0.85 f_{p0,1k}\} = \min\{0.75 \cdot 1050; 0.85 \cdot 955\} = \\ &= \min\{787.5; 811.8\} = 787.5 \text{ МПа.} \end{aligned} \quad (2.1.87)$$

Цьому напруженню відповідає відносна деформація арматури:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_p = 787.5 / 1.9 \times 10^5 = 0.00414 = 4.14 \text{ ‰}. \quad (2.1.88)$$

З урахуванням цього попереднього напруження гранична відносна деформація арматури не повинна перевищувати величини

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 16.2 - 4.14 = 12.1 \text{ ‰}. \quad (2.1.89)$$

Цій деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$\begin{aligned} f_{pud} &= f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ &= 795.83 + \left(\frac{1050}{1.2} - 795.83 \right) \frac{12.1 - 4.2}{18 - 4.2} = 841.2 \text{ МПа.} \end{aligned} \quad (2.1.90)$$

Знаходимо характерні граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ :

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{0.63 + 12.1} = 0.04949; \quad (2.1.91)$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{3.1}{3.1 + 12.1} = 0.2039; \quad (2.1.92)$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{3.1}{3.1 + 4.2 - 4.14} = 0.9810 \quad (2.1.93)$$

та відповідні граничні значення коефіцієнтів α_m :

$$\begin{aligned} \alpha_{ma,p} &= 0.5(1+k)\xi_{a,p}(1-\beta\xi_{a,p}) \\ &= 0.5 \times 1.79677 \times 0.04949(1-0.45111 \times 0.04949) = 0.04346 \end{aligned} \quad (2.1.94)$$

$$\begin{aligned} \alpha_{mb,p} &= 0.5(1+k)\xi_{b,p}(1-\beta\xi_{b,p}) \\ &= 0.5 \times 1.79677 \times 0.2039(1-0.45111 \times 0.2039) = 0.1663; \end{aligned} \quad (2.1.95)$$

$$\begin{aligned} \alpha_{m,lim,p} &= 0.5(1+k)\xi_{lim,p}(1-\beta\xi_{lim,p}) \\ &= 0.5 \times 1.79677 \times 0.9810(1-0.45111 \times 0.9810) = 0.4913. \end{aligned} \quad (2.1.96)$$

Оскільки

$$\alpha_{ma,p} = 0.04346 < \alpha_m = 0.0553 < \alpha_{mb,p} = 0.1663,$$

то переріз працює в області деформування **1b** і подальший розрахунок і підбір арматури виконуємо згідно з методикою для цієї області.

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \times 12.1 = 24.2\text{‰}. \quad (2.1.97)$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{6 \times \alpha_m \times \varepsilon_{pud}^2 + 3\varepsilon_{pud} \times \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \times \alpha_m - 3} = \\ &= \frac{6 \times 0.0553 \times 12.1^2 + 3 \times 12.1 \times 0.63 + 0.63^2}{6 \times 0.0553 - 3} = -26.93. \end{aligned} \quad (2.1.98)$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу будуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = -p/2 + \sqrt{p^2/4 - q} = -12.1 + \sqrt{146.41 - (-22.93)} = 1.0657\text{‰}. \quad (2.1.99)$$

Перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{0.9131 - 0.63}{0.9131} = 0.4088; \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = 0.3728. \quad (2.1.100)$$

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде :

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \times 0.3578 \times 0.0553}{1.3101}} = 0.9698; \quad (2.1.101)$$

Висота стислої зони бетону :

$$x = d(1-\eta)/\beta = 390 \times (1-0.9698)/0.3728 = 31.56 \text{ мм}, \quad (2.1.102)$$

як контроль правильності виконаних розрахунків, перевіряємо виконання умови

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{0.9131 \times (390 - 34.01)}{34.01} = 12.1\text{‰} \cong \varepsilon_{pud} = 12.1\text{‰}. \quad (2.1.103)$$

Умова виконується, розрахунок виконаний правильно.

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил Z_c із залежності

$$Z_c = \eta \times d = 0.9688 \times 390 = 378.28 \text{ мм} \quad (2.1.104)$$

і визначаємо необхідну площу попередньо напруженої арматури A_{sp} :

$$A_{sp} = \frac{M_{Ed}}{f_{pud} \times Z_c} = \frac{362.2 \times 10^6}{841.2 \times 378.28} = 1138.2 \text{ мм}^2. \quad (2.1.105)$$

Приймаємо за сортаментом 2 Ø 28 A1000C із площею $A_{sp} = 1232 \text{ мм}^2$.

Перевірка несучої здатності ребра за згинальним моментом

Знаходимо орієнтовне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi = \frac{A_{sp} f_{pud}}{0.5(1+k) f_{cd} b_{eff} d} = \frac{1232 \times 841.2}{0.5 \times 1.3101 \times 14.5 \times 2970 \times 390} = 0.0942 \quad (2.1.106)$$

Оскільки $\xi_{a,p} = 0.04949 < \xi = 0.0942 < \xi_{b,p} = 0.2039$, то переріз працює в підобласті деформування **1b**.

Уточнюємо значення ξ за формулою

$$\xi = \frac{2a + b}{2 + b} = \frac{2 \times 0.0617 + 0.0521}{2 + 0.0521} = 0.0855, \quad (2.1.107)$$

$$\text{Де,} \quad a = \frac{A_{sp} f_{pud}}{f_{cd} b d} = \frac{1232 \times 841.2}{14.5 \times 2970 \times 390} = 0.0617; \quad (2.1.108)$$

$$b = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{12.1} = 0.0521. \quad (2.1.109)$$

Уточнене значення $\xi = 0.0855$ також належить підобласті **1b**.

Знаходимо деформацію верхніх стиснутих фібр перерізу:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{pud} \xi}{1 - \xi} = \frac{12.1 \times 0.0855}{1 - 0.0855} = 1.131 \text{‰} \quad (2.1.110)$$

і перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{1.131 - 0.63}{1.131} = 0.4432; \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = 0.3787.$$

Визначаємо несучу здатність плити:

$$M_{Rd} = 0.5(1 + k)\xi(1 - \beta\xi)f_{cd}bd^2 = \\ = 0.5 \times 1.4432 \times 0.0855 \times (1 - 0.3787 \times 0.0855) \times 14.5 \times 2970 \times 390^2 = 391 \text{ кНм} \\ 391 \text{ кНм} < M_{Rdf} = 432 \text{ кНм}, \quad (2.1.110)$$

тобто нейтральна вісь дійсно проходить у полиці плити.

Оскільки $M_{Rd} = 391 \text{ кНм} > M_{Ed} = 362 \text{ кНм}$, несуча здатність забезпечена.

Розрахунок міцності плити по похилому перерізу

Вихідні данні для розрахунку: $b_w = 170 \text{ мм}$; $h = 450 \text{ мм}$; $c = 60 \text{ мм}$;

$d = 450 - 60 = 390 \text{ м}$. Бетон класу С 20/25, $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$; поперечна арматура А240С із $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; та, $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$; $n = 2$; $V_{tot} = 122.2 \text{ кН}$
 $q = g + v = 20.6 \text{ кН/м}$.

Поперечна сила на опорі для балки приведенного перерізу:

$$V_{Ed, \max} = V_{tot} b_f / b_n = 122.2 \times 170 / 3000 = 6.92 \text{ кН} \quad (2.1.112)$$

Зусилля обтискання для кожного напруженого стержня:

$$N_p = f_{pud} \times A_{sp} / n = 841.2 \times 1232 / 2 = 519 \text{ кН}; \quad (2.1.113)$$

Спочатку визначимо поперечну силу, яку може сприйняти елемент без поперечного армування. Для цього з'ясуємо чому дорівнюють коефіцієнти та деякі параметри:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1.7161 \leq 2 \quad (2.1.114)$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{615.8}{170 \times 390} = 0.0092 \leq 0.02 - \text{умова виконується};$$

Напруження в бетоні, викликані осьовими зусиллями:

$$\sigma_{cp} = N_p / A_c = 518179 / (170 \times 390) = 7.82 \text{ МПа} > 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 14.5 = 2.9 \text{ МПа}, \quad (2.1.115)$$

тому приймаємо $\sigma_{cp} = 2.9 \text{ МПа}$.

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 1.7161^{3/2} (18.5)^{1/2} = 0.3384. \quad (2.1.16)$$

Мінімальна поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$$V_{Rd,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.3384 + 0.15 \times 2.9) \times 170 \times 390 = 51.28 \text{ кН} \quad (2.1.117)$$

Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \\ &= \left[\left(\frac{0.18}{1.3} \right) \times 1.7161 \times (100 \times 0.0092 \times 18.5)^{1/3} + 0.15 \times 2.9 \right] \times 170 \times 390 = 69.3 \text{ кН} \\ &\approx 69.3 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 51.28 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (2.1.118)$$

Так як $V_{Rd,c} = 69.3 \text{ кН} > V_{Ed,max} = 6.92 \text{ кН}$, то потрібне мінімальне конструктивне поперечне армування

Призначаємо мінімальне конструктивне поперечне армування інтенсивністю

$$I_{min} = \frac{0.08 b_w \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \times 170 \times \sqrt{18.5}}{240} = 0.244 \text{ мм}^2/\text{мм}. \quad (2.1.119)$$

Приймаємо поперечну арматуру:

$$1\text{Ø}6\text{A}240\text{C} (A_{sw} = 28.3 \text{ мм}^2) - \text{крок}; s = A_{sw} / I_{min} = 28.3 / 0.244 = 116 \text{ мм}.$$

Максимальний крок хомутів не повинен перевищувати $0.75d = 0.75 \times 390 = 293 \text{ мм}$. Можемо прийняти Ø6A240C з кроком 150 мм.

Розрахунок поперечного ребра

Розраховуємо середнє поперечне ребро як найбільш завантажене.

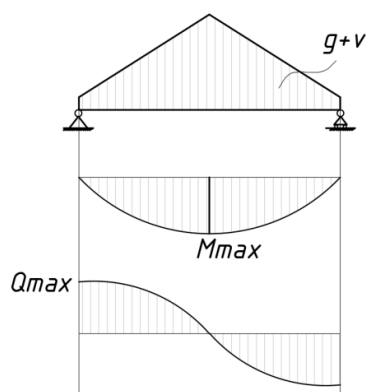


Рис. 2.1.30-Розрахункова схема поперечного ребра

Трапецевидна форма епюри пояснюється обпиранням на ребро плит, що оперті по контуру.

Розрахунковий проліт прийнято рівним відстані у світі між повздовжніми ребрами:

$$l_0 = 2.98 - 0.085 = 2.9 \text{ м}$$

Розрахункові навантаження на ребро складаються з навантажень від власної ваги ребра і снігового навантаження на плиту.

Навантаження від власної ваги ребра:

$$g_1 = 0.08 \times 0.125 \times 2500 \times 85 \times 1 \times 1.1 = 0.23 \text{ кН/м}$$

Навантаження від власної ваги плити:

$$g_2 = 3.24 \times 1.5 = 4.86 \text{ кН/м}$$

Розрахункове снігове навантаження на ребро

$$s = 1.363 \times 1.5 = 2.04 \text{ кН/м}$$

Зусилля від розрахункових постійного і снігового навантаження:

$$M = \frac{(g_1 + g_2 + s)l_0^2}{8} = \frac{(0.23 + 4.86 + 2.04) \times 2.9^2}{8} = 7.5 \text{ кНм} \quad (2.1.120)$$

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента

У нерозрізних балках ребристих перекриттів на опорах полка таврового перерізу потрапляє в розтягнуту зону і тому в розрахунку не враховується; у прольоті полиця знаходиться в стиснутій зоні і її включають в розрахунок.

Стискуючі напруження в полицях зменшується від ребра до країв полиці, тому визначається ширина звісів полиці, що вводиться в розрахунок. У таврових балках робоча ширина полиці, на якій розподіл напружень можна вважати рівномірним, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов обпирання і поперечної арматури. Робочу ширину полиці нерозрізних багатопрольотних балок треба враховувати на відстані l_0 між точками балки з нульовими моментами.

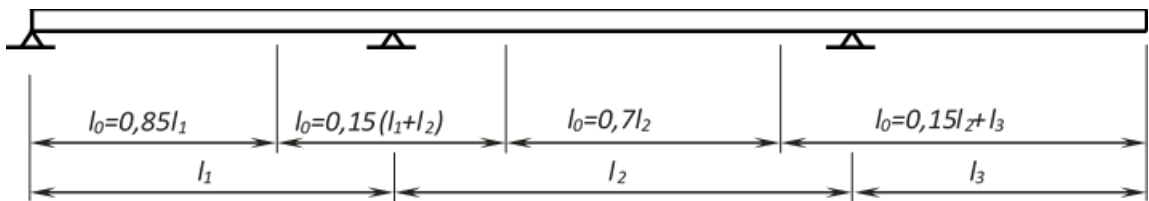


Рис. 2.1.31 - До визначення відстані l_0

Робочу ширину полиці b_{eff} для таврової балки, можна визначати по формулі:

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \quad (2.1.121)$$

$$\text{де } b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0.$$

При цьому $b_{eff,i} \leq b_i$.

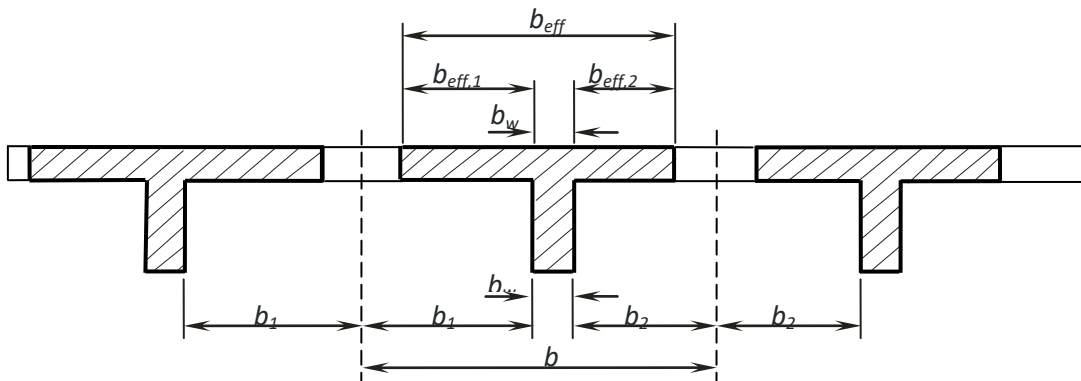


Рис. 2.1.32 - Характеристики робочої ширини полиці

$$b_{eff,1} = 0,1(b_n - b_w) + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \leq (b_n - b_w)/2 \quad (2.1.122)$$

$$b_{eff,1} = 0,1(1,5 - 0,09) + 0,1 \times 2,9 = 0,43\text{м} \leq 0,2 \times 2,9 = 0,6\text{м} \leq \frac{(1,5 - 0,09)}{2} = 0,7\text{м}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0,43 + 0,09 = 0,95\text{м}$$

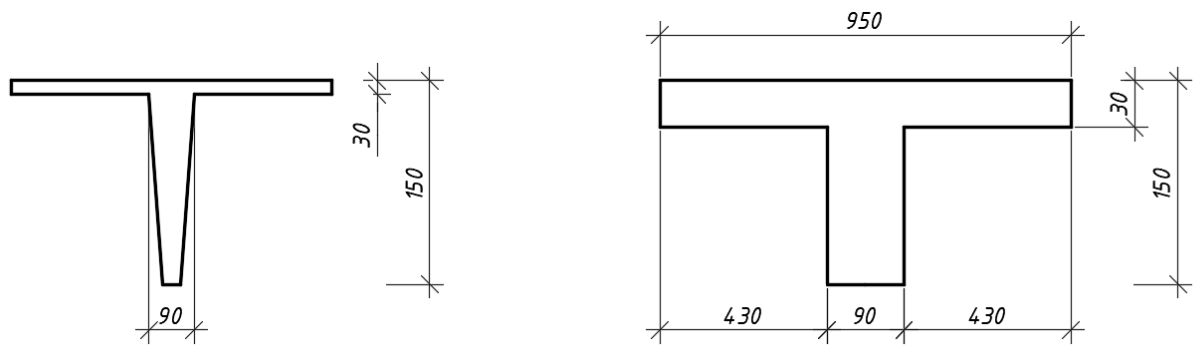


Рис. 2.1.33– Розрахунковий переріз поперечного ребра

Вважаємо, що нейтральна вісь розрахункового таврового перерізу подовжнього ребра проходить по нижній грані полиці і переріз деформується в області 2. Тоді відносна висота стиснутої зони дорівнюватиме відносній висоті полиці:

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{30}{125} = 0.24 \quad (2.1.123)$$

$$\text{де, } d = 0.9 \times 150 = 125 \text{ мм}$$

Відповідне значення коефіцієнта (відносний згинаючий момент стиснутої зони бетону) буде :

$$\alpha_{mf} = \omega_c \xi (1 - \beta \xi) = 0.89839 \times 0.24 (1 - 0.45111 \times 0.24) = 0.1922 \quad (2.1.124)$$

Коефіцієнти білінійної епюри для бетону класу С 20/25 будуть:

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111; \omega_c = 0.89839$$

Згинаючий момент, що сприймається перерізом полиці ("момент полиці") буде:

$$M_{Rdf} = \alpha_{mf} f_{cd} b_{eff} d^2 = 0.1922 \times 14.5 \times 950 \times 125^2 = 41.4 \text{ кНм} > M_{Ed} = 7.5 \text{ кНм}$$

Отже, нейтральна вісь проходить в полиці і подальший розрахунок і підбір арматури проводиться як для прямокутного перерізу шириною

$$b = b_{eff} = 950 \text{ мм на дію згинаючого моменту } M_{Ed} = 7.5 \text{ кНм.}$$

Вихідні данні для розрахунку: Бетон класу С 20/25, $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{c3,cd} = 0.63 \text{ ‰} = 0.00063$ і $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.1 \text{ ‰} = 0.0031$; Арматура А400С , її

розрахункове значення міцності на розтяг $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 364 \text{ МПа}$,

$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{ud=0.025}$ — граничні відносні деформації видовження арматури, величина $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 364 / 2.1 \cdot 10^5 = 1.7316^0 /_{00}$,

Розрахунковий згинаючий момент в перерізі від зовнішнього навантаження :

$$M_{Ed} = 7.5 \text{ кНм.}$$

Для бетону С 20/25 і арматури А400С виписуємо характеристики:

$$\alpha_{ma} = 0.01219; \alpha_{mb} = 0.09418; \alpha_{m,lim} = 0.40958; \quad (2.1.125)$$

Фактичне значення:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} f_{cd} d^2} = \frac{7.5 \times 10^6}{950 \times 14.5 \times 125^2} = 0.0348 \quad (2.1.126)$$

$$\alpha_{ma} = 0.01219 < \alpha_m = 0.0348 < \alpha_{mb} = 0.09418$$

Це означає, що переріз працює в раціональній області деформування **Ib**.

