

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Інженерії машин, споруд та технологій факультет
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломного проекту
магістра
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: **Проект виробничого корпусу для виготовлення скляних виробів в Костополі**

Виконав: студент (ка) 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Дячинський Р.І.
(прізвище та ініціали)

Керівник к.т.н., доц Каспрук В.Б.
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

Рецензент
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2019

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет ЦППО

Кафедра Будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень Магістр

Напрямок підготовки 19 Архітектура та будівництво

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри Ковальчук Я.О.

«____» _____ 201__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Дячинський Руслан Ігорович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект виробничого корпусу для виготовлення скляних вирбів в Костополі

Керівник роботи Каспрук Володимир Богданович, к.т.н., доц.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «____» _____ 201__ року № _____

2. Термін подання студентом роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРА

- 1.1 Загальна характеристика ділянки
 - 1.1.1 Географічне положення та кліматичні умови в межах ділянки
 - 1.1.2 Транспортний зв'язок. Екологічний вплив будівлі
 - 1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

- 2.1.1 Дані для проектування
- 2.1.2 Збір навантажень на плиту
- 2.1.3 Розрахунок полиці плити
- 2.1.4 Розрахунок поперечних ребер
- 2.1.5 Розрахунок плити за міцністю в стадії експлуатації
 - 2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль
 - 2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів
 - 2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів
- 2.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити
- 2.1.7 Попереднє напруження арматури і його втрати
- 2.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин
- 2.1.9 Визначення прогину плити
- 2.2 Розрахунок попередньо напруженої сегментної ферми прольотом 24 м
 - 2.2.1 Дані для проектування
 - 2.2.2 Геометричні розміри та навантаження на ферму
 - 2.2.3 Розрахунок елементів ферми
 - 2.2.3.1 Розрахунок нижнього поясу
 - 2.2.3.2 Розрахунок верхнього поясу
 - 2.2.3.3 Розрахунок елементів решітки
 - 2.2.3.4 Розрахунок та конструювання вузлів ферми
 - 2.3 Статичний розрахунок поперечної рами
 - 2.3.1 Характеристики мостового крана
 - 2.3.2 Підбір типових конструкцій
 - 2.3.3 Характеристика району будівництва
 - 2.3.4 Навантаження від ваги покриття
 - 2.3.5 Навантаження від ваги підкранових балок
 - 2.3.6 Навантаження від власної маси колони
 - 2.3.7 Навантаження від ваги стін та вікон
 - 2.3.8 Снігове навантаження
 - 2.3.9 Кранове навантаження
 - 2.3.10 Вітрове навантаження
 - 2.4 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду
 - 2.4.1 Матеріали для проектування
 - 2.4.2 Розрахунок надкранової частини колони
 - 2.4.3 Розрахунок підкранової частини колони
 - 2.4.4 Перевірка міцності середньої колони
 - 2.4.5 Розрахунок консолі

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

- 3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

3.2 Навантаження на фундаменти

3.3 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту

3.4 Визначення розмірів підосви стовпчатого фундаменту

3.4.1 Визначення розмірів підосви стовпчатого фундаменту під колону

КЗ (по осі 2,Г)

3.4.2 Визначення розмірів підосви фундаменту

під колону К1 та К2

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Характеристика методів виконання робіт

4.2 Вибір монтажного крану для монтажу конструкцій

4.3 Визначення трудомісткості та термінів будівництва

4.3.1 Визначення обсягів загально-будівельних робіт

4.3.2 Визначення трудомісткості робіт

РОЗДІЛ 5. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

5.1 Порівняння конструкцій

РОЗДІЛ 6. ОРГАНІЗАЦІЙНО - ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

6.1 Кошторисні розрахунки

6.2 Визначення об'ємів робіт

6.3 Техніко-економічні показники за проектом

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА ПРАЦІ

7.1 Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях

РОЗДІЛ 8. ЕКОЛОГІЯ

8.2 Забруднення довкілля при зведенні промислової будівлі

8.3 Заходи по зменшенню забруднення довкілля при будівництві

промислових будівель

ВИСНОВОК

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Архітектура

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення та кліматичні умови в межах ділянки

Територія під будівництво, згідно із завданням на дипломне проектування, знаходиться в місті Костопіль Рівненської області на півночі України. Місто є досить добре забезпечене сировиною і має відповідне транспортне сполучення. Ця область межує на півночі з Білорусією, на півдні – з Хмельницькою, на заході – з Волинською і на сході – з Житомирською областями.

Місто Костопіль має такі Географічні координати: $50^{\circ} 53'$ північної широти і $26^{\circ} 26'$ східної довготи. Згідно з географічними даними, ця область розташована в середній смузі помірного поясу, де зона мішаних лісів змінюється на лісостеп.

Характеристики температурного режиму території забудови:

- середньорічна температура зовнішнього повітря $7,5^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найжаркішого місяця (липня) $t = 27,6^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найхолоднішого місяця (січня) $t = -10^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна мінімальна температура повітря $t = -37^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна максимальна температура повітря $t = 40^{\circ}\text{C}$.
- вага снігового покриву горизонтальної поверхні на 1 м^2 складає $S_0 = 1,6\text{кПа}$;
- нормативний швидкісний напір вітру $W_0 = 0,4\text{кПа}$;

Характеристика вітрового режиму:

- основний напрямок взимку – північно-західний;
- основний напрямок влітку – південно-східний;
- максимальна швидкість взимку – $6,2\text{ м/с}$;
- максимальна швидкість влітку – 12 м/с .

1.1.2 Транспортний зв'язок. Екологічний вплив будівлі

Транспортний зв'язок у вантажних і пасажирських перевезеннях на території

Рівненської області забезпечується народно-господарським комплексом області. Транспортний комплекс – це сукупність всіх видів транспорту. Він, безумовно, впливає на економічну спеціалізацію окремих районів, та збільшує промислове значення регіону у міжнародних зв'язках.

До території забудови підвіз матеріалів і вивіз продукції буде здійснюватися за допомогою автомобільного транспорту. Автомобільні шляхи від заводу з'єднані із транспортними дорогами міста Костополя, а також залізничною магістраллю, завдяки цьому здійснюватиметься зв'язок з іншими великими містами області.

Планується, що доставка сировини буде здійснюватися автотранспортом — самоскидами, а вивезення готової продукції — автотранспортом споживачів.

Забезпечення виробництва електроенергією, технічною та питною водою здійснюватиметься з існуючих мереж міста.

Негативний вплив будівлі, що проектується, на навколишнє середовище відсутній. Передбачені будівельні матеріали є стандартними та безпечними для працівників і природного середовища. Рівень ґрунтових вод проходить достатньо глибоко, а об'єкт будівництва знаходиться на підвищенні, тому забруднення води є неможливим. Тому можна стверджувати, що під час будівництва забруднення навколишнього середовища не відбуватиметься.

Дощові води з території будуть відводитися закритим способом (скиданням в мережу зливної каналізації через дощові колодязі в очисні споруди виробничих і дощових стічних вод міста).

Отже, майданчик для будівництва даного заводу обрано правильно. Потреби в енергії, воді, транспорті а також в робочій силі можуть бути повністю забезпечені.

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва

Рівненська область знаходиться на Північно-Східному схилі Українського щита. В розділі 3 «Основи і фундаменти» наведені інженерно-геологічні та гідрологічні умови будівництва

2. Розрахунково-конструктивний розділ

2.1.1 Дані для проектування

Потрібно виконати розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром 3×6 м.

Прийняте армування: полиці плити – зварюють рулонною сіткою поперечних ребер – плоскими зварними сітками і попередньо-напруженими стержнями.

Натяг арматури передбачають механічним способом на упори форми. Обтиск бетону виконують при передаточній міцності, що складає 70% проектної.

Напружену арматуру приймаємо з гарячекатаної арматурної сталі класу А800С.

Рулонна сітка полиці і плоскі сітки повздовжніх ребер – з арматурного дроту класу Вр-I, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочки та гаряче катаної

арматурної сталі класу А400С. Петлі для підйому плити – з арматури класу А240.

До тріщиностійкості плити покриття представлені вимоги 3-ї категорії.

Розрахункові характеристики матеріалів:

- Бетон В 30: $R_b=17$ МПа; $R_{bt}=1,2$ МПа; $R_b=22$ МПа; $R_{bt,ser}=1,8$ МПа; $E_b=29000$ МПа;
- Арматура А 800 С: $R_s=680$ МПа; $R_{sc}=400$ МПа; $R_{s,ser}=785$ МПа; $E_s=190000$ МПа; $\alpha_s=6,55$;
- Арматура А 400 С: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $E_s=200000$ МПа; $\alpha_s=6,9$;
- Арматура Вр-I $\downarrow 3$ мм: $R_s=R_{sc}=375$ МПа; $R_{s\omega}=270$ МПа;
- Арматура Вр-I $\downarrow 4$ мм: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $R_{s\omega}=265$ МПа;
- Арматура Вр-I $\downarrow 5$ мм: $R_s=R_{sc}=360$ МПа; $R_{s\omega}=260$ МПа; $E_s=170000$ МПа; $\alpha_s=5,86$ (при всіх діаметрах арматури Вр-I);
- Арматура А 240 С: $R_s=225$ МПа.

2.1.2 Збір навантажень на плиту

Таблиця 2.1 Збір постійних навантажень на плиту

№ з/п	Вид навантаження	Характерист. навантаження, кПа	γ_f	Експлуатац. навантаж., кПа	γ_f	Граничне навантаження, кПа
1	3 шари євроруберойду	0.10	1.0	0.10	1.2	0.12
2	Цем.-піщана стяжка $t = 0.03\text{м}$, $\gamma = 2.2$ т/м^3	0.66	1.0	0.66	1.3	0.858
3	Утеплювач – пінобетон $t = 0.11\text{м}$, $\gamma = 0.4$ т/м^3	0.44	1.0	0.44	1.3	0.572
4	Пароізоляція – 2 шари пергаміну	0.08	1.0	0.08	1.3	0.104
5	Плита ребриста 3х6 м, $G = 1.5$ т	1.5	1.0	1.5	1.1	1.65
	Всього			$g_1 = 2.78$		$g_2 = 3.304$

2.1.3 Розрахунок полиці плити

Полиця являє собою однорядну багато прольотну плиту, окреслену ребрами. Середні прольоти розглядаємо як плити, защемлені по всьому контуру, крайні – як плити, защемлені по трьом сторонам і вільно оперті на торцеві ребра.

Полицю армуємо однією зварною сіткою, розміщеною по середині її товщини так, щоб для арматури знизу захисний шар бетону був не менший 10 мм. Така схема армування забезпечує однакову несучу здатність як проміжних, так і опорних перерізів полиці по контурам полів. Співвідношення прольотів: у середніх – $l_1=1,41$ м; $l_2=2,71$ м; $l_2/l_1=2,71/1,41=1,92$; крайніх - $l_1=1,285$ м; $l_2=2,71$ м; $l_2/l_1=2,71/1,285=2,11$.

Розрахункове навантаження на полицю, рівномірно розподілене по площі, складається з ваги водотеплоізоляційної ковдри, ваги полиці та снігового навантаження: $q=0,124+0,445+1,186+0,062+0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 + 1,410=4,011$ кПа.

Дію зосередженого навантаження від ваги робочого з інструментом не

враховуємо (при відсутності снігового навантаження), оскільки при такій схемі навантаження і заданих розмірах плити виникають заздалегідь менші згинальні моменти.

ΔA_{S1} і ΔA_{S2} – площі перерізу арматури, що приходяться на 1 м ширини площі відповідно у напрямках l_1 і l_2 . Згідно з таблицею $\Delta A_{S2}/\Delta A_{S1}=0,35$.

Признаємо діаметри стержнів арматури, яка в повздовжньому напрямку $d_1=4$ мм, в поперечному - $d_2=3$ мм.

Тоді робоча висота полиці $h_{01}=1,6$ см, $h_{02}=1,25$ см, $h_{0I}=1,4$ см, $h_{0II}=1,75$ см. Приймавши плече внутрішньої пари $Z=0,95h_0$, отримуємо $Z_1=1,52$ см; $Z_2=1,19$ см; $Z_I=1,33$ см; $Z_{II}=1,66$ см.

Для середнього прольоту: $365 \cdot 0,0152 \cdot \Delta A_{S1} = 5,548 \Delta A_{S1}$;

$$M_2 = 375 \cdot 0,0119 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 1,562 \Delta A_{S1};$$

$$M_I = M_I' = 365 \cdot 0,014 \cdot \Delta A_{S1} = 5,11 \Delta A_{S1};$$

$$M_{II} = M_{II}' = 375 \cdot 0,0166 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 2,179 \Delta A_{S1}.$$

Для крайнього прольоту моменти мають такі ж значення, за виключенням $M_I=0$ (вільна опора).

Зменшуючи значення моментів в результаті розпору для середніх прольотів на 20%, а для крайніх – на 10%, з рівняння визначаємо потрібну площу арматури.

Для середнього прольоту: $0,8 \cdot 0,004011 \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,141) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,41] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1} = 0,000052$ м² = 0,52 см²; $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,52 = 0,182$ см².

Для крайнього прольоту: $0,9 \cdot 0,004014 \cdot 1,285^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,285] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1} = 0,000064$ м² = 0,64 см²; $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,64 = 0,22$ см².

Армування підбираємо приймаючи в повздовжньому напрямку стержні $\perp 4$ мм, $S=150$ мм, $\Delta A_{S1}=0,75$ см²; в поперечному – стержні $\perp 3$ мм, $S=250$ мм, $\Delta A_{S1}=0,28$ см².

2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм прийнято однаковим, тому розрахунок виконуємо тільки для більш навантажених проміжних ребер.

По конструктивним вимогам (без розрахунку) середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвоєною кількістю арматури для збільшення просторової жорсткості плити.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер $l=2,84$ м.

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від площі плити, зібраного з вантажної площі шириною 1,5 м, і ваги поперечного ребра.

Навантаження від власної ваги ребра: $g_d=0,5(0,16+0,04) \cdot (0,15-0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1=0,314$ кН/м; $g_d=0,314$ кН/м;

Навантаження зібране з вантажної площі: $q_1=1,5 \cdot 4,011=6,017$ кН/м;

Загальне навантаження на ребро: $q=g_d+q_1=0,314+6,017=6,331$ кН/м;

Згинаючий момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_1 \cdot a^2}{6} = \frac{6,331 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{6,017 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q=0,5(q \cdot l - q_1 \cdot a)=0,5 \cdot (6,331 \cdot 2,84 - 6,017 \cdot 0,75)=6,73 \text{ кН};$$

Ребро армують одною плоскою зварною сіткою. Робоча арматура зі сталі А 400 С, інша – з дроту класу Вр-І.

Врахована в розрахунку ширина полиці при $h'_f=3$ см $> 0,1h=1,5$ см; $b'_f=b+\frac{2 \cdot l}{6}$
 $=0,16+\frac{2 \cdot 2,84}{6}=1,107$ см. Середня ширина ребра $b=0,5 \cdot (0,16+0,04)=0,1$ м.

Прийнявши $a=2,5$ см, отримуємо робочу висоту ребра $h_0=0,125$ м. Оскільки навантаження малої сумарної протяжності відсутні, приймаємо $\gamma_{b2}=0,9$, тоді:

$$R_b=0,9 \cdot 17=15,3 \text{ МПа}; R_{br}=0,9 \cdot 1,3=1,08 \text{ МПа}; \gamma_{b2}=0,9;$$

$$\omega=0,85-0,008 \cdot 15,3=0,7276;$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{\left[1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7262}{1,1} \right) \right]} = 0,583;$$

$$B_R=0,583 \cdot (1-0,5 \cdot 0,583)=0,413.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Оскільки:

$M'_{fn}=15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125-5 \cdot 0,03)+0+0=0,0559 \text{ МН} \cdot \text{м} > M=0,00582 \text{ МН} \cdot \text{м}$, границя стиснутої зони знаходиться в полиці. Площа перерізу розтягнутої арматури вираховуємо як для прямокутного перерізу шириною $b=b'_f=1,107 \text{ м}$:

$$B_0 = \frac{0,00582}{(15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2)} = 0,022 < B_R = 0,413;$$

$$v = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} \right) = 0,989;$$

$$A_s = \frac{0,00582}{(365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 1-12 А400С; $A_s=1,131 \text{ см}^2$.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умов $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, $\text{sup } Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$.

При відсутності поздовжніх сил $\varphi_n=0$, приймаємо $C=2,5h_0=0,3125 \text{ м}$. Оскільки $Q_{max}=0,00673 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125=0,03375 \text{ МН}$ і $Q=0,00673-0,006331 \cdot 0,3125=0,00475 \text{ МН} < 1,5(1+0) \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125=0,0081 \text{ МН}$, то поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її призначають по конструктивним вимогам.

2.1.5 Розрахунок плити за міцністю в стадії експлуатації

2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль

Розрахунковий проліт приймаємо з умови, що осі опор знаходяться на відстані 6 см від торців плити: $l=11,96-2\cdot 0,06=11,84$ м.

Розрахункові навантаження на плиту:

- Постійне $g=3\cdot 4,158=12,47$ кН/м;
- Тимчасове $P=3\cdot 1,41=4,23$ кН/м;
- Повне $q=12,47+4,23=16,7$ кН.

Згинаючий момент в середині прольоту: $M=16,7\cdot 11,84^2/8=292,64$ кН·м;

Поперечна сила на опорі: $Q=0,5\cdot 16,7\cdot 11,84=98,86$ кН.

2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Дійсний П-подібний переріз плити приводимо до еквівалентного таврового. Середня ширина ребра $b=0,5(14+10)\cdot 2=24$ см. В розрахунок вводимо всю ширину

полиці, оскільки: $b'_f=2,95\text{м} < b + \frac{2\cdot l}{6} = 0,24 + \frac{11,84}{6} = 4,187$ м; $h_f=0,03$ м.

Приймаючи $a=4,5$ см, знаходимо робочу висоту перерізу $h_0=0,455-0,045=0,41$ м.

Перевіряємо умову $Q \leq 0,3\cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$, що забезпечує міцність бетону стінки по стиснутій полосі між похилими тріщинами. Приймаємо орієнтовно коефіцієнт поперечного армування $\mu_{\omega}=0,001$, отримуємо $\varphi=1+5\cdot 5,86\cdot 0,001=1,03$; $\varphi_{bl}=1-0,01\cdot 15,3=0,847$. Тоді $0,3\cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0=0,3\cdot 1,03\cdot 0,847\cdot 15,3\cdot 0,24\cdot 0,41=0,394$ МН. Оскільки $0,394$ МН $>$ $Q=0,09886$ МН, то умова виконується, тобто розміри поперечного перерізу плити достатні.

Орієнтовно приймаємо попереднє напруження арматури з врахуванням всіх втрат $\sigma_{sp}=450$ МПа. З врахуванням цього розраховуємо за формулами:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]}; \quad B_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R); \quad \omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{(1 + 1680 + 400 - 450) \cdot \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right) / 500} = 0,51; \quad B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38;$$

З умови $M \leq R_b \cdot b'_j \cdot h'_j \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$

$$M_{fn} = 15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,539 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,29264 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Звідси границя стиснутої зони проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутник шириною $b = b'_f = 2,95$ м. Площу перерізу попередньо напруженої арматури в повздовжніх ребрах визначаємо без врахування ненапруженої арматури.

По формулі: $B_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2926}{15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,038 < R_R = 0,48.$

Стиснута арматура по розрахунку не потрібна.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039; \quad \omega = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981.$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури γ_{SG} . По формулі:

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot \eta - 1 - 2 \cdot (\eta - 1) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \leq \eta. \quad \gamma_{SG} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2 \cdot (1,15 - 1) \cdot \frac{0,039}{0,61} = 1,18 > \eta = 1,15.$$

Приймаємо $\gamma_{SG} = 1,15$.

Визначаємо площу перерізу попередньо напруженої арматури поздовжніх

ребер:
$$A_{sp} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot v \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot v \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2. \text{ Приймаємо}$$

$4 \cdot 18 \text{ А } 800 \text{ С}, A_{sp} = 10,18 \text{ см}^2.$

2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів

Необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури перевіряємо з умов: $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0$, *sup* і $Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0 \text{ м}^2 / \text{С}$, що забезпечують міцність плити без розвитку похилих тріщин, тобто при відсутності поперечної арматури. Зусилля попереднього напруження з врахуванням $\gamma_{sp} = 0,9$;

$P_0 = 0,9 \cdot 450 \cdot 0,000982 = 0,398 \text{ МН}$. Коефіцієнт φ_n , що враховує вплив поздовжньої

сили на міцність похилого перерізу:
$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,398}{1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,37 < 0,5.$$

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то $q_I = g + \frac{P}{2} = 12,47 + \frac{4,23}{2} = 14,59 \text{ кН/м}$. Перевіряємо умову $q_I \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot \text{tg} \beta)$.

Оскільки $q_I = 14,59 \text{ кН/м} < 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,24 = 0,0914 \text{ МН/м} = 91,4 \text{ кН/м}$,
приймаємо $C = C_{max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025 \text{ м}$. Тоді

$Q_{max} = 98,86 \text{ кН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,2657 \text{ МН} = 265,7 \text{ кН}$; $Q = Q_{max} - q_I \cdot C = 98,86 - 14,59 \cdot 1,025 = 83,91 \text{ кН} < 1,5 \cdot (1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,41^2 / 1,025 = 0,3905 \text{ МН} = 390,5 \text{ кН}$.

Обидві вищевказані умови виконуються, поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її встановлюємо по конструктивним вимогам. Похилий переріз на дію згинального моменту не розраховуємо, оскільки надійне анкерування напруженої арматури забезпечується конструктивними засобами.

2.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити

Використовуємо еквівалентний переріз з врахуванням прийнятої кількості напруженої арматури і поздовжніх стержнів сітки, розміщеної в полиці. Площа приведенного перерізу:

$$A_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03+0,24 \cdot 0,455+6,55 \cdot 0,000982+5,86 \cdot 0,000075 \cdot 3=0,2 \quad \text{м}^2.$$

Статичний момент цього перерізу відносно нижньої грані $S_{red}=0,0813 \cdot (0,455-0,015)+0,1092 \cdot 0,2275+0,0081 \cdot 0,045+0,0015 \cdot (0,455-0,016)=0,061638 \text{ м}^3$. Відстані від центра ваги приведенного перерізу до нижньої і верхньої граней $Y_{red}=\frac{0,061638}{0,2}=0,308 \text{ м}$; $h-Y_{red}=0,455-0,308=0,147 \text{ м}$.

Відстані від центра ваги приведенного перерізу до центру ваги арматури A_{sp} і A'_{sp} : $Y_{sp}=0,308-0,045=0,263 \text{ м}$; $y'_G=0,455-0,308-0,016=0,131 \text{ м}$.

Момент інерції приведенного перерізу плити відносно її центру ваги:

$$Y_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12+0,0813 \cdot (0,147-0,015)^2+0,24 \cdot 0,455^3/12+0,1092 \cdot (0,308-0,2275)^2+0,0081 \cdot 0,263^2+0,0015 \cdot 0,131^2=0,0046 \text{ м}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу плити для нижньої грані $W_{red,b}=\frac{0,0046}{0,308}$

$$=0,01494 \text{ м}^3, \text{ те саме для верхньої грані } W_{red,t}=\frac{0,0046}{0,147}=0,03129 \text{ м}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки $a_{n,t}=\frac{0,01494}{0,2}=0,075 \text{ м}$; те саме до нижньої точки $a_{n,b}=\frac{0,03129}{0,2}=0,156 \text{ м}$.