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \times 25 = 50\%. \quad (2.1.127)$$

$$q = \frac{6 \times \alpha_m \times \varepsilon_{pud}^2 + 3\varepsilon_{pud} \times \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \times \alpha_m - 3} =$$

$$= \frac{6 \times 0.0348 \times 25^2 + 3 \times 25 \times 0.63 + 0.63^2}{6 \times 0.0348 - 3} = -63.8. \quad (2.1.128)$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу будуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = -p/2 + \sqrt{p^2/4 - q} = -25 + \sqrt{625 - (-63.8)} = 1.245\%. \quad (2.1.129)$$

Перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{1.245 - 0.63}{1.245} = 0.4941; \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = 0.3878. \quad (2.1.130)$$

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде :

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \times 0.3878 \times 0.0348}{1.4941}} = 0.9815 \quad (2.1.131);$$

Висота стислої зони бетону :

$$x = d(1 - \eta) / \beta = 125 \times (1 - 0.9815) / 0.3878 = 5.93 \text{ мм}, \quad (2.1.132)$$

Відносна деформація розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{1.245 \times (125 - 5.93)}{5.93} = 25\text{‰} \cong \varepsilon_{pud} = 25\text{‰}. \quad (2.1.133)$$

Умова виконується, розрахунок виконаний правильно.

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил Z_c із залежності

$$Z_c = \eta \times d = 0.9799 \times 125 = 122.5 \text{ мм}$$

Потрібна площа арматури A_{sp} :

$$A_{st} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \times Z_c} = \frac{7.5 \times 10^6}{364 \times 122.5} = 168.2 \text{ мм}^2. \quad (2.1.134)$$

Мінімальне армування :

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0.26 \times \frac{2.2}{400} \times 90 \times 125 = 28.96 \text{ мм}^2 \quad (2.1.135)$$

Приймаємо в нижній зоні ребра за сортаментом 1 Ø 16 A400C із площею $A_{st} = 201.1 \text{ мм}^2$.

Розрахунок міцності перерізів, похилих до повздовжньої осі

Вихідні данні для розрахунку: $b_w = 90 \text{ мм}$; $h = 150 \text{ мм}$; $c = 25 \text{ мм}$;

$d = 150 - 25 = 125 \text{ мм}$. Бетон класу C 20/25, $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$; поперечна арматура A240C із $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; та, $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$; $n = 2$;

$$q = \frac{g_1 + g_2 + s}{2} = 3.57 \text{ кН/м}.$$

Поперечна сила на опорі для балки приведенного перерізу:

$$V_{Ed,max} = V_{tot} b_f / b_n = 122.2 \times 90 / 1500 = 7.33 \text{ кН} \quad (2.1.136)$$

Спочатку визначимо поперечну силу, яку може сприйняти елемент без поперечного армування. Для цього з'ясуємо чому дорівнюють коефіцієнти та деякі параметри:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{125}} = 2.265 \leq 2 \quad (2.1.137)$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{201.1}{90 \times 125} = 0.017 \leq 0.02 \text{ - умова виконується;}$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 2^{3/2} (18.5)^{1/2} = 0.4258. \quad (2.1.138)$$

Мінімальна поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$$V_{Rd,cmin} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.4258 + 0.15 \times 0) \times 90 \times 125 = 4.79 \text{ кН} \quad (2.1.139)$$

Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \\ &= \left[\left(\frac{0.18}{1.3} \right) \times 2 \times (100 \times 0.017 \times 18.5)^{1/3} + 0.15 \times 0 \right] \times 90 \times 125 = 11.52 \text{ кН} \\ &\approx 11.52 \text{ кН} > V_{Rd,cmin} = 4.79 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (2.1.131)$$

Так як $V_{Rd,c} = 11.52 \text{ кН} > V_{Ed,max} = 7.33 \text{ кН}$, то потрібне мінімальне конструктивне поперечне армування

Призначаємо мінімальне конструктивне поперечне армування інтенсивністю

$$I_{min} = \frac{0.08 b_w \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \times 90 \times \sqrt{18.5}}{240} = 0.129 \text{ мм}^2/\text{мм}. \quad (2.1.132)$$

Поперечне армування при отриманій інтенсивності 2 Ø6A240C

$$(A_{sw} = 56.6 \text{ мм}^2) \text{ - крок; } s = A_{sw} / I_{min} = 56.6 / 0.129 = 438.8 \text{ мм}.$$

Максимальний крок хомутів не повинен перевищувати $0.75d = 0.75 \times 225 = 168.8 \text{ мм}$. Можемо прийняти 2Ø6A240C з кроком 150 мм.

Розрахунок плити панелі

Плита панелі представляє собою багато пролітну однорядну плиту, облямовану ребрами. Середні ділянки защемлені по чотирьох сторонах, а крайні-защемлені по трьох сторонах та вільно опертих на торцеві ребра. Плита панелі армується однією зварною сіткою, яка укладається посередині її товщі.

Розрахункові прольоти у світі:

- для середніх ділянок:

$$l_{01} = 1500 - 45 \times 2 = 1410 \text{ мм} = 1.41 \text{ м}$$

$$l_{02} = 2980 - 2 \times (20 + 115) = 2710 \text{ мм} = 2.71 \text{ м}$$

Так як $\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{2710}{1410} = 1.92 < 3$, то зусилля в плиті знаходять з урахуванням її обпирання по всьому контуру та перерозподілом зусилля внаслідок пластичних деформацій.

- для крайніх ділянок:

$$l_{01} = 1480 - 160 - 45 = 1275 \text{ мм} = 1.28 \text{ м}$$

$$l_{02} = 2710 \text{ мм} = 2.71 \text{ м}$$

Так як $\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{2710}{1275} = 2.12 < 3$, то полку плити розраховуємо як балочну плиту.

Розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 , включаючи масу плити товщиною 300 мм.

$$g = g_1 + h_f \times \rho_{\frac{\text{ж}}{\text{б}}} \times \gamma_{fe} \times \gamma_{fp} \times \gamma_{fm} =$$

$$= 5.5 + 0.03 \times 2.5 \times 1 \times 1 \times 1.1 = 5.513 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1.133)$$

де, 2.5 т/м^3 - густина важкого бетону.

Розрахункові згинальні моменти визначаємо за двома комбінаціями навантажень.

Зусилля від дії постійного та тимчасового навантаження (снігового):

$$\frac{(g+v) \times l_{01}^2}{12} (3l_{02} - l_{01}) = (2M_1 + M_I + M_I') l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') l_{01} \quad (2.1.134)$$

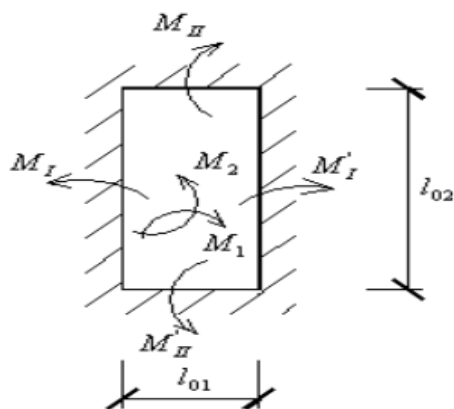


Рис. 2.1.34 - Позначення та розташування моментів що діють в плиті

Розглянемо спочатку середні ділянки. Приймаємо наступні співвідношення між моментами:

$$M_1 = M_I = M'_I; M_2 = M_{II} = M'_{II} = 0.4M_1$$

Тоді умову рівноваги можна записати

$$\frac{(g + v) \times l_{01}^2}{12} (3l_{02} - l_{01}) = (4l_{02} - 1.6l_{01})M_1 \quad (2.1.135)$$

Звідси

$$M_1 = \frac{(5.5 + 1.363) \times 1.41^2 \times (3 \times 2.71 - 1.41)}{12 \times (4 \times 2.71 - 1.6 \times 1.41)} = 0.89 \text{ кНм}$$

Розглянемо крайні ділянки. Приймаємо ті ж співвідношення між моментами і враховуємо, що на торцевому ребрі $M_1 = 0$.

Умову рівноваги можна записати

$$\frac{(g + v) \times l_{01}^2}{12} (3l_{02} - l_{01}) = (3l_{02} - 1.6l_{01})M_1$$

$$M_1 = \frac{(5.5 + 1.363) \times 1.28^2 \times (3 \times 2.71 - 1.28)}{12 \times (3 \times 2.71 - 1.6 \times 1.28)} = 1.1 \text{ кНм}$$

Таким чином, розрахунковою є комбінація з визначенням арматури за моментами для крайніх прольотів.

$$M_1 = M_I = 1.1 \text{ кНм};$$

$$M_2 = M_{II} = 0.4 \times 1.1 = 0.44 \text{ кНм}.$$

При підборі перерізів арматури плит при опорні моменти, визначені розрахунком, слід зменшити:

-в перерізах крайніх прольотів та перших проміжних опор на 10%, тобто помножити на коефіцієнт 0,9.;

-в перерізах середніх прольотів на 20%.

. Повздовжня арматура панелі покриття

Граничний згинаючий момент M_{Rd} [Н·мм], що сприймається перерізом залізобетонного елемента («несуча здатність по згинаючому моменту» або «момент внутрішньої пари сил»), може бути записаний таким чином:

$$M_{Rd} = \omega_c \xi (1 - \beta \xi) f_{cd} b d^2, \quad (2.1.10)$$

де f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск, МПа;

b - ширина поперечного перерізу елемента, мм; d - робоча (корисна) висота перерізу, мм; $\xi = X / d$ - відносна висота стиснутої зони бетону.

Враховуючи, що по умові міцності $M_{Rd} = M_{Ed}$ (де M_{Ed} - згинаючий момент в перерізі від дії зовнішнього навантаження), може бути отримане вираз для важливої розрахункової характеристики зігнутого елемента – «відносного моменту» α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \omega_c \xi (1 - \beta \xi) = 0.5(1 + k) \xi (1 - \beta \xi)$$

Виконати розрахунок площі поперечного перерізу розтягнутої арматури можливо, використовуючи наведену нижче методику.

1. Початкові дані:

- розміри поперечного перерізу: b, h , відстань від нижньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури c , робоча висота перерізу $d = h - c = 30 - 15 = 15 \text{ мм}$;

- Бетон С20/25, $f_{cd} = 14.5$, $\varepsilon_{c3,cd} = 0.63$, $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.1$

- клас арматурної сталі В500С, її розрахункове значення міцності на розтяг $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.2} = 416.67 \text{ МПа}$; $E_s = 1.9 \times 10^5 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{ud=0.012}$ — граничні відносні деформації видовження арматури, величина

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416.67}{1.9} \times 10^5 = 2.19\text{‰}$$

- розрахунковий згинаючий момент в перерізі від зовнішнього навантаження $M_{Ed} = 1.1$ кНм.

2. Припускаємо, що даний переріз працює в області деформації **Ib**, в якій повністю використовуються міцнісні властивості бетону і арматури.

Визначаємо граничні значення відносної висоти стислої зони ξ для раціональної області деформування перерізу:

$$\xi_a = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{0.63}{0.63 + 12.1} = 0.04949; \quad (2.1.137)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3.1}{3.1 + 12.1} = 0.2039; \quad (2.1.138)$$

$$\xi_{\text{lim},p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3.1}{3.1 + 2.19} = 0.58568 \quad (2.1.139)$$

Коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень:

$$k = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{3.1 - 0.63}{3.1} = 0.7967 \quad (2.1.140)$$

Коефіцієнт центра тяжіння епюри напружень

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = 0.45111 \quad (2.1.141)$$

Знаходимо відповідні граничним значенням ξ значення відносного (параметричного) моменту $\alpha_m = 0.5(1+k)\xi(1-\beta\xi)$

$$\alpha_{ma} = 0.5(1+k)\xi_{a,p}(1-\beta\xi_{a,p}) = 0.02452 \quad (2.1.142)$$

$$\alpha_{mb} = 0.5(1+k)\xi_{b,p}(1-\beta\xi_{b,p}) = 0.16736 \quad (2.1.143)$$

$$\alpha_{m,\text{lim},p} = 0.5(1+k)\xi_{\text{lim},p}(1-\beta\xi_{\text{lim},p}) = 0.38715 \quad (2.1.144)$$

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{b_{eff}f_{cd}d^2} = \frac{1.1 \times 10^6}{1000 \times 14.5 \times 15^2} = 0.3371$$

і порівнюємо його зі знайденими граничними значеннями.

$$\alpha_{mb} < \alpha_m \leq \alpha_{m,lim}.$$

$$0.16736 < \alpha_m = 0.3371 \leq 0.38715$$

Це означає, що переріз не працює в раціональній області деформування **II**
Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде :

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \times 0.4837 \times 0.3371}{1.9342}} = 0.7840$$

(2.1.145);

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил Z_c із залежності

$$Z_c = \eta \times d = 0.7853 \times 15 = 11.78 \text{ мм}$$

Висота стислої зони бетону :

$$x = d(1 - \eta) / \beta = 15 \times (1 - 0.7853) / 0.45111 = 7.18 \text{ мм},$$

Перевіряємо відносну деформацію розтягнутої арматури

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d - X)}{X} = \frac{3.1 \cdot (15 - 7.18)}{7.18} = 3.37\text{‰} < \varepsilon_{ud} = 12\text{‰}.$$

(2.1.146)

Переріз деформується в області **III** і деформації арматури не перевищують гранично допустимого значення.

Умова виконується, розрахунок виконаний правильно.

Потрібна площа арматури A_{sp} :

$$A_{st} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \times Z_c} = \frac{1.1 \times 10^6}{416.67 \times 11.78} = 224.12 \text{ мм}^2.$$

(2.1.147)

Для армування елемента приймаємо за сортаментом $\varnothing 10$ B500 з кроком 200 мм, $A_{st} = 314 \text{ мм}^2$.

Розрахунок арматури в поперечному напрямку полки плити покриття

Розрахунок ведеться без змін (так же, як і для арматури, спрямованої вздовж панелі покриття), за виключенням $d=15.5 \text{ мм}$.

Визначаємо

$$\alpha_m = \frac{M_2}{b_{eff} f_{cd} d^2} = \frac{0.44 \times 10^6}{1000 \times 14.5 \times 15.5^2} = 0.1263 \quad (2.1.148)$$

$0.02452 < \alpha_m = 0.1263 \leq 0.16736$ - підобласть деформування **1b**.

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \times 12 = 24\text{‰}. \quad (2.1.149)$$

$$q = \frac{6 \times \alpha_m \times \varepsilon_{ud}^2 + 3\varepsilon_{ud} \times \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \times \alpha_m - 3} =$$

$$= \frac{6 \times 0.1263 \times 12^2 + 3 \times 12 \times 0.63 + 0.63^2}{6 \times 0.1263 - 3} = -58.96 \quad (2.1.150)$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу будуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = -p/2 + \sqrt{p^2/4 - q} = -12 + \sqrt{144 - (-58.96)} = 2.24\text{‰}. \quad (2.1.151)$$

Перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{2.24 - 0.63}{2.24} = 0.71956; \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = 0.4337. \quad (2.1.152)$$

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде :

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \times 0.4337 \times 0.1263}{1.71956}} = 0.9316; \quad (2.1.153)$$

Висота стислої зони бетону :

$$x = d(1 - \eta) / \beta = 15.5 \times (1 - 0.9316) / 0.4337 = 2.44 \text{ мм}, \quad (2.1.154)$$

Відносна деформація розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{2.24 \times (15.5 - 2.44)}{2.44} = 12\text{‰} \cong \varepsilon_{pud} = 12\text{‰}. \quad (2.1.155)$$

Умова виконується, розрахунок виконаний правильно.

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил Z_c із залежності

$$Z_c = \eta \times d = 0.9316 \times 15 = 14.4 \text{ мм}$$

Потрібна площа арматури A_{sp} :

$$A_{st} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \times Z_c} = \frac{0.44 \times 10^6}{416.67 \times 14.4} = 73.13 \text{ мм}^2. \quad (2.1.156)$$

Для армування елементу приймаємо за сортаментом $\varnothing 5$ В500 з кроком 250мм, $A_{st} = 79 \text{ мм}^2$.

Розрахунок попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

. Геометричні характеристики поперечного перерізу

Переріз панелі приводимо до еквівалентного таврового.

Площа поперечного перерізу бетону:

$$\begin{aligned} A_c &= b_{eff} h_{eff} + b_w (h - h_{eff}) = \\ &= 2940 \times 30 + 170 \times (450 - 30) = 159600 \text{ мм}^2; \end{aligned} \quad (2.1.157)$$

Площа перерізу всієї повздовжньої арматури, що пересікає повздовжній переріз панелі: $2\varnothing 28 \text{ A1000 } A_p = 1232 \text{ мм}^2$; $2\varnothing 6 \text{ A240 } A_p = 57 \text{ мм}^2$; -нижня повздовжня арматура каркасів двох повздовжніх ребер;

$2\varnothing 6 \text{ A240C}$ та $9\varnothing 6 \text{ A240C} (A_s' = 57 + 258.3 = 315.3 \text{ мм}^2)$ -верхні стрижні каркасів двох повздовжніх ребер і арматура плити панелі.

$$\text{Тоді } A_p + A_s + A_s' = 1232 + 57 + 315.3 = 1604.3 \text{ мм}^2$$

$$\text{Так як } 0.008A = 0.008 \times 159600 = 127680 \text{ мм}^2 > 1604.3 \text{ мм}^2$$

То геометричні характеристики приведенного перерізу панелі спрощено визначаємо не враховуючи повздовжню арматуру.

Площа приведенного перерізу панелі:

$$A_{red} = A_c = 159600 \text{ мм}^2$$

Статичний момент приведенного бетонного перерізу відносної розтягнутої грані панелі:

$$\begin{aligned} S_{red} &= b_{eff} h_{eff} (h - 0.5 h_{eff}) + b_w (h - h_{eff}) \frac{h - h_{eff}}{2} = \\ &= 2940 \times 30 \times (450 - 0.5 \times 30) + 170 \times (450 - 30) \frac{450 - 30}{2} = 5336 \times 10^4 \text{ мм}^3 \end{aligned} \quad (2.1.158)$$

Відстань від ц.в. приведенного перерізу до розтягнутої грані:

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{5336 \times 10^4}{159600} = 334.4 \text{ мм}; \quad (2.1.159)$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центру ваги:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,red} - 0.5 h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - h_{eff})^3}{12} + b_w (h - h_{eff}) (y_{0,red} - \frac{h - h_{eff}}{2})^2 = \\ &= \frac{2940 \times 30^3}{12} + 2940 \times 30 (450 - 334.4 - 0.5 \times 30)^2 + \frac{170 (450 - 30)^3}{12} + \\ &+ 170 (450 - 30) (334.4 - \frac{450 - 30}{2})^2 = 3054 \times 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned} \quad (2.1.160)$$

Момент опору приведенного перерізу:

- відносно нижньої грані

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{3054 \times 10^6}{334.4} = 9133 \times 10^3 \text{ мм}^3; \quad (2.1.161)$$

- відносно верхньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{3054 \times 10^6}{450 - 334.4} = 2642 \times 10^4 \text{ мм}^3 \quad (2.1.162)$$

Попередні напруження і втрати напружень у напруженій арматурі

Початкові напруження в арматурі відразу після натягу або передачі напружень $\sigma_{pm0}(x)$, призначають меншим з двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0.75 f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0.85 f_{p0,1k}. \quad (2.1.163)$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0.75 \times 1050; 0.85 \times 955\} = \min\{788; 812\} = 788 \text{ МПа.}$$

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі при натягуванні, призначають меншим з двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0.8 f_{pk} \text{ або } \sigma_{p,max} = 0.9 f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0.8 f_{pk}; 0.9 f_{p0,1k}\} = \min\{0.8 \times 1050; 0.9 \times 955\} = \min\{840; 860\} = 840 \text{ МПа.}$$

В усіх випадках, для любого класу арматури, значення $\sigma_{pm0}(x)$ приймають: $0.3 f_{p0,1k} \leq \sigma_{pm0}(x) \leq \sigma_{p,max}$,

Тобто , $287 \text{ МПа} < \sigma_{pm0}(x) = 788 < 840 \text{ МПа}$.

Приймаємо напруження при натягуванні арматури $\sigma_p = 788 \text{ МПа}$

Миттєві втрати попереднього напруження

- Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r для арматури класу А1000 при електротермічному способі натягу:

$$\Delta P_r = 0.03 A_{sp} \sigma_p = 0.03 \times 1232 \times 788 \times 10^{-4} = 2.9 \text{ Н.} \quad (2.1.164)$$

- Втрати від теплової обробки збірних залізобетонних плит:

$$\Delta P_\theta = 0.5 A_{sp} E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) = 0.5 \times 1232 \times 1.9 \times 10^5 \times 10^{-5} \times 65 = 76 \text{ кН} , \quad (2.1.165)$$

де, $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65^\circ$ - різниця між максимальною і початковою температурами бетону.

Будь-які втрати попереднього напруження від видовження арматури, тобто $\Delta P_\theta = 0$.

- Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм при електротермічному способі натягу арматури, тобто $\Delta P_3 = 0$.

- Втрати $\Delta P_\mu(x)$ внаслідок тертя в арматурі, напружуваній на бетон. При електротермічному способі напруження на упори $\Delta P_\mu(x) = 0$.

- Втрати в анкерах ΔP_4 , що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформації самих анкерів, тобто $\Delta P_4 = 0$.

- Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону ΔP_{el} необхідно враховувати відповідно до деформації бетону, при цьому слід враховувати порядок, у якому арматура напружується.

$$\Delta P_{el} = A_{sp} E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 1232 \times 190000 \times \sum \left[\frac{0.5 \times 3.9}{27000} \right] = 16.9 \text{ кН} ; \quad (2.1.166)$$

де, $\Delta\sigma_c(t)$ - зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$j = (n-1)/2n$, де n - кількість успішно напружених ідентичних пучків.

Для спрощення можна прийняти $j = 0.5$;

$E_{cm}(t)$ - зміна модуля пружності з часом:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm} = 2700 \text{ МПа}, \quad (2.1.167)$$

Зусилля попереднього напруження з врахуванням миттєвих втрат

$$P_{0,c} = \sigma_p A_{sp} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4; \quad (2.1.168)$$

$$P_{0,c} = 788 \times 1232 - 2.9 - 76 - 0 - 0 - 0 = 970 \text{ кН}. \quad (2.1.169)$$

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{970737.1}{159600} + \frac{970737.1 \times 314.4 \times 334.4}{3054 \times 10^6} = 39.5 \text{ МПа}, \quad (2.1.170)$$

Сила попереднього напруження

У даний момент часу t і на відстані (або довжині дуги) від напруженого кінця арматури середня сила $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі $P_{\max}$, прикладеній до напруженого кінця, мінус миттєві втрати і втрати, що залежать від часу. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі втрати.

Величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ (в момент часу $t = t_0$), прикладеної до бетону відразу після натягу і анкерування (натягування на бетон) або передачі попереднього напруження (натягування на упори), отримуємо відніманням від сили натягу $P_{\max}$ миттєвих втрат і вона не повинна перевищувати величини

$$P_{m0}(x) = A_{sp} \sigma_{pm0}(x) = 1232 \times 788 = 970.8 \text{ кН}, \quad (2.1.171)$$

$$\text{де } \sigma_{pm0}(x) = \min\{0.75 \times 1050; 0.85 \times 955\} = \min\{788; 812\} = 788 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ з врахуванням миттєвих втрат, що діє безпосередньо після передачі попереднього обтиску на конструкцію, повинно бути не більш $P_{m,0}(x)$:

$$P_{m0} = P_{0,c} - \Delta P_{el}; \quad P_{m0} \leq P_{m0}(x).$$

$$P_{m0} = 970 - 16.9 = 953.1 \text{ кН} < P_{m,0}(x) = 970.8 \text{ кН}, \text{ тобто, умова виконується.}$$

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні напруження в бетоні в момент обтиску:

$$\Delta \sigma_c = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{970737.1}{159600} + \frac{970737.1 \times 314.4 \times 334.4}{3054 \times 10^6} = 3.9 \text{ МПа}, \quad (2.1.172)$$

Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, які прикладені під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватись величиною

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}(t) = 0.6 \times 25 = 15 \text{ МПа.}$$

де $f_{ck}(t)$ - характеристичний опір стиску бетону в момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

Оскільки $\sigma_c = 3.9 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}$, то умова виконується.

Для елементів, натягування арматури яких виконується на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження можуть збільшуватись до $0.7 f_{ck}(t)$, якщо підтверджено випробуваннями або практикою, що утворення поздовжніх тріщин виключається.

Якщо напруження стиску в бетоні від попереднього напруження арматури перевищують $0.45 f_{ck}(t) = 0.45 \times 25 = 11.25 \text{ МПа}$, повинна враховуватись нелінійна повзучість.

Перевіримо напруження у верхніх розтягнутих фібрах бетону плити під час передачі попереднього напруження на бетон:

$$\sigma_{c(1)} = -\frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} z_{cp}}{W_{red}} = -\frac{953100}{159600} + \frac{953100 \times 306.3}{2642 \times 10^3} = 104.4 \text{ МПа} > f_{ctm} = 2.2 \text{ МПа}$$

(2.1.173)

Необхідне розрахункове армування верхньої зони плити арматурною сіткою.

Клас бетону, в якому розміщена попередньо напружена арматура без анкерів: для арматури класів А600, А800, Вр1400, Вр1500 – не нижче С16/20; для арматури класів А1000, Вр1200, Вр1300, К1400, К1500 – не нижче С25/30.

Передаточну міцність бетону f_{cp} (передаточна міцність бетону на час його обтиснення, яка контролюється аналогічно класу бетону на стиск) слід призначати не менше С12/15 і не менше 50 % прийнятого класу бетону.

Залежні від часу втрати попереднього напруження при натягуванні на упори і на бетон

Середнє значення сили напруження $\Delta P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, повинні враховуватись залежні від часу втрати

попереднього напруження $\Delta P_{c+s+r}(x)$ як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривала релаксація напруженої сталі, тобто $\Delta P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 1232 \times \frac{0.0004 \times 190000 + 0.8 \times 48.2 + \frac{190000}{30000} \times 3.0 \times 71.5}{1 + \frac{190000 \times 1232}{30000 \times 164700} \left(1 + \frac{164700}{3054 \times 10^6} \times 306.4^2 \right) [1 + 0.8 \times 3.0]} = 918 \text{ кН}$$

(2.1.174)

де, $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} - обчислене значення деформації усадки згідно з п.3.1.3.8 ДСТУ, абсолютна величина;

E_p - модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} - середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ - абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ - початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазі-постійними впливами;

$\varphi(t, t_0)$ - коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 . При $t = 100$ або більше діб для розрахунків можемо прийняти значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_k(\infty, t_0) = 3.0$ для бетону класу С 16/20 при відносній вологості навколишнього середовища 40 -75% згідно із табл. 3.1 ДСТУ.

$\sigma_{c,QP}$ - напруження у бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів.

Величина $\sigma_{c,QP}$ може бути наслідком часткової власної ваги і початкового напруження або повного сполучення дії $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$,

залежно від стадії роботи конструкції, що розглядається;

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c}; \quad (2.1.175)$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{362.2 \times 10^6 \times 306.4}{3054 \times 10^6} + \frac{953100}{159600} + \frac{953100 \times 306.4^2}{3054 \times 10^6} = 71.5 \text{ МПа}; \quad (2.1.176)$$

$$\text{де } M_{Ed,l} = \frac{20.6 \times 11.86^2}{8} = 362.2 \text{ кНм} = 362.2 \cdot 10^6 \text{ Н·мм};$$

$q_l = 20.6 \text{ кН/м}$ – навантаження від власної ваги (постійне) та тривале;

A_{sp} - площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c - площа перерізу бетону;

I_c - момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 334.4 - 28 = 306.4 \text{ мм}$ - відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою.

Повна деформація усадки (абсолютна величина) складається з двох компонент: деформації усадки при висиханні та деформації внутрішньої усадки. Таким чином, значення загальної деформації усадки ε_{cs} визначається,

$$\text{як: } \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.00037 + 32.42 \times 10^{-6} = 0.00048,$$

де, ε_{cd} - деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

ε_{ca} - деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 1 \times 0.00048 = 0.00048,$$

де $\varepsilon_{cd,0} = 0.48 \text{ ‰} = 0.00048$ - прийняте за таблицею 3.2 для бетону С 20/25 при відносній вологості 60 % (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30 %);

k_n - коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (в мм), згідно з таблицею 2.6

Таблиця 2.1.5. Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

$f_{ck}/f_{ck.cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу:

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \times 164700 / 4.84 = 68 \text{ мм} \quad (2.1.177)$$

де, u - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню (периметр поперечного перерізу плити);

$A_c = 164700 \text{ мм}^2$ - площа перерізу бетону.

Таблиця 2.1.6. Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0.77 \times 0.00048 = 0.00037, \quad (2.1.178)$$

$$\text{де} \quad \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{(100 - 28)}{(100 - 28) + 0.04 \sqrt{68^3}} = 0.77;$$

t - вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається (для $t = 100$ діб);

t_s - вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання) (для $t_s = 28$ діб). Як правило, це час завершення догляду.

Деформації внутрішньої усадки (абсолютне значення) визначають:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.8646 \times 37.5 \times 10^{-6} = 32.42 \times 10^{-6}, \quad (2.1.179)$$

$$\text{де, } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(25 - 10) \cdot 10^{-6} = 37.5 \cdot 10^{-6};$$

$$\beta_{es}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 1 - \exp(-2) = 0.8646;$$

$t = 100$ - час, діб.

У Єврокодi визначено три класи за релаксацією:

Клас 1: дрiт або канат – iз звичайною релаксацією;

Клас 2: дрiт або канат – iз низькою релаксацією;

Клас 3: гарячекатанi або обробленi стрижнi.

Обчислення втрат вiд релаксації напруженої сталі при проектуванні повинні ґрунтуватись на ρ_{1000} - втратах вiд релаксації (у %) пiсля 1000 годин вiд натягування за середньої температури 20^0 С.

Значення ρ_{1000} може прийматися: 8% для класу 1; 2,5% для класу 2 i 4% для класу 3 або прийматися за сертифікатом.

Втрати на релаксацію можна прийняти за сертифікатом виробника або обчислювати у процентному вiдношенні змiни напружень вiд початкових попереднiх напружень i визначати застосуванням нижченаведеного виразу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}. \quad (2.1.180)$$

$$\text{Для класу 3: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot 0.75} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0.75(1-0.75)} \cdot 10^{-5} = 0.102,$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ - абсолютне значення втрат вiд релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових попереднiх напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 788$ МПа;

t - час після напруження, год. (500000 год., тобто близько 57 років);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, де $f_{pk} = 840$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг напруженої арматури: $\mu = 788/1050 = 0.75$.

$$\text{Тоді, } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.102 = 788 \times 0.102 = 80.4 \text{ МПа.} \quad (2.1.181)$$

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат):

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r} = 970.8 - 918 = 52 \text{ кН} \quad (2.1.182)$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 8.9 \text{ кН} \leq 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \times 1050 \times 1232 \times 10^{-3} = 840.8 \text{ кН};$$

$$P_{m,t}(x) = 8.9 \text{ кН} \leq P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 970.8 - 100 \times 1232 \times 10^{-3} = 847.6 \text{ кН}.$$

Умови виконуються.