Визначаємо момент опору приведенного перерізу плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перерізу, з умови $S'_{b0}+\alpha_s \cdot S'_{s0}-\alpha \cdot S_{s0}=(h-x) \cdot A_{bt}/2$ визначаємо положення нульової лінії $(2,95-0,24) \cdot x \cdot 0,03 \cdot (x-0,015)+0,5 \cdot 0,24x^2+0,0015 \cdot (x-0,016)-0,078 \cdot (0,41-x)=0,5 \times (0,455-x) \cdot 0,24 \cdot (0,455-x)$, звідси $x=0,147 \text{ м}$; $h-x=0,308 \text{ м}$.

$$\text{По формулі } W_{pl}=\frac{2 \cdot (I_{b0}+\alpha_s \cdot I_{s0}+\alpha_s \cdot I'_{s0})}{h-x}+S_{b0},$$

$$\text{при } I_{b0}=(2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12+(2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,147-0,015)^2+0,24 \cdot 0,147^3/3=0,001677 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,008 \cdot (0,308 - 0,045)^2 = 0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0015 \cdot (0,147 - 0,016)^2 = 0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,308^2 = 0,011384 \text{ м}^3; \text{ отримаємо:}$$

$$W_{pl,b} = 2 \cdot (0,001677 + 0,00056 + 0,000026) / (0,308 + 0,011384) = 0,02595 \text{ м}^3.$$

Аналогічно потрібно робити, коли розтягнута зона розміщена зверху. Положення нульової лінії: $0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,078 \cdot (x - 0,045) - 0,0015 \cdot (0,455 - 0,016 - x) = 0,5 \times (0,455 - x) \cdot [(2,95 - 0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot (0,455 - x)]$, звідки $x = 0,279 \text{ м}$; $h - x = 0,176 \text{ м}$.

$$I_{b0} = 0,24 \cdot \frac{0,279^3}{3} = 0,0017374 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,0015 \cdot (0,176 - 0,016)^2 = 0,0000384 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0081 \cdot (0,279 - 0,045)^2 = 0,0004435 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,176 - 0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,176^2 = 0,01681 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t} = 2 \cdot (0,0017374 + 0,0000384 + 0,0004435) / (0,176 + 0,01681) = 0,04184 \text{ м}^3$$

2.1.7 Попереднє напруження арматури і його втрати

Призначаємо $\sigma_{sp} = 740 \text{ МПа}$. Враховуючи, що допустиме відхилення від нього при механічному способі натягу арматури $p = 0,05 \cdot 740 = 37 \text{ МПа}$, перевіряємо умови $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}$.

Оскільки $\sigma_{sp} + p = 740 - 37 = 703 \text{ МПа} > 0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ МПа}$, втрати попереднього напруження визначаємо по формулам :

Втрати від релаксації напружень арматури $\sigma_l = 0,1 \cdot 740 - 20 = 54 \text{ МПа}$. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки арматурні форми нагріваються в однаковій степені, тобто $\sigma_2 = 0$.

При $l = 13 \text{ м}$ і $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot 28 = 5,45 \text{ мм}$, втрати від деформації анкерів розміщених біля натяжних пристроїв, $\sigma_3 = 5,45 \cdot 190000 / 13000 = 80 \text{ МПа}$. Тертя при натязі арматури відсутнє, тому $\sigma_4 = 0$. Втрати від деформації сталевих форм у зв'язку з

відсутністю даних про технологію виготовлення і її конструкцію, приймаємо $\sigma_5=30$ МПа. Сума усіх втрат :

$$\sigma_{cos}=54+0+80+0+30=164 \text{ МПа.}$$

Попереднє напруження арматури перед обтиском бетону: $\sigma_{sp}=740-164=576$ МПа.

Зусилля попереднього напруження: $P_0=\sigma_{sp}\cdot A_{sp}=576\cdot 0,000982=0,57$ МН.

Максимальний згинальний момент від ваги плити $M_d=1,606\cdot 3\cdot 11,84^2/8=84,43$ кН·м.

Максимальні стискуючі напруження бетону від дії сили P_0 визначають по

$$\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{op} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \text{ при } M_d=0:$$

$$\sigma_{bp}=0,57/0,2+0,57\cdot 0,263/0,0046\cdot 0,308=12,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки $R_{bp}=0,7\cdot 30=21$ МПа і $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,9}{21} = 0,614 < 0,95$, напруження в бетоні не

перевищують максимально допустимих

Визначаємо втрати від повзучості бетону. Для цього вираховуємо напруження в бетоні на рівні центру ваги перерізу напружуваної арматури від дії сили P_0 і згинаючого моменту від ваги плити:

$$\sigma_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,71 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,263}{0,0046} = 8,70 \text{ МПа}$$

$$\text{Оскільки } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,70}{27} = 0,414 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775, \text{ то } \sigma_b = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,414 =$$

$=14,1$ МПа. Звідси перші втрати $\sigma_{cos}=164+14,1=178,1$ МПа.

Напруження в бетоні при обтиску на рівні центру ваги перерізу верхньої

(ненапружуваної) арматури $\sigma'_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,57 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,131}{0,0046} = 0,99 \text{ МПа.}$

Напруження у верхній арматурі від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma'_s = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,99}{21} = 1,6 \text{ МПа}.$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{01} = (740 - 178,1) \cdot 0,000982 - 1,02 \cdot 0,000264 = 0,5515 \text{ МН}.$$

Втрати від усадки бетону, що піддавався тепловій обробці, $\sigma_g = 0,85 \cdot 40 = 34 \text{ МПа}$.

Втрати від повзучості бетону знаходимо в залежності від $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$. Для попередньо

напруженої арматури $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$, тому $\sigma_g = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,414 = 52,79 \text{ МПа}$. Сумарні

втрати $\sigma_{cos} = 178,1 + 34 + 52,79 = 264,89 \text{ МПа} \approx 265 \text{ МПа}$.

Напруження у верхній (ненапруженій) арматурі від усадки бетону $\sigma'_s = \sigma_g = 34$

МПа, від повзучості $\sigma'_g = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 0,99}{21} = 6,01 \text{ МПа}$, сумарні (з врахуванням

напруження від повзучості): $\sigma'_s = 1,6 + 34 + 6,01 = 41,61 \text{ МПа} \approx 42 \text{ МПа}$.

2.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин

Для конструкції до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії.

Розрахунок по виникненню тріщин виконується для виявлення необхідної перевірки по розкриттю тріщин і для виявлення випадку розрахунку по деформаціям. При цьому слід приймати коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$ і коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_t = 1$.

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат:

$$P_{02} = (740 - 265) \cdot 0,000982 - 42 \cdot 0,000264 = 0,4554 \text{ МП}.$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтиску відносно центру ваги приведенного

перерізу: $e_{op} = \frac{(740 - 265) \cdot 0,000982 + 42 \cdot 0,000264 \cdot 0,131}{0,5675} = 0,22 \text{ м}.$

Розподілене навантаження на плиту при $\gamma_t = 1$.

$$q = 4,453 \cdot 3 = 13,359 \text{ кН/м} \approx 13,4 \text{ кН/м}.$$

Згинаючий момент від цього навантаження всередині прольоту плити:

$$M=13,4 \cdot 11,84^2/8=234,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

По формулам: $\varphi = 1,6 - \frac{G_b}{R_{b,ser}}$; $G_b = \frac{P_0(a_{n,t} + a_{n,b}) + 2 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red,b}}{W_{red,t}}$

$$G_b = \frac{0,4554 \cdot (0,075 + 0,156) + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,01494}{0,03129} = 5,08 \text{ МПа}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{5,08}{22} = 1,37 > 1,$$

приймаємо $\varphi=1$, тому $v= a_{n,t}$. Перевіряємо умову $M_r \leq M_{crc}$. Оскільки $M_{crc}=0,4554 \times (0,270+0,075)+1,8 \cdot 0,02595=0,283 \text{ МН}\cdot\text{м}=204 \text{ кН}\cdot\text{м} > M=234,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, в нормальних перерізах плити тріщини не виникають, тому розрахунок по їх розкриттю не потрібний. Перевіряємо можливість виникнення верхніх тріщин. Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат $P_{0I}=0,5515 \text{ МН}$; максимальний згинаючий момент при $\gamma_t=1$ від ваги плити $M_d=84,43 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Виникнення верхніх тріщин перевіряємо на умові $P_{0I}(e_{op}-v_b) \pm M_v \leq R_{bt,ser}^p W_{pl,t}$. Оскільки $P_{0I}(e_{op}-v)-M_d=0,5515 \cdot (0,263-0,156)-0,08443= -0,0254 \text{ МН}\cdot\text{м} < R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 0,7 \cdot 1,8 \cdot 0,04184=0,0527 \text{ МН}\cdot\text{м}$, верхні тріщини не виникають.

Для вияснення необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин (перевіряємо чи утворюються вони в межах довжини зони) проводимо для двох перерізів плит: біля грані опори і на відстані l_p від торця. В обох випадках перевірку виконуємо в центрі ваги перерізу ($Y=Y_{red}=0,308 \text{ м}$).

Оскільки між місцем прикладання опорної реакції і перерізами, що розглядаються, поперечного навантаження може не бути, для обох випадків приймаємо $Q=Q_{max}=0,5 \cdot 3 \cdot 4,453 \cdot 11,84=79,09 \text{ кН}$.

Визначаємо значення P_0 у перерізах, що розглядаються. Для цього по формулі

$$\ell_p = \left(\frac{\omega_p \cdot \sigma_s}{R_{bp}} + \Delta \lambda_p \right) \cdot d \text{ вираховуємо довжину зони передачі напружень } l_p, \text{ беручи}$$

до уваги, що $\omega_p=0,3$ і $\lambda_p=10$.

$$\ell_p = \left(\frac{0,3 \cdot (740 - 178,1)}{21} + 10 \right) \cdot 2,8 = 50,5 \text{ см}$$

Для перерізу I $l_x=12$ см, в цьому перерізі $P_{02}^I=0,4554 \cdot 12/50,5=0,108$ МН. Для перерізу II $l_x=l_p$, звідки $P_{02}^{II}=0,4554$ МН.

Визначаємо нормальні напруження σ_x на рівні центру ваги перерізу при $y=0$ по

$$\text{формулі } \sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{0p} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} :$$

$$\sigma_x^I = \frac{0,108}{0,2} = 0,54 \text{ МПа} \quad , \quad \sigma_x^{II} = \frac{0,4554}{0,2} = 2,28 \text{ МПа} .$$

Оскільки напруження σ_x^I і σ_x^{II} стискаючі, то при вирахуванні σ_{mt} і σ_{mc} , підставляємо їх у формулу зі знаком “-”:

$$\sigma_{\frac{mt}{mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + T_{xy}^2} .$$

По формулі $T_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{b \cdot I_{red}}$ визначаємо дотичні напруження T_{xy} . Для цього вираховуємо статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище центру ваги перерізу, відносно нульової лінії:

$$S_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot 0,132+0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2+0,0015 \cdot 0,131=0,01352 \text{ м}^3 .$$

$$T_{xy}^I = T_{xy}^{II} = \frac{0,07909 \cdot 0,01352}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,969 \text{ МПа} .$$

Оскільки попередньо напружена поперечна арматура відсутня, $\sigma_{yp}=0$. по

$$\text{формулі: } \sigma_{y,loc} = \frac{\varphi_y \cdot P}{b \cdot h}$$

визначаємо місцеві стискаючі напруження поблизу місця опорних реакцій.

$$\text{Для перерізу I: } \alpha = \frac{X^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088; \quad \beta = \frac{y}{h} = \frac{0,308}{0,455} = 0,677. \quad \text{Тоді}$$

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,07909}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,677^2}{3,14} \cdot \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,677}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,677}{(0,088^2 + 0,677^2)^2} \right] = -0,316 \text{ МПа} \quad (\text{знак “-”})$$

вказує на те, що не напруження стиску).

$$\text{Для перерізу II: } \alpha = \frac{X^{II}}{h} = \frac{0,424}{2,455} = 0,932 > 0,7; \text{ тобто } \sigma_{y,loc}^{II}=0/$$

Визначаємо головні розтягуючі і стискаючі напруження. Для перерізу I:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-0,540 - 0,316}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,540 + 0,316}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-0,376 \pm 0,9755) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,376 + 0,9755 = 0,600 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,376 - 0,9755 = -1,352 \text{ МПа};$$

Для перерізу II:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-2,28}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,28}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-1,14 \pm 1,496) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1,14 + 1,496 = 0,356 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{mc}^{II} = -1,14 - 1,496 = -2,636 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи бетону γ_{bu} , що враховує вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону.

$$\text{Для важкого бетону } \alpha=0,01, \text{ тому } \gamma_{bu} = \frac{1 - 2,636 / 22}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,76 > 1;$$

Приймаємо $\gamma_{bu}=1$ і перевіряємо умову $\sigma_{mc} \leq \gamma_{bu} \cdot R_{b,ser}$. Для обох перерізів. Звідси слідує, що на ділянці елемента в межах довжини зони передачі напружень похилі тріщини не виникають.

Для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин розглянемо також переріз III, розміщений на відстані $h_0=0,41$ м від точки прикладання опорної реакції (на рівні центру ваги перерізу і в місці примикання полиці до ребер). Оскільки цей переріз розміщений в межах довжини зони передачі напружень, тобто між перерізами I і II, похилі тріщини на рівні його центру ваги не утворюються. Перевіряємо умову виникнення похилих тріщин для перерізу III в місці примикання стиснутої полиці до ребер. В розглянутому перерізі при $l_x=0,490$ м і $X^{III}=0,41$ м визначаємо діючі зусилля:

$$P_{02}^{III} = 0,4554 \cdot \frac{49}{50,5} = 0,4419 \text{ МН}; \quad M = Q_x^{II} = 0,07909 \cdot 0,41 = 0,324 \text{ МН} \cdot \text{м}. \text{ Нормальні}$$

напруження σ_x^{III} на рівні прикріплення полиці до ребер:

$$\sigma_x^{III} = \frac{0,4419}{0,2} - \frac{0,4419 \cdot 0,270}{0,0046} \cdot 0,117 + \frac{0,0324 \cdot 0,117}{0,00046} = -0,001 \text{ МПа}.$$

Статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище лінії примикання полиці до ребер, $S_{red}=2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0015 \cdot 0,014=0,00135 \text{ м}^3$.

Дотичні напруження:

$$\tau_{xy}^{III} = \frac{0,07909 \cdot 0,00135}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,097 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$\sigma_{mt(mc)}^{III} = \frac{0,001}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0,001}{2}\right)^2 + 0,097^2} = (0,0005 \pm 0,097) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0,0005 + 0,097 = 0,0975 \text{ МПа}; \quad \sigma_{mc}^{III} = 0,0005 - 0,097 = -0,0965 \text{ МПа};$$

Оскільки $\gamma_{bu}=1$ і $\sigma_{mt}^{III} < R_{bt,ser}=1,8$ МПа, то похилі тріщини на даному рівні не утворюються.

2.1.9 Визначення прогину плити

Для елементів покриття будівель, виробничих і побутових приміщень прогин обмежують естетичними потребами, а при $l=12$ м гранично допустимий прогин рівний $1/250$ прольоту, тобто $f_{lim} = \frac{11,84}{0,455} = 26 > 10$, тому повний прогин плити приймаємо рівним прогину f_m , обумовленому деформаціями вигину.

Оскільки в розтягнутій зоні плити тріщини не утворюються, повну кривизну визначаємо по формулі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}, \text{ приймаючи } \left(\frac{1}{r}\right)_1 \text{ і } \left(\frac{1}{r}\right)_2 \text{ рівними нулю}$$

(обмеження естетичними потребами). Звідси, при визначенні кривизни в розрахунку враховують тільки довготривалу дію постійного і довготривалого навантаження. Перевіряємо наявність тріщин при цих навантаженнях. Оскільки: $M_1=0,1971$ МН·м $< M_{2p}=0,4554 \cdot (0,25+0,074)=0,1985$ МН·м, тріщини в розтягнутій зоні відсутні і кривизну слід визначати по формулі

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} + \left(\frac{1}{r}\right)_{\ell} - \left(\frac{1}{r}\right)_{cp} - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}. \text{ При } \varphi_{b1}=0,85 \text{ і } \varphi_{b2}=2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\ell} = \frac{0,1971 \cdot 2}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 3,47 \cdot 10^{-3} 1/м$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\ell} = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{0,4554 \cdot 0,27}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 1,08 \cdot 10^{-3} 1/м$$

Відносні деформації бетону, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску, на рівні центру ваги розтягнутої поздовжньої арматури.

$$E_{sh,c} = \frac{15,3 + 34 + 578,25}{190000} = 56,1 \cdot 10^{-5}.$$

При напруженнях обтиску бетону на рівні крайніх стиснутих волокон $\sigma'_{bp}=0,7/0,2-0,71 \cdot 0,263/0,03129=-2,42$ МПа < 0 – втрати в напружуваній арматурі

(якби вона була на рівні, що розглядається) від усадки і повзучості бетону рівні нулю, тобто $E'_{sh,c}=0$.

Кривизну, обумовлену вигинами плити внаслідок усадки і повзучості бетону, визначаємо по формулі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (E_{sh,c} - E'_{sh,c}) / h_0 = (56,1 \cdot 10^{-5} - 0) / 0,41 = 1,37 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м};$$

Прогин плити в середині прольоту:

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 3,47 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,08 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,37 \cdot 10^{-3} \right) \cdot 11,84^2 = -0,0112 \text{ м} < f_{\text{lim}} = 0,0474 \text{ м тобто}$$

менше гранично допустимого.

2.2 Розрахунок попередньо напруженої сегментної ферми прольотом 24 м

2.2.1 Дані для проектування

Нам потрібно запроектувати попередньо напружену сегментну ферму покриття для одноповерхової промислової будівлі з прольотом 24 м. Відстань між фермами – 6 м. Ширина кожної панелі ферми розраховані під плити покриття і становлять 3 м. Армування попередньо напруженого нижнього пояса виконується з натягом на опори механічним способом стержневою арматурою класу А 600С. Ферма покриття виготовляється з бетону класу В25. Бетонування решітки і поясів робиться одночасно. Твердіння бетону з пропарюванням. Армування верхнього пояса і елементів решітки здійснюється зварними каркасами із сталі класу А 400С.

Характеристики бетону і арматури

Бетон класу В25 для покриття ферми при $\gamma_{b2} = 0,9$:

$R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945$ МПа; $R_{bt,ser} = 0,9 \cdot 1,6 = 1,44$ МПа);

$E_b = 27 \times 10^3$ МПа – із врахуванням теплової обробки.

$R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 25 = 17,5$ МПа – міцність бетону до моменту обтиску.

Стержньова арматура класу А 600С : $R_s = 680$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа.

Армування останніх елементів ферми виконуються ненапруженою арматурою класу А 400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $d > 10$ мм; $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа), хомути із арматури класу А 240С ($R_{sw} = 175$ МПа).

Значення напруження арматури, яке контролюється при натязі на опори:

$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot R_{s,ser} = 0,9 \cdot 785 = 106,5$ МПа, приймаємо 700 МПа, що відповідає умовам: $\sigma_{sp} + p = 700 + 0,05 \cdot 700 = 735$ МПа $< R_{s,ser} = 785$ МПа; $\sigma_{sp} - p = 700 - 0,05 \cdot 700 = 665$ МПа $> 0,3R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5$ МПа.

2.2.2 Геометричні розміри та навантаження на ферму

Висоту ферми приймаємо $h = 2,95$ м, що становить $h/l = 2,95/24 \approx 1/8$ прольоту (рекомендовано 1/7...1/9). Переріз поясів: ширина $b = 250$ мм, висота $h = 300$ мм. Переріз розкосів: $b \times h = 250 \times 150$ мм.

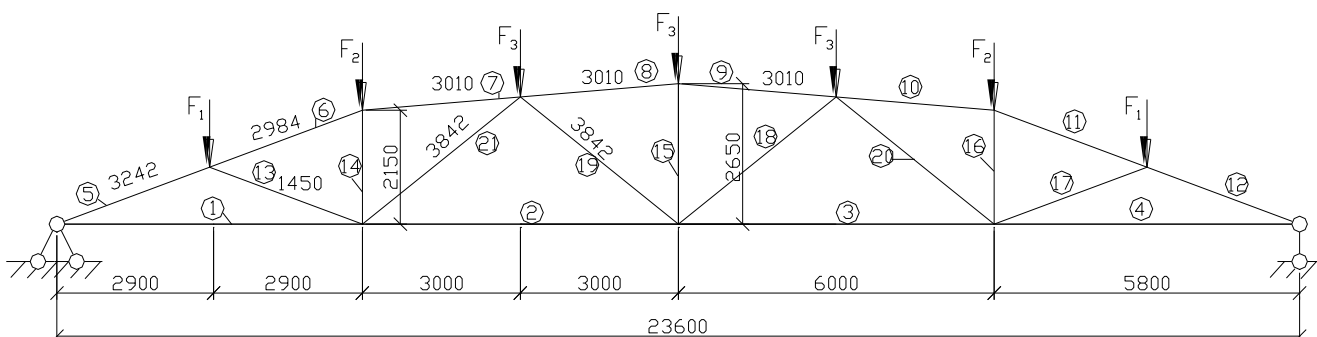


Рис. 2.1 Розрахункова схема ферми

При розрахунку ферми враховуємо дію постійних навантажень від покриття, ваги ферми а також тимчасового навантаження снігового покриву в IV районі. З табл. 2.1 приймаємо рівномірно розподілене навантаження:

- постійне від покриття граничне $g^n=2,78 \text{ кН/м}^2$;
- постійне від покриття експлуатаційне $g=3,304 \text{ кН/м}^2$;

Власна вага ферми 9,2 т , а на 1 м довжини: $9,2/23,6=0,385 \text{ т}$.