Напруження в попередньо напруженій арматурі зі врахуванням усіх втрат: $\sigma_{sp} = P_{m,t}(x) / A_{sp} = 8900/1232 = 7.22$ МПа.

Відносні деформації в арматурі ε_{sp} визначають, в залежності від напружень σ_{sp} , згідно діаграми стану арматури за формулами:

$$\text{При } 0 \leq \sigma_{sp} = 7.22 \text{ МПа} < f_{pd0} = 795.83 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_s = 7,22 / 190000 = 0.000038 = 0.0038 \text{ ‰}.$$

Розрахунок плити на утворення тріщин

Вихідні дані для бетону плити класу C20/25:

$f_{ctm} = 2.2 \text{ МПа}$ – модуль пружності (характеристичний);

$$E_{ck} = 26000 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{ct3,ck} = -f_{ctm} / E_{ck} = -2.2 / 26000 = -8.46 \times 10^{-5} \quad (2.1.183)$$

$$\varepsilon_{ctu3,ck} = -2 f_{ctm} / E_{ck} = -2 \times 2.2 / 26000 = -16.92 \times 10^{-5}. \quad (2.1.184)$$

Характеристичне навантаження на 1 погонний метр довжини ребра при ширині вантажної площі 3 м :

$$g = 5.45 \times 3 = 16.35 \text{ кН/м}$$

Максимальний згинаючий момент від розрахункового навантаження:

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{16.35 \times 11.86^2}{8} = 287.5 \text{ кНм};$$

Коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень k_{ct} , що показує долю прямокутної частини a_{ct} в загальній висоті розтягнутої зони бетону X_t ($a_{ct} = k_{ct} X_t$), знаходиться за формулою:

$$k_{ct} = \frac{|\varepsilon_{ctu3,ck}| - |\varepsilon_{ct3,ck}|}{|\varepsilon_{ctu3,ck}|} = \frac{|-0.0001692| - |-0.0000846|}{|-0.0001692|} = 0.51. \quad (2.1.184)$$

Оскільки, при використанні білінійної епюри деформацій та напружень в розтягнутій зоні бетону, завжди має місце рівність $\varepsilon_{ctu3,ck} = 2\varepsilon_{ct3,ck}$, то коефіцієнт k_{ct} завжди буде дорівнювати 0.5 ($k_{ct} = 0.5$). Тоді коефіцієнт β_{ct} , що характеризує положення центру ваги білінійної епюри напружень ($x_{ct} = \beta_{ct} X_t$), завжди буде дорівнювати величині:

$$\beta_{ct} = \frac{k_{ct}^2 + k_{ct} + 1}{3(1 + k_{ct})} = \frac{0.5^2 + 0.5 + 1}{3(1 + 0.5)} = 0.3889. \quad (2.1.185)$$

Для визначення висоти стиснутої зони бетону X на основі епюр деформацій та напружень в перерізі складаємо приведене квадратне рівняння:

$$X^2 + pX - q = 0,$$

$$\text{корінь якого для визначення } X \text{ буде: } X = -\frac{p}{2} + \sqrt{\frac{p^2}{4} + q}.$$

Розраховуємо коефіцієнти зазначеного квадратного рівняння:

$$p = \frac{2(b_{eff} - b_w)h_{eff} + 1.5b_w h + 2A_{sp}E_p / E_{ck}}{0.25b_w} =$$

$$= \frac{2(2940 - 170)30 + 1.5 \times 170 \times 450 + 2 \times 1232 \times 190000 / 26000}{0.25 \times 170} = 7034.3 \text{ мм} \quad (2.1.186)$$

$$q = \frac{(b_{eff} - b_w)h_{eff}^2 + 0.75b_w h^2 + 2A_{sp}(h - c_p)E_p / E_{ck}}{0.25b_w} =$$

$$= \frac{2770 \times 30^2 + 0.75 \times 170 \times 450^2 + 2 \times 1232(450 - 28)190000 / 26000}{0.25 \times 170} = 844949.4 \text{ мм}^2$$

(2.1.187)

Тоді висота стиснутої зони бетону буде:

$$X = -3517.2 + \sqrt{12370344 + 844949.4} = 118 \text{ мм.}$$

Знаходимо напруження в стиснутому бетоні та в напруженій арматурі.

Напруження у верхніх стиснутих волокнах бетону:

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)} E_{ck} = \frac{2f_{ctm} X}{E_{ck}(h - X)} \times E_{ck} = \frac{2 \times 2.2 \times 118}{(450 - 118)} = 1.56 \text{ МПа} \quad (2.1.188)$$

Напруження стиску в бетоні на рівні нижньої грані верхньої полиці:

$$\sigma_{cf} = \varepsilon_{cf} E_{ck} = \frac{2f_{ctm}(X - h_{eff})}{E_{ck}(h - X)} \times E_{ck} = \frac{2 \times 2.2 \times (118 - 30)}{(450 - 118)} = 1.17 \text{ МПа}$$

(2.1.189)

Напруження у попередньо напруженій арматурі:

$$\sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_p = \frac{2f_{ctm}(h - c_p - X)}{E_{ck}(h - X)} E_p = \frac{2 \times 2.2 \times (450 - 118 - 28)190000}{26000 \times (450 - 118)} = 29.44 \text{ МПа}$$

(2.1.190)

Визначаємо момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = M_{Rk} + M_{rp} = f_{ctm} \gamma W_{red}^{inf} + r_{inf} P_{m,t}(x) \left(z_{cp} + \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} \right) =$$

$$= 2.2 \times 1.5 \times 2642 \times 10^4 + 0.95 \times 52000 \times (306.4 + \frac{2642 \times 10^4}{159600}) = 110.5 \text{ кНм}$$

(2.1.191)

де $\gamma = 1.5$ – коефіцієнт непружних деформацій розтягнутого бетону для таврових перерізів;

$r_{inf} = 0.95$ - нижня межа зусилля попереднього обтиску при натягуванні на упори.

Перевіряємо тріщиностійкість

$$M_{Ek} = 287.5 \text{ кНм} > M_{crc,1} = 110.5 \text{ кНм},$$

Умова не виконується, тріщини від зовнішнього навантаження утворюються. Визначимо ширину їх розкриття.

Ефективний модуль пружності бетону класу C20/25 $E_{c,eff}$ при граничному коефіцієнті повзучості $\varphi(\infty, t_0) = 3.0$ буде:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{30 \times 10^3}{1 + 3} = 7500 \text{ МПа} \quad (2.1.192)$$

Коефіцієнти приведення арматури до бетону будуть:

$$\alpha_{sc} = \alpha_{sp} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{190000}{7500} = 25.3 \quad (2.1.193)$$

Висоту стиснутої зони бетону в перерізі із тріщиною визначаємо із умови рівності статичних моментів стиснутих бетону і арматури та розтягнутої напруженої арматури відносно нейтральної осі. Вважаємо, що нейтральна вісь проходить у ребрі:

$$\begin{aligned} b_{eff} h_{eff} (x - 0.5 h_{eff}) + 0.5 b_w (x - h_{eff})^2 - \alpha_{sp} A_{sp} (h - x - c_p) &= 0; \\ 2940 \times 30 (x - 0.5 \times 30) + 0.5 \times 170 \times (x - 30)^2 - 25.3 \times 1232 \times (450 - x - 28) &= 0; \\ x^2 + 1344.4x - 169412.6 &= 0 \quad (2.1.193) \\ x = 116 \text{ мм} > h_{eff} = 30 \text{ мм} \end{aligned}$$

тобто, нейтральна вісь дійсно проходить у ребрі.

Приріст напружень в арматурі мажемо визначити за формулою:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{Ek}}{A_{sp} (d - \frac{x}{3})} - \frac{P_{m,t}(x)}{A_{sp}} = \frac{287.5 \times 10^6}{1232(390 - 116)} - \frac{52000}{1232} \\ &= 810 \text{ МПа} \quad (2.1.194) \end{aligned}$$

Різниця деформацій $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ визначається за наступним виразом:

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_{sp} \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}; \quad (2.1.195) \\ (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) &= \frac{810 - 0.4 \times \frac{2.2}{5.8} (1 + 6.3 \times 5.3)}{190000} = 0.00044 \geq 0.6 \times \frac{810}{190000} = 0.00026 \end{aligned}$$

де, ефективний коефіцієнт армування:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_{sp}}{A_{c,eff}} = \frac{0 + 0.8 \times 1232}{170} = 5.8 \quad (2.1.196)$$

Оскільки у нас крок зчепленої арматури перевищує $5(s+2)$, то можна знайти верхню межу ширини тріщини за припущенням максимального кроку тріщин: $s_{r,max} = 1.3(h - x) = 1.3(450 - 116) = 434.2\text{мм}$

Тоді ширина розкриття тріщин може визначатись за виразом:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 434.2 \times 0.00044 = 0.19 \quad (2.1.197)$$

$$w_k = 0.19 < w_{k.lim} = 0.3$$

Розрахунок прогину плити із тріщинами

При дії згинаючого моменту $M_{Ek} = 287.5\text{кНм} > M_{crc,1} = 110.5\text{кНм}$, в середній частині прольоту плити утворюються тріщини.

Визначаємо кривизну в перерізі без тріщин:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{M_{Ek} - P_{m,t}(x)z_{cp}}{E_{c,eff}I_{red}} = \frac{287.5 \times 10^6 - 52000 \times 306.4}{7500 \times 3054 \times 10^6} = \\ &= 11.8 \times 10^{-6} 1/\text{мм} \end{aligned} \quad (2.1.198)$$

Визначаємо кривизну в перерізі з тріщиною:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{\sigma_s}{E_p(d - x)} = \frac{810}{190000 \times (390 - 116)} \\ &= 15.6 \times 10^{-6} 1/\text{мм} \end{aligned} \quad (2.1.199)$$

Напруження в арматурі в момент появи тріщини:

$$\sigma_{s1} = \sigma_s \frac{M_{crc}}{M_{Ek}} = 810 \times \frac{110.5}{287.5} = 312\text{МПа} \quad (2.1.200)$$

При довготривалому навантаженні коефіцієнт $\beta=0.5$, тоді коефіцієнт розподілення ξ буде:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{s1}}{\sigma_s}\right)^2 = 1 - 0.5 \left(\frac{312}{810}\right)^2 = 0.9258 \quad (2.1.201)$$

Повна кривизна розрахункового перерізу буде:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right) &= \xi \left(\frac{1}{r}\right)_2 + (1 - \xi) \left(\frac{1}{r}\right)_1 \\ &= 0.9258 \times 15.6 \times 10^{-6} + 0.0742 \times 11.8 \times 10^{-6} = 15.3 \times 10^{-6} 1/\text{мм} \end{aligned} \quad (2.1.202)$$

Прогин в середині прольоту плити буде:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right) \frac{5}{48} l_0^2 = 15.3 \times 10^{-6} \times 0.1042 \times 11860^2 = 24.2 \quad (2.1.203)$$

Оскільки $f = 24.2 \text{ мм} < [f] = l_0 / 250 = 11860 / 250 = 47.44 \text{ мм}$, то фактичний прогин плити з тріщиною значно менше граничного значення.

2.2. РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ

2.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

- 1-й шар.

Суглинки темно-бурі, темно-сірі, жовто-бурі, з включенням будівельного сміття. Висновок: насипний ґрунт є поганою основою для зведення будівель і споруд.

- 2-й шар.

Суглинки сірі, темно-сірі, чорні, з домішкою рослинних залишків. Висновок: ґрунт є поганою основою для зведення будівель через потужність.

- 3-й шар.

Суглинки коричневато-жовті, з прошарками сірого, твердої
консистенціїю.

Мають наступні характеристики:

$$W = 0,25; W_L = 0,35; W_p = 0,21$$

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,35 - 0,21 = 0,14; \quad (2.2.1)$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,25 - 0,35}{0,14} = -0,71 \quad (2.2.2)$$

Висновок: ґрунт є хорошою основою для зведення будівель і споруд.

- 4-й шар.

Піски дрібнозернисті, жовті, світло-жовті, сірувато-жовті,
маловологі, середньої щільності, місцями з прошарками суглинків.

$$\rho = 17,25 \text{ кН/м}^3; \rho_s = 26,07 \text{ кН/м}^3; W = 0,09.$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,07}{17,25} (1 + 0,09) - 1 = 0,65 \quad (2.2.3)$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,09 * 26,07}{0,65 * 10} = 0,36 \quad (2.2.4)$$

- **5-й шар.**

Суглинки, коричнеувато-бурі, бурі твердої консистенції.

$$W = 0,15; W_L = 0,36; W_p = 0,21.$$

$$I_p = W_L - W_p = 0,36 - 0,21 = 0,15$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,15 - 0,21}{0,15} = -0,03$$

- **6-й шар.**

Глини червонувато-бурі, коричнеувато-бурі, жовто-бурі, твердої консистенції.

$$W = 0,22; W_L = 0,43; W_p = 0,23$$

$$I_p = W_L - W_p = 0,43 - 0,23 = 0,20$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,22 - 0,23}{0,20} = -0,05$$

- **7-й шар.**

Суглинки, бурувато-сірі, сірі, світло-сірі, твердої консистенції.

$$W = 0,23; W_L = 0,35; W_p = 0,20$$

$$I_p = W_L - W_p = 0,35 - 0,20 = 0,15$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,23 - 0,20}{0,15} = 0,20$$

- **8-й шар.**

Глини зеленувато-сірі, світло-зелені, напівтвердої консистенції.

$$W = 0,39; W_L = 0,59; W_p = 0,38$$

$$I_p = W_L - W_p = 0,59 - 0,38 = 0,21$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,39 - 0,38}{0,21} = 0,047$$

Таблиця 2.2.3. Характеристика властивостей шарів ґрунту.

№ шару	Найменування ґрунтів	h_i , м	γ_i , кН/м ³	φ_i , град.	E_i , МПа	c_i , кПа
1	Насипний ґрунт	0,7	18	-	-	-
2	Суглинок	0,6	17,22	-	-	-
3	Суглинок	4,75	18,43	21	12	20
4	Пісок дрібний	1,00	19,48	32	28	2
5	Суглинок	4,9	19,91	19	15	20
6	Глина	5,0	19,22	19	19	27
7	Суглинок	2,0	19,54	23	19	23
8	Глина	5,0	16,25	35	13	37

Таблиця 2.2.4. Характеристика ґрунтових умов будмайданчика.

№	e	S_r	I_p	I_L	Характеристика ґрунтів
1	-	-	-	-	Суглинки темно-бурі, темно-сірі, жовто-бурі, з включенням будівельного сміття;
2	-	-	-	-	Суглинки сірі, темно-сірі, чорні, з домішкою рослинних залишків;
3	0,67	0,76	0,14	-0,71	Суглинки коричневатого-жовті, з прошарками сірого твердої консистенції
4	0,65	0,36	-	-	Піски дрібнозернисті, жовті, світло-жовті, сірувато-жовті, маловологі, середньої щільності, місцями з прошарками суглинків
5	0,65	0,65	0,05	-0,02	Суглинки, коричневатого-бурі, бурі твердої консистенції.
6	0,72	0,89	0,20	-0,05	Глини червонувато-бурі, коричневатого-бурі, жовто-бурі, твердої консистенції.
7	0,66	0,72	0,15	0,20	Суглинки, бурувато-сірі, сірі, світло-сірі, твердої консистенції;
8	0,98	0,94	0,21	0,047	Глини зеленувато-сірі, світло-зелені, напівтвердої консистенції.

2.2.2 Збір навантажень

Власна вага конструкцій.

Власна вага конструкцій враховує в себе наступні пункти, розраховані в Розділі 2.1.

Навантаження від колони:

$$G^{K-1} = G_{\text{н.ч.}}^{K-1} + G_{\text{п.ч.}}^{K-1} = 21,02 + 96,04 = 117,06 \text{ кН} \quad (2.2.5)$$

- Навантаження від крокв'яної ферми:

$$G_{\phi} = 196,95 \text{ кН}; \quad M_{K-1} = 19,97 \text{ кНм.}$$

- Навантаження від підкранової балки бм:

$$G_{\text{ПБ}}^{6\text{м}} = 37,77 \text{ кН}; \quad M_{\text{ПБ}}^{6\text{м}} = 9,45 \text{ кНм};$$

Сумарне значення навантаження на фундамент під колону крайнього ряду (марка за проектом Ф-1):

$$\begin{aligned} N = G &= G^{K-1} + G_{\phi} + G_{K-1} + G_{\text{ПБ}}^{6\text{м}} = \\ &= 117,06 + 196,95 + 604,08 + 37,77 = 955,86 \text{ кН} \end{aligned}$$

2.2.3 Розрахунок фундаменту на природній основі

Оскільки відповідно інженерно-геологічних умов, в нас нема просажуючих та набухаючих ґрунтів, в дипломній роботі обрано окремостоячі фундаменти. Ми виключили ґрунти дрібного закладання, оскільки після аналізу внутрішніх зусиль можна прийти до висновку, що моменти, які виникають, є завеликим для іншого типу фундаментів. З'єднання з колоною жорстке.