Розраховуємо навантаження від власної ваги ферми на 1 м довжини: $g_{\text{ф.н}} = 3,85 \text{ кН}$;

$$g_{\text{ф}} = g_{\text{ф.н}} \cdot \gamma_f = 3,85 \cdot 1,1 = 4,23 \text{ кПа.}$$

Розподілення навантаження від снігового покриву приймаємо рівномірним по всьому прольоту, в зв'язку з тим, що кут нахилу верхнього поясу в опорному вузлі складає

$$\alpha = \arctg \frac{1,45}{2,9} = 26,5^\circ, \text{ що менше } \alpha = 50^\circ.$$

Зосереджені розрахункові сили будуть рівними за дії постійного і тимчасового рівномірно розподілених навантажень:

$$G_1 = q \cdot l_1 + g_{\text{ф}} l_{d1} = 19,82 \cdot 3,11 + 4,23 \cdot 2,9 = 73,91 \text{ кН},$$

де $q = (g + p_{\text{сн}}) \cdot a = (3,304 + 0) \cdot 6 = 19,82 \text{ кН/м}$, $a = 6 \text{ м}$ – крок ферм;

$$l_1 = (3242 + 2984) / 2 = 3113 \text{ мм}; \quad l_{d1} = 2900 \text{ мм.}$$

$$G_2 = q \cdot l_2 + g_{\text{ф}} l_{d2} = 19,82 \cdot 2,997 + 4,23 \cdot 2,95 = 71,88 \text{ кН},$$

$$l_2 = (2984 + 3010) / 2 = 2997 \text{ мм}; \quad l_{d2} = (3000 + 2900) / 2 = 2950 \text{ мм.}$$

$$G_3 = q \cdot l_3 + g_{\text{ф}} l_{d2} = 19,82 \cdot 3,01 + 4,23 \cdot 3 = 72,35 \text{ кН.}$$

Середнє значення G :

$$G = \frac{2G_1 + 2G_2 + 3G_3}{7} = \frac{2 \cdot 73,91 + 2 \cdot 71,88 + 3 \cdot 72,35}{7} = 72,66 \text{ кН.}$$

А характеристичні значення, відповідні їм:

$$G^n_1 = q^n \cdot l_1 + g_{\text{ф.н}} l_{d1} = 16,68 \cdot 3,11 + 3,85 \cdot 2,9 = 63,04 \text{ кН},$$

де $q^n = (g^n + p_{\text{сн}}) \cdot a = (2,78 + 0) \cdot 6 = 16,68 \text{ кН/м}$, $a = 6 \text{ м}$ – крок ферм;

$$l_1 = (3242 + 2984) / 2 = 3113 \text{ мм}; \quad l_{d1} = 2900 \text{ мм.}$$

$$G^n_2 = q^n \cdot l_2 + g_{\text{ф.н}} l_{d2} = 16,68 \cdot 2,997 + 3,85 \cdot 2,95 = 62,35 \text{ кН},$$

$$l_2 = (2984 + 3010) / 2 = 2997 \text{ мм}; \quad l_{d2} = (3000 + 2900) / 2 = 2950 \text{ мм.}$$

$$G^{\text{н}}_3 = q^{\text{н}} \cdot l_3 + g_{\text{ф.н}} \cdot l_{\text{д2}} = 16.68 \cdot 3,01 + 3.85 \cdot 3 = 61.76 \text{ кН.}$$

Середнє значення G:

$$G^{\text{н}} = \frac{2G^{\text{н}}_1 + 2G^{\text{н}}_2 + 3G^{\text{н}}_3}{7} = \frac{2 \cdot 63.04 + 2 \cdot 61.35 + 3 \cdot 61.76}{7} = 62.01 \text{ кН.}$$

При дії короткочасного рівномірно розподіленого навантаження, розрахункові зосереджені сили будуть рівні:

$$P_1 = g \cdot a \cdot l_{\text{д1}} = 0,7 \cdot 6 \cdot 2,9 = 12,18 \text{ кН;}$$

$$P_2 = g \cdot a \cdot l_{\text{д2}} = 0,7 \cdot 6 \cdot 2,95 = 12,39 \text{ кН;}$$

$$P_3 = g \cdot a \cdot l_{\text{д1}} = 0,7 \cdot 6 \cdot 3,01 = 12,64 \text{ кН.}$$

А відповідні їм характеристичні:

$$P^{\text{н}}_1 = g^{\text{н}} \cdot a \cdot l_{\text{д1}} = 0,5 \cdot 6 \cdot 2,9 = 8.7 \text{ кН;}$$

$$P^{\text{н}}_2 = g^{\text{н}} \cdot a \cdot l_{\text{д2}} = 0,5 \cdot 6 \cdot 2,95 = 8.85 \text{ кН;}$$

$$P^{\text{н}}_3 = g^{\text{н}} \cdot a \cdot l_{\text{д1}} = 0,5 \cdot 6 \cdot 3,01 = 9.03 \text{ кН.}$$

Сумарні вузлові розрахункові навантаження:

$$F_1 = P_1 + G_1 = 12,18 + 73.91 = 86.09 \text{ кН;}$$

$$F_2 = P_2 + G_2 = 12,39 + 71.88 = 84.27 \text{ кН;}$$

$$F_3 = P_3 + G_3 = 12,64 + 72.35 = 84.99 \text{ кН.}$$

При визначенні зусиль від повного розрахункового навантаження приймаємо середнє значення:

$$F = \frac{2F_1 + 2F_2 + 3F_3}{7} = \frac{2 \cdot 86.09 + 2 \cdot 84.27 + 3 \cdot 84.99}{7} = 85.1 \text{ кН.}$$

Сумарні вузлові характеристичні значення:

$$F^{\text{н}}_1 = P^{\text{н}}_1 + G^{\text{н}}_1 = 8.7 + 63.04 = 71.74 \text{ кН;}$$

$$F^{\text{н}}_2 = P^{\text{н}}_2 + G^{\text{н}}_2 = 8.85 + 61.35 = 70.2 \text{ кН;}$$

$$F^{\text{н}}_3 = P^{\text{н}}_3 + G^{\text{н}}_3 = 9.03 + 61.76 = 71.04 \text{ кН.}$$

Для вирахування зусиль від повного характеристичного навантаження приймаємо середнє значення:

$$F^{\text{н}} = \frac{2F^{\text{н}}_1 + 2F^{\text{н}}_2 + 3F^{\text{н}}_3}{7} = \frac{2 \cdot 71.74 + 2 \cdot 70.2 + 3 \cdot 71.04}{7} = 71.0 \text{ кН.}$$

За допомогою програми «Ліра» знаходимо значення зусиль в елементах ферми від визначених вузлових навантажень і результати заносимо в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2 Значення зусиль в елементах ферми

Вид елемента	Номер стержня	Розрахункові зусилля N , кН			
		Від розрахункових постійних і тривалих навантажень	Від характеристик постійних і тривалих навантажень	Від повних розрахункових навантажень	Від повних характеристик навантажень
Верхній пояс	5	-568.98	-485.56	-666.37	-555.97
	6	-603.254	-514.86	-707.164	-590.127
	7	-588.399	-502.18	-689.75	-575.595
	8	-641.76	-547.75	-752.706	-628.395
	9	-641.76	-547.75	-752.706	-628.395
	10	-588.399	-502.18	-689.75	-575.595
	11	-603.254	-514.86	-707.164	-590.127
	12	-568.98	-485.56	-666.37	-555.97
Нижній пояс	1	508.981	434.36	596.101	497.343
	2	660.943	564.116	775.123	647.06
	3	660.943	564.116	775.123	647.06
	4	508.981	434.36	596.101	497.343
Розкоси	13	86.51	73.88	102.025	85.25
	21	-95.5	-81.54	-112.382	-94.06
	19	-27.41	-23.38	-32.038	-26.68
	18	-27.41	-23.38	-32.038	-26.68
	20	-95.5	-81.54	-112.382	-94.06
	17	86.51	73.88	102.025	85.25
Стояки	14	20.995	17.92	24.6	20.65
	15	34.24	29.22	40.03	33.33
	16	20.995	17.92	24.6	20.65

2.2.3 Розрахунок елементів ферми

Розрахунок елементів ферми проводимо як центрально завантажених за граничними станами першої і другої груп на дію зусиль від зовнішніх навантажень, зусиль, що виникають в процесі монтажу та зусиль обтиснення (нижній пояс).

2.2.3.1 Розрахунок нижнього поясу

Розрахунок за граничними станами першої групи

Максимальне розрахункове зусилля згідно таблиці 2.2 приймаємо по стержнях №2 і 3: $N_2 = 775.123 \text{ кН}$.

Розраховуємо площу перерізу напруженої арматури при армуванні стержньювою арматурою класу А 600, враховуючи коефіцієнт $\gamma_{s6} = 1.10$:

$$A_{sp} = \frac{N}{R_s \times \gamma_{s6}} = \frac{775.123}{68 \times 1.1} = 10.36 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $7\text{Ø}14$ з $A_{sp} = 10.77 \text{ см}^2$. Переріз нижнього поясу $b \times h = 250 \times 300 \text{ мм}$.

Напружена арматура охоплюється хомутами $\text{Ø} 6$ Вр-II з кроком $S_w = 500 \text{ мм}$.

Поздовжня ненапружена арматура каркасів $4\text{Ø}10$ А 400 з $A_s = 3.14 \text{ см}^2$.

Сумарний процент армування:

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{b \times h} = \frac{3.14 + 10.77}{25 \times 30} \times 100 = 1.85\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

Розрахунок за граничними станами другої групи

В зв'язку тим, що середовище, де експлуатується ферма, не є агресивним, то її можна віднести до третьої категорії тріщиностійкості, згідно з якою при армуванні стержньювою арматурою А 600 допускається:

- нетривале $a_{\text{сгс}1} = 0.3 \text{ мм}$ розкриття тріщин;
- тривале $a_{\text{сгс}2} = 0.2 \text{ мм}$ розкриття тріщин.

Відповідно до цієї категорії тріщиностійкості і виконуємо розрахунок при дії розрахункових ($\gamma_f > 1$) або нормативних навантажень ($\gamma_f = 1$).

Для того, щоб зробити розрахунку нижнього пояса на тріщиностійкість рекомендується врахувати згинаючі моменти, що створюються через жорсткість вузлів, введенням дослідного коефіцієнта $\gamma_i = 0.85$.

Розрахункове зусилля становить:

– з урахуванням всіх навантажень з коефіцієнтом надійності $\gamma_f > 1$: $N = 775.123 \text{ кН}$;

– також з коефіцієнтом $\gamma_f = 1$: $N^n = 647.06 \text{ кН}$.

Наведена площа перерізу нижнього поясу ферми при відношеннях модулів пружності:

$$\alpha_1 = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1.9 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.03; \quad \alpha_2 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.41;$$

$$A_{red} = A_b + \alpha_1 \times A_{sp} + \alpha_2 \times A_s = 25 \times 30 + 7.03 \times 10.77 + 7.41 \times 3.14 = 848.9 \text{ см}^2.$$

Прийняті характеристики:

– зусилля попереднього напруження в арматурі $\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа}$;

– міцність бетону до моменту обтиску $R_{bp} = 17.5 \text{ МПа}$;

– коефіцієнт точності натягу арматури з підрахунками втрат $\gamma_{sp} = 1$, те ж при розрахунку виникнення тріщин $\gamma_{sp} = 0.9$.

Втрати попереднього напруження арматури (при натягуванні на опори):

Перші втрати:

– при механічному способі натягу від релаксації напружень в арматурі:

$$\sigma_1 = 0.1 \sigma_{sp} - 20 = 0.1 \times 700 - 20 = 50 \text{ МПа};$$

– від перепаду температури при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$:

$$\sigma_2 = 1.25 \times \Delta t = 1.25 \times 65 = 81.2 \text{ МПа};$$

– від деформування анкерів за натягу на жорсткі упори стенду до бетонування (при $\Delta l = 1.25 + 0.15d = 1.25 + 0.15 \times 14 = 3.35 \text{ мм}$):

$$\sigma_3 = E_s \times \frac{\Delta l}{l} = 1.9 \times 10^5 \times \frac{3.35}{25000} = 25.46 \text{ МПа};$$

– від швидкоплинної повзучості (під час теплової обробки бетону):

$$\sigma_6 = 0.85 \times 40 \times (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 0.85 \times 40 \times (6.997 / 17.5) = 13.59 \text{ МПа},$$

де $\alpha = 0.25 + 0.025 \times R_{bp} = 0.25 + 0.025 \times 17.5 = 0.68 > 0.6$, приймаємо $\alpha = 0.7$.

Зусилля обтиску бетону із врахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_1 = \gamma_{sp} \times A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \times (10^{-1}) = 1 \times 10.77 \times (700 - 50 - 81.2 - 25.46) \times 10^{-1} = 585.18 \text{ кН}$$

Напруження обтиску бетону від дії зусилля P_1 :

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 585.18 \times (10) / 836.27 = 6.997 \text{ МПа.}$$

Відношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6.997 / 17.5 = 0.399 < \alpha = 0.7$.

Сумарні значення перших втрат:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 50 + 81.2 + 25.46 + 13.59 = 170.25 \text{ МПа.}$$

Другі втрати:

– від усадки бетону класу В25, який піддано тепловій обробці: $\sigma_8 = 25 \text{ МПа}$;

– від повзучості бетону при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6.997 / 17.5 = 0.399 < 0.75$:

$$\sigma_9 = 0.85 \times 150 \times (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 0.85 \times 150 \times 0.399 = 50.87 \text{ МПа};$$

Сумарні значення інших втрат:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 25 + 50.87 = 75.87 \text{ МПа.}$$

Повні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 170.25 + 75.87 = 246.12 \text{ МПа.}$$

Розрахункове відхилення напружень при механічному способі натягу:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \times \frac{P}{\sigma_{sp}} \times \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) = 0.5 \times \frac{0.05 \times \sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \times \left(1 + \frac{1}{\sqrt{7}}\right) = 0.034 < 0.1;$$

приймаємо $\Delta\gamma_{sp} = 0.1$.

Напруження в арматурі із врахуванням всіх втрат:

$$\sigma_0 = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 700 - 246.12 = 453.88 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиску бетону при $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0.1 = 0.9$:

$$\begin{aligned} P &= \gamma_{sp} \times \sigma_0 \times A_{sp} \times (10^{-1}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \times A_s = \\ &= 0.9 \times 453.88 \times 10.77 \times 10^{-1} - (13.59 + 25 + 50.87) \times 3.14 \times (10^{-1}) = 411.86 \text{ кН}; \end{aligned}$$

Зусилля, яке сприймається перерізом, нормальним до повздовжньої осі елементу при виникненні тріщин:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= \gamma_i \times [R_{bt,ser} \times (A + 2 \times \alpha \times A_{sp}) + P] = 0.85 \times [0.144 \times (750 + 2 \times 6.13 \times 10.77) + 411.86] = \\ &= 458.04 \text{ кН}; \end{aligned}$$

де $\gamma_i = 0.85$ – коефіцієнт, при якому враховано зниження тріщиностійкості, внаслідок жорсткості вузлів ферми, $R_{bt,ser} = 1.44 \text{ МПа} = 0.144 \text{ кН/см}^2$, $A = 25 \times 30 = 750 \text{ см}^2$,

$$\alpha_1 = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1.9 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.04;$$

Так як $N_{crc} = 458,04 \text{ кН} < N^n = 647,06 \text{ кН}$, то тріщиностійкість перерізу не забезпечена, тому потрібно зробити розрахунок за розкриттям тріщин.

Розрахунок за розкриттям тріщин

Нормативні зусилля:

від короткочасної дії повних навантажень $N^n = 647,06 \text{ кН}$,

від дії постійних навантажень $N_l^n = 564,116 \text{ кН}$.

Ширина розкриття тріщин перевіряється за формулою:

$$a_{crc} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d,$$

$\gamma_i = 1.15$ – коефіцієнт, що враховує зниження тріщиностійкості внаслідок жорсткості вузлів;

φ_l – коефіцієнт, що приймається при короткочасній дії навантаження рівним 1.0;

η – для стержньової арматури періодичного профілю приймається рівним 1.0;

δ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \times (1 + 2\alpha \times \mu)} = \frac{7,03}{1.187 \times (1 + 2 \times 7,03 \times 0.0185)} = 4,69; \text{ де}$$

$$\varphi_d = 1 + 0.175 \frac{d^2 - 1}{d - 0.5} = 1 + 0.175 \times \frac{1.4^2 - 1}{1.4 - 0.5} = 1.187;$$

μ – коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{b \times h} = \frac{3.14 + 10.77}{25 \times 30} = 0.0185;$$

λ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2.71828^{2.098}) = 1.75 > 1.45, \text{ приймаємо } \lambda = 1.45;$$

тут w – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0.6 \times \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0.6 \times \frac{162.96}{25.5}}{4,69} = 1,88;$$

де $R_{b,ser} = 25.5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

σ_s – приріст напруг у розтягнутій арматурі від повних навантажень:

$$\sigma_s = \frac{(N^n - P)}{A_{sp}} = \frac{(647.06 - 460,74)}{10.77} \times 10 = 173,0 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned} \text{Тут } P &= \gamma_{sp} \times [(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \times A_{sp} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \times A_s] = \\ &= 1.0 \times [(700 - 246,12) \times 10,77 - (13,59 + 25 + 50,87) \times 3,14] \times 10^{-1} = 460,74 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Ширина розкриття тріщин при короткочасній дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 4,69 \times 1,45 \times \frac{173}{19 \times 10^4} \times 14 = 0,099 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0,099 \text{ мм} < [a_{crc1}] = 0,3 \text{ мм}$ менша за допустиму.

Оскільки приріст напруг у розтягнутій арматурі від постійних навантажень:

$$\sigma_{sl} = \frac{(N_l^n - P)}{A_{sp}} = \frac{(564,116 - 460,74)}{10,77} = 9,599 \text{ МПа, то}$$

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \times \mu = 1,6 - 15 \times 0,0185 = 1,323;$$

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2,72^{1,11}) = 1,42 < 1,45, \text{ приймаємо } \lambda = 1,42;$$

тут w – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0,6 \times \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \times \frac{8,6}{25,5}}{4,69} = 1,11;$$

де $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$\begin{aligned} a_{crc1} &= \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1,15 \times 1,323 \times 1,0 \times 4,69 \times 1,42 \times \frac{8,6}{19 \times 10^4} \times 14 = \\ &= 0,0064 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Отже, ширина розкриття тріщин $a_{crc2} = 0,01 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,2 \text{ мм}$ менша допустимої.

2.2.3.2 Розрахунок верхнього поясу

Максимальне розрахункове зусилля в стержнях за табл.6. №8 і 9: $N_8 = -752,706 \text{ кН}$.

У зв'язку з тим, що в інших панелях пояса зусилля відрізняються від N_8 мало, то для уніфікації армування всі елементи верхнього пояса армуються аналогічно стержню №8.

Використовується арматура класу А400 з $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$.

Переріз поясу $b \times h = 25 \times 30 \text{ см}$ ($A = 25 \times 30 = 750 \text{ см}^2$), довжина панелі $l = 301 \text{ см}$.

Розміри: $h_0 = h - a_s - d/2 = 30 - 3 - 2/2 = 26$ см, $a = a' = 4$ см, $\delta = a'/h_0 = 4/26 = 0.154$.

У розрахунку верхнього поясу враховуємо позацентровий стиск з урахуванням тільки випадкового ексцентриситету e_a :

$\frac{1}{30}h = \frac{300}{30} = 10$ мм = 1.0 см; $\frac{1}{600}l = \frac{301}{600} = 0.5$ см. Приймаємо $e_a = 1$ см. При $e_a = 1$ см $< \frac{1}{8}h = 30/8 = 3.75$ см розрахункова довжина $l_0 = 0.9 \times 1 = 0.9 \times 301 = 271$ см.

Найбільша гнучкість $\lambda = l_0/b = 271/25 = 10.8 > 4$, тому потрібно врахувати вплив прогину.

Визначаємо умовну критичну силу N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_l} + 0.1 \right) + \alpha \times I_s \right], \text{ де } I_b = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.41; \quad \varphi_l = 1 + \beta \times \frac{M_{1l}}{M_l} = 1 + \frac{70.59}{82.8} = 1.85;$$

де $M_{1l} = M_l + N_l (h_0 - a) / 2 = 0 + 641.76 \times (0.26 - 0.04) / 2 = 70.59$ кН·м;

$$M_l = 0 + 752.706 \times (0.26 - 0.04) / 2 = 82.8 \text{ кН·м};$$

Задаємо $\mu = 0.015$; $\beta = 1$ для важкого бетону;

$$I_s = \mu \times b \times h_0 \times (0.5h - a)^2 = 0.015 \times 25 \times 26 \times (0.5 \times 30 - 4)^2 = 1179.75 \text{ см}^4;$$

$$\delta_l = e_0/h = 0.01/0.3 = 0.033;$$

$$\delta_{l,\min} = 0.5 - 0.01 \times \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b = 0.5 - 0.01 \times \frac{271}{30} - 0.01 \times 17.55 = 0.234,$$

приймаємо $\delta_l = \delta_{l,\min} = 0.234$.

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times 3100}{271^2} \times \left[\frac{56250}{1.85} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.234} + 0.1 \right) + 7.41 \times 1179.75 \right] = 5888.23 \text{ кН};$$

Коефіцієнт: $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{752.706}{5888.23}} = 1.147$, тоді відстань від сили до арматури e

$$= e_0 \times \eta + 0.5 \times h - a = 1 \times 1.147 + 0.5 \times 30 - 4 = 12.15 \text{ см}.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \times \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.734}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0.734}{1.1}\right)} = 0.591,$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \times R_b = 0.85 - 0.008 \times 14,5 = 0.734$; $\sigma_{sR} = R_{sc} = 365$ МПа.

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{752.71}{1.45 \times 25 \times 26} = 0.799 > \zeta_R = 0.591;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \delta'} = \frac{0.799 \times \left(\frac{12.15}{26} - 1 + \frac{0.799}{2} \right)}{1 - 0.154} = -0.126 < 0;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \times \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{0.799 \times (1 - 0.591) + 2 \times (-0.126) \times 0.591}{1 - 0.591 + 2 \times (-0.126)} = 1,13;$$

За $\alpha_s < 0$ потрібну площу симетрично розміщеної арматури призначаємо конструктивно: приймаємо повздовжню арматуру A_s та A'_s по 2 $\varnothing 14$ А 400, $A_s = A'_s = 3.08 \text{ см}^2$.

Тоді процент армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \times h} = \frac{3.08 + 3.08}{25 \times 30} = 0.008 > \mu_{\min} = 0.005.$$

Поперечні стержні приймаємо $\varnothing 6$ Вр-II з кроком $S = 20d = 20 \times 14 = 280$ мм.

2.2.3.3 Розрахунок елементів решітки

Визначаємо крайній розкос решітки – стержень №13, що зазнає розтягу максимальним зусиллям $N = 102.025 \text{ кН}$. Розміри перерізу стержня $b \times h = 15 \times 25$ см.

Площа робочої арматури, яка необхідна, при умові міцності:

$$A_s = N/R_s = 102.025/36.5 = 2.79 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \varnothing 10 \text{ А400, } A_s = 3.14 \text{ см}^2.$$

$$\text{Процент армування: } \mu = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3.14}{15 \times 25} = 0.0084 < \mu_{\max} = 0.03.$$

Розраховуємо ширину розкриття тріщин $a_{\text{crс}}$ при короткочасній дії повних нормативних навантажень: $N^n = 85.25 \text{ кН}$:

$$a_{\text{crс1}} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d, \text{ де}$$

$\gamma_i = 1.15$ – враховує зниження тріщиностійкості через жорсткість вузлів;

φ_l – коефіцієнт, який приймається під час короткочасної дії навантаження рівним 1.0;

η – для стержнєвої арматури періодичного профілю приймається рівним 1.0;

δ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \times (1 + 2\alpha \times \mu)} = \frac{7,41}{1 \times (1 + 2 \times 7,41 \times 0.0084)} = 6,59; \text{ де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2,7 \times 10^4} = 7,41;$$

$$\varphi_d = 1 + 0.175 \frac{d^2 - 1}{d - 0.5} = 1 + 0.175 \times \frac{1.0^2 - 1}{1.0 - 0.5} = 1.0;$$

μ – процент армування перерізу: $\mu = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3.14}{15 \times 25} = 0.0084;$

λ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2.72^{1.73}) = 1.72 > 1.45, \text{ приймаємо } \lambda = 1.45;$$

тут w – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0.6 \times \sigma_s / R_{b,ser}}{\delta} = \frac{5 + 0.6 \times 271.5 / 25.5}{6,59} = 1.73,$$

де $R_{b,ser} = 25.5$ МПа – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

$$\sigma_s = N^n / A_s = 85.25 / 3.14 = 27.15 \text{ кН/см}^2 = 271.5 \text{ МПа.}$$

Ширина розкриття тріщин під час короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 6,59 \times 1.45 \times \frac{271.5}{2.0 \times 10^5} \times 10 = \\ = 0.149 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0.149$ мм $< [a_{crc1}] = 0.3$ мм менша за допустиму.