Глибина закладання фундаменту залежить від конструктивної особливості будівлі, інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, а також від рівня промерзання ґрунту – для м. Рівне цей рівень дорівнює 0,9 м.

Оскільки перший та другий ґрунт не підходять за характеристиками в якості основи; враховуючи товщину промерзання для відповідної місцевості 0,9 м, беремо за основу визначений в Розділі 2.1.1 ґрунт – суглинки коричневатого-жовті, з прошарками сірого твердої консистенції з товщею 2,1 м ($\gamma = 18,43 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 21^\circ$, $c = 20 \text{ кПа}$, $I_L = -0,71$).

Визначення розмірів підшви фундаменту

Приблизне співвідношення розмірів підшви фундаменту прийmemo:

$\eta = \frac{1}{b} = 1.4$, тоді ширина підшви фундаменту становитиме, м:

$$b = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - \gamma_{mt}d - q)}}, \quad l = 1.4b \quad (2.2.6)$$

де, N – навантаження, кН;

γ_{mt} – осереднене значення питомих ваг фундаменту, ґрунту і підлоги, що розташовані над підшвою фундаменту, приймається рівним 20 кН/м^3 ;

d – глибина закладання, м;

b, l – ширина і довжина підшви фундаменту, відповідно, м;

$q = 20 \text{ кН/м}^2$ – навантаження на підлогу для промислових будівель;

R – розрахунковий опір ґрунту на глибині залягання d , кПа.

Прийmemo R_0 за таблицею: $R_0 = 300 \text{ кПа}$;

Знаходимо b_0 з урахуванням R_0 .

$$b_0 = \sqrt{\frac{955.86}{1.4 * (300 - 20 * 2.2 - 20)}} = 1.68 \text{ м}$$

Визначаемо розрахунковий опір R_1 , кПа:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \times k_z \times b_0 \times \gamma_{II} + M_q \times d \times \gamma'_{II} + M_c \times c'_{II}); \quad (2.2.7)$$

Так як підвалу в нашій будівлі немає, то $d_b = 0 \text{ м}$. Отже, частину яка включає в себе підвал можемо виключити з рівняння.

$$\gamma_{c1} = 1.3; \quad \gamma_{c2} = 1.1.$$

Коефіцієнти умов роботи, приймаються за таблицею і дорівнюють:

$$M_\gamma = 0.56; \quad M_q = 3.24; \quad M_c = 5.84; \quad k = 1.$$

де, γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, кН/м^3

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \quad (2.2.8)$$

$$\gamma_{II} = \frac{1 * 19,48 + 4,9 * 19,91 + 5 * 19,22 + 2 * 19,54 + 5 * 16,25}{1 + 4,9 + 5 + 2 + 5} = 18,62 \text{ кН/м}^3$$

де, γ'_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту, кН/м³

$$R_1 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 1,68 * 18,62 + 3,24 * 1,9 * 18,13 + 5,84 * 20) = 410,41 \text{ кПа};$$

Уточнюємо значення b_1 при R_1 .

$$b_1 = \sqrt{\frac{955,86}{1,4 * (410,41 - 20 * 2,2 - 20)}} = 1,27 \text{ м}$$

Знаходимо R_2 з b_2 :

$$R_2 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 1,27 * 18,62 + 3,24 * 2,6 * 18,13 + 5,84 * 20) = 403,3 \text{ кПа};$$

Знаходимо b_2 :

$$b_2 = \sqrt{\frac{955,86}{1,4 * (403,3 - 20 * 1,9 - 20)}} = 1,29 \text{ м}$$

Розбіжність між b_2 та b_1 , R_2 та R_1 менше 10%, тому приймаємо:

$$b = b_2 = 1,3 \text{ м};$$

$$l = 1,4 * b = 1,82 \text{ м};$$

$$l = 1,84 \text{ м}.$$

Перевірка напружень

Значення моменту на рівні низу колони візьмемо з розрахунку поперечної рами в програмному забезпеченні ЛІРА САПР (максимальний момент серед завантажень, в Завантаженні 8).

$$M = 807 \text{ кН} * \text{м}; \quad N = 955,86 \text{ кН}; \quad \gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$$

Перевірка 1:

$$P_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R \quad (2.2.8)$$

Момент опору:

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{1.3 * 1.85^2}{6} = 0.74 \text{ м}^3 \quad (2.2.9)$$

$$P_{max} = \frac{955.86}{1.3 * 1.85} + 20 * 1.9 + 20 + \frac{807.0}{0.72} = 568.1 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = 568,1 \text{ кПа} \leq 1,2R = 483,96 \text{ кПа};$$

Перевірка не виконується.

Перевірка 2:

$$P_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{min} * d + q - \frac{M}{W} > 0 \quad (2.2.10)$$

$$P_{min} = \frac{955.86}{1.3 * 1.85} + 20 * 1.9 + 20 - \frac{807.0}{0.72} = -666.0 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = -666.0 \text{ кПа} < 0$$

Перевірка не виконується.

Оскільки перевірка не виконується, необхідно збільшити площу фундаменту. Аналізуючи числові значення, отримані в перевірці, зробимо припущення в кратному збільшенні розмірів фундаменту.

Приймаємо значення:

$$b = 2,6 \text{ м}, l = 1,4 * b = 3,64 = 3,7 \text{ м};$$

$$R_1 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 2,6 * 18,62 + 3,24 * 2,6 * 18,13 + 5,84 * 20) = 424,2 \text{ кПа};$$

Перевірка 1:

$$P_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R$$

Момент опору:

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{2,6 * 3,7^2}{6} = 5,9 \text{ м}^3$$

$$P_{max} = \frac{955.86}{2,6 * 3,7} + 20 * 1.9 + 20 + \frac{807.0}{5,9} = 294,2 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = 294,2 \text{ кПа} \leq 1,2R = 509,1 \text{ кПа};$$

Перевірка виконується.

Перевірка 2:

$$P_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{min} * d + q - \frac{M}{W} > 0$$

$$P_{min} = \frac{955.86}{2,6 * 3,7} + 20 * 1.9 + 20 - \frac{807.0}{5,9} = 20,6 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = 20,6 \text{ кПа} > 0$$

Перевірка виконується.

Перевірка 3:

$$P_{cp} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{min} * d + q \leq R \quad (2.2.11)$$

$$P_{cp} = \frac{955.86}{2,6 * 3,7} + 20 * 1.9 + 20 = 157.4 \text{ кПа}$$

$$P_{cp} = 157.4 \text{ кПа} \leq R = 424.4 \text{ кПа}$$

Перевірка виконується.

Визначення осадки методом пошарового підсумовування

Для визначення осадки методом пошарового підсумовування середній тиск під подошвою фундаменту P_{cp} не повинен перевищувати розрахункового опору R . В Розділі 2.1.3.2 ми виконали перевірку, оскільки умова виконувалась, ми можемо використати цей метод. Середній тиск під подошвою фундаменту P_{cp} вже відомий. Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту, кПа:

$$\sigma_{g0} = \sigma_{g0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot (d - h_1 - h_2) = 18 * 0,7 + 17,22 * 0,6 + 18,43 * 0,9 = 39,52 \text{ кПа.} \quad (2.2.12)$$

$$\sigma_{g3} = 110,48 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{g4} = 129,96 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{g5} = 227,99 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{g6} = 324,1 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{g7} = 363,2 \text{ кН/м}^2$$

Ґрунтову товщу під фундаментом ділимо на елементарні шари товщиною h , але не більше 1 м. Відстань від подошви фундаменту до кожного з елементарних шарів становить $z_i = n * h$, где $n = 1, 2, 3$ і т.д.

Будуємо епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині:

$$\sigma_{zp} = \alpha * p, \quad (2.2.13)$$

де $P = P_{cp}$ – середній тиск під подошвою фундаменту,

α – коефіцієнт загасання напруг в залежності від відносної глибини

$$\zeta = \frac{2z}{b} \quad (2.2.14)$$

і співвідношення сторін фундаменту $\eta = l / b$

$$\sigma_{zp1} = \alpha \cdot p_{cp} = 157,4 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp2} = 134,98 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp3} = 87,37 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp4} = 54,39 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp5} = 37,75 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp6} = 30,93 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp7} = 25,79 \text{ кПа}$$

Нижню межу стисливої товщі основи приймаємо на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, де $k = 0,2$. В даному випадку

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2.2.15)$$

де, γ_i – питома вага і-ого шару ґрунту,

h_i – потужність і-ого шару ґрунту.

Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту σ_{zy} , знятого в котловані до рівня подошви фундаменту, на глибині z :

$$\sigma_{zy} = \alpha_k \sigma'_{zq,0} \quad (2.2.16)$$

де α_k залежить від співвідношень $\zeta = \frac{2z}{b}$ та $\eta = \frac{1}{b'}$,

B_k – ширина котловану (рис. 3.2);

$$\eta = 1,3$$

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану на рівні подошви фундаменту і рівне

$$\sigma'_{zg,0} = \gamma_{гр} * d_n \quad (2.2.16)$$

де d_n – глибина закладення фундаменту щодо рівня природного рельєфу.

$$\sigma'_{zg,0} = 7.29 \text{ кН/м}^2$$

Визначаємо загальну осадку як суму осадок окремих елементарних шарів за формулою, м:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,cp} - \sigma_{zy,cp}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,cp} * h_i}{E_{e,i}} \quad (2.2.17)$$

де, β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту по гілці первинного завантаження, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту по гілці вторинного завантаження (модуль пружності), в даному випадку середні напруги в елементарному шарі дорівнюють:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} - \sigma_{z,i+1}}{2}; \quad \sigma_{zy,i} = \frac{\sigma_{yi} - \sigma_{y,i+1}}{2}$$

де $h_i = h$ – товщина елементарного шару;

n – кількість шарів в межах стиснутої товщі H_c .

$$s_i = \frac{0.8(\sigma_{zp,cp} - \sigma_{zy,cp}) h_i}{E}; \quad (2.2.18)$$

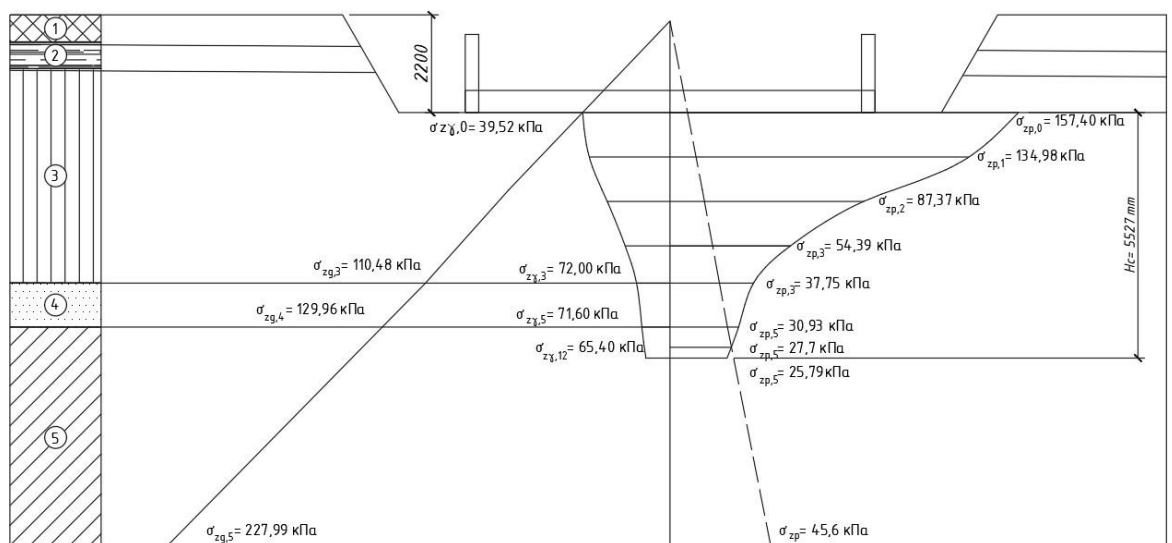


Рис. 2.2.1. Епюра напружень під підшвою окремого фундаменту

Таблиця 2.5. Розрахунок осадки під підовшою фундаменту.

ПЕ	Е, кПа	h _i , м	z, м	z _{ср.} , м	ζ	ζ _{ср}	α	σ _{zp,i} кН/м ²	ζ _k	ζ _{k,ср}	α _k	σ _{zy,i} кН/м ²	s
Підшва фундаменту		0,00	-	-	-	0,0000	1,0000	157,40	-	-	1,0000	39,52	-
3	12000	1,00	1,00	0,50	0,7692	0,3846	0,8575	134,98	0,5556	0,2778	0,9238	36,51	0,0076
		1,00	2,00	1,00	1,5385	0,7692	0,5551	87,37	1,1111	0,5556	0,7189	28,41	0,0066
		1,00	3,00	1,50	2,3077	1,1538	0,3455	54,39	1,6667	0,8333	0,5123	20,25	0,0052
		0,85	3,85	2,35	2,9615	1,8077	0,2398	37,75	2,1389	1,3056	0,3831	15,14	0,0028
4	28000	0,50	4,35	2,85	3,3462	2,1923	0,1965	30,93	2,4167	1,5833	0,3223	12,74	0,0005
		0,50	4,85	3,35	3,7308	2,5769	0,1638	25,79	2,6944	1,8611	0,2772	10,95	0,0004
													0,0231

Отже, сумарна осадка під основою фундаменту:

$$s = 2,3 \text{ см} < 10 \text{ см.}$$

Умова виконується.

2.2.4 Армування фундаменту

Армування всього фундаменту і його окремих частин проводиться згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 [4].

Армування здійснюється за результатами розрахунку нормальних перетинів на дію згинального моменту у першого ступеня в такий спосіб:

$$M = \frac{p_c b * c^2 *}{2} + \frac{(p_{max} - p_c) b * c d}{3} \quad (2.2.19)$$

де p'_{max} – розрахунковий максимальний тиск під підовшою фундаменту;

p_{c1} – розрахунковий тиск під підовшою фундаменту в перерізі першого ступеня;

$b = 2,6 \text{ м}$ – ширина підовши фундаменту;

$c_1 = 0,45 \text{ м}$ – виліт першої сходинки відносно подколонника (для одноступінчатого фундаменту).

Розрахунковий тиск під підовшою фундаменту в перерізі:

$$p_{c1} = p_{ср} + \frac{p_{max} - p_{ср}}{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - c_1 \right) = 157,4 + \frac{294,2 - 157,4}{3,7/2} * \left(\frac{3,7}{2} - 0,45 \right) = 260,9 \text{ кН}; \quad (2.2.20)$$

Тоді

$$M_{1-1} = \frac{157,4 * 2,6 * 0,45^2}{2} + \frac{(294,2 - 260,9) * 0,45 * 2,67}{3,7/2} = 54,77 \text{ кНм}$$

Так як в нашому варіанті у фундаменті тільки одна сходинка, вона і є плитою, то перегляд другого перерізу не потрібен.

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють таким чином:

$$A_{S1} = \frac{M_{1-1}}{0.9h_{01}f_{yd}} = \frac{54770}{0.9 * 0.45 * 363,63} = 399,7 \text{ мм}^2 \quad (2.2..21)$$

За сортаментом ця площа відповідає 8Ø8A400C із площею $A_s = 402,0 \text{ мм}^2$. Проте з конструктивних вимог, необхідного мінімального перерізу стрижня та кроку, необхідно прийняти наступні характеристики армування в повздовжньому напрямку:

- 8Ø12A400C з площею $A_s = 905,0 \text{ мм}^2$ з кроком стрижнів 360 мм.

Відсоток армування в розрахунковому перерізі фундаменту повинен бути не нижче мінімально допустимого відсотка армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_{S1}}{bh} 100\% = \frac{352.0}{0.45 * 2.6} * 100\% = 2.7\% > 0.5\% \quad (2.2.22)$$

Армування також потрібно розраховувати і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M' = \frac{l * c_1'^2 * p'_{cp}}{2} = \frac{3,7 * 0,45^2 * 294,2}{2} = 110,2 \text{ кНм} \quad (2.2.23)$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють таким чином.

$$A_{Sl} = \frac{110.2}{0.9 * 0.45 * 363.64} = 748.26 \text{ мм}^2$$

За сортаментом ця площа відповідає 10Ø10A400C із площею $A_{Sl} = 785,0 \text{ мм}^2$. Проте з конструктивних вимог, необхідного мінімального перерізу стрижня та кроку, необхідно прийняти наступні характеристики армування в поперечному напрямку:

- 10Ø12A400C з площею $A_s = 1131,0 \text{ мм}^2$ з кроком стрижнів 400 мм.