Розраховуємо ширину розкриття тріщин a_{crc} від тривалої дії постійних і тривалих нормативних навантажень: $N_l^n = 73.88$ кН:

$$a_{crc2} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d, \text{ де}$$

$\gamma_i = 1.15$ – враховує зниження тріщиностійкості внаслідок жорсткості вузлів;

φ_l – коефіцієнт, який визначається під час тривалої дії навантаження за формулою:

$$\varphi_l = 1.6 - 15 \times \mu = 1.6 - 15 \times 0.0084 = 1.474;$$

η – для стержньової арматури періодичного профілю приймається рівним 1.0;

δ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \times (1 + 2\alpha \times \mu)} = \frac{7,41}{1 \times (1 + 2 \times 7,41 \times 0,0084)} = 6,59; \text{ де}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \times 10^5}{2,7 \times 10^4} = 7,41; \quad \varphi_d = 1 + 0,175 \frac{d^2 - 1}{d - 0,5} = 1 + 0,175 \times \frac{1,0^2 - 1}{1,0 - 0,5} = 1,0;$$

μ – процент армування перерізу: $\mu = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3,14}{15 \times 25} = 0,0084;$

λ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2,72^{1,599}) = 1,67 > 1,45, \text{ приймаємо } \lambda = 1,45;$$

тут w – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0,6 \times \sigma_s / R_{b,ser}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \times 235,3 / 25,5}{6,59} = 1,599,$$

де $R_{b,ser} = 25,5$ МПа – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

$$\sigma_s = N_f^n / A_s = 73,88 / 3,14 = 23,53 \text{ кН/см}^2 = 235,3 \text{ МПа.}$$

Ширина розкриття тріщин від короточасної дії повного навантаження:

$$a_{crc2} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1,15 \times 1,474 \times 1,0 \times 6,59 \times 1,45 \times \frac{235,3}{2,0 \times 10^5} \times 10 =$$

0.191 мм.

Ширина розкриття тріщин $a_{crc2} = 0,191$ мм $< [a_{crc2}] = 0,2$ мм менша допустимої.

Всі інші розтягнуті розкоси і стояки, для яких значення зусиль менші, ніж для крайніх розкосів, армуємо аналогічно: 4Ø10 А400.

Несуча здатність такого перерізу:

$$N_f = R_s \times A_s = 36,5 \times 3,14 = 114,6 \text{ кН.}$$

Розраховуємо найбільш завантажений стиснутий розкіс – елементи № 20 і 21:

$N = -112,382$ кН. Геометрична довжина розкосу $l = 384,2$ см.

Розміри перерізу стержня $b \times h = 15 \times 25$ см, тоді

$$h_0 = h - a_s - d / 2 = 25 - 2 - 1,0 / 2 = 22,5 \text{ см, } a = a' = 2,8 \text{ см, } \delta = a' / h_0 = 2,8 / 22,5 = 0,124.$$

Розрахунок виконуємо як для позацентрово-стиснутого елемента із врахуванням лише випадкового ексцентриситету:

$$e_a = h/30 = 25/30 = 0.833 \text{ см} < 1 \text{ см}; \quad e_a = l_0/600 = 345.78 / 600 = 0.576 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Прийнятий ексцентриситет $e_0 = e_a = 1 \text{ см}$.

При $e_a = 1 \text{ см} < \frac{1}{8} h = 25/8 = 3.125 \text{ см}$ розрахункова довжина $l_0 = 0.9 \times l = 0.9 \times 384.2 = 345.78 \text{ см}$.

Гнучкість $\lambda = l_0/h = 345.78/25 = 13.83 > 4$, тому беремо до уваги вплив прогину на ексцентриситет поздовжньої сили.

Визначаємо умовну критичну силу N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_l} + 0.1 \right) + \alpha \times I_s \right], \text{ де}$$

$$I_b = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15 \times 25^3}{12} = 19531.25 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.41; \quad \varphi_l = 1 + \beta \times \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \times \frac{9.407}{11.069} = 1.85;$$

де $M_{II} = M_I + N_l (h_0 - a) / 2 = 0 + 95.5 \times (0.225 - 0.028) / 2 = 9.407 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_I = 0 + 112.382 \times (0.225 - 0.028) / 2 = 11.069 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

Задаємо $\mu = 0.015$; $\beta = 1$ для важкого бетону;

$$I_s = \mu \times b \times h_0 \times (0.5h - a)^2 = 0.015 \times 15 \times 22.5 \times (0.5 \times 25 - 2.8)^2 = 476.33 \text{ см}^4;$$

$$\delta_l = e_0/h = 0.01/0.25 = 0.04;$$

$$\delta_{l,\min} = 0.5 - 0.01 \times \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b = 0.5 - 0.01 \times \frac{345.78}{25} - 0.01 \times 14.5 = 0.217,$$

приймаємо $\delta_l = \delta_{l,\min} = 0.217$.

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times 3100}{345.78^2} \times \left[\frac{19531.25}{1.85} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.217} + 0.1 \right) + 7.41 \times 476.33 \right] = 1369,303 \text{ кН};$$

$$\text{Коефіцієнт: } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{112.382}{1369,303}} = 1.089,$$

тоді ексцентриситет $e = e_0 \times \eta + 0.5 \times h - a = 1 \times 1.09 + 0.5 \times 25 - 2.8 = 10.79 \text{ см}$.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \times \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.734}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0.734}{1.1} \right)} = 0.591,$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \times R_b = 0.85 - 0.008 \times 14,5 = 0.734$; $\sigma_{SR} = R_{sc} = 365$ МПа.

Приймаємо симетричне армування перерізу:

$$x = \frac{N}{R_b \times b} = \frac{112.382}{1.45 \times 15} = 5,17 \text{ см} < \xi_R \times h_0 = 0.591 \times 22.5 = 13,3 \text{ см}; \text{ тоді:}$$

Обчислюємо коефіцієнт $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{112.382}{14,5 \cdot 0,15 \cdot 0,225 \cdot 10^3} = 0,23$,

Відстань від розтягнутої арматури до лінії дії сили із врахуванням прогину елемента.

$$e = e_0 \eta + 0,5 h_b - a = 1 \cdot 1,09 + 0,5 \cdot 19,7 - 2,8 = 8,14 \text{ см},$$

$$\text{де } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{112.382}{1369,303}} = 1,09$$

Визначаємо коефіцієнт $\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{112.382 \cdot 0,0814}{14,5 \cdot 0,15 \cdot 0,225^2 \cdot 10^3} = 0,083$,

розраховуємо площу симетричної арматури

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_0}} = \frac{14,5 \cdot 0,15 \cdot 0,225}{365} \cdot \frac{0,083 - 0,23 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,23)}{1 - \frac{0,028}{0,225}} \cdot 10^4 < 0$$

Потрібну нам площу симетрично розміщеної арматури призначаємо з конструктивних міркувань і приймаємо A_s та A'_s по 2 $\varnothing 10$ А 400, $A_s = A'_s = 1,57$ см².

Процент армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \times h} = \frac{1,57 + 1,57}{15 \times 25} = 0,0084 > \mu_{\min} = 0,005.$$

Поперечні стержні приймаємо $\varnothing 4$ Вр-II з кроком $S = 20d = 20 \times 10 = 200$ мм.

За аналогією армуємо всі інші стиснуті розкоси, тому як зусилля в них менші, ніж у елементі №20.

2.2.3.4 Розрахунок та конструювання вузлів ферми

Довжину анкерівки l_{an} для ненапруженої стержнєвої арматури будемо приймати $l_{an} = 35d = 35 \times 10 = 350$ мм, де $d = 10$ мм – діаметр ненапруженої арматури А 400.

Потрібна площа поперечного перерізу для додаткових поздовжніх ненапружених стержнів в нижньому поясі в межах опорного вузла:

$$A_s = \frac{0.2 \times N}{R_s} = \frac{0.2 \times 596.101}{36.5} = 3.27 \text{ см}^2,$$

де $N = 596.101$ кН – розрахункове зусилля в стержні №1 для нижнього поясу.

Приймаємо 4 \varnothing 12 А 400, $A_s = 4.52 \text{ см}^2$.

Розрахунок поперечної арматури в опорному вузлі

Розрахункове зусилля виходячи з умови міцності в похилому перерізі по лінії А-В:

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\text{ctg} \alpha} = \frac{596.101 - 478.28 - 98.24}{1.428} = 13.7 \text{ кН, де}$$

$$N_{sp} = R_{sp} \times A_{sp} \times l_p^0 / l_p = 68 \times 10.77 \times 320 / 490 = 478.28 \text{ кН,}$$

$l_p^0 = 320$ мм, $l_p = 35d = 35 \times 14 = 490$ мм – відповідно довжина для фактичної заділки за лінією А-В напруженої поздовжньої арматури в опорному вузлі та заділки, яка повністю забезпечує використання міцності поздовжньої напруженої арматури.

$$N_s = R_s \times A_s \times l_{an}^0 / l_{an} = 36.5 \times 3.14 \times 300 / 350 = 98.24 \text{ кН,}$$

$l_{an}^0 = 300$ мм, $l_{an} = 35d = 35 \times 10 = 350$ мм – відповідно довжина фактичної заділки за

лінією А-В ненапруженої поздовжньої арматури в опорному вузлі та заділки, що забезпечує повне використання міцності поздовжньої ненапруженої арматури.

$\alpha = 35^\circ$ – кут нахилу лінії А-В, $\text{ctg} 35^\circ = 1.428$.

Площа перерізу для одного поперечного стержня:

$$A_{sw} = \frac{N_w}{n \times R_{sw}} = \frac{13.7}{14 \times 29.0} = 0.034 \text{ см}^2,$$

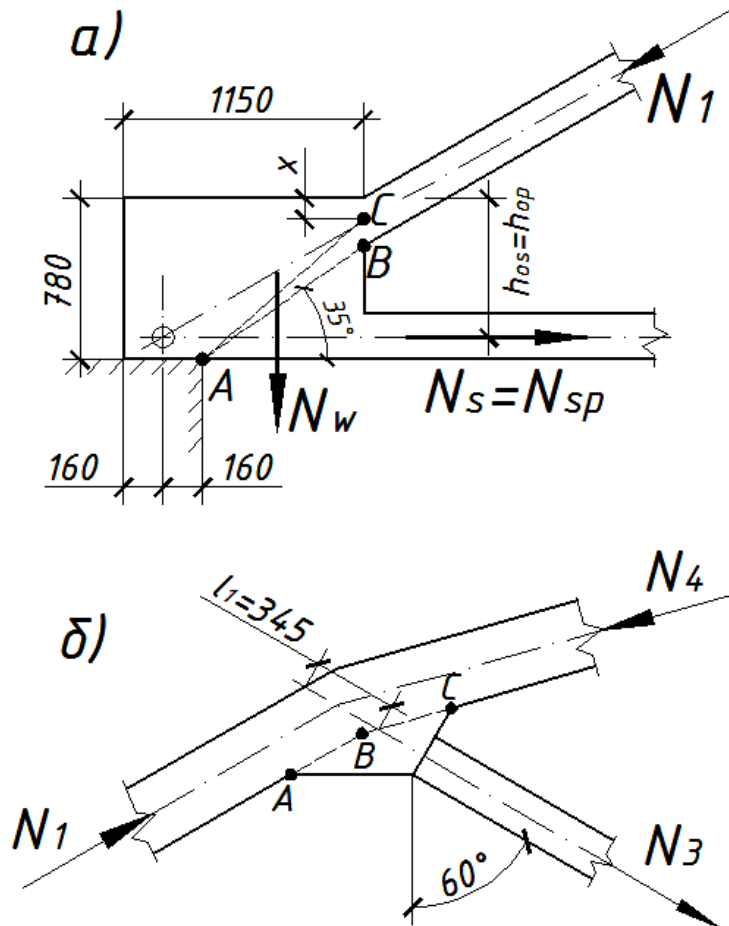


Рис. 2.2 а) опорний вузол;

б) проміжний вузол

де n – це кількість поперечних стержнів у вузлі, які пересікаються лінією АВ, при двох каркасах із кроком поперечних стержнів 100 мм $n = 2 \times 7 = 14$ шт, $R_{sw} = 290$ МПа (при арматурі класу А 400 $d > 10$ мм).

Виходячи з конструктивних міркувань приймаємо стержні $\varnothing 10$ А400, $A_s = 0.785$ см².

За умови забезпечення міцності на згин в похилому перерізі (по лінії АС рис. а) необхідна площа поперечного перерізу стержня:

$$A_{sw} = \frac{N_1 \times (l_y - a) \times \sin \beta - N_{sp} \times \left(h_{op} - \frac{x}{2} \right) - N_s \times \left(h_{os} - \frac{x}{2} \right)}{n \times R_{sw} \times z_{sw}};$$

де β – кут нахилу приопорної панелі: $\beta = 30^\circ$; $\sin \beta = 0.5$;

$h_{op} = h_{os} = h - h_{п}/2 = 78 - 30/2 = 63$ см;

$N_1 = 666.37$ кН – зусилля в приопорному стержні №5;

x – висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b \times b} = \frac{478.28 + 98.24}{1.45 \times 25} = 15,9 \text{ см};$$

$z_{sw} = 0.6 \times h_{op} = 0.6 \times 63 = 37.8 \text{ см}$ – відстань від центру ваги стиснутої зони бетону до рівнодіючої зусиль в поперечній арматурі опорного вузла.

Потрібна площа поперечного перерізу стержня:

$$A_{sw} = \frac{666.37 \times (115 - 16) \times 0.5 - 478.28 \times \left(63 - \frac{15,9}{2}\right) - 98.24 \times \left(63 - \frac{15,9}{2}\right)}{14 \times 29.0 \times 37.8} = 0.081 \text{ см}^2,$$

що є менше, ніж ми приймали рвніше $\varnothing 10 \text{ A } 400$ з $A_s = 0.785 \text{ см}^2$.

Необхідна умова міцності на згин в похилому перерізі забезпечується, тому приймаємо стержні $\varnothing 10 \text{ A}400$ з $A_s = 0.785 \text{ см}^2$.

Розрахунок поперечної арматури в проміжному вузлі

Розглянемо перший проміжний вузол. До верхнього поясу примикає розтягнутий розкос №13, де діє розрахункове зусилля $N_3 = 102.025 \text{ кН}$.

Фактична довжина для заведення стержнів розкосу за лінію ABC = 28 см, а необхідна для нього довжина анкерівки арматури $\varnothing 10 \text{ A}400$ становить $l_{an} = 35 \times d = 35 \times 1.0 = 35 \text{ см}$, тому передбачаємо для нього додаткову анкерівку розтягнутої арматури за допомогою приварювання коротишів $\varnothing 8 \text{ A}400$.

Необхідний точний переріз поперечних стержнів каркасів розраховуємо за допомогою формули:

$$A_{sw} = \frac{N_{sw}}{n \times R_{sw}} = \frac{N \left(1 - \frac{k_2 \times l_1 + a}{k_1 \times l_{an}}\right)}{n \times R_{sw} \times \cos \varphi} = \frac{102.025 \times \left(1 - \frac{1 \times 28 + 3.0}{0.89 \times 35}\right)}{14 \times 29.0 \times 0.5} = 0.0024 \text{ см}^2, \text{ де}$$

$a = 3 \times d = 3 \times 1.0 = 3.0 \text{ см}$, $k_1 = \sigma_s / R_s = 324.9 / 365 = 0.89$, де

$\sigma_s = N / A_s = 102.025 / 3.14 = 32.49 \text{ кН/см}^2 = 324.9 \text{ МПа}$;

$k_2 = 1$ – для вузлів верхнього поясу; $\varphi = 60^\circ$, $\cos \varphi = 0.5$; необхідна кількість стержнів $n = 14$.

Ставимо поперечні стержні в проміжному вузлі $\varnothing 6 \text{ A}400$, $A_{sw} = 0.283 \text{ см}^2$ з кроком $s = 100 \text{ мм}$.

Окаймляючу арматуру для першого проміжного вузла вираховуємо по умовному зусиллю:

$N_{os} = 0.04 \times D_1$, де D_1 – зусилля в розтягнутому розкосі:

$N_{os} = 0.04 \times D_1 = 0.04 \times 102.025 = 4.08$ кН, де $D_1 = N = 102.025$ кН.

Площа перерізу для одного стержня:

$$A_{os} = \frac{N_{os}}{n_2 \times R_{os}} = \frac{4.08}{2 \times 9.0} = 0.227 \text{ см}^2, \text{ де}$$

$R_{os} = 90$ МПа – розрахункове напруження окаймляючої арматури виходячи з умов обмеження ширини розкриття тріщин; $n_2 = 2$ – число окаймляючих стержнів для цього вузла.

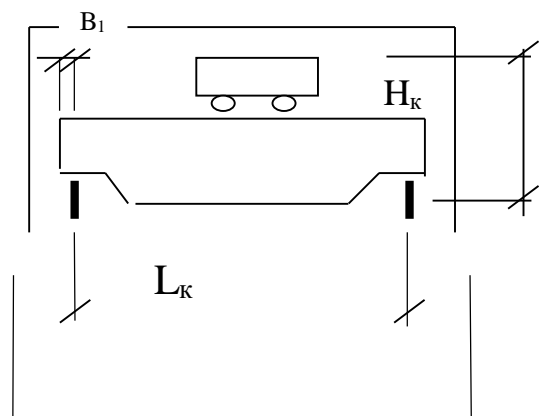
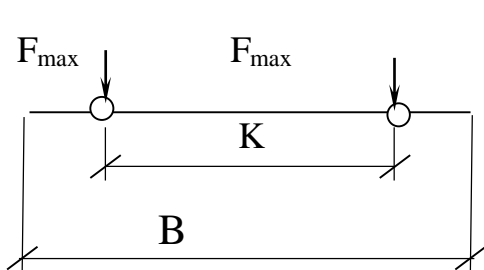
Приймаємо стержні $\varnothing 6$ А 400, $A_s = 0.283$ см². У вузлах, в яких примикають стиснуті розкоси та стояки, ми проектуємо поперечні стержні виходячи з конструктивних міркувань $\varnothing 6$ А 400 з кроком $s = 100$ мм, та окаймляючі стержні – $\varnothing 6$ А 400.

2.3 Статичний розрахунок поперечної рами

2.3.1 Характеристики мостового крана

Таблиця 2.3 Основні характеристики для мостового крана.

Вантажо-підйомність крана $Q, \text{т}$	Проліт крана $L_k, \text{м}$	Розміри візка, мм		Висота крана $H_k, \text{мм}$	Розмір $B_1, \text{мм}$	Тиск колеса на підкранову рейку $F_{\max}, \text{кН}$	Маса, т		Тип кранової рейки
		Ширина B_k	База A_k				Візка Q_B	Крана з візком Q_K	
20/5	22.5	6300	4400	2400	260	220	8,5	36.0	КР-70



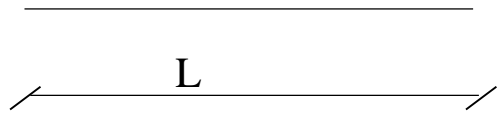


Рис. 2.3 Схема крана

2.3.2 Підбір типових конструкцій

Щоб забезпечити просторову жорсткість каркасу використовуємо хрестоподібні вертикальні в'язі між колонами в осях 1-2, 8-9, 9-10 та 17-18. Температурно-деформаційний шов будівлі проектуємо через по осі 10, тому що довжина будівлі відповідає $102.3 > 72$ м.

2.3.3 Характеристика району будівництва

Проект буде виконуватися для місця, яке за вагою діючого снігового покриву належить до 5-ого снігового району з $S_o = 1,55$ кПа і за тиском вітру – до 1-го вітрового району з $W_o = 0,37$ кПа і глибиною промерзання ґрунту – 90 см.

2.3.4 Навантаження від ваги покриття

Таблиця 2.4 Навантаження на 1 м² покриття

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	γ_f	Експлуатаційне навантаження, кПа	γ_f м	Граничне навантаження, кПа
1	3 шари євроруберойду	0.10	1.0	0.10	1.2	0.12
2	Цем.-піщана стяжка $t = 0.03$ м, $\gamma = 2.2$ т/м ³	0.66	1.0	0.66	1.3	0.858
3	Утеплювач – пінобетон $t = 0.11$ м, $\gamma = 0.4$ т/м ³	0.44	1.0	0.44	1.3	0.572
4	Пароізоляція – 2 шари пергаміну	0.08	1.0	0.08	1.3	0.104
5	Плита ребриста	1.5	1.0	1.5	1.1	1.65

	3x6 м, G = 1.5 т				
	Всього			$g_1 = 2.78$	$g_2 = 3.304$

Розраховуємо розмір поздовжньої сили, що впливає на колону крайнього ряду:

$$F_1 = 0.5 \times g \times L \times a + 0.5 \times G_p \times \gamma_f =$$

$$= 0.5 \times 3.304 \times 24 \times 6 + 0.5 \times 112 \times 1.1 = 299.488 \text{ кН.}$$

Сила F_1 яка прикладеться з ексцентриситетом за відношенням до осі верхньої частини колони у крайньому ряді:

$$e_1^A = 160 - h_b / 2 = 160 - 190 = -30 \text{ мм.}$$

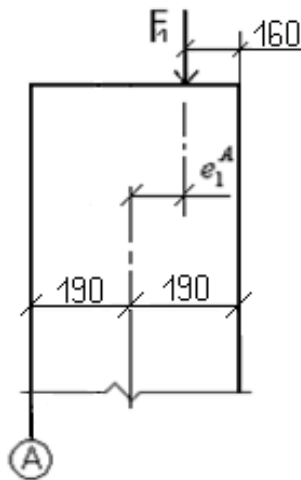


Рис. 2.4 До визначення ексцентриситету e_1^A

На колону середнього ряду впливає сила $2F_1 = 2 \times 299.488 = 598.98$ кН з ексцентриситетом, рівним 0.

2.3.5 Навантаження від ваги підкранових балок

Здобуємо $F_2 = G_{пб} \times \gamma_f + q_{кр.ш.} \times a \times \gamma_f = 42 \times 1.1 + 0.6 \times 6 \times 1.05 = 49.98 \text{ кН}$,

де $q_{кр.ш.} = 0.6 \text{ кН/м}$ – вага 1 п/м для кранового шляху.

Ексцентриситети прикладання сили F_2 до колон у крайньому та середньому рядах (рис.)::

$$e_2^A = 750 - h_n/2 = 750 - 400 = 350 \text{ мм},$$

$$e_2^B = 750 \text{ мм}.$$

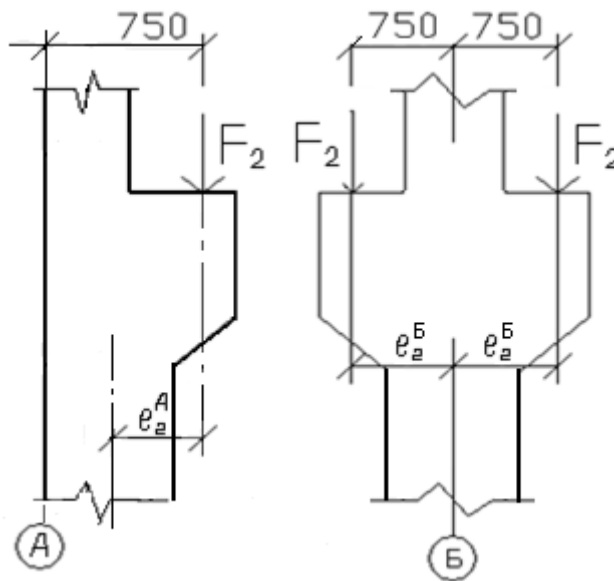


Рис. 2.5 До визначення ексцентриситетів e_2^A і e_2^B

2.3.6 Навантаження від власної маси колони

а) Колона крайнього ряду:

Над кранова частина: $F_3^A = H_B \times h_B \times b \times \rho_B \times 10 \times \gamma_f = 3.8 \times 0.38 \times 0.4 \times 2.5 \times 10 \times 1.1 = 15.884 \text{ кН}$;

Підкранова частина:

$F_4^A = (H_n \times h_n \times b + V_{кон}) \times \rho_B \times 10 \times \gamma_f = (5.8 \times 0.8 \times 0.4 + 0.08) \times 2.5 \times 10 \times 1.1 = 53.24 \text{ кН}$,

де $V_{кон} = 0.9 \times 0.4 \times 0.2 + 0.5 \times 0.2 \times 0.2 \times 0.4 = 0.08 \text{ м}^3$ – консолі об'єм

б) Колона ряду середнього:

Над крановий елемент: $F_3^B = H_B \times h_B \times b \times \rho_B \times 10 \times \gamma_f = 3.8 \times 0.6 \times 0.4 \times 2.5 \times 10 \times 1.1 = 25.08 \text{ кН}$;

Підкрановий елемент:

$$F_4^B = (H_H \times h_H \times b + 2V_{\text{кон}}) \times \rho_B \times 10 \times \gamma_f = (5.8 \times 0.8 \times 0.4 + 0.576) \times 2.5 \times 10 \times 1.1 = 66.88 \text{ кН},$$

де $2V_{\text{кон}} = 2 \times (0.9 \times 0.4 \times 0.6 + 0.5 \times 0.6 \times 0.6 \times 0.4) = 0.576 \text{ м}^3$ – об'єм 2 консолей.