Розділ 3

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Загальна характеристика об'єкта монтажних робіт

№	Назва ел-ту	Розмір, мм			Маса ел-ту, т	Номер захватки	Кількість, шт.		Маса ел-тів на буд., т
		Довжина	Ширин а	Висо та			На захв.	На буд.	
1	Колони зовні-ного ряду	17550	1300	500	15.1	1,2,5,6	6	24	362.4
2	Колони внут-рішньо-го ряду	17550	1900	600	24.5	1,2,5,6	6	24	588
3	Підкра-нові балки $l=12m$	12000	650	1400	11.7	1,2,5,6	15	60	702
4	Безрос-кісна ферма	18000	280	3000	7.9	1-6	6	36	284.4
5	Плита покрит-тя	11970	2980	1200	0.3	1-6	30	180	54

Таблиця 3.1 – Специфікація монтажних елементів

3.2 Технологія улаштування збірних конструкцій

Монтаж колон

Перед підйомом на колонах фіксують драбини та хомути для навішування підмостей. Стропування конструкцій масою понад 10 т виконують штирьовими захватами з місцевим або дистанційним розстропуванням. Отвори для них передбачають на етапі виготовлення колон. Дистанційне керування захватами здійснюють за допомогою тросиків або вмонтованих електродвигунів, що висуюють штир.

Монтаж залізобетонних колон реалізують методами повороту або ковзання. Цього досягають переміщенням крана, обертанням конструкції навколо основи чи суміщенням цих процесів із використанням поворотного башмака. Такі підходи перерозподіляють частину навантаження на візок або башмак, що дозволяє крану починати підйом на більшому вильоті стріли. Закріплення башмаків на основі запобігає сколюванню бетону та покращує ковзання. При транспортуванні колон залізничними платформами чи вагонетками їх додатково обладнують опорними шарнірами та поворотними пристроями.

При монтажі з коліс колони підіймають у горизонтальному положенні, відводять убік і у висячому стані переводять у вертикальне. Для цього застосовують два штирові захвати, розміщені вище та нижче центра ваги конструкції. Щоб зменшити довжину стріли крана, її оснащують вилчастим оголовком. Це дозволяє задіяти легші крани та обмежити розгойдування елементів під час встановлення.

Колони одноповерхових промислових будівель вивіряють до розстропування. Процес передбачає суміщення геометричних осей конструкції з осями будівлі за ризиками на фундаменті й колоні, а також виведення площини на горизонтальний рівень. Після цього точність вертикального положення колони контролюють за допомогою двох теодолітів.

Відхилення колони від вертикалі визначають візуванням трубою теодоліта знизу вгору. Положення конструкції коригують підкосами, розчалками або кондукторами. Після вивірки колони тимчасово фіксують у проєктному

положенні для забезпечення стійкості, після чого виконують розстропування. Для тимчасового закріплення застосовують клини, розпірки, розчалки чи підкоси, проте раціональнішим є використання кондукторів різних типів.

Колони заввишки 12–18 м додатково фіксують розчалками з натяжними муфтами у трьох напрямках у площині найменшої жорсткості. Демонтаж засобів тимчасового кріплення (розчалок, кондукторів, клинів) дозволяється лише після остаточного замонолічування стиків і досягнення бетоном 70% проєктної міцності.

Монтаж підкранових балок.

Підкранові балки стропують за петлі чи технологічні отвори двогілковими стропами, траверсами або тросовими захватами з дистанційним керуванням. При підйомі способом «в обхват» кінець троса фіксують у замку захвату висувним штирем. Для запобігання перетиранню каната та сколюванню бетону під нього встановлюють пересувні підкладки.

Важкі балки стропують балансирними траверсами, де чотири гілки стропа через два хомути підвішують до кранового гака, а на кінцях траверси болтами фіксують опорні хомути з карабінами. Для елементів таврового перерізу доцільно застосовувати траверси із захватними лапами або полегшені стропи.

До розстропування підкранові балки обов'язково вивіряють і закріплюють. Під час вивірки контролюють положення конструкцій за поздовжніми осями та відмітки верхніх полиць. Для цього на консолі колон наносять риски геометричних осей, а на торці балок і верхні закладні деталі — риски середини, суміщення яких гарантує точність монтажу.

Висотні відмітки переносять на верхню частину колон, після чого перевіряють рівень полиць балок за допомогою нівеліра. По завершенні вивірки виконують проєктне зварювання закладних елементів балок і колон, після чого демонтують стропи. Такий технологічний порядок виключає потребу в тимчасовому кріпленні конструкцій.

Залізобетонні підкранові балки з відношенням висоти до ширини до 4:1 монтують на горизонтальні опори без тимчасової фіксації. Якщо це

співвідношення є більшим, конструкції додатково закріплюють розпівками та стяжками до раніше змонтованих стійких елементів будівлі.

Монтаж ферм и балок покриття

До початку встановлення кроквяних ферм завершують остаточну фіксацію колон, підкранових балок і підкроквяних конструкцій, а на опори наносять риси поздовжніх і поперечних осей. Залізобетонні ферми й балки покриття стропують за дві або чотири точки у вузлах із підкосами. Для цього застосовують штирові захвати чи спосіб «в обхват» із дистанційним розстропуванням. Точне орієнтування конструкцій забезпечують двома відтяжками на кінцях нижнього пояса або гнучким маніпулятором із лебідками та системою тросів-вуздечок.

Вивірку ферм виконують безпосередньо під час встановлення, фіксуючи їх кондукторами та прихоплюванням закладних деталей зварюванням. Першу ферму додатково розкріплюють розчалками, а наступні — інвентарними стяжками-розпівками. Плити покриття монтують за допомогою багатогілкових стропів або траверс, суміщаючи їх із рисками на опорних вузлах ферм. Крайні плити заздалегідь оснащують захисним огородженням. Тимчасові розпівки демонтують у міру приварювання плит до ферм.

Монтаж плит покриття.

Плити покриття стропують за петлі, технологічні отвори або за допомогою консольних захватів багатогілковими стропами чи траверсами щонайменше за чотири точки. Для великорозмірних залізобетонних плит застосовують тритраверсні триблочні пристрої зі збільшеною кількістю точок підвісу, що знижує монтажні напруження в конструкціях.

Після підйому плити вивіряють за рисками на їхніх гранях та на опорних вузлах ферм. Перші крайні плити до початку підйому оснащують захисними огородженнями. Монтаж усіх наступних плит виконують з поверхні раніше закріплених конструкцій покриття.

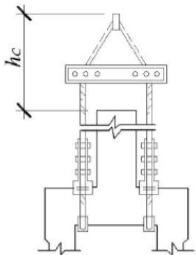
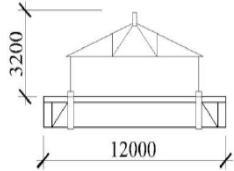
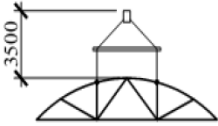
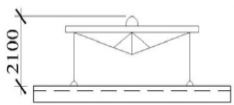
3.3. Визначення монтажних характеристик конструкцій і вибір монтажних кранів

Для безпосереднього вибору монтажних кранів необхідно визначити монтажні характеристики:

1. Монтажна маса – Q_m ;
2. Монтажна висота(висота підйому гака) – H_m ;
3. Монтажний виліт – L м.

Вибір стропуючого обладнання

Таблиця 3.2 – Специфікація стропуючого обладнання

№ з/п	Найменування пристрою, організація, креслення	Ескіз	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Вис. Строповки, h_c , м	Призначення
1	Траверса ПИ Промсталь-конструкція, 2052М-13		16	0.24	1	Встановлення двохвіткових колон, розстроповка виконується з землі
			20	0.38	1.2	
2	Траверса ПИ Промсталь-конструкція, 1968Р-9		9	0.94	3.2	Встановлення підкранових балок довжиною 12м
3	Траверса дистанційна Промсталь-конструкція		15	0.62	3.6	Встановлення кроквяних ферм прогоном 18м
4	Траверса, Промсталь-конструкція		7	1.07	2.1	Встановлення плит покриття розміром 3x12м

Визначення монтажної маси конструкцій

Монтажна маса конструкції визначається за формулою:

$$Q_m = m_E + m_{стр.} + m_o, \text{ де} \quad (3.1)$$

m_E – маса елемента;

$m_{стр.}$ – маса стропуючого обладнання;

m_o – маса обладнання, що навішується на конструкцію до початку монтажу (складається з хомутів, сходов, площадок та інше), для спрощення розрахунку приймаємо $m_o = 0$.

1.Визначення монтажної маси колони зовнішнього ряду:

$$Q_m = 15.1 + 0.24 = 15.34 (\text{т})$$

2.Визначення монтажної маси колони внутрішнього ряду:

$$Q_m = 24.5 + 0.38 = 24.88 (\text{т})$$

3.Визначення монтажної маси підкранової балки 12 м:

$$Q_m = 11.7 + 0.94 = 12.64 (\text{т})$$

4.Визначення монтажної маси ферми :

$$Q_m = 7.9 + 0.62 = 8.52 (\text{т})$$

5.Визначення монтажної маси плит покриття:

$$Q_m = 2.7 + 1.07 = 3.77 (\text{т})$$

Визначення висоти підйому гака (монтажної висоти)

Монтажна висота конструкції визначається необхідною висотою підйому гака над місцем стоянки крана при монтажі елементів конструкцій.

$$H_m = h_o + h_e + h_z + h_{стр.}, \text{ де} \quad (3.2)$$

h_o – висота опори, на яку ми встановлюємо елемент, що монтується, м;

h_e – висота або довжина елемента, що монтується, м;

h_z – запас по висоті (приймаємо рівним 0,5 м), м;

$h_{стр.}$ – висота стропуючого засобу, м.

1. Монтажна висота колони прямокутного перерізу крайньої:

$$H_m = 0 + 17.55 + 0.5 + 1 = 19.5 \text{ м};$$

2. Монтажна висота колони прямокутного перерізу середньої:

$$H_m = 0 + 17.55 + 0.5 + 1.2 = 19.25 \text{ м};$$

3. Монтажна висота підкранової балки 12 м:

$$H_m = 11.1 + 1.4 + 0.5 + 3.2 = 16.2 \text{ м};$$

4. Монтажна висота ферми сегментної:

$$H_m = 17.55 + 3 + 0.5 + 3.6 = 24.65 \text{ м};$$

5. Монтажна висота плити покриття:

$$H_m = (17.55 + 3) + 3.45 + 0.5 + 2.1 = 26.6 \text{ м};$$

Висота верхнього блоку стріли крана над рівнем його стоянки (лише для плит покриття) знаходиться за формулою:

$$H = H_m + h_n, \text{ де} \quad (3.3)$$

H_m – монтажна висота конструкції (плит покриття), м ;

h_n – довжина монтажного поліспаду крана, м.

$$H = 26.6 + 3.11 = 29.7 \text{ м};$$

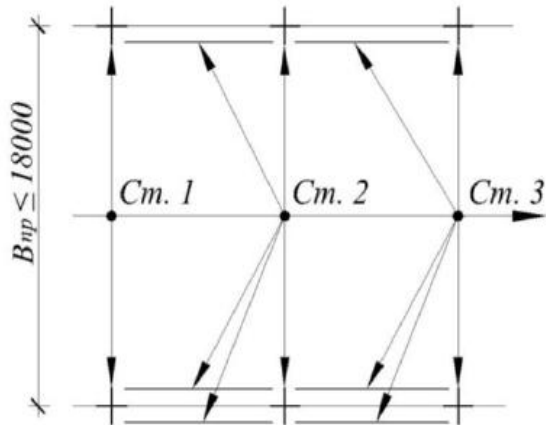
Визначення монтажного вильоту гаку крана

Виліт гака крана — це технічна характеристика, що визначається як відстань між віссю обертання крана та вертикальною віссю, яка проходить через центр обойми вантажного гака.

У дипломному проєкті прийнято диференційно-комплексний метод монтажу конструкцій каркаса. Його сутність полягає у зведенні будівлі двома кранами, кожен з яких виконує свій комплекс робіт. Перший кран монтує колони зовнішнього і внутрішнього рядів та підкранові балки. Другий кран починає роботу після завершення монтажу першим краном на першій захватці (колони при цьому тимчасово фіксують кондукторами до набуття розчином проєктної міцності) і встановлює кроквяні ферми та плити покриття.

Максимальний виліт стріли крана визначають на основі схеми монтажу та кількості елементів, що встановлюються з однієї стоянки. Для цього розглянуто два варіанти монтажних схем.

Схема руху кранів та монтажу елементів конструкцій при роздільно-комплексному методі при ширині прогону 18 м однаковому кроці колон крайнього та середнього рядів:



Для колон зовнішнього ряду:

$$L_M = 9 \text{ м};$$

Для колон внутрішнього ряду:

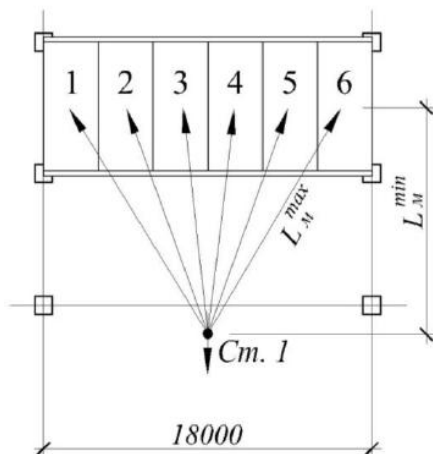
$$L_M = 9 \text{ м};$$

Для підкранової балки $l = 12\text{м}$:

$$L_M = \sqrt{9^2 + 6^2} = 10.8 \text{ м};$$

Мал.3.1 Монтаж колон

Максимальний виліт стріли для монтажу плит покриття



$$L_M^{\max} = \sqrt{(L_M^{\min})^2 + \left(\frac{B_{пр} - d}{2}\right)^2} \quad (3.4)$$

$$L_M^{\max} = \sqrt{(22.74)^2 + \left(\frac{18-3}{2}\right)^2} = 24 \text{ м}.$$

Мал.3.2 Монтаж плит покриття

Мінімальний монтажний виліт стріли:

$$L_M^{\min} = l_{ш} + \frac{(b + e + c)(H - h_{ш})}{h_n + h_c}, \text{ де} \quad (3.5)$$

$l_{ш}$ – відстань від осі обертання крана до осі кріплення стріли, м (додаток К);

b – відстань по горизонталі від грані конструкції, що монтується, зверненої до крана до вертикальної осі вантажного гака, м;

e – половина товщини конструкції стріли крана на рівні можливого торкання з раніш змонтованими конструкціями або елементом, що підіймається (умовно можна прийняти рівним 0,5 м);

c – мінімальний зазор між конструкцією стріли крана і змонтованим елементом, приймається 0,5 м ;

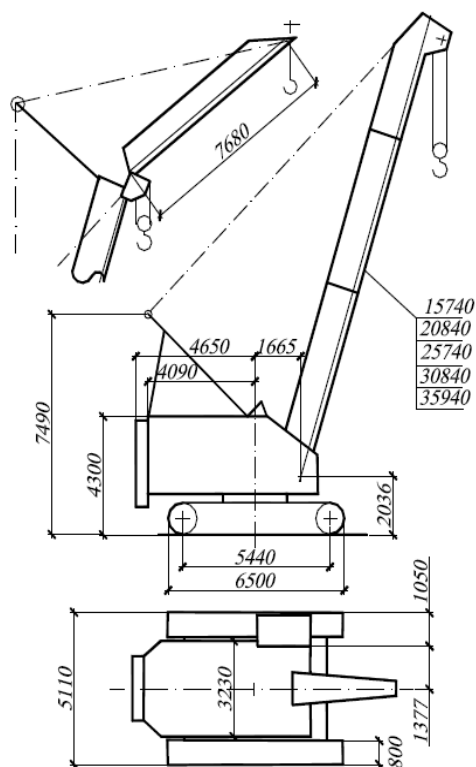
$h_{ш}$ – висота кріплення стріли над рівнем установа крана, м .

$$L_{\text{м}}^{\text{min}} = 1.5 + \frac{(3+0.5+0.5)(29.7-1.82)}{3.11+2.14} = 22.74 \text{ м}$$

Таблиця 3.3 – Відомість монтажних характеристик збірних елементів.