Геометричне зміщення осей верхньої та нижньої частин колони крайнього ряду буде відповідати: $e_3^A = h_B/2 - h_H/2 = 380/2 - 800/2 = -210 \text{ мм}$.

Зміщення для осей верхніх та нижніх елементів колон середнього ряду немає.

2.3.7 Навантаження від ваги стін та вікон

Розмір навантажень під вагою вікон та навісних стінових панелей, що впливає на верхню частину колони: $F_5 = H_1 \times a \times t_{\text{ст}} \times \rho_{\text{ст}} \times 10 \times \gamma_f = 1,8 \times 6 \times 0,3 \times 1,2 \times 10 \times 1,2 = 46,66 \text{ кН}$;

На нижню частину:

$$F_6 = H_2 \times a \times t_{\text{ст}} \times \rho_{\text{ст}} \times 10 \times \gamma_f = 4,2 \times 6 \times 0,3 \times 1,2 \times 10 \times 1,2 = 108,86 \text{ кН};$$

Ексцентриситети дії сил F_5 та F_6 за відношенням до осі верхньої та нижньої частин колони становлять:

$$e_5^A = - (h_k^B + t_{\text{ст}}) / 2 = - (380 + 300) / 2 = - 340 \text{ мм},$$

$$e_6^A = - (h_k^H + t_{\text{ст}}) / 2 = - (800 + 300) / 2 = - 550 \text{ мм}.$$

2.3.8 Снігове навантаження

Розмір сили під вагою снігу, що впливає на колону крайнього ряду становить:

$$F_s = 0.5 \times L \times a \times S_m = 0.5 \times 24 \times 6 \times 1,55 = 111.6 \text{ кН}, \text{ де}$$

$S_m = \gamma_{\text{fm}} \times S_0 \times C = 1.0 \times 1.55 \times 1.0 = 1.55 \text{ кПа}$ – розрахункове граничне значення снігового навантаження;

$S_0 = 1.55 \text{ кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження;

$$C = \mu C_e C_{\text{alt}} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 1.0,$$

де $\mu = 1$ для даної конфігурації даху;

C_e – коефіцієнт режиму експлуатації даного даху (дах з теплоізоляцією);

C_{alt} – коефіцієнт висоти для даного району будівництва.

Точки прикладання сил F_s будуть співпадати з точками прикладання F_1 . Де на

середню колону діятимуть дві сили F_s .

2.3.9 Кранове навантаження

Сума ординат ліній впливу за рис. 2.6 буде становити: $\Sigma y = y_1 + y_2 + y_3 = 1 + 0.68 + 0.27 = 1.95$;

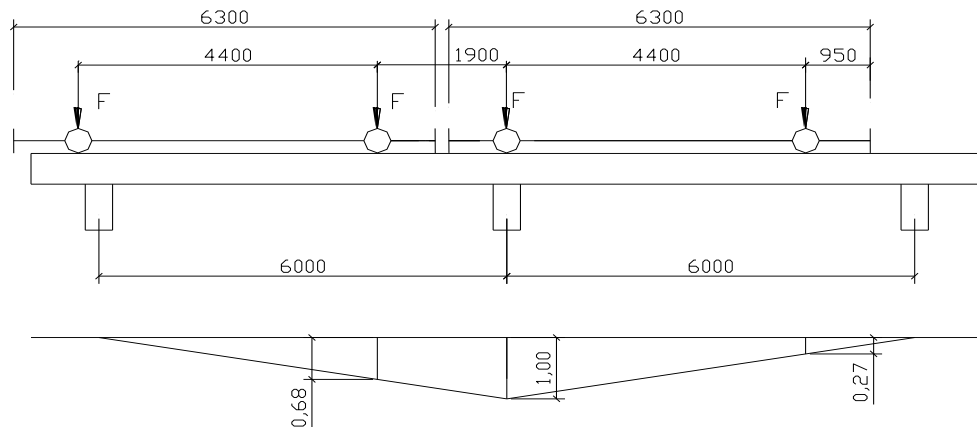


Рис. 2.6 До визначення ординат ліній впливу

Зараз обчислимо вертикальний та горизонтальний тиск кранів на дану колону:

$$V_{\max} = \gamma_{fm} \times \psi \times F_{\max}^0 \times \Sigma y = 1.1 \times 0.85 \times 220 \times 1.95 = 401,12 \text{ кН};$$

$$V_{\min} = \gamma_{fm} \times \psi \times F_{\min}^0 \times \Sigma y = 1.1 \times 0.85 \times 60 \times 1.95 = 109,395 \text{ кН, де}$$

$$F_{\min}^0 = (Q + Q_k) / 2 - F_{\max}^0 = (200 + 360) / 2 - 220 = 60 \text{ кН}$$

$$H_m = \gamma_{fm} \times \psi \times H_0 = 1.1 \times 0.85 \times 142,5 = 133,24 \text{ кН,}$$

$$\text{де } H_0 = 0.5 \times (Q + Q_b) = 0.5 \times (200 + 85) = 142,5 \text{ кН;}$$

Точки прикладання сил V_{\max} та V_{\min} будуть співпадати з точками прикладання сили F_2 , а також поперечне горизонтальне гальмівне зусилля, що H_m прикладається до колони на рівні верху підкранової балки, а саме на 1000 мм від верху консолі.

2.3.10 Вітрове навантаження

Характеристичне значення вітрового тиску $W_0 = 0.37 \text{ кПа}$.

Визначаємо тиск вітру на будівлю на позначках 5.0 м; 8.0 м; 9.6м; 11.4 м.

Із навітряної сторони:

$$W_1 = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_1 \times a = 1.0 \times 0.37 \times 1.1736 \times 6 = 2,61 \text{ кН/м,}$$

$$W_2 = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_2 \times a = 1.0 \times 0.37 \times 1.1736 \times 6 = 2,61 \text{ кН/м,}$$

$$W_3 = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_3 \times a = 1.0 \times 0.37 \times 1.26 \times 6 = 2,79 \text{ кН/м;}$$

$$W_4 = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_4 \times a = 1.0 \times 0.37 \times 1.296 \times 6 = 2,88 \text{ кН/м, де}$$

$$C_1 = C_{aer} C_{h1} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.8 \times 1.63 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 1.18;$$

$$C_2 = C_{aer} C_{h2} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.8 \times 1.63 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 1.18;$$

$$C_3 = C_{aer} C_{h3} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.8 \times 1.75 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 1.26;$$

$$C_4 = C_{aer} C_{h4} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.8 \times 1.8 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 1.296.$$

Тут $C_{aer} = 0.8$ – для навітряної сторони, $C_{h1} = 1.63$ – для висоти 5.0 м, $C_{h2} = 1.63$ – для висоти 8.0 м, $C_{h3} = 1.75$ – для висоти 9.6 м, $C_{h4} = 1.8$ – для висоти 11.4 м $C_{alt} = 1.0$ – коефіцієнт географічної висоти, $C_{rel} = 1.0$ – коефіцієнт рельєфу, $C_d = 1.0$ – коефіцієнт динамічності.

З завітренної сторони:

$$W_1' = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_1' \times a = 1.0 \times 0.37 \times 0.88 \times 6 = 1,95 \text{ кН/м,}$$

$$W_2' = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_2' \times a = 1.0 \times 0.37 \times 0.88 \times 6 = 1,95 \text{ кН/м,}$$

$$W_3' = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_3' \times a = 1.0 \times 0.37 \times 0.945 \times 6 = 2,09 \text{ кН/м,}$$

$$W_4' = \gamma_{fm} \times W_0 \times C_4' \times a = 1.0 \times 0.37 \times 0.972 \times 6 = 2,16 \text{ кН/м, де}$$

$$C_1' = C'_{aer} C_{h1} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.6 \times 1.63 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 0.88;$$

$$C_2' = C'_{aer} C_{h2} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.6 \times 1.63 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 0.88;$$

$$C_3' = C'_{aer} C_{h3} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.6 \times 1.75 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 0.945;$$

$$C_4' = C'_{aer} C_{h4} C_{alt} C_{rel} C_d = 0.6 \times 1.8 \times 1 \times 1 \times 0.9 = 0.972.$$

Тут $C'_{aer} = 0.6$ для завітренної сторони.

Активний та пасивний тиски вітру, який діє на конструкції, що розташовані над колонами, замінюємо зосередженою силою:

$$W = ((W_3 + W_4) / 2 + (W_3' + W_4') / 2) \times H_{\Pi} = ((2,79 + 2,88) / 2 + (2,09 + 2,16) / 2) \times 4,2 = 20.83 \text{ кН.}$$

Величину згинаючого моменту в колоні, що знаходиться на рівні обрізу фундаменту, під дією тиску вітру з навітренної сторони будемо обчислювати за

формулою:

$$M_w = W_1 \times 9.6(9.6/2 + 0.15) + (W_2 - W_1)/2 \times 5(2/3 \times 5 + 5 + 0.15) = \\ = 2.61 \times 9.6(9.6/2 + 0.15) + (2.79 - 2.61)/2 \times 5(2/3 \times 5 + 5 + 0.15) = 127.85 \text{ кН/м.}$$

Знайдемо цю величину рівномірного еквівалентного тиску вітру:

$$q_w = (2 \times M_w) / (9.6 + 0.15)^2 = (2 \times 127.85) / (9.6 + 0.15)^2 = 2.69 \text{ кН/м.}$$

Величину для згинаючого моменту в колоні, що знаходиться на рівні обрізу фундаменту, від тиску вітру із завітреної сторони розраховуємо за формулою:

$$M'_w = W'_1 \times 9.6(9.6/2 + 0.15) + (W'_2 - W'_1)/2 \times 5(2/3 \times 5 + 5 + 0.15) = \\ = 1.95 \times 9.6(9.6/2 + 0.15) + (2.09 - 1.95)/2 \times 5(2/3 \times 5 + 5 + 0.15) = 95.63 \text{ кН/м.}$$

Шукаємо величину рівномірного еквівалентного тиску вітру:

$$q_w = (2 \times M'_w) / (9.6 + 0.15)^2 = (2 \times 95.63) / (9.6 + 0.15)^2 = 2.01 \text{ кН/м.}$$

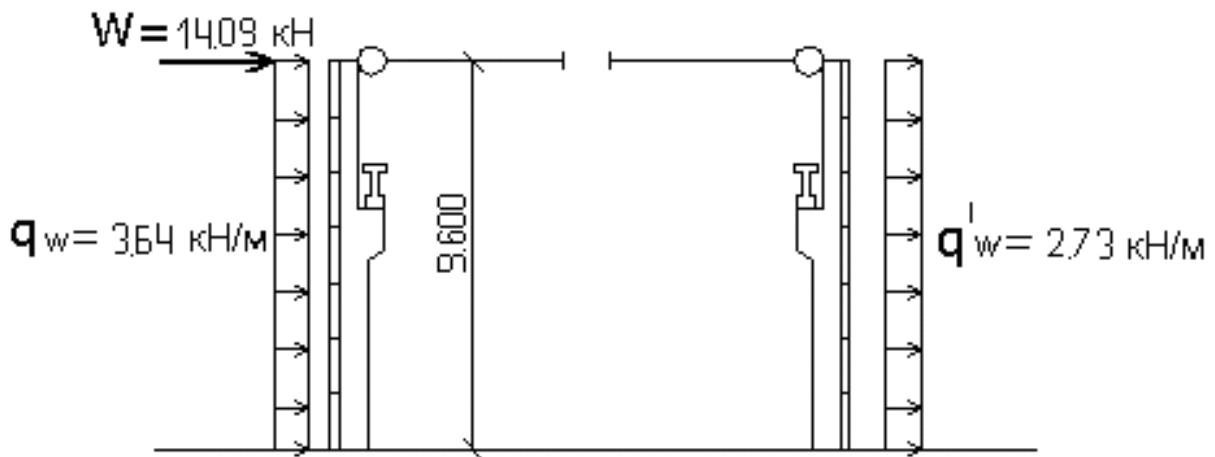


Рис. 2.7 Еквівалентне вітрове навантаження на раму

2.4 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду

2.4.1 Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

1) бетон В20 з характеристиками : $R_b = 11,5$ МПа,

$R_{bt} = 0,9$ МПа, $R_{b,n} = 15,0$ МПа , $R_{bt,n} = 1,4$ МПа , $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа;

2) арматуру А 400С з $R_s = 365$ МПа, $R_{s,n} = 390$ МПа , $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

2.4.2 Розрахунок надкранової частини колони

Геометрична довжина верхньої частини $l_2 = 3,8$ м, розрахункова довжина в площині рами $l_o = 2 l_2 = 2 \cdot 3,8 = 7,6$ м.

Найбільш не вигідна комбінація розрахункових зусиль :

$M = -133.73$ кНм, $N = -624.06$ кН.

Зусилля від дії тривалих навантажень $N_l = -624.06$ кН, $M_l = 0$.

Гнучкість колони $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{7,6}{0,6} \geq 4$, отже необхідно врахувати вплив прогину

елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{-133.73}{-624.06} = 0,214 \text{ м.} \geq e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,6}{30} = 0,02 \text{ м.}$$

$$e_{ol} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{0}{-624.06} = 0 \text{ м.}$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = N(e_o + 0,5h_b - a) = -624.06 \cdot (0,214 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = -295.804 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = N_l(e_{ol} + 0,5h_b - a) = -624.06 \cdot (0 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = -162.26 \text{ кНм};$$

Оскільки $0,82 M_I = -242.56 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{II} = -162.26 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то коефіцієнт умов роботи приймаємо $\gamma_{b2} = 1,1$, і відповідно характеристики бетону матимуть значення:

$$R_b = 11,5 \cdot 1,1 = 12,65 \text{ МПа,} \quad R_{bt} = 0,9 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ МПа.}$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{-162.26}{-295.804} = 1.548.$$

Значення відносного ексцентриситету $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,214}{0,6} = 0,357$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,214}{0,6} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,369.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень $\delta_e = 0,369$.

Знайдемо співвідношення $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,33$.

Приймаємо початковий коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,002$.

$$I_s = \mu_1 \cdot b \cdot h_b (0,5h_b - a)^2 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,6 (0,5 \cdot 0,6 - 0,04)^2 \cdot 10^8 = 3244,8 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{7,6^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,0072}{1,548} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,369} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 3244,8 \cdot 10^{-8} \right] = 4856,64 \text{ кН}$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,749}{1,1} \right)} = 0,58,$$

де $\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 12,65 = 0,749$.

Обчислюємо коефіцієнт $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{624,06}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,56 \cdot 10^3} = 0,22$,

де $h_o = h_b - a = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$,

$\alpha_n = 0,22 < \xi_R = 0,58$.

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 21,4 \cdot 1,15 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 50,61 \text{ см},$$

де $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{624,06}{4856,64}} = 1,147$

Визначаємо коефіцієнт $\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_o^2} = \frac{624,06 \cdot 0,5061}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,56^2 \cdot 10^3} = 0,199$,

Обчислюємо площу симетричної арматури

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,56}{365} \cdot \frac{0,199 - 0,22 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,22)}{1 - \frac{0,04}{0,56}} \cdot 10^4 =$$

$$= 2,68 \text{ см}^2$$

Мінімальна площа перерізу арматури

$$A_{s,\min} = \mu_{\min} b h_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 56 = 4.48 \text{ см}^2,$$

Приймаємо для надкранової частини колони поздовжню арматуру – 2 – 18 класу А 400С, з площею $A_s = 5.09 \text{ см}^2$.

2.4.3 Розрахунок підкранової частини колони

Геометрична довжина нижньої частини колони $l_l = 5.95 \text{ м}$, розрахункова довжина в площині рами $l_o = 1,5 l_l = 1,5 \cdot 5.95 = 8.925 \text{ м}$.

Найбільш не вигідна комбінація розрахункових зусиль :

$$M = -859.616 \text{ кНм}, \quad N = -1184.78 \text{ кН}.$$

Зусилля від дії тривалих навантажень:

$$N_l = -724.02 \text{ кН}, \quad M_l = 0 \text{ кНм}.$$

Гнучкість колони $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{8.925}{0,8} \geq 4$, отже необхідно врахувати поздовжній

прогин елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{-859.616}{-1184.78} = 0,73 \text{ м}. \geq e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,8}{30} = 0,02 \text{ м.},$$

$$e_{ol} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{0}{-724.02} = 0 \text{ м}.$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = N(e_o + 0,5h_b - a) = -1184.78 (0,73 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04) = -1291.41 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = N_l (e_{ol} + 0,5h_b - a) = -724.02 (0 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04) = -260.65 \text{ кНм};$$

Оскільки $0,82 M_I = -1058.96 \text{ кНм} > M_{II} = -260.65 \text{ кНм}$, то коефіцієнт умов роботи приймаємо $\gamma_{b2} = 1,1$, і відповідно характеристики бетону матимуть значення: $R_b = 11,5 \cdot 1,1 = 12,65 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ МПа}$.

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{-260.65}{-1291.41} = 1,202.$$

Значення відносного ексцентриситету $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,73}{0,8} = 0.913$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,73}{0,8} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,364.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень $\delta_e = 0.913$.

Знайдемо співвідношення $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,33$.

Приймаємо початковий коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,002$;

$$I_s = \mu_1 \cdot b \cdot h (0,5h - a)^2 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot (0,5 \cdot 0,8 - 0,04)^2 = 8294 \text{ см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{8,925^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,017}{1,202} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,913} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 8294 \cdot 10^{-8} \right] = 7020,894 \text{ кН}$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,749}{1,1} \right)} = 0,58,$$

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 12,65 = 0,749.$$

Обчислюємо коефіцієнт $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{1184,78}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,76 \cdot 10^3} = 0,308$,

де $h_o = h_b - a = 0,8 - 0,04 = 0,76$ м, $\alpha_n = 0,308 < \xi_R = 0,58$.

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 73 \cdot 1,203 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 123,82 \text{ см, де}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1184,78}{7020,894}} = 1,203$$

Визначаємо коефіцієнт $\alpha_m = \frac{N a}{R_b b h_i^2} = \frac{1184,78 \cdot 1,2382}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,76^2 \cdot 10^3} = 0,502$.

Обчислюємо площу симетричної арматури:

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,76}{365} \cdot \frac{0,502 - 0,308 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,308)}{1 - \frac{0,04}{0,76}} \cdot 10^4 < 0$$

Мінімальна площа перерізу арматури

$$A_{s,\min} = \mu_{\min} b h_0 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,76 = 6,08 \text{ см}^2,$$

Приймаємо для підкранової частини колони поздовжню арматуру – 2 – 20 класу А 400С з площею $A = 6,28 \text{ см}^2$.

2.4.4 Перевірка міцності середньої колони

1) Надкранова частина

Перевірку проводимо на дію таких зусиль:

$$N = -825,66 \text{ кН}, M = 0 \text{ кНм}.$$

$$\text{Знаходимо ексцентриситет } e_o = \frac{M}{N} = \frac{0}{-825,66} = 0$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \frac{M}{N(e_o + 0,5h_c - a)^2} = 1 + \frac{0}{-825,66 \cdot (0 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04)^2} = 1,0.$$

$$\text{Відносний ексцентриситет } \delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0}{0,6} = 0$$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot Rb = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0}{0,6} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,374.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,374$.

$$\text{Обчислюємо момент інерції } I_s = 2A_s \left(\frac{h_c}{2} - a \right)^2 = 2 \cdot 5,09 \left(\frac{60}{2} - 4 \right)^2 = 6881,68 \text{ см}^4.$$

Обчислюємо критичну силу :

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{7,6^2} \times \\ \times \left[\frac{0,0072}{1,0} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,374} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 6881,68 \cdot 10^{-8} \right] = 7882,45 \text{ кН}$$

Віддаць від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 0 \cdot 1,12 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 26 \text{ см,}$$

$$\text{де } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{825,66}{7882,45}} = 1,12.$$

$$\text{Обчислюємо висоту стиснутої зони бетону } \chi = \frac{N}{R_b b} = \frac{825,66}{12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4} = 0,163 \text{ м.}$$

Гранична несуча здатність перерізу

$$M_u = R_b b \chi (h_o - 0,5\chi) + R_{sc} A_s^1 (h_o - a^1) = 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,16 \cdot (0,56 - 0,5 \cdot 0,16) + 365 \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 (0,56 - 0,04) = 491,27 \text{ кНм.}$$

Граничне значення сили, яку може сприйняти переріз при величині ексцентриситету $e = 0,26 \text{ м.}$:

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{491,27}{0,26} = 1889,48 \text{ кН} > N = 825,66 \text{ кН.}$$

1) Підкранова частина

Перевірку проводимо на дію таких зусиль:

$$N = -1490,04 \text{ кН,} \quad M = -127,33 \text{ кНм.}$$

$$\text{знаходимо ексцентриситет } e_o = \frac{M}{N} = \frac{-127,33}{-1490,04} = 0,085$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \frac{M}{N(e_o + 0,5h_c - a)^2} = 1 + \frac{-127,33}{-1490,04 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04)^2} = 1,43.$$

$$\text{Відносний ексцентриситет } \delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,085}{0,8} = 0,11$$

$$\delta_{e_{\min}} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot Rb = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,085}{0,8} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,372.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,372$.

$$\text{Обчислюємо момент інерції } I_s = 2A_s \left(\frac{h_c}{2} - a \right)^2 = 2 \cdot 6,28 \left(\frac{80}{2} - 4 \right)^2 = 16277,76 \text{ см}^4.$$

Обчислюємо критичну силу

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{I_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{8,925^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,017}{1,43} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,372} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 16277,76 \cdot 10^{-8} \right] = 10249,46 \hat{e} \hat{l}$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_0 \eta + 0,5h_b - a = 8,5 \cdot 1,17 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 45,95 \text{ см, де}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1490,04}{10249,46}} = 1,17.$$

Обчислюємо висоту стиснутої зони бетону $\chi = \frac{N}{R_b b} = \frac{1490,04}{12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4} = 0,294 \text{ м.}$

Гранична несуча здатність перерізу

$$M_u = R_b b \chi (h_0 - 0,5\chi) + R_{sc} A_s^1 (h_0 - a^1) = 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,34 \cdot (0,76 - 0,5 \cdot 0,294) + 365 \cdot 10^{-1} \cdot 6,28 (0,76 - 0,04) = 1076,96 \text{ кНм.}$$

Граничне значення сили, яку може сприйняти переріз при величині ексцентриситету $e = 0,4595 \text{ м.}$

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{1076,96}{0,4595} = 2343,77 \text{ кН} > N = 1490,04 \text{ кН.}$$

Підбираємо поперечну арматуру зі зварних каркасів \rightarrow 8 мм класу А 240С.

Приймаємо крок рівний 400 мм.

2.4.5 Розрахунок консолі

Сила, що діє на консоль $Q = F_2 + V_{\max} = 49,98 + 230,38 = 280,36 \text{ кН.}$

Визначаємо площу арматури :

$$A_s = \frac{1,25 \cdot Q \cdot e}{0,9 R_s h_0} = \frac{1,25 \cdot 280,36 \cdot 0,46}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 1,46} = 4,36 \text{ см}^2, \text{ де } h_0 = h_k - a = 150 - 4 = 146 \text{ см.}$$

Приймаємо арматуру 4 \rightarrow 12 А 400С, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Площа похилої арматури $A_{s,inc} = 0,001 b h_0 = 0,001 \cdot 40 \cdot 146 = 5,84 \text{ см}^4$.