№	Назва елемента	Кількість, шт.	Маса, т			Монтажна висота, м.	Виліт стріли, м.	Марка крана
			конст. р.	обладн.	монтажна			
1	колони зовнішнього ряду	24	15.1	0.24	15.34	19.5	9	СКГ -63/100, стріла - 25.74м, гусак 7.6м
2	колони внутрішнього ряду	24	24.5	0.38	24.88	19.25	9	
3	підкранові балки $l=12\text{м}$	60	11.7	0.94	12.64	16.2	10.8	
4	сегментні ферми	36	7.9	0.62	8.52	24.65	24	КС-8165, стріла 40м
5	плити покриття	180	0.3	1.07	3.77	26.6	24	

Монтаж колон зовнішнього та внутрішнього рядів , підкранових балок, обираємо кран **СКГ-63/100**.



СКГ-63/100
стріла 25.74 м гусачок 7.60 8м

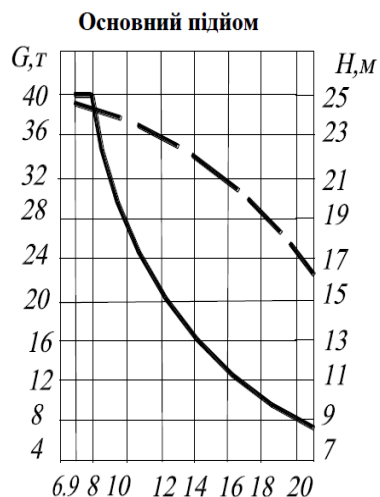
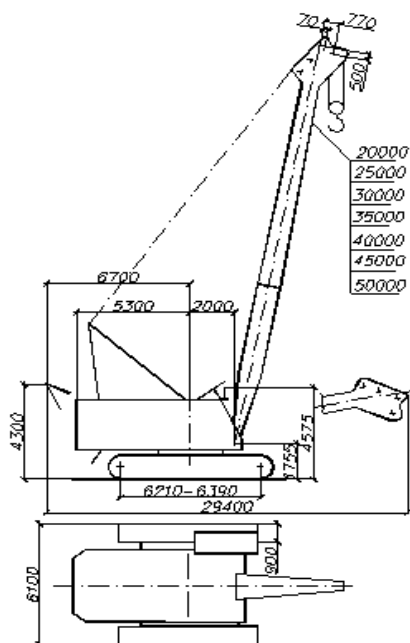


Рис. 3.3 Монтажна характеристика крану **СКГ-63/100**

Для монтажу крокв'яних ферм та плит покриття обираємо кран марки

КС-8165



КС-8165 стріла 40 м
гусачок 20 м
1 - без гусачка

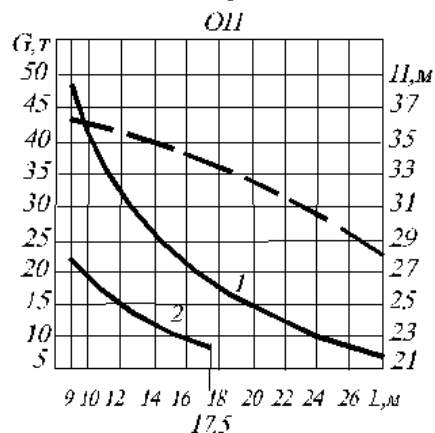


Рис. 3.4 Монтажна характеристика крану **КС-8165**

3.4. Вибір і розрахунок потреби у транспортних засобах

У випускній роботі прийнято метод монтажу безпосередньо з транспортних засобів («з коліс»). За такої технології тривалість роботи логістичного транспорту чітко синхронізують із темпом і тривалістю роботи монтажного крана.

Кількість транспортних засобів:

$$N_T = \frac{T'}{t_m}, \text{ де:} \quad (3.6)$$

T – тривалість транспортного циклу, год.;

t_m – тривалість монтажу усіх конструкцій, які привезені за один рейс; визначають як добуток норми часу, витраченого на монтаж однієї конструкції, на їх кількість, год;

$$t_m = H_q \cdot n, \text{ де:} \quad (3.7)$$

n – кількість конструкцій, я транспортує транспортний засіб за один раз;

$$T' = t_1 + 2 \cdot \frac{S}{V_{cp}} + t_{om}, \text{ де:} \quad (3.8)$$

t_{om} – тривалість монтажу усіх елементів (без урахування одного), які доставлені транспортною одиницею;

V_{cp} – середня швидкість руху транспортного засобу;

S – відстань від заводу вироблення до будівельного майданчика, км;

$S = 14$ км;

1. Для колон зовнішнього ряду:

Напівпричеп: Б-18 Минпромстрой БССР; тягач: КрАЗ-258 ;

$H_q = 0.4$ год; $n = 1$; $t_{om}=0$ год; $t_m=0.4$ год; $t_1=0.72$ год;

$V_{cp} = (60+35)/2=48$ км/год;

$$T' = 0.72 + 2 \cdot \frac{14}{48} + 0 = 1.3 \text{ год};$$

$$N_T = \frac{1.3}{0.4} = 3.25 \text{ приймаємо } 4 \text{ машини};$$

2. Для колон внутрішнього ряду:

Напівприцеп: Б-18 Минпромстрой БССР; тягач: КрАЗ-258 ;

$$H_{\text{ч}} = 0.63 \text{ год}; n = 1; t_{\text{ом}}=0\text{год}; t_{\text{м}}=0.63 \text{ год}; t_1=1.1\text{год};$$

$$V_{\text{ср}} = (60+35)/2=48 \text{ км/год};$$

$$T' = 1.1 + 2 \cdot \frac{14}{48} + 0 = 1.68 \text{ год};$$

$$N_T = \frac{1.68}{0.63} = 2.67 \text{ приймаємо 3 машини};$$

3. Для підкранових балок $l=12\text{м}$:

Напівприцеп: Б-18 Минпромстрой БССР; тягач: КрАЗ-258;

$$H_{\text{ч}} = 0.3 \text{ год}; n = 1; t_{\text{ом}}=0\text{год}; t_{\text{м}}=0.3 \text{ год}; t_1=0.61 \text{ год};$$

$$V_{\text{ср}} = (60+35)/2=48 \text{ км/год};$$

$$T' = 0.61 + 2 \cdot \frac{14}{48} + 0 = 1.2 \text{ год};$$

$$N_T = \frac{1.2}{0.3} = 3.97 \text{ приймаємо 4 машини};$$

4. Для безрозкісних ферм:

Напівприцеп: Т-74А Главпромстрой; тягач: МАЗ-504А;

$$H_{\text{ч}} = 1.33 \text{ год}; n = 1; t_{\text{ом}}=0\text{год}; t_{\text{м}}=1.33 \text{ год}; t_1=1.3 \text{ год};$$

$$V_{\text{ср}} = (85+35)/2=60 \text{ км/год};$$

$$T' = 1.3 + 2 \cdot \frac{14}{60} + 0 = 1.8 \text{ год};$$

$$N_T = \frac{1.8}{1.33} = 1.35 \text{ приймаємо 2 машини};$$

5. Для плит покриття:

Напівприцеп: Б-18 Минпромстрой БССР; тягач: КрАЗ-258;

$$H_{\text{ч}} = 0.26 \text{ год}; n = 3; t_{\text{ом}}=0.6 \text{ год}; t_{\text{м}}=0.8 \text{ год}; t_1=0.43 \text{ год};$$

$$V_{\text{ср}} = (85+35)/2=60 \text{ км/год};$$

$$T' = 0.43 + 2 \cdot \frac{14}{60} + 0.6 = 1.5 \text{ год};$$

$$N_T = \frac{1.5}{0.8} = 1.88 \text{ приймаємо 2 машини};$$

Таблиця 3.4 – Відомість монтажних машин, обладнання, монтажного оснащення, транспортних засобів, механізованого інструмента.

Назва	Марка, технічна характеристика	Кількість	Призначення
1	2	3	4
Крани на гусеничному ході	СКГ-63/100	1	монтаж елементів каркасу
Крани на гусеничному ході	КС-8165	1	Монтаж елементів каркасу
Автомобілі - тягачі	Q = 12 т	за розр.	перевезення конструкцій та матеріалів
Кондуктор одиничний	напівавтоматичний	16	монтаж колон у стакани фундаментів
Строп чотиригілковий	Q = 10 т	2	Навантажувально-розвантажувальні роботи
Траверси		5	монтаж колон
напівавтоматичний захват		2	монтаж колон
універсальна траверса	Q = 10т, Q = 16 т с дистанційним розстропленням	2	строповка конструкцій покриття
Нормокомплект для зварювальних робіт	ТД - 500	2	зварювання конструкцій ток 500А
Пристосування для тимчасового кріплення кроквяних балок та ферм на колонах	ГП Промстальконструкція	4	Монтаж кроквяних балок і ферм
Розпірка для тимчасового кріплення ферм	ГП Промстальконструкція	2	монтаж кроквяних ферм маса – 60 кг
Драбина навісна	ЛА-7	4	для монтажних робіт

Драбина приставна з площадкою		4	для зварювальних робіт
Риштування самохідні пересувні		4	монтаж конструкцій покриття
люлька переставна		2	монтаж ліхтарів
Фарборозпилювач	СО-71А	2	антикорозійний захист закладних деталей
вишка автомобільна	АГП-22, Н = 22 м, Q = 300 кг	1	виконання монтажних робіт
Нівелір , теодоліт	НТ, НВ - 1	1	виконання геодезичних робіт
Рівень будівельний	УС-2	4	вивірення горизонтальності конструкцій
щітка із сталевого дроту		4	для очищення закладних деталей

3.5. Підсумкові техніко-економічні показники проекту

Для загальної оцінки ефективності прийнятих рішень в курсовому проекті визначають наступні техніко-економічні показники:

1. Загальна тривалість робіт T , дн;
2. Загальні витрати праці на весь обсяг ΣQ , люд.-змін;
3. Питому трудомісткість на прийняту одиницю виміру q , люд.-змін/м³;

Загальна тривалість робіт у випускній роботі визначається із графіка виконання робіт.

Питома трудомісткість розраховується за формулою:

$$q = \frac{\Sigma Q}{V}, \text{ де: } : \quad (3.9)$$

ΣQ – загальні витрати праці, люд.-змін;

V – обсяг робіт(збірного залізобетону в ділі), т.

Виробіток на одного робітника (B) за зміну, т/люд.дн.:

$$B = \frac{V}{\Sigma Q} : \quad (3.10)$$

1. $T=44$ дня;
2. $\Sigma Q = 2378.8$ л.зм
3. $V = 1990.8$ т
4. $q = 1.195$ л.зм/м³
5. $B = 0.837$ т/л.дн

Розділ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Формування безпечного та здорового виробничого середовища в інструментальних цехах машинобудівних підприємств базується на суворому дотриманні законодавчих і нормативно-правових актів. Ці документи регламентують взаємодію роботодавця та персоналу у сферах охорони праці, промислової гігієни, техніки безпеки й запобігання надзвичайним ситуаціям.

Базовою правовою основою захисту працівників є Конституція України. Зокрема, стаття 43 Основного Закону гарантує право кожного громадянина на належні, безпечні та здорові умови праці. Ця норма регламентує ключовий принцип державної політики — пріоритет збереження життя і здоров'я людини над результатами виробничої діяльності.

Відповідно до Кодексу законів про працю України, повна відповідальність за належну організацію охорони праці покладається на роботодавця. Це передбачає проведення регулярних інструктажів і створення виробничого середовища згідно зі встановленими санітарно-гігієнічними та безпековими стандартами. За недотримання законодавчих норм у сфері праці роботодавець несе персональну відповідальність.

Ключовим є Закон України «Про охорону праці» [15], що визначає вимоги до побудови системи управління охороною праці, права та обов'язки сторін трудових відносин. Також цей документ регламентує порядок фінансування профілактичних заходів, процедуру розслідування нещасних випадків і встановлює відповідальність за невиконання законодавчих вимог.

Аналіз чинного законодавства дозволяє визначити пріоритетні завдання з безпеки праці та захисту здоров'я персоналу. Ключовою вимогою є впровадження ефективної системи управління охороною праці (СУОП). Вона інтегрується в загальну структуру підприємства, забезпечуючи чітку вертикаль відповідальності, механізми внутрішнього аудиту та безперервне вдосконалення безпекових стандартів.

Пріоритетним напрямом є запобігання виробничому травматизму та

профзахворюванням шляхом впровадження превентивних заходів. До них належать модернізація технологій, оптимізація санітарно-гігієнічних умов і систематичний аналіз причин нещасних випадків. Особлива увага приділяється навчанню персоналу, що спрямоване на формування культури безпечної поведінки та розвиток практичних навичок оперативного реагування на аварійні ситуації.

Окремо слід відзначити важливість забезпечення працівників засобами індивідуального та колективного захисту відповідно до НПАОП 0.00-7.17-18 «Мінімальні вимоги безпеки і охорони здоров'я при використанні

працівниками засобів індивідуального захисту на робочому місці» [19]. Вибір конкретних засобів захисту здійснюється на основі оцінювання професійних ризиків та специфіки робіт. Особливе значення має системний моніторинг виробничого середовища для безперервного контролю чинників, що загрожують здоров'ю персоналу. Постійному нагляду підлягають рівні шуму й вібрації, показники запиленості, мікроклімат, а також концентрація шкідливих речовин у робочій зоні. Результати моніторингу є основою для розробки коригувальних заходів з мінімізації виявлених ризиків.

У проєкті цеху слід передбачити розробку та апробацію планів локалізації та ліквідації аварійних ситуацій. Ця документація має чітко регламентувати алгоритм оповіщення персоналу, порядок евакуації, а також дії аварійних підрозділів у разі виникнення пожеж, вибухів чи витоку токсичних речовин для мінімізації наслідків інцидентів.

Базовим аспектом охорони праці є впровадження «культури безпеки», що ґрунтується на відповідальному ставленні до ризиків усіх ланок персоналу. Такий підхід передбачає активне залучення працівників до виявлення загроз та розробки пропозицій щодо їх усунення. Для реалізації стратегії визначають цілі, спрямовані на покращення умов праці й мінімізацію інцидентів. Ключовим завданням є зниження виробничого травматизму через автоматизацію небезпечних зон, перехід на безпечні технологічні цикли та впровадження інтелектуальних систем попередження аварій.

Важливим є проведення чергової атестації робочих місць за умовами праці

не рідше ніж раз на п'ять років для виявлення небезпечних ділянок та оптимізації умов праці. Паралельно організовують підвищення кваліфікації посадових осіб щодо сучасних стандартів промислової безпеки.

Технічне оснащення робочих зон засобами моніторингу й сигналізації забезпечує ідентифікацію загроз на ранніх стадіях. На виробництві доцільно впровадити цифрову систему обліку інцидентів. Це прискорить реагування на критичні події, спростить аналіз статистичних тенденцій та дозволить приймати обґрунтовані управлінські рішення.

Для стимулювання персоналу доцільно впроваджувати мотиваційні програми: преміювання, рейтинги та відзнаки за високий рівень культури безпеки. Важливим є постійне інформування працівників про виробничі ризики, засоби захисту й алгоритми дій при надзвичайних ситуаціях. Розробка адаптованих внутрішніх стандартів безпеки дозволить створити ефективну систему охорони праці, що враховує специфіку підприємства.

Нормативно-правове забезпечення в Україні формує надійний фундамент для системи безпеки проєктуємого об'єкта. Проте реалізація вимог залежить від технічного рівня виробництва, кваліфікації персоналу та організаційної культури. Досягнення стратегічних цілей підвищить безпеку праці та зміцнить економічну стійкість цеху в довгостроковій перспективі.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Сучасне виробництво сантехнічних виробів є високоавтоматизованим та енергоємним. Специфіка галузі зумовлює наявність комплексу небезпечних факторів, серед яких термічні навантаження, високий тиск, а також використання токсичних і вибухонебезпечних компонентів. Це вимагає проведення ґрунтовного аудиту робочих місць та ідентифікації загроз для побудови дієвої системи управління промисловою безпекою. Критичне значення має дотримання регламентів експлуатації обладнання, оскільки його несправність є ключовим

чинником виробничого травматизму.

Умови праці становлять сукупність факторів виробничого середовища, які впливають на здоров'я та працездатність персоналу. Комплексне оцінювання дозволяє класифікувати ці умови як допустимі, шкідливі або небезпечні, що визначає необхідний ступінь контролю та вибір засобів захисту.

Виробничі дільниці з виготовлення сантехніки характеризуються високою концентрацією небезпечних чинників. Ключовий сегмент ризику пов'язаний із функціонуванням технологічного устаткування. Технічні дефекти або порушення регламентів експлуатації можуть спричинити аварії через наявність рухомих частин, термічний перегрів, розгерметизацію систем чи вибухонебезпечність середовища. Такі інциденти загрожують персоналу механічними ушкодженнями, термічними ураженнями та гострими інтоксикаціями.

Експлуатація електроустановок за порушення вимог безпеки створює загрозу електротравматизму з критичними наслідками. Водночас несправність електромереж є одним із домінуючих факторів пожежної небезпеки, де за наявності горючих матеріалів вогонь здатний швидко поширюватися виробничими площами, призводячи до масштабних аварій.