Приймаємо 4 \rightarrow 14 А 400С, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$.

Поперечну арматуру консолі призначаємо \rightarrow 6 А 240С з кроком $s_w = 150 \text{ мм}$, площа якої $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$.

Перевіряємо міцність похилих перерізів :

$$Q = 451,1 \text{ кН} < 0,8 \varphi_{w2} R_b b l_{sup} \sin^2 \theta = 0,8 \cdot 1,04 \cdot 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,44 \cdot \sin^2 62^\circ = 1596,74 \text{ кН,}$$

$$\text{де } \varphi_{w2} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{nA_{sw}}{bs_w} = 1 + 5 \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} \cdot \frac{2 \cdot 0,283}{40 \cdot 15} = 1,04;$$

$$\text{tg } \theta = \frac{1500}{600} = 2.5, \quad \theta = 68,2^\circ, \quad \sin^2 68,2^\circ = 0,862.$$

Умова виконується, отже міцність похилих перерізів забезпечена.

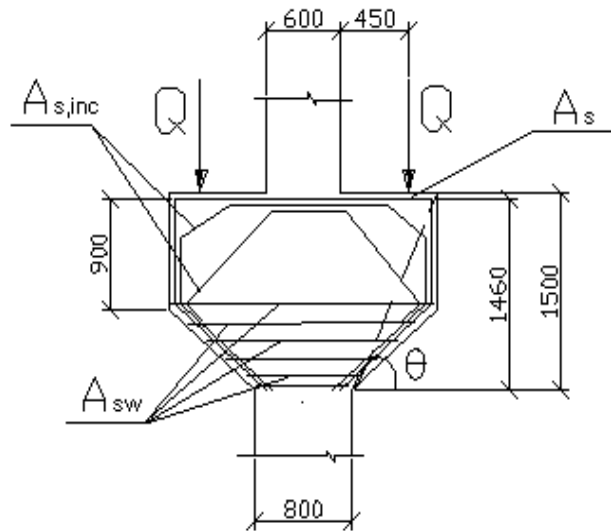


Рис.2.8 До розрахунку консолі колони

3. Основи фундаменти

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

ІГЕ-1 – рослинний шар, товщиною 0,4 м.

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

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 Дані лабораторних досліджень ІГЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунту								
ρ_s ,	ρ ,	W ,	W_L ,	W_P ,	E ,	φ ,	c ,	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , кПа

г/см ³	г/см ³	%	%	%	мПа	град.	кПа	100	200	300
2,70	1,82	23,0	28,0	18,0	12	16	16			

Визначимо похідні характеристики ґрунту:

- число пластичності:

$I_p = W_L - W_P = 28,0 - 18,0 = 10,0 \%$. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 10,0 \%$ називається суглинком;

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

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

- коефіцієнт пористості:

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

- коефіцієнт водонасичення:

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

Повна назва ґрунту - суглинок тугопластичний.

ІГЕ-3(ґрунт № 139) – зв’язний ґрунт, товщиною 4 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 Дані лабораторних досліджень ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	ϕ , град.	c, кПа	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p, кПа		
								100	200	300
2,75	1,96	27,5	44,0	21,0	10,0	16	42			

Визначимо похідні характеристики ґрунту:

- число пластичності:

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

- показник текучості:

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

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

- коефіцієнт пористості:

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

- коефіцієнт водонасичення:

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

Повна назва ґрунту - глина тугопластична.

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

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 Дані лабораторних досліджень ІГЕ-4

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

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

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

Визначаємо коефіцієнт пористості:

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

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

Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

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

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

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

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

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 Дані лабораторних досліджень ІГЕ-5

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

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

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

Визначаємо коефіцієнт пористості:

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

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

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

0,97. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок насичений водою ($S_r = 0,97 > 0,8$).

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

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

Будь-яка розрахункова характеристика визначається за виразом:

$$A = \frac{A_n}{\gamma_g},$$

де A_n - нормативне значення характеристики;

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

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

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

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

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

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

ІГЕ-2:

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

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

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

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

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

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

ІГЕ-3:

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

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

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

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

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

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

ІГЕ-4:

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

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

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

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

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

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

ІГЕ-5:

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

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

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

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

Характеристики всіх ІГЕ зведемо в таблицю 3.5.

Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Для будівництва виділено вільний від забудови майданчик прямокутної форми в плані з розмірами $b = 95 \text{ м}$, $l = 190 \text{ м}$. Вся територія майданчика характеризується спокійним рельєфом. На майданчику пробурено три свердловини глибиною 15.0 м. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

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

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

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

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

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

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

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

3.2 Навантаження на фундаменти

Таблиця 3.6 Навантаження на фундамент по осі 2,Г (К3), ($A=36,0 \text{ м}^2$)

№ з/п	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	N_{II} кН	γ_f	N_I кН	Примітка

1	2	3	4	5	6	7
А. Сталі навантаження						
1.	Вага покрівлі: 3 шари євроруберойду; цем.-піщ. стяжка $t=0.03\text{м}, \gamma=2,2\text{т/м}^3$; утеплювач пінобетон $t=0.11\text{м}, \gamma=0,4\text{т/м}^3$; пароізоляція- 2 шари пергаміну на бітумній мастиці ребриста плита	$N2=n \cdot t \cdot A=3 \cdot 0.05$ $N2= t \cdot \gamma =0.03 \cdot 2.2$ $N2= t \cdot \gamma =0.11 \cdot 0.4$ $N2= n \cdot t =2 \cdot 0.04$	0.15 0.66 0.44 0,08 2.7 4,03·36 =	1.3 1.3 1.3 1,3 1,1	0.195 0.858 0.572 0.104 2.97 4.7·36=1 69.16	
2.	3*6м (m=2.7т)	$N2= n_p \cdot m = 0.5 \cdot 2 \cdot 18$	145.08	1,1	19,8	
3.	Вага ригеля (m=1,8т) Вага колони (m=1,3т)	$N2= n_k \cdot m = 1 \cdot 13$	18 13	1,1	14,3	
Разом сталих навантажень			176.08		203.26	
Б. Тимчасові навантаження						
1.	Снігове на покриття за 2гр. гр. станів $S=(0,4 \cdot S_0 - S) \cdot A \cdot C$ за 1гр. гр. станів ($S_m = S_0 \cdot C \cdot \gamma_{fm}$)	$(0.4 \cdot 1.55 - 0.16) \cdot 36 \cdot 1.0$ $1.55 \cdot 1.0 \cdot 1.14 \cdot 36$	16.56		63.61	
Разом тимчасових навантажень:			16.56		63.61	
Всього:			192.64		266.87	

3.3 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту

Місто Деражня відноситься до регіону де нормативна глибина промерзання для глин та суглинків становить 0,9 м.

Розрахункову глибину промерзання знайдемо за формулою:

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

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

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

Величину d_f будемо враховувати при визначенні глибини закладення фундаменту.

3.4 Визначення розмірів підшви стовпчатого фундаменту

3.4.1 Визначення розмірів підшви стовпчатого фундаменту під колону К3 (по осі 2,Г)

Визначаємо площу підшви фундаменту за виразом:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{192.64}{188 - 20 \cdot 1.2} = 1.175 \text{ м}^2$$

Приймаємо рішення при влаштуванні фундаментів використовувати інвентарні опалубки з розмірами кратними модулю 300 мм.

Визначаємо наближене значення ширини підшви фундаменту за виразом:

$$l = b = \sqrt{A} = \sqrt{1.175} = 1.08 \text{ м}$$

Тому довжина та ширина підшви фундаменту: $b = 1.5 \text{ м}$, $l = 1.5 \text{ м}$.

Тоді площа $A = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25 \text{ м}^2$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 1.5 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} [0.36 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 18.2 + 2.43 \cdot 1.2 \cdot 18.2 + 4.99 \cdot 16] = 171.29 \text{ (кПа)};$$

Середній тиск під підшвою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} d = \frac{192.64}{2.25} + 20 \cdot 1.2 = 109.62 \text{ (кПа)};$$

Перевіряємо виконання умови: $P=109,62 \text{ кПа} < R=171,29 \text{ кПа}$. Умова виконується, отже розміри підшви фундаменту виконані вірно.

3.4.2 Визначення розмірів підшви фундаменту під колону К1 та К2

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

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

- для колони крайнього ряду: $M=-1,76 \text{ кНм}$

$N=-518,98 \text{ кН}$

$Q = 2,28 \text{ кН}$

- для колони середнього ряду: $M = 0 \text{ кНм}$

$N = -1526,27 \text{ кН}$

$Q = 0 \text{ кН}$

1) Фундамент під колону крайнього ряду (К1)

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{518,98}{188 - 20 \cdot 1,35} = 3,16 \text{ м}^2$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підшви $b = 1,8 \text{ м}$, $l = 2,1 \text{ м}$. Тоді площа $A = 1,8 \cdot 2,1 = 3,78 \text{ м}^2$

Моментом опору:

$$W = (b \cdot l^2) / 6 = (1,8 \cdot 2,1^2) / 6 = 1,323 \text{ м}^3$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 1,8 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 18,2 + 2,43 \cdot 1,2 \cdot 18,2 + 4,99 \cdot 16] = 173,65 (\text{кПа});$$

Середній тиск під підшвою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{518.98}{3.78} + 20 \cdot 1.2 = 161.3(\text{кПа});$$

Перевіряємо виконання умови: $P=161.3 \text{ кПа} < R=173.65 \text{ кПа}$.

Перевіряємо виконання умов:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M + Q \cdot h_f}{W} = \frac{518.98}{3.78} + 20 \cdot 1.2 + \frac{1.76 + 2.28 \cdot 1.2}{1.323} = 164.69 \text{ кПа} < 1.2 \cdot R = 208.38$$

кПа.

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M - Q \cdot h_f}{W} = \frac{518.98}{3.78} + 20 \cdot 1.2 - \frac{1.76 - 2.28 \cdot 1.2}{1.323} = 162.03 \text{ кПа} > 0$$

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути: $e \leq \frac{1}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35 \text{ м}$

$$e = \frac{M + Q \cdot h_f}{N + \gamma \cdot d \cdot A} = \frac{1.76 + 2.28 \cdot 1.2}{518.98 + 20 \cdot 1.2 \cdot 3.78} = 0.00737 \text{ м} < 0.35 \text{ м}.$$

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

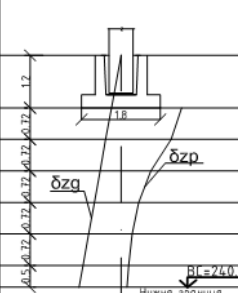
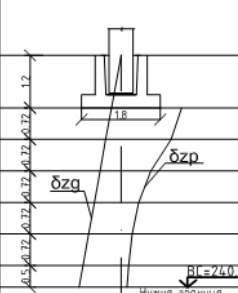
№ ґрунту	Вид ґрунту	Товщина верстви, м	γ	E, кПа		Номер розрахункового шару	δ_{zg} , кПа	Z, м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	δ_{zp} , кПа	δ_{zpi} , кПа	li, см
1	Суглинок тугопластичний	5,3	18.2	12000		0	21.84	0	0	1.0	139.46		
						1	34.94	0.72	0.8	0.824	114.92	127.19	0.611
						2	48.04	1.44	1.6	0.491	68.47	91.695	0.44
						3	61.15	2.16	2.4	0.291	40.58	54.525	0.262
						4	74.25	2.88	3.2	0.185	25.8	33.19	0.159
						5	87.36	3.6	4.0	0.127	17.71	21.76	0.104
6	96.46	4.1	4.6	0.099	13.81	15.76	0.053						
2	Глина тугопластична	4,0	19.6	10000									
3	Пісок дрібний	2,0	21.0	39000									
4	Пісок гравіюватий	3,3	21.0	46000									

Рис 3.1 Розрахункова схема і допоміжна таблиця для визначення осідання фундаменту (під крайню колону)

2) Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{1526.27}{188 - 20 \cdot 1.2} = 9.31 \text{ м}^2$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підшви $b = 3.0$ м, $l = 3.3$ м. Тоді площа $A = 3 \cdot 3.3 = 9.9 \text{ м}^2$

Моментом опору:

$$W = (b \cdot l^2) / 6 = (3 \cdot 3.3^2) / 6 = 5.45 \text{ м}^3$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 3$ м.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} [0.36 \cdot 1.0 \cdot 3 \cdot 18.2 + 2.43 \cdot 1.2 \cdot 18.2 + 4.99 \cdot 16] = 183.1 (\text{кПа});$$

Середній тиск під підшвою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} d = \frac{1526.27}{9.9} + 20 \cdot 1.2 = 178.17 (\text{кПа});$$

Перевіряємо виконання умови: $P = 178.17 \text{ кПа} < R = 183.1 \text{ кПа}$.

Перевіряємо виконання умов:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} d + \frac{M + Q \cdot h_f}{W} = \frac{1526.27}{9.9} + 20 \cdot 1.35 + \frac{0 + 0 \cdot 1.35}{5.45} = 178.17 \text{ кПа} < 1.2 \cdot R = 219.72 \text{ кПа}.$$

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} d - \frac{M + Q \cdot h_f}{W} = \frac{1526.27}{9.9} + 20 \cdot 1.35 - \frac{0 - 0 \cdot 1.35}{5.45} = 178.17 \text{ кПа} > 0$$

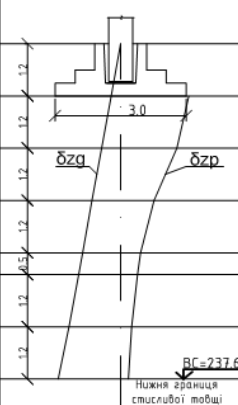
№ ґрунту	Вид ґрунту	Товщина верстви, м	γ	E , кПа		Номер розрахункового шару	δ_{zg} , кПа	Z , м	$\zeta = \frac{z}{b}$	α	δ_{zp} , кПа	δ_{zpl} , кПа	l_i , см
1	Суглинок тугопластичний	5,3	18.2	12000	0	21.84	0	0	1.0	156.36			
					1	43.68	1.2	0.8	0.824	128.84	142.6	1.141	
					2	65.52	2.4	1.6	0.491	76.77	102.81	0.822	
					3	87.36	3.6	2.4	0.291	45.5	61.14	0.489	
					4	96.46	4.1	2.7	0.246	38.46	41.98	0.139	
2	Глина тугопластична	4,0	19.6	10000	5	119.98	5.3	3.53	0.16	25.02	31.74	0.305	
					6	143.5	6.5	4.33	0.112	17.47	21.25	0.204	
3	Пісок дрібний	2,0	21.0	39000									
4	Пісок гравіюватий	3,3	21.0	46000									

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

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути: $e \leq \frac{1}{6} = \frac{3.6}{6} = 0.6$

$$e = \frac{M + Q \cdot h_f}{N + \gamma \cdot d \cdot A} = \frac{0 + 0 \cdot 1.2}{1526.27 + 20 \cdot 1.2 \cdot 9.9} = 0 < 0,6 \text{ м}$$

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

4. Технологія і організація будівельного виробництва

4.1 Характеристика методів виконання робіт

Земляні роботи виконуються бульдозером ДОЗ-18 та екскаватором ЕО-2624А. Грант під фундаменти каркасу виконується у вигляді траншеї, під раму і транспортний коридор розробляється у котловани. Розроблений Ґрунь частково

вивозиться, а частково засипається.

Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів виконується у металевій опалубці. Встановлення металевих сіток та каркасів передбачено за допомогою крана та вручну. Вкладання бетонної суміші в фундаменти передбачено з бункерів. При пониженій відносній вологості та при бетонуванні фундаментів влітку обов'язковим є догляд за бетоном.

Зворотня засипка ґрунтом виконується пошарово з ущільненням шарів ґрунту електротрамбівками типу НЭ-4502.

Для монтажу конструкцій використовується автомобільний кран КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236 (максимальна вантажопідйомність якого складає 25 т, а максимальний виліт стріли 13,8 м). Роботи по монтажу колон розглянуто в розробленій технологічній карті на монтаж колон. Монтаж конструкцій покриття виконується поштучно, з укрупненим складанням залізобетонних крокв'яних ферм.

Покрівельні роботи виконуються після монтажу конструкцій покриття.

Влаштування підлоги виконується по щебеневій підготовці і вкладається з ущільненням поверхневими вібраторами.

Встановлення вікон, дверей, воріт виконується після монтажу стінових панелей та мурування внутрішніх перегородок.

Опоряджувальні роботи складаються з шпаклювання стін фасадів, облицювання підлоги, фарбування всередині приміщення та фасаду. Фарбування виконується перхлорвініловими емалями з пістолета-розпилювача та вручну.

Спеціальні роботи (сантехнічні, електротехнічні, монтаж обладнання) виконуються спеціалізованими субпідрядними організаціями.

4.2 Вибір монтажного крану для монтажу конструкцій

Вибір монтажних кранів здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідній монтажопід'ємності Q_m , яка складається:

$$Q_m = Q_k + Q_{пр} + Q_{об},$$

Q_k – маса конструкцій, т;

$Q_{\text{пр}}$ – маса монтажних пристроїв, т;

$Q_{\text{об}}$ – маса елементів оббудови, т;

- висоти підйому гака $H_{\text{м}}$:

$$H_{\text{м}} = H_{\text{ел}} + H_{\text{з}} + H_{\text{пр}},$$

$H_{\text{м}}$ – відстань від рівня стоянки крана до низу крюка при максимально витягнутому поліспасті, м;

$H_{\text{ел}}$ – висота елемента в монтажному положенні, м;

$H_{\text{з}}$ – запас по висоті за умовами монтажу для заведення конструкції до місця монтажу, або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0.5-0.8 м), м;

$H_{\text{пр}}$ – висота монтажних пристроїв в робочому положенні від верху елемента, який монтується до крюка, м;

- монтажному вильоті гака крана $L_{\text{г}}$.

Визначаємо необхідні характеристики крана для монтажу колон:

- вантажопідйомність: $Q_{\text{м}} = 9.2 + 0.3 + 0 = 9.5$ т,

де 9.2 т – маса середньої колони; 0.3 т – маса захвату.

- висота підйому гака: $H_{\text{м}} = 10,8 + 0,5 + 1,0 = 12,3$ м,

де 10,8 м – висота колони; 0,5 м – запас по висоті; 1,0 м - висота монтажного пристрою.

- монтажний виліт гака крана $L_{\text{г}} = 8,6$ м.

Отже, приймаємо кран КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236 який знаходиться на балансі будівельної організації і має наступні технічні характеристики (див. табл. 4.1).

1	2	3	4
14	Укладання ригелів	шт	32
15	Укладання підкранових балок	шт	56
16	Встановлення сегментних ферм	шт	32
17	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6 x 1,2 м)	шт	250
18	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6 x 1,8 м)	шт	107
19	Укладання плит покриття розміром (6 x 3 м)	шт	48
20	Укладання плит покриття розміром (6 x 1,5 м)	шт	448
21	Заповнення віконних прорізів	м ²	547,2
22	Встановлення воріт	м ²	52,92
23	Мурування перегородок	м ²	597,9
24	Шпаклювання внутрішніх стін та стелі	м ²	2059,8
25	Улаштування щебневих підстилаючих шарів	м ³	469,35
26	Улаштування бетонної підлоги	м ²	4910,4
27	Встановлення дверей	м ²	94,3
28	Фарбування віконних прорізів	м ²	1738,08
29	Фарбування дверних прорізів	м ²	226,32
30	Фарбування воріт	м ²	127,01
31	Облицювання підлоги	м ²	864
32	Фарбування всередині приміщення	м ²	1195,8
33	Шпаклювання стін фасадів	м ²	2955,6
34	Фарбування фасаду	м ²	2955,6
35	Утеплення покриттів керамзитобетонними плитами	м ³	510,14
36	Улаштування вирівнюючих стяжок	м ²	4910,4
37	Улаштування скатної покрівлі із рулонних матеріалів	м ²	4910,4
38	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих піщаних шарів	м ³	9,003
39	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебневих шарів	м ³	21,01
40	Улаштування стяжок бетонних	м ²	300,1

Таблиця 4.1 Технічні характеристики крана КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236

№	Модель крана	База шасі	Вантажопідйомність на опорах при вильоті		Виліт стріли, м		Висота піднімання гака при вильоті	
			найбільшому	найменшому	найбільший	найменший	найбільша	найменша
1	КС-5363	ЯМЗ-236	3,5	25	13,8	4,5	8,0	14,0

4.3 Визначення трудомісткості та термінів будівництва

4.3.1 Визначення обсягів загально-будівельних робіт

Таблиця 4.2 Відомість об'ємів робіт

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість
1	2	3	4
1	Зрізка рослинного шару	м ³	5008,96
2	Розробка ґрунту під споруду екскаватором у відвал	м ³	3473,74
3	Розробка ґрунту під споруду екскаватором з погруз кою на автомобілі-самоскиди	м ³	252,4
4	Доробка ґрунту в котловані вручну	м ³	367,97
5	Влаштування піщаної підготовки під фундаменти	м ³	301,62
6	Улаштування залізобетонних фундаментів	м ³	206,882
7	Укладання фундаментних балок	шт	58
8	Зворотня засипка	м ³	3287,69
9	Переміщення рослинного ґрунту для вирівнювання навколо споруди t=25см	м ³	4146,77
10	Встановлення колон в адміністративно-побутовому приміщенні	шт	36
11	Встановлення колон крайнього ряду	шт	32
12	Встановлення колон середнього ряду	шт	16
13	Встановлення фахверкових колон	шт	18

1	2	3	4
14	Укладання ригелів	шт	32
15	Укладання підкранових балок	шт	56
16	Встановлення сегментних ферм	шт	32
17	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6 x 1,2 м)	шт	250
18	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6 x 1,8 м)	шт	107
19	Укладання плит покриття розміром (6 x 3 м)	шт	48
20	Укладання плит покриття розміром (6 x 1,5 м)	шт	448
21	Заповнення віконних прорізів	м ²	547,2
22	Встановлення воріт	м ²	52,92
23	Мурування перегородок	м ²	597,9
24	Шпаклювання внутрішніх стін та стелі	м ²	2059,8
25	Улаштування щебневих підстиляючих шарів	м ³	469,35
26	Улаштування бетонної підлоги	м ²	4910,4
27	Встановлення дверей	м ²	94,3
28	Фарбування віконних прорізів	м ²	1738,08
29	Фарбування дверних прорізів	м ²	226,32
30	Фарбування воріт	м ²	127,01
31	Облицювання підлоги	м ²	864
32	Фарбування всередині приміщення	м ²	1195,8
33	Шпаклювання стін фасадів	м ²	2955,6
34	Фарбування фасаду	м ²	2955,6
35	Утеплення покриттів керамзитобетонними плитами	м ³	510,14
36	Улаштування вирівнюючих стяжок	м ²	4910,4
37	Улаштування скатної покрівлі із рулонних матеріалів	м ²	4910,4
38	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих піщаних шарів	м ³	9,003
39	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих щебневих шарів	м ³	21,01
40	Улаштування стяжок бетонних	м ²	300,1

4.3.2 Визначення трудомісткості робіт

Таблиця 4.3 Відомість трудомісткості робіт

№ з/п	Обґрунтування ДБН	Найменування робіт	Од. вим.	К-сть	Трудомісткість	
					Норма на одиницю люд.год.	На весь об'єм, люд. дні
1	2	3	4	5	6	7
1	1-24-1	Зрізка рослинного шару	1000м ³	5,01	21,58	13,51
2	1-24-9	Зрізка рослинного шару додавати на кожні наступні 10 м	1000м ³	7,0125	19,98	17,51
3	1-10-1	Розробка ґрунту під споруду екскаватором у відвал	1000м ³	3,47	44,78	19,42
4	1-15-1	Розробка ґрунту під споруду екскаватором з погрузкою на автомобілі-самоскиди	1000м ³	0,25	31,14	0,973
5	1-164-1	Доробка ґрунту в котловані вручну	100м ³	3,68	200,6	92,276
6	6-1-5	Улаштування залізобетонних фундаментів	100м ³	2,07	982,31	254,173
7	7-1-15	Укладання фундаментних балок	100шт	0,58	649,63	47,098
8	1-29-1	Зворотня засипка	1000м ³	3,29	4,62	1,89
9	1-20-1	Переміщення рослинного ґрунту	1000м ³	4,147	11,45	5,94
10	7-5-9	Встановлення колон в адміністративно-побутовому приміщенні	100шт	0,36	912,73	41,07
11	7-5-13	Встановлення колон крайнього ряду	100шт	0,32	1969,95	78,79
12	7-5-14	Встановлення колон середнього ряду	100шт	0,16	2283,45	45,67
13	7-5-10	Встановлення фахверкових колон	100шт	0,18	1120,35	25,21
14	7-3-1	Укладання ригелів	100шт	0,32	832,85	33,314
15	7-9-12	Укладання підкранових балок	100шт	0,56	1877,28	131,41

16	7-12-16	Встановлення сегментних ферм	100шт	0,32	2876,82	115,07
17	7-16-1	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6х1,2м)	100шт	2,5	1133,04	354,08
18	7-16-3	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6х1,8м)	100шт	1,07	1456,58	194,82
19	7-13-10	Укладання плит покриття розміром (6х3м)	100шт	0,48	568,64	34,12
20	7-13-1	Укладання плит покриття розміром (6х1,5м)	100шт	4,48	410,76	230,03
21	10-22-1	Заповнення віконних прорізів висотою до 1,215 м	100м ²	7,632	197,75	188,65
22	10-22-2	Заповнення віконних прорізів висотою до 1,815 м	100м ²	2,592	157,24	50,95
23	10-34-1	Встановлення воріт	100м ²	0,5292	377,27	24,96
24	8-7-5	Мурування перегородок	100м ²	5,979	204,53	152,86
25	11-2-1	Улаштування піщаних підстиляючих шарів	м ³	254,523	5,1	162,26
26	11-2-4	Улаштування щебневих підстиляючих шарів	м ³	490,36	6,61	405,16
27	11-11-3	Улаштування бетонної стяжки до 20 мм	100м ²	52,11	63,87	416,03
28	11-11-4	Улаштування бетонної стяжки на кожні наступні 5 мм	100м ²	1294,71	1,27	205,54
29	10-26-3	Встановлення дверей	100м ²	0,943	194,03	22,87
30	15-167-5	Фарбування віконних прорізів	100м ²	17,381	316,89	688,48
31	15-167-4	Фарбування дверей та воріт	100м ²	3,82	222,84	106,41
32	15-18-5	Облицювання підлоги	100м ²	8,64	325,82	351,89
33	15-152-1	Фарбування всередині	100м ²	11,96	15,23	22,77
34	15-185-1	Шпаклювання стін фасадів	100м ²	29,556	79,3	292,97
35	15-155-2	Фарбування фасаду	100м ²	29,556	30,92	114,23

36	12-19-1	Утеплення покриттів	м ³	540,14	6,58	444,27
37	12-22-1	Улаштування вирівнюючих цементно-піщаних стяжок до 15 мм	100м ²	49,104	44,78	274,86
38	12-22-2	Улаштування стяжок на кожний 1 мм зміни товщини	100м ²	736,56	0,22	20,26
39	12-1-2	Улаштування покрівлі із рулонних матеріалів	100м ²	49,104	40,15	246,44
					Σ	5928,234
		Підготовчий період	1%			59,28
		Сантехнічні роботи	5%			296,41
		Електротехнічні роботи	5%			296,41
		Благоустрій території	5%			296,41
		Здача об'єкта	0,5%			29,64
		Непередбачені роботи	20%			1185,65
					Σ	8092,034

5. Спеціальна частина

5.1 Порівняння конструкцій

Порівнюємо металеву одновіткову, збірну залізобетонну колону прямокутного перерізу. Порівняння виконуємо на колони крайнього ряду.

Довжина залізобетонної колони $\ell = 10,5$ м. Вага колони збірної залізобетонної – 7,1 т, витрата бетону – 2,83 м³.

Довжина металевої колони $\ell = 10,5$ м, вага колони – 1,75 т.

Перевезення збірних залізобетонних колон будуть здійснюватись з заводу залізобетонних конструкцій автотягачами марки АППР-25 КрАЗ-221Б, а металева колона з заводу металевих конструкцій автотягачами (КрАЗ-6504).

Відстань перевезення збірних залізобетонних конструкцій - 20 км, металевих конструкцій – 20 км.

Монтаж збірних залізобетонних колон та металевих буде здійснюватись автомобільним краном КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236.

Капітальні вкладення в базу

Капітальні вкладення на виготовлення збірних залізобетонних конструкцій або

монолітних дорівнює: $K_{KM} = B_{B.K.}$,

де $B_{B.K.}$ – відпускна вартість будівельних конструкцій згідно шифру ресурса, грн.;

Відпускна вартість залізобетонної колони згідно $\hat{A}_{A.E.}^{ca} = 1876 \text{ \textit{ãđí.}}$,

Відпускна вартість металевої колони згідно $\hat{A}_{A.E.}^i = 17995 \text{ \textit{ãđí.}}$

Капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій, виробів, матеріалів від постачальника до будівельного майданчика визначають за виразом:

$$K_m = (Ц_б \cdot t_{необ}) / t_p^H,$$

де $Ц_б$ – балансова вартість транспортних засобів, грн.;

$t_{необ}$ – необхідний час роботи транспортних засобів на будівельному майданчику, маш-год.;

$t_p^H = 3000$ маш-год - нормативний час роботи транспортних засобів на протязі року (середньорічний наробіток), маш-год.

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезення залізобетонної колони $t_{іііі}^{ca} = 0,25 \cdot (16,92 \cdot 20 / 25 \cdot 24 \cdot 1) = 0,141 \text{ \textit{ìàø} - \textit{ãđí}}$

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезенні металевої колони $t_{іііі}^i = 0,25 \cdot (24,75 \cdot 20 / 25 \cdot 24 \cdot 1) = 0,206 \text{ \textit{ìàø} - \textit{ãđí}}$

Балансова вартість транспортного засобу для перевезення конструкцій

$$Ц = B_B \times K_{T.M.}, \text{ де}$$

B_B - відпускна вартість транспортного засобу;

$K_{T.M.} = 1,07$ - коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж транспортного засобу від заводу-постачальника до будівельного майданчика;

Балансова вартість транспортного засобу (марки АППР-25 КрАЗ-221Б) для перевезення залізобетонної колони $Ц = 91700 \cdot 1,07 = 98119$ грн.

Балансова вартість транспортного засобу (марки КрАЗ-6504) для перевезення металевої колони $Ц = 98400 \cdot 1,07 = 105288$ грн.

Тоді капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій:

залізобетонної колони $K_T^{ca} = (98119 \cdot 0,193) / 3000 = 6,32$ грн

металевої колони $K_T^i = (105288 \cdot 0,193) / 3000 = 6,77$ грн

Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) або механізмів для виконання монтажних робіт визначають за виразом:

$$K_{\text{мех}} = Ц_б \cdot t_{\text{необ}} / t_p^H,$$

$Ц_б$ – балансова вартість монтажних засобів (кранів), грн.;

$t_{\text{необ}}$ – необхідний час роботи крану на будівельному майданчику, маш-год.;

t_p^H – нормативний час роботи крану на протязі року

Балансова вартість крану для монтажу конструкцій

$$Ц = B_B \times K_{\text{т.м.}}, \text{ де}$$

B_B - відпускна вартість крану згідно прас - листів;

$K_{\text{т.м.}} = 1.07$ - коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж крану від заводу-постачальника до будівельного майданчика.

Балансова вартість крану для монтажу (КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236) залізобетонної колони $Ц = 366000 \cdot 1,07 = 391620$ грн.

Балансова вартість крану (КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236) для монтажу металевої колони $Ц = 366000 \cdot 1,07 = 391620$ грн.

Тоді капітальні вкладення на придбання кранів для монтажу конструкцій:

залізобетонної колони $K_{\text{Мех}}^{\text{зб}} = (391620 \cdot 2,07) / 3000 = 270.22$ грн

металевої колони $K_{\text{Мех}}^{\text{м}} = (391620 \cdot 2,43) / 3000 = 317.54$ грн.

Отже, капітальні вкладення в базу:

для монтажу залізобетонної колони $K_B^{\text{зб}} = 1876 + 6,32 + 270.22 = 2152.54$ грн.

для монтажу металевої колони $K_B^{\text{м}} = 17995 + 6,77 + 317.54 = 18319.31$ грн.

Річні експлуатаційні витрати

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення залізобетонної колони

$$\hat{A}_\delta^{\text{зб}} = \left(\frac{2765}{65} \right) + \left(\frac{2765 \cdot 0,13}{100} \right) = 46.13 \text{ \textit{а\`д}\textit{і}}.$$

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення металевої колони

$$\hat{A}_\delta^{\text{м}} = \left(\frac{19146}{65} \right) + \left(\frac{19146 \cdot 0,13}{100} \right) = 319.44 \text{ \textit{а\`д}\textit{і}}.$$

Приведені витрати

Приведені витрати по залізобетонній колоні

$$\hat{A}_{\text{іб}}^{\text{зб}} = [2765 + 0,15 \cdot 2152.54] \cdot 0,021 + \frac{46 \cdot 13}{0,08} = 641.47 \text{ \textit{а\`д}\textit{і}}.,$$

Приведені витрати по металевій колоні

$$\hat{A}_{iv}^i = [19146 + 0,15 \cdot 18319 \cdot 31] \cdot 0,021 + 319 \cdot 44 / 0,08 = 4452,77 \text{ \textit{€}}.$$

Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого проектування

Згідно виконаних розрахунків приведені витрати по збірній залізобетонній колоні набагато менші, тому приймаємо збірну залізобетонну колону.

6. Організаційно - економічна частина

6.1 Кошторисні розрахунки

Організаційно-економічна частина дипломного проекту передбачає відображення кошторисної вартості будівництва будівлі виробничого корпусу заводу з виготовлення молочної продукції.

Кошторисна вартість формується на основі ДБН Д 1.1.1-2000 «Правила визначення вартості будівництва».

В процесі розрахунків за основу було прийнято:

- ДБН Д 2.2. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи;
- ДБН Д 2.3. Ресурсні елементні кошторисні норми на монтаж устаткування;
- БН Д 2.4. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи;
- ДБН Д 2.7. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.

Інформація про кошторисну вартість будівництва відображається у кошторисній документації.

Кошторисний розрахунок вартості будівництва будівлі виробничого корпусу заводу з виготовлення молочної продукції зроблений за допомогою програмного продукту «АВК», який дозволяє повністю автоматизувати складання кошторисів всіма існуючими методами розрахунку та випуск проектно-кошторисної документації на будь-які види робіт.

6.2 Визначення об'ємів робіт

Визначення об'ємів робіт по зведенню будівлі виробничого корпусу заводу з виготовлення молочної продукції виконаємо в табличній формі (див. табл. 6.1, 6.2). Таблиця 6.1 Визначення об'ємів земляних робіт

№ з/п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Геометричний об'єм	Перехідний коефіцієнт від геометричного до робочого	Робочий об'єм
1	2	3	4	5	6
1	Зрізання рослинного ґрунту з поверхні котловану під споруду товщиною шару $h_p=40$ см	м ³	5008.96	1.22	6110.93
2	Розробка ґрунту під споруду	м ³	3726.14	1.22	4545.89
3	Розробка ґрунту вручну під фундамент $t=15$ см	м ³	367.97	1.22	448.92
4	Гравійно-піщана суміш для основи під фундаменти $t=15$ см	м ³			367.97
5	Вивіз мінерального ґрунту	м ³			1707.12
6	Зворотня засипка мінерального ґрунту в застільний простір споруди	м ³			3287.69
7	Переміщення рослинного ґрунту для вирівнювання навколо споруди товщиною шару $h_p=25$ см	м ³	3398.99	1,22	4146.77
8	Вивіз рослинного ґрунту	м ³			2396.28

Таблиця 6.2 Визначення основних монтажно - складальних робіт

№ з/п	Найменування матеріалів		Одиниці	К-ть	Вага, т
1	Фундаментні блоки стаканного типу під колони крайнього ряду	Ф-1	шт	32	
2	Фундаментні блоки стаканного типу під колони середнього ряду	Ф-2	шт	16	

3	Фундаментні блоки стаканного типу під колони адмін. приміщення	Ф-3	шт	36	
4	Фундаментні блоки стаканного типу під фахверкові колони	Ф-4	шт	18	
5	Колони крайніх рядів	К-1	шт	32	7,1
6	Колони середніх рядів	К-2	шт	16	9,2
7	Колони адмін. приміщення	К-3	шт	36	1,3
8	Фахверкові колони	ФК-1	шт	18	2,4
9	Підкранові балки	ПБ-1	шт	56	4,2
10	Кров'яні конструкції	ФС-1	шт	32	9,2

11	Ригелі	Р-1	шт	32	1,8
12	Фундаментні балки 6м	ФБ-1	шт	18	1.6
13	Стінове заповнення (6x1,2)	ПС	шт	250	2,09
14	Стінове заповнення (6x1,8)	ПС		107	3,88
15	Плити покриття	П1	шт	48	1,5
16	Плити покриття	П2	шт	448	2,7
17	Вікна	ОК	м ²	547,2	-
18	Двері	Д	м ²	94,3	-
19	Ворота	Вр-1	м ²	52,92	-
20	Покраска вікон		м ²	547,2	-
21	Покраска дверей		м ²	94,3	-
22	Покраска воріт		м ²	52,92	-
23	Внутрішні перегородки		м ²	597,9	-
24	Штукатурення внутрішніх стін		м ²	4333,9 5	-
25	Цементна стяжка (30мм)		м ²	4910,4	-
26	Руберойд		м ²	4910,4	-
27	Бетонна стяжка		м ²	4910,4	-
28	Відмостка		м ²	300,1	-

6.3 Техніко-економічні показники за проектом

1. Загальна площа 4910.4 м²
2. Корисна площа 4032 м²
3. Будівельний об'єм 41817.6 м³

4. Загальна кошторисна вартість 10737.011 тис.грн.
5. Прямі витрати 4315.681 тис.грн.
6. Загальновиробничі витрати 534.221 тис.грн.
7. Кошторисний прибуток 399.044 тис.грн.
8. Вартість 1м^2 загальної площі 2.19 тис.грн.
9. Вартість 1м^3 об'єму 0.26 тис.грн.
10. Кошторисна трудомісткість 53.13 тис.люд.-год.
11. Кошторисна заробітна плата 744.735 тис.грн.
12. Рентабельність 3.9 %.

Будова - КОРПУС СКЛО ЗАВОДУ
Шифр проекту - 2-1-1

**Локальний кошторис 2-1-1
на корпус СКЛО ЗАВОДУ**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

9751,934 тис. грн.
104,733 тис.люд.-год.
1484,181 тис. грн.
3,7 розряд

Складений в поточних цінах станом на "9 листопада 2018 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									в тому числі заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	E1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід 1000м2	22	<u>47,28</u> -	<u>47,28</u> 11,99	1040	-	<u>1040</u> 264	- 0,77	- 17
2	E1-13-5	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,25 м3, група ґрунтів 2 1000м3	1,51	<u>5425,93</u> 210,87	<u>5215,06</u> 1634,78	8193	318	<u>7875</u> 2469	<u>18,53</u> 110,06	<u>28</u> 166
3	E1-24-6	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2 1000м3	5,6	<u>1204,90</u> -	<u>1204,90</u> 279,31	6747	-	<u>6747</u> 1564	- 15,29	- 86
4	E1-163-2	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м2 з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 2 1000м3	0,7	<u>4757,16</u> 4757,16	- -	3330	3330	- -	<u>396,10</u> -	<u>277</u> -
5	E1-27-5	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2 1000м3	1,51	<u>1079,00</u> -	<u>1079,00</u> 250,12	1629	-	<u>1629</u> 378	- 13,69	- 21

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6	E1-134-2	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 3, 4 100м3	15,1	<u>587,41</u> 272,15	<u>315,26</u> 90,49	8870	4109	<u>4760</u> 1366	<u>21,93</u> 6,60	<u>331</u> 100
7	E7-1-5	Укладання фундаментів під колони при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 1,5 т 100шт	0,94	<u>7363,81</u> 2266,81	<u>5097,00</u> 1977,44	6922	2131	<u>4791</u> 1859	<u>175,45</u> 125,35	<u>165</u> 118
8	C1411-101	Фундаменти трипроменеві стаканного типу для консольних конічних опор контактної мережі та опор з жорсткими поперечками ТС-10,0-4,5 шт	94	<u>941,86</u> -	- -	88535	-	- -	- -	- -
9	E6-50-1	Монтаж і демонтаж великощитової опалубки стін м2	196	<u>79,04</u> 28,26	<u>38,17</u> 15,20	15492	5539	<u>7481</u> 2979	<u>2,06</u> 0,97	<u>404</u> 190
10	C123-513-У	Щит опалубки, ширина 800-1200 мм, товщина 50 мм м2	196	<u>256,04</u> -	- -	50184	-	- -	- -	- -
11	E6-55-1	Установлення каркасів і сіток у стінах, маса одного елемента до 20 кг т	0,72	<u>545,13</u> 473,78	<u>44,07</u> 17,61	392	341	<u>32</u> 13	<u>41,02</u> 1,17	<u>30</u> 1
12	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм 100кг	7,2	<u>103,59</u> -	- -	746	-	- -	- -	- -
13	E6-11-5	Установлення анкерних болтів при бетонуванні у вигляді зварених каркасів т	648	<u>5800,74</u> 591,49	<u>1135,29</u> 324,25	3758880	383286	<u>735668</u> 210114	<u>44,81</u> 19,82	<u>29037</u> 12843
14	C1545-1	Анкер К 675 100шт	3,76	<u>137,77</u> -	- -	518	-	- -	- -	- -
15	E8-4-2	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар 100м2	1,64	<u>1495,48</u> 275,15	<u>94,23</u> 34,18	2453	451	<u>155</u> 56	<u>22,59</u> 2,75	<u>37</u> 5
16	E7-1-15	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м 100шт	0,84	<u>12603,62</u> 7460,25	<u>4186,33</u> 1608,14	10587	6267	<u>3517</u> 1351	<u>543,75</u> 105,88	<u>457</u> 89
17	C1411-9131	Балки фундаментні трапецеїдального перерізу, довжина до 6 м, клас бетону В15 м3	12	<u>1264,07</u> -	- -	15169	-	- -	- -	- -
18	E7-43-3	Установлення колон у стакани фундаментів масою до 4 т 100шт	0,94	<u>27877,59</u> 11662,00	<u>14450,62</u> 5623,84	26205	10962	<u>13584</u> 5286	<u>861,30</u> 352,17	<u>810</u> 331
19	C1412-423	(Колони)(стояки)(опори)(рами) прямокутні суцільні, довжина понад 3 до 12 м, об'єм більше 1 до 4 м3, маса до 5 т, клас бетону В22,5 м3	4,32	<u>1367,18</u> -	- -	5906	-	- -	- -	- -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20	E9-17-4	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м складеного перерізу масою до 3 т	8	<u>762,02</u> 267,40	<u>476,04</u> 156,11	6096	2139	<u>3808</u> 1249	<u>20,00</u> 9,95	<u>160</u> 80
21	C121-545	Основні несучі конструкції каркасів одноповерхових промислових будівель: колони, опорні плити, підкранові балки з гальмувальними конструкціями, деталями кріплення рейок та тупиками, колії підвісного транспорту, кроквяні та підкроквяні ферми або балки, надколоники, прогони, зв'язки, фахверкові стояки, стінові ригелі, вітрові ферми, безкранові або з підвісним транспортом, або з мостовими кранами вантажопідйомністю до 50 т, прогонами до 36 м, при шазі колон до 12 м, цільнометалеві із застосуванням профільованого настилу в покритті, витрата сталі на 1 м2 до 70 кг	8	<u>805,77</u> -	- -	6446	-	- -	- -	- -
22	E7-9-12	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 5 т, при масі колон до 15 т і висоті будівлі до 25 м	0,74	<u>54478.51</u> 19168,52	<u>25262.27</u> 8546,41	40314	14185	<u>18694</u> 6324	<u>1347.05</u> 530,23	<u>997</u> 392
23	C121-545	Основні несучі конструкції каркасів одноповерхових промислових будівель: колони, опорні плити, підкранові балки з гальмувальними конструкціями, деталями кріплення рейок та тупиками, колії підвісного транспорту, кроквяні та підкроквяні ферми або балки, надколоники, прогони, зв'язки, фахверкові стояки, стінові ригелі, вітрові ферми, безкранові або з підвісним транспортом, або з мостовими кранами вантажопідйомністю до 50 т, прогонами до 36 м, при шазі колон до 12 м, цільнометалеві із застосуванням профільованого настилу в покритті, витрата сталі на 1 м2 до 70 кг	74	<u>805,77</u> -	- -	59627	-	- -	- -	- -
24	E8-19-10	Мурування зовнішніх і внутрішніх цегляно-колодязних стін товщиною 510 мм із заповненням керамзитовим гравієм при висоті поверху понад 4 м	112	<u>205.56</u> 111,50	<u>37.32</u> 15,13	23023	12488	<u>4180</u> 1695	<u>8.63</u> 1,12	<u>967</u> 125

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
25	C1422-11050	Блоки крупні стінові із цегли і керамічних каменів [цегла М100, розчин М50] м3	112	<u>911,15</u> -	- -	102049	-	- -	- -	- -
26	E7-12-18	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних ферм прогоном до 24 м, масою до 10 т, при довжині плит покриття до 12 м, при висоті будівель до 35 м 100шт	0,94	<u>104068,15</u> 30145,50	<u>55873,44</u> 21274,22	97824	28337	<u>52521</u> 19998	<u>2030,00</u> 1353,33	<u>1908</u> 1272
27	C1412-572	Балки двоххилі гратчасті, довжина 18,0 м, ЗБДР18-5 шт	94	<u>1191,63</u> -	- -	112013	-	- -	- -	- -
28	E9-48-1	Електродугове зварювання при монтажі каркасів одноповерхових виробничих будівель т	1,69	<u>112,78</u> 85,23	<u>13,32</u> 1,44	191	144	<u>23</u> 2	<u>4,74</u> 0,10	<u>8</u> -
29	C1413-921	Елементи зовнішніх стін одношарові із легкого бетону щільністю 600 кг/м3, товщина 30 см, маса до 5 т м2	3648	<u>579,34</u> -	- -	2113432	-	- -	- -	- -
30	E7-16-5	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною більше 7 м, площею до 15 м2 при висоті будівель до 25 м 100шт	2,44	<u>44893,51</u> 15123,50	<u>22540,70</u> 7738,28	109540	36901	<u>54999</u> 18881	<u>1080,25</u> 490,44	<u>2636</u> 1197
31	C1418-8880	Панелі огорож глухі плоскі м3	5,4	<u>1001,79</u> -	- -	5410	-	- -	- -	- -
32	E12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар 100м2	94,6	<u>10264,95</u> 336,00	<u>20,43</u> 7,33	971064	31786	<u>1933</u> 693	<u>24,49</u> 0,48	<u>2317</u> 45
33	E12-19-2	Утеплення покриттів керамзитом м3	94,6	<u>166,78</u> 47,47	<u>41,98</u> 14,87	15777	4491	<u>3971</u> 1407	<u>4,28</u> 1,01	<u>405</u> 96
34	E12-2-2	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або дрібного щебеню на бітумній антисептованій мастиці 100м2	94,6	<u>2466,15</u> 570,07	<u>142,61</u> 53,87	233298	53929	<u>13491</u> 5096	<u>41,55</u> 3,61	<u>3931</u> 342
35	C111-856	Руберойд покрівельний з пиловидною засипкою РКП-350Б м2	94,6	<u>86,74</u> -	- -	8206	-	- -	- -	- -
36	E10-26-2	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу більше 3 м2 100м2	0,64	<u>3222,07</u> 1736,40	<u>1151,05</u> 441,33	2062	1111	<u>737</u> 282	<u>126,56</u> 29,27	<u>81</u> 19