Використання агресивних хімічних сполук зумовлює ризики уражень, інтоксикацій та вибухів. Це вимагає суворого контролю за регламентами зберігання й експлуатації речовин, оскільки будь-які порушення можуть мати катастрофічні наслідки.

До критичних фізичних чинників належать зони з високими температурами, перебування в яких загрожує перегрівом та термічними опіками. Окрему групу ризиків становлять роботи на висоті. Безпека в таких умовах досягається застосуванням сертифікованих страхувальних систем та засобів індивідуального захисту, без яких ризик летального травматизму є критичним

Суттєвим деструктивним фактором середовища є наднормативний шум. Тривала акустична експозиція спричиняє розвиток сенсоневральної приглухуватості, зумовлює втому та зниження концентрації уваги, що підвищує ризик нещасних випадків.

Критичне значення для безпеки має також експлуатація внутрішньозаводського транспорту та вантажопідіймальних комплексів. Порушення правил маневрування або технічні несправності загрожують наїздами й притисненням персоналу. Висока тяжкість наслідків таких інцидентів вимагає суворої регламентації транспортних потоків та оптимізації логістичних процесів.

Особливої уваги потребує менеджмент безпеки при роботі з вибухо- та пожежонебезпечними речовинами. Експлуатація таких компонентів дозволяється лише за умови суворого дотримання технологічних регламентів, спеціальної підготовки персоналу та функціонування автоматизованих систем протипожежного захисту.

Поряд із локальними загрозами, критичне значення має прогнозування комплексних аварійних ситуацій. Їх виникнення може бути зумовлене технічними збоями, людським фактором або зовнішніми чинниками, зокрема техногенними катастрофами чи наслідками воєнних дій. У межах забезпечення цивільного захисту вирішальну роль відіграє превентивна розробка планів евакуації, надійність систем аварійного відключення та регулярне проведення тренувань персоналу.

Для захисту працівників необхідно забезпечити регулярне обслуговування устаткування й впровадити системи автоматичного моніторингу для вчасної екстреної зупинки обладнання в разі небезпеки.

Для захисту працівників необхідно забезпечити регулярне обслуговування устаткування та впровадити системи автоматичного моніторингу для його екстреної зупинки в разі небезпеки. Обов'язковим є надання засобів захисту й безперервний контроль параметрів середовища (повітря, шуму, температури). Професійні ризики мінімізуються шляхом регулярного навчання персоналу діям при аваріях та впровадження ергономічних стандартів для запобігання профзахворюванням.

Забезпечення безпеки цеху потребує розробки планів ліквідації аварій та впровадження систем оцінювання ризиків. Це дозволяє чітко регламентувати дії

персоналу під час евакуації та забезпечити превентивну мінімізацію виробничих загроз. Комплексний ризик-менеджмент допомагає вчасно ідентифікувати критичні небезпеки, виступаючи стратегічним чинником стабільності й продуктивності підприємства.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек

Будівництво одноповерхових об'єктів промислового призначення пов'язане з реалізацією різнопланових технологічних процесів, серед яких саме монтажні роботи відзначаються найвищим ступенем професійної небезпеки. Специфіка праці монтажників обумовлена постійним використанням важкої вантажопідіймальної техніки, переміщенням великорозмірних будівельних конструкцій, а також регулярним впливом нестабільних погодних умов і можливих технічних відмов обладнання. Вказані обставини вимагають детального дослідження ймовірних виробничих небезпек задля формування дієвого комплексу рішень щодо забезпечення безпеки праці робітників.

Джерела небезпеки під час монтажу диференціюють на об'єктивні (технічна справність машин, параметри будівельного майданчика, якість організації робіт) та суб'єктивні (недостатня компетентність, перевтома, ігнорування правил безпеки). Поєднання цих факторів генерує ризики виникнення інцидентів. Серед типових небезпечних подій при зведенні каркаса виділяють: падіння працівників із висоти, електричні удари, механічні травми від предметів, що падають, а також затиснення рухомими деталями машин чи блоками конструкцій. Згідно з НПАОП 0.00-1.15-07[17], будь-яка діяльність, що пов'язана з підйомом монтажника вище ніж на 1,3 м, вважається висотною та потребує спеціального захисту й контролю. Попри невелику висоту одноповерхових будівель, монтаж покриття та несних каркасів на відмітках понад 1,5 метра належить до робіт із підвищеною небезпекою. Експлуатація підіймального

інвентарю (риштувань, підмостей, драбин) вимагає постійного контролю їхньої конструктивної надійності. Головним критерієм безпеки є обов'язкове застосування персоналом ЗІЗ: сертифікованих лямкових пасів, касок та спецвзуття з протиковзною підошвою.

Ймовірність обрушення елементів обумовлена помилками при зачіплюванні вантажів, дефектами кріпильних пристроїв або відсутністю належної взаємодії між оператором крана та монтажною бригадою. Дана небезпека суттєво зростає при незадовільних погодних умовах та через значну масу збірних залізобетонних і металевих конструкцій, що створює загрозу травматизму зі смертельними наслідками. Додатковим чинником ризику виступає недостатня надійність фіксації засобів тимчасового розкріплення, які можуть втратити стійкість під впливом динамічних коливань або перевищення допустимих навантажень.

Загроза ураження електричним струмом під час здійснення монтажних робіт зумовлена порушенням правил улаштування тимчасових силових мереж, використанням несправного ручного електроінструменту, а також відсутністю пристроїв захисного відключення. Високий рівень вологості (атмосферні опади, утворення конденсату) значно підвищує електропровідність середовища, збільшуючи потенційну небезпеку. Додатковим джерелом ризику є незадовільний рівень електротехнічної підготовки та допусків персоналу, який експлуатує обладнання.

Особливу загрозу несе виконання технологічних операцій за складних метеорологічних факторів та недостатньої видимості в зоні робіт. Дефіцит освітлення погіршує візуальний нагляд за критичними ділянками (краї настилів, технологічні прорізи), а знижена температура повітря викликає зменшення рухливості пальців та обледеніння поверхонь, що призводить до втрати стійкості. Згідно з вимогами ДБН А.3.2-2-2009 [16], при виникненні небезпечних атмосферних явищ (шквальний вітер, злива, гололедь), виконавець робіт зобов'язаний зупинити монтажний процес задля запобігання виробничому травматизму

Разом з тим, психофізіологічне перенапруження, виснаження та хронічний недосип суттєво уповільнюють реакції працівника і мінімізують його спроможність оперативно приймати рішення у форс-мажорних обставинах.

Ідентифікація та аналіз небезпек виступають ключовим компонентом загального менеджменту безпеки праці, який забезпечує можливість передбачати вірогідність виникнення аварій та обсяги потенційних збитків. У промисловому секторі цей етап є визначальним через значну щільність джерел загрози. З метою подальшого дослідження виявлені чинники будуть диференційовані за двома параметрами: регулярністю прояву та рівнем тяжкості можливих ушкоджень.

Табл. 4.1 – Матриця оцінювання ризиків характерних для монтажних робіт.

Тип загрози	Ймовірність (висока/середня/ низька)	Вплив (високий/середній/ низький)	Ризик (високий/середній/ низький)
Виробничі травми пов'язані із обладнанням	Можлива	Критичний	Неприпустимий
Контакт з токсичними, вибухонебезпечними речовинами	Можлива	Критичний	Неприпустимий
Падіння з висоти	Випадкова	Катастрофічний	Неприпустимий
Травми через погодні умови або інші погані умови праці	Випадкова	Критичний	Небажаний
Вплив підвищеного рівня шуму	Висока	Незначний	Припустимий з перевіркою

Поганий психічний та фізичний стан працівників	Можлива	Незначний	Припустимий з перевіркою
Ураження електричним струмом	Випадкова	Катастрофічний	Неприпустимий

На основі одержаних результатів у табл.4.1 дослідження можна сформулювати такі висновки:

Категорія неприйнятних ризиків безпосередньо зумовлена низьким рівнем електробезпеки, застосуванням токсичних хімічних сполук та психофізіологічним перенапруженням персоналу. Ці чинники шкодять здоров'ю працівників чи об'єкту будівництва і вимагають негайного контролю.

До небажаних ризиків зараховано виробничий травматизм, спричинений невідповідністю умов праці нормативам. Для його зниження необхідно покращити ергономіку робочих місць і мінімізувати частку процесів, що виконуються за ускладнених обставин. Менш критичні загрози (шум та втому) також не слід ігнорувати через їхній кумулятивний ефект, що провокує розвиток профзахворювань.

З метою нівелювання виявлених небезпек рекомендується.:

- Розробити й увести в дію детальні інструкції з безпечної експлуатації для кожного виду технологічного устаткування;
- Оснастити машини й механізми захисними кожухами та пристроями автоматичного аварійного вимкнення;
- Організувати періодичні тренування та інструктажі персоналу щодо алгоритмів дій при виникненні надзвичайних ситуацій;
- Забезпечити систематичний інструментальний контроль стану повітряного середовища та рівнів акустичного навантаження відповідно до вимог ДСН 3.3.6.037-99;

- Запровадити заходи психологічного супроводу працівників під час виконання завдань у стресогенних умовах;
- Створити належну матеріально-технічну базу для безпечного перебігу специфічних виробничих процесів;
- Забезпечити робочі бригади високонадійним обладнанням та відповідними комплектами захисного одягу;
- Проводити регулярні внутрішні аудити системи промислової безпеки із залученням сучасних методів ризик-аналізу

Застосування матричного методу дозволило ідентифікувати ключові загрози та визначити пріоритетні напрями захисту. Такий підхід забезпечує формування безпечного середовища, мінімізацію травматизму й підвищення культури безпеки на підприємстві.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці

Пріоритетним вектором удосконалення охорони праці є впровадження безперервного професійного навчання та регулярних інструктажів. Системна підготовка персоналу передбачає засвоєння принципів безпечного виконання робіт, дотримання санітарно-гігієнічних регламентів, вимог мікроклімату та правил експлуатації ЗІЗ. Така превентивна діяльність забезпечує формування культури безпеки, мінімізацію порушень технологічної дисципліни та профілактику виробничого травматизму й патологій.

Важливою умовою оптимізації середовища є раціональна експлуатація систем природної інсоляції та аерації. На етапах проєктування об'єктів слід забезпечити стратегічне розміщення світлопрозорих конструкцій і вентиляційних комунікацій. Це гарантує інтенсивний повітрообмін, знижує концентрацію токсичних домішок у робочій зоні та підтримує нормативні показники освітленості.

Задля зниження ймовірності виникнення загроз здоров'ю працівників під час будівельних робіт необхідно реалізувати комплекс профілактичних заходів за основними категоріями ризиків.

Для мінімізації електротравматизму застосовують електрозахисні засоби (діелектричні рукавички, ізолювальні покриття, спецвзуття), забезпечують чітке маркування устаткування та обмежують доступ сторонніх осіб до струмопровідних частин. Технічні рішення доповнюють систематичним навчанням і перевіркою знань персоналу з електробезпеки.

Нівелювання впливу токсичних сполук потребує впровадження систем детекції витоків та встановлення датчиків контролю газового середовища. Обов'язковим є облаштування локальної витяжної вентиляції в зонах акумуляції випарів. Персонал забезпечують ЗІЗ органів дихання та шкіри (респіраторами, спецкостюмами) і проводять регулярні інструктажі з хімічної безпеки.

Роботи на висоті вимагають застосування страхувальних систем, захисних платформ, встановлення бар'єрних огорожень і маркування ділянок попереджувальними знаками. Обов'язковою умовою є спеціальна підготовка та атестація монтажників.

Безпечна експлуатація обладнання передбачає оснащення рухомих частин захисними кожухами, заборону обслуговування механізмів під час роботи та обмеження доступу до небезпечних зон. Ключовим інструментом запобігання травматизму є системне навчання й проведення інструктажів.

Для зниження шумового впливу застосовують звукоізоляційні екрани, дистанціюють робочі місця від джерел акустичного навантаження та забезпечують персонал ЗІЗ органів слуху. Ефективною є раціоналізація режиму праці: скорочення часу перебування в гучних зонах і ротація працівників.

Пожежна безпека забезпечується регулярним контролем електрообладнання, очищенням робочих зон від горючих матеріалів та укомплектуванням приміщень системами сигналізації й пожежогасіння. Критично важливим є навчання персоналу алгоритмам дій у разі загоряння.

Важливим вектором професійної безпеки виступає запобігання психофізіологічному перенапруженню робітників. Рационалізація трудового процесу передбачає корегування графіків зміни для унеможливлення затижних чергувань та понаднормової діяльності без відповідного періоду рекуперації сил. Впровадження інструментів періодичної зміни завдань дає змогу сформувати збалансоване навантаження та нівелювати наслідки монотонності виробничого циклу. Крім цього, обґрунтованим є облаштування зон для психоемоційного розвантаження та відпочинку працівників. Ефективне адміністрування людських ресурсів повинно спиратися на регулярний моніторинг ментального стану колективу та розробку заохочувальних систем, націлених на збереження високої ефективності та фізичного благополуччя.

Планомірне впровадження обґрунтованих заходів дозволить суттєво знизити рівень професійних ризиків у промисловому приміщенні, забезпечуючи захист здоров'я персоналу та формування оптимальних умов праці. Удосконалення підсистем охорони праці не лише підвищує параметри безпеки, а й стає рушійною силою зростання рентабельності виробництва загалом. Це гарантує зменшення фінансових витрат, спричинених травматизмом, та примножує іміджевий статус підприємства як соціально відповідального суб'єкта ринкових відносин.

4.5 Висновки

У процесі виконання дипломного проєкту було здійснено комплексний науково-технічний аналіз умов праці та виробничого середовища, на основі якого сформовано цілісну систему промислової безпеки, охорони праці й цивільного захисту. У ході проведеного дослідження детально ідентифіковано й диференційовано потенційні небезпечні чинники, характерні для всіх етапів зведення одноповерхового промислового цеху. Завдяки практичному застосуванню матричного методу реалізовано кількісну та якісну оцінку ймовірності виникнення інцидентів, а також визначено класи тяжкості їхніх можливих наслідків. Це дозволило розділити виявлені загрози на неприйнятні, небажані та помірні, визначивши пріоритетність впровадження захисних дій.

За результатами ризик-менеджменту сформульовано та обґрунтовано комплекс превентивних інженерних і організаційних заходів. Запропоновані підходи у сфері захисту від струму та попередження пожеж включають монтаж апаратів захисного вимкнення, заземлювальних контурів і засобів сигналізації. Забезпечення безпеки на висотних відмітках і при роботі з механізмами реалізується за допомогою інвентарних страхувальних пасів, бар'єрних екранів та блокувальних пристроїв швидкої зупинки. У межах виробничої гігієни раціоналізовано схеми природного освітлення й повітрообміну, передбачено засоби індивідуального захисту органів слуху та оптимізовано графіки змінності для попередження перевтоми й професійних захворювань.

Реалізація системи запобіжних методів націлена на нівелювання небезпек для життя колективу, зменшення травматизму та попередження деструкції опорних елементів споруди. Удосконалення охорони праці підтверджує, що формування безпечних умов є головним фактором зростання загальної культури безпеки, скорочення фінансових втрат і підтримання стабільного функціонування підприємства.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2-2006 Навантаження і впливи. – К., 2006. – 75с.
2. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель – Київ, 2017.
3. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. – К., Мінрегіонбуд, 2009.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ, 2011.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ, 2011.
6. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вицашк. Головное изд-во, 1987. – 416с.
7. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник / Павліков А.М. – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284с.
8. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві – К.: Мінрегіонбуд України, 2012.
9. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва. - К.: Мінрегіонбуд України, 2012.
10. Гаевой А.Ф., Усик А.С. Курсовое и дипломное проектирование промышленных и гражданских зданий. – Л.: 1987. – 220с.
11. Технологические схемы возведения одноэтажных промышленных зданий. Выпуск II. Монтаж надземной части. – М., 1985. – 160с.
12. Методичні вказівки до виконання дипломної роботи бакалавра для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», професійного спрямування «Промислове і цивільне будівництво» / Укладачі: О.І. Савченко, К.В. Спіранде, Т.А. Гольтерова, С.В. Бутнік, М.І. Котляр, Н.В. Іванова, І.В. Храпатова, О.Ю. Васильєв. – Харків: ХНУБА, 2019.- 32с.
13. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций.–М.: Высшая школа.–1981.-321 с.
14. ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.- 2006.-19с.

15. Закон України “Про охорону праці” (В редакції Закону N 229-IV від 21.11.2002, ВВР, 2003, N 2, ст.10).

16. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

17. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті.

18. ДСН 3.3.6.037-99 Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку.

19. НПАОП 0.00-7.17-18 Мінімальні вимоги безпеки і охорони здоров'я при використанні працівниками засобів індивідуального захисту на робочому місці.