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
37	C123-401	Ворота розпашні утеплені з полотнами, обшитими струганими дошками, глухі, ВР-3, площа 6,23 м2	64	<u>986,38</u>	-	63128	-	-	-	-
		м2		-	-			-	-	-
38	E9-44-2	Монтаж віконних блоків сталевих із нащільниками з алюмінієвих сплавів при висоті будівлі до 50 м	5,4	<u>3501,48</u>	<u>1182,30</u>	18908	9226	<u>6384</u>	<u>118,24</u>	<u>638</u>
		Т		1708,57	397,46			2146	23,36	126
39	C123-139	Блоки віконні для промислових будівель, що відчиняються всередину приміщення, спареної конструкції, двостулчасті, ширина коробки 94 мм, ПВД 12-18,1, площа 2,07 м2	234	<u>205,07</u>	-	47986	-	-	-	-
		м2		-	-			-	-	-
40	E11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем	94,6	<u>458,04</u>	<u>61,57</u>	43331	12398	<u>5825</u>	<u>10,76</u>	<u>1018</u>
		100м2		131,06	13,54			1281	0,94	89
41	E11-4-1	Улаштування гідроізоляції обклеювальної ізолом на мастиці бітуміноль, перший шар	94,6	<u>2364,76</u>	<u>242,17</u>	223706	101914	<u>22909</u>	<u>65,73</u>	<u>6218</u>
		100м2		1077,31	87,83			8309	7,08	670
42	E11-11-4	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини бетонних стяжок	94,6	<u>131,09</u>	<u>13,68</u>	12401	754	<u>1294</u>	<u>0,70</u>	<u>66</u>
		100м2		7,97	6,79			642	0,57	54
43	E11-27-3	Улаштування покриття на цементному розчині з плиток керамічних одноколірних із фарбником	94,6	<u>5255,27</u>	<u>358,13</u>	497149	201848	<u>33879</u>	<u>167,48</u>	<u>15844</u>
		100м2		2133,70	228,46			21612	19,45	1840
44	E15-61-2	Просте штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стелі	1,83	<u>1919,37</u>	<u>112,43</u>	3512	2780	<u>206</u>	<u>112,20</u>	<u>205</u>
		100м2		1519,19	103,03			189	8,92	16
45	E15-51-1	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін	4,52	<u>1858,12</u>	<u>62,07</u>	8399	6767	<u>281</u>	<u>100,81</u>	<u>456</u>
		100м2		1497,03	53,87			243	4,67	21
46	E15-61-2	Просте штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стелі	24,3	<u>1919,37</u>	<u>112,43</u>	46641	36916	<u>2732</u>	<u>112,20</u>	<u>2726</u>
		100м2		1519,19	103,03			2504	8,92	217
47	E15-53-1	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю косяків плоских при ширині до 200 мм	2,64	<u>878,15</u>	<u>9,42</u>	2318	2014	<u>25</u>	<u>52,80</u>	<u>139</u>
		100м		762,96	8,74			23	0,76	2
48	E15-152-1	Фарбування водними розчинами всередині приміщень, вапняне по штукатурці	4,02	<u>193,79</u>	<u>1,82</u>	779	740	<u>7</u>	<u>15,18</u>	<u>61</u>
		100м2		183,98	0,66			3	0,05	-
49	E15-151-1	Фарбування водними розчинами всередині приміщень, клейове просте	1,86	<u>131,06</u>	<u>2,28</u>	244	217	<u>4</u>	<u>9,40</u>	<u>17</u>
		100м2		116,65	0,83			2	0,07	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
50	E15-17-1	Гладке облицювання стін, стовпів, пілястрів і косяків [без карнизних, плінтусних і кутових плиток] без установлення плиток туалетної гарнітури по цеглі і бетону плитками керамічними глазурованими 100м2	0,6	<u>6377,20</u> 4303,20	<u>19,19</u> 9,32	3826	2582	<u>12</u> 6	<u>330,00</u> 0,77	<u>198</u> -
51	E15-163-7	Просте фарбування кольором олійним розбіленим дерев'яних віконних блоків, підготовлених під друге фарбування 100м2	7,2	<u>335,52</u> 290,77	- -	2416	2094	- -	<u>23,43</u> -	<u>169</u> -
52	E15-167-4	Високоякісне фарбування кольором олійним розбіленим дерев'яних заповнень дверних прорізів 100м2	1,12	<u>3355,49</u> 3118,50	<u>3,19</u> 1,16	3758	3493	<u>4</u> 1	<u>222,75</u> 0,09	<u>249</u> -
53	E15-157-1	Вапняне фарбування фасадів із риштувань по підготовленій поверхні 100м2	4,5	<u>97,89</u> 83,15	<u>7,67</u> 3,77	441	374	<u>35</u> 17	<u>6,70</u> 0,31	<u>30</u> 1
54	E8-35-1	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м для мурування облицювання 100м2 вп	8	<u>1163,14</u> 861,92	<u>7,74</u> 2,81	9305	6895	<u>62</u> 22	<u>68,57</u> 0,23	<u>549</u> 2
55	E11-19-3	Улаштування асфальтобетонного жорсткого покриття товщиною 25 мм 100м2	5,44	<u>1733,49</u> 439,34	<u>223,70</u> 69,33	9430	2390	<u>1217</u> 377	<u>32,86</u> 4,47	<u>179</u> 24
Разом прями витрати по кошторису, грн.						8915848	995647	<u>1016512</u> 320703		<u>73748</u> 20597
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						6903689				
всього заробітна плата, грн.						1316350				
Загальновиробничі витрати, грн.						836086				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.						10388				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						167831				

Прямі витрати будівельних робіт , грн.						8915330				
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						6903171				
заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.						995647				
заробітна плата в експлуатації машин, грн.						320703				
Загальновиробничі витрати, грн.						836086				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.						10388				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		заробітна плата в загальнопромислових витратах, грн.				167831				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				9751416				
		кошторисна трудомісткість, люд.-год.				104733				
		кошторисна заробітна плата, грн.				1484181				

		Прямі витрати монтажних робіт , грн.				518				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				518				
		Всього кошторисна вартість монтажних робіт , грн.				518				

		Всього по кошторису, грн.				9751934				
		Кошторисна трудомісткість, люд.-год.				104733				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				1484181				

Склав _Дячинський Р.І.
Перевірив _Мельник Л.М._

7. Охорона праці

7.1 Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях

Цивільна оборона України є складовою частиною соціальних та захисних заходів, які проводяться в мирний і воєнний час з метою захисту населення і народного господарства від наслідків аварій, катастроф, стихійного лиха і сучасних засобів ураження.

Цивільна оборона України організується за територіально-виробничим принципом на всій території і являє собою сукупність структур державного управління, підприємств, організацій і спеціально створених органів керівництва та сил цивільної оборони. Заходи цивільної оборони проводяться на всій території держави, як правило, заздалегідь, з врахуванням особливостей кожного району.

Основні завдання цивільної оборони:

- запобігання виникненню надзвичайних ситуацій техногенного походження і проведення заходів щодо зменшення збитків та втрат під час аварій, катастроф, вибухів, великих пожеж та стихійного лиха;
- оповіщення населення про загрозу і виникнення надзвичайних ситуацій у мирний і воєнний час та постійне інформування його про наявну обстановку;
- захист населення від наслідків аварій, катастроф, великих пожеж, стихійного лиха та застосування засобів ураження;
- організація життєзабезпечення населення під час аварій, катастроф, стихійного лиха та у воєнний час;
- створення систем аналізу і прогнозування управління, оповіщення і зв'язку;
- підготовка і перепідготовка керівного складу цивільної оборони, її органів управління та сил, навчання населення вмінно застосовувати засоби індивідуального захисту і діяти в надзвичайних ситуаціях.

Організаційна структура цивільної оборони України:

Кабінет Міністрів України постійно приділяє увагу розвитку цивільної оборони, підвищенню її ролі у захисті населення, підвищенню її значення, визначає основні принципи її побудови, характер і обсяг завдань, що вирішуються. Цивільна оборона організується за територіально-виробничим принципом.

Територіальний принцип полягає в організації цивільної оборони на території областей, міст і районів, сільських місцевостей відповідно до адміністративного поділу території. Згідно з цим, відповідальність на цих територіях несуть виконавчі органи влади, а начальниками цивільної оборони, які безпосередньо здійснюють керівництво цивільною обороною.

7.2 Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій

Під стійкістю роботи промислових підприємств (об'єктів) розуміють їх можливість в умовах надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу виробляти продукцію в запланованому обсязі і номенклатурі, а при слабких пошкодженнях відновлювати виробництво в мінімальні терміни. Під стійкістю роботи об'єктів, які не виробляють матеріальних цінностей, розуміють їх можливість виконувати свої функції в умовах надзвичайних ситуацій.

Фактори від яких залежить стійкість роботи об'єктів в надзвичайних ситуаціях:

- надійність захисту робітників і службовців;
- безпечність розташування об'єкту відносно зон можливих зруйнувань;
- можливість інженерно-технічного комплексу протистояти ударній хвилі будь якого вибуху і уражаючим діям ядерної зброї;
- надійність керування виробництвом, силами і засобами цивільної оборони;

Із перерахованих факторів впливають такі шляхи і засоби підвищення стійкості роботи промислових підприємств:

- нагромадження фондів захисних споруд і засобів індивідуального захисту;

- розширення шляхів сполучення і розвиток всіх видів транспорту;
- утворення матеріально-технічних резервів;
- підтримування сил цивільної оборони в постійній готовності.

Принципами стійкості роботи промислових підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях є єдина нормативна і директивна база, яка включає:

- Конституцію України;
- Закон про цивільну оборону України;
- Положення по цивільній обороні;
- Нормативні документи по стійкості роботи об'єктів;
- Директиви начальника штабу ЦО України.

В дипломній роботі передбачається зведення на території існуючого заводу будівлі виробничого корпусу з виготовлення керамічної цегли. Проектування виконувалось згідно вимог до стійкості функціонування об'єкту і передбачало наступні заходи:

- будівля одно поверхова, в плані прямокутної форми, що понижує парусність будівлі і збільшує стійкість до дії ударної хвилі;
- на території підприємства передбачені спеціальні будівлі для захисту працівників від аварій на АЕС, хімічно і вибухонебезпечних об'єктах, ядерної, хімічної, біологічної зброї та звичайних військових засобів ураження;
- в будівлі розміщені плани евакуації, встановлені таблички із зазначенням порядку виклику пожежної охорони, знаки місць розміщення первинних засобів пожежогасіння;
- територія підприємства забезпечена зовнішнім освітленням, яке забезпечує швидке знаходження пожежних драбин, протипожежного обладнання, евакуаційних виходів будинків і споруд;
- для підвищення стійкості до пожеж в будівлі використанні вогнестійкі конструкції (перекриття виготовлене з армованого бетону), а також вогнезахисна обробка горючих елементів; дороги на території об'єкту з твердим покриттям, що забезпечує зручний і найкоротший шлях між виробничими будівлями;
- для уникнення ураження хімічною і біологічною зброєю, на виробництві передбачені засоби індивідуального захисту (фільтруючі та ізолюючі протигази,

респіратори, ватно – марлеві пов’язки, спеціальна ізолююча захисна одежа, а також медичні засоби захисту.

- РОЗДІЛ 8. ЕКОЛОГІЯ

-

- 8.1 Екологічні проблеми будівельної галузі

-

- Екологічна проблема будівельної галузі — це зміна природного середовища в результаті антропогенних дій, що веде до порушення структури і функціонування природних систем (ландшафтів) і призводить до негативних соціальних, економічних та інших наслідків.

- При будівництві відбувається знищення екосистеми і створення на її місці штучної системи для життя людей. Наскільки вона буде прийнятна для людини, що є частиною екосистеми, а не техногенного середовища, залежатиме від мистецтва архітектора і будівельника не порушити рівновагу в природному середовищі, забезпечивши її стійкість, гармонійно поєднавши будівлі і споруди з природними компонентами екосистеми.

- Будівництво є яскравим прикладом антропогенної діяльності, що часто справляє серйозну негативну дію не тільки на окремі компоненти навколишнього середовища і їх збереження, але і на стійкість екосистем в цілому.

- Сьогодні одним з головних завдань при будівництві стає облік і аналіз всіх антропогенних навантажень на навколишнє середовище і оцінка дій на нього для збереження і підтримки екологічної рівноваги. У місцях будівництва спостерігається високий рівень забруднення повітря, води, ґрунту, що в кінцевому підсумку призводить до зменшення біорізноманіття.

- Це відбувається на всіх стадіях: при проведенні проектно-пошукових робіт, при влаштуванні доріг і кар'єрів, безпосередньо при виконанні робіт на будівельному майданчику. Тому питання впливу об'єктів будівництва на довкілля є надзвичайно актуальним.

-

-

-

- 8.2 Забруднення довкілля при зведенні промислової будівлі

-

-

- Активний вплив будівельників на навколишнє природне середовище пояснюється в першу чергу тим, що всі споруджувані будівлі і споруди безпосередньо взаємодіють з багатьма елементами природного середовища.

-
- Для забезпечення цієї взаємодії доводиться в тій чи іншій мірі вдаватися до порушення сформованої природної обстановки.

-
- При зведенні підземної частини будівель і споруд в першу чергу порушуються природні умови, тому при проектуванні будівель і споруд, а

-
- також методів їх зведення необхідно прогнозувати можливі зміни навколишнього природного середовища і розробляти необхідні заходи захисту і збереження природи.

-
- Руйнування природного рельєфу пов'язане з виконанням земляних і водознижувальних робіт, а також з іншими роботами по влаштуванню підстав.

-
- Порушення природного рельєфу проявляється у вигляді зсувів, обвалів, обвалень, провалів, ерозії, осіданням місцевості. Найбільш небезпечною вважається водна ерозія, яка полягає у змиванні верхнього шару землі і талими дощовими водами. При водній ерозії знищується рослинність, ліси, особливо на схилах гір і річкових долин, що сприяє розвитку ярів і обвалення схилів. Поширенню ерозії сприяє вирубка лісів. Іноді до прискорення водної ерозії призводять неправильна організація будівництва, відсутність під'їзних і внутрішніх майданчикових доріг з твердим покриттям. Для запобігання зсувів не допускається ущільнення ґрунтів попереднім замочуванням і замочуванням з використанням глибинних вибухів на зсувонебезпечних схилах.

-
- При виробництві великих водознижувальних робіт необхідно передбачати заходи, що запобігають зсуву і осідання земної поверхні,

- наприклад, регулювання водознижувальних робіт.

- При підземних розробках відбувається осідання ґрунту поверхні землі,

-
- що веде до утворення на поверхні тріщин, воронок, заглиблень, які, не маючи стоку, перетворюються в болота.

-
- При влаштуванні підземної частини будівель і споруд ґрунтовий покрив на будівельних майданчиках зрізається землерийними машинами і нерідко

переміщується з іншим ґрунтом. Раціонально зрізаний ґрунтовий шар слід зберігати і надалі використовувати при виконанні робіт з благоустрою населених місць.

-
- Розробка ґрунту машинами і порушення верхнього шару землі пересуванням транспорту сприяє розвитку вітрової ерозії, в результаті якій дрібні частки видуюються з ґрунту, що погіршує її склад і сприяє знищенню рослинності.

-
- Будівельні майданчики часто є джерелами забруднення ґрунту,

-
- поверхневих і підземних вод. Серйозні забруднення спостерігаються при влаштуванні котлованів, траншей, вишукувальних і буропідричних роботах,

-
- при закріпленні підстав, наливів ґрунту земельними снарядами, прокладці комунікацій, зведення підземних споруд, бетонних роботах, змиві забруднень з будівельних майданчиків та освіті звалищ будівельного сміття.

-
- Транспортування і зберігання деяких будівельних матеріалів (цемент,
- розчин, бетон, хімічні розчини та інших), здійснюються без дотримання встановлених технічних вимог, часто призводять до забруднення поверхні ґрунту, доріг і подальшого змиву цих забруднень у водойми. Серйозною проблемою міст є шум, який завдає шкоду людині і природі.

-
- Джерелами шуму на будівельних майданчиках є транспортні засоби та будівельна техніка.

-
- Як відомо жодне будівництво не може обійтися без використання різних видів машин і механізмів більшість з яких шкідливо впливає на навколишнє середовище. Шум безпосередньо супроводжує майже всі процеси які виконуються на будівельному майданчику. Оскільки автостоянка будується в

-
- межах житлової зони особливу увагу слід звертати на зниження шуму в джерелі його утворення. Шумове забруднення навколишнього середовища від транспортних засобів виходять далеко за межі будівельного майданчика

-
- (доставка до місця роботи матеріалів, конструкцій, обладнання і т.д). При перевезенні шум може з'явитися не тільки від самої машини, але й від

- недостатнього закріплення вантажу, із-за відсутності прокладок і т. д.
Сильний шум чути з будівельної площадки, коли на ній працюють механізми з двигунами внутрішнього згорання, особливо компресори.

-

- При будівництві промислових будівель утворюється велика кількість відходів. Засмічений ґрунт, асфальт, цегла, кам'яні матеріали, бетон і залізобетон, деревина, картон, папір, керамічна плитка - ось найбільш переважні види будівельних відходів.

-

-

8.3 Заходи по зменшенню забруднення довкілля при будівництві промислових будівель

Перед початком будівництва потрібно певним чином обладнати будівельний майданчик. Важливою задачею в збереженні природних властивостей земель є не тільки збереження існуючого ландшафту міста, але і забезпечення родючим ґрунтом парники, теплиці, оранжереї та використання на інші потреби.

Заходи які використовують для зниження шуму, це заміна пристроїв з двигунами внутрішнього згорання на електропровідні (компресори,

екскаватори, бульдозери). При неможливості такої заміни встановлюють глушники на вихлопні труби машини з двигунами внутрішнього згорання, що знижує шум на 5дБА в середньому.

З метою зменшення впливу на атмосферне повітря, при будівництві, потрібно зводити до мінімуму дію всіх цих шкідливих факторів.

Ефективність капітального будівництва залежить від суміжних підприємств,

поставляючи сировину та продукцію, забезпечують будівництво електроенергією, водою, паливом, запчастинами для будівельних машин.

Всі види будівництва пов'язані один з одним єдиною технологічною ланкою та джерелами отримання сировини, це дозволяє краще вирішувати питання планування житлових районів, зведення автомобільних доріг,

утилізації та переробки відходів. При цьому раціонально використовується сировина та матеріали, що веде до зменшення забруднюючих природу

викидів. Самими ефективними та раціональними засобами по захисту повітряного середовища від викидів газу та пилу під час будівництва,

являється технологічні заходи, які забезпечують виключення викидів шкідливих речовин, що досягається як покращенням самого технологічного процесу, так і герметизацію обладнання та апаратури. Герметичність обладнання – необхідна умова сучасного будівництва. При транспортуванні та збереженні

сипучих будівельних матеріалів та порошкових буд. матеріалів їх влаштовують в спеціально пристосованих складських приміщеннях.

-
- Більшість будівельних механізмів і практично весь автотранспорт роблять на двигунах внутрішнього згорання.

- Склад вихлопних газів залежить від багатьох факторів, важливішим з яких являється вид та якість палива тип двигуна, режим його роботи та навантаження, технічний стан та кваліфікація водія.

- Вважають, що справний, добре відрегульований двигун викидає в повітря в 10 раз менше окису вуглеводу, чим несправний або не відрегульований. Також під час будівництва використовують механізми з дизельними двигунами замість карбюраторних бензинових. Це дозволяє використовувати більш дешеве паливо та знизити його витрати на 20-30%. В

-
- нових дизельних двигунах відсутні характерні для цього типу двигунів задимленість, повільність та шумність.

-
- Значною проблемою після будівництва є утилізація відходів. В

- теперішній час із всієї сировини, використаної для будівельних потреб лише декілька відсотків іде у відходи а інша частина переходить у продукцію, або використовується для будівництва доріг і т.д.

-
- На час будівництва на будівельній площадці відводиться зона

- санітарно–технічного обслуговування. Сміття побутового характеру не допускається закопувати або спалювати, необхідно підготувати яму для сміття, яку після закінчення будівництва вичищають а сміття вивозять на смітник.

-
- Під рекультивацією розуміють комплекс інженерних та меліоративних робіт, спрямованих на відновлення продуктивності порушених територій і повернення їх у сільськогосподарський оборот або інші види використання.

-
- Методи рекультивації використаних земель включають засипку виробок відвальними породами та ґрунтом, відновлення рослинного шару та лісонасаджень. Іноді рекультивуються ділянки місцевості використовують для створення зон відпочинку.

-

- Після закінчення будівництва родючий шар ґрунту, який на початку будівництва після зрізання складався на території будівництва, зрізали пластами, в тій частині площадки, на якій не можливе забруднення відходами будівництва, розстилають на місці зрізів, а надлишки відвозять на сільськогосподарські угіддя. Після завершення робіт, по зведенню і облицюванню будівлі обов'язково проводять очистку та прибирання території від будівельного сміття.

-
- Для квіткового оформлення використовуються густі види однорічних, дворічних та багаторічних квіткових рослин. Для створення газонів – рекомендуються газонні трави.

-
- При проектуванні озеленення їхнє розміщення встановлюється за узгодженням з місцевими органами санітарного нагляду, будівництва та архітектури.

Висновок.

У проектуванні виробничого приміщення прийняті практичні рішення для зведення споруди, обрані економічно виправдані та довговічні матеріали з урахуванням будівельно – виробничої інфраструктури з використанням прогресивних технологій при зведенні нової архітектурно – конструктивної технологічної системи будівництва промислових будівель у поєднанні із застосуванням ефективних конструкцій досягнуте зниження матеріаломісткості, вартості і енерговитрат при будівництві і експлуатації будівель.

Бібліографія:

- 1.Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 51 с.
- 2.Документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура і правила оформлення: ДСТУ 3008-95, – К., Держстандарт України 1995. – 39 с.
- 3.ДСТУ–Н Б В.1.1–27:2010. Будівельна кліматологія. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
- 4.ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд. України, 2006. – 75 с.
5. Жидкова Т.В. Довідковий посібник до розрахунково-графічної роботи і практичних занять з курсу «Міська кліматологія». –Харків: ХНАМГ, 2008.–24с.
- 6.ДБН 360-92** «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень», Держкоммістобудування, 1992. – 131 с.
- 7.ДБН В.2.2-9:1999. Громадські будинки та споруди: Основні положення. – Київ: Держбуд України, 1999. – 51 с.
- 8.ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. Мінбуд України. – Київ, 2006. – 68 с.
- 9.ДСТУ Б В.2.5-25:2005 (ГОСТ 6942-98) Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них. Технічні умови. Держбуд України. – Київ, 2005. – 26 с.
- 10.ДСТУ Б В.2.5-31:2007. Трубопроводи попередньо теплоізольовані спіненим поліуретаном для мереж гарячого водопостачання та теплових мереж. Труби, фасонні вироби та арматура. Технічні умови. Мінбуд України. – Київ, 2007. – 88 с.
11. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова. – К.: «Вища школа», 1987. – 416 с.

- 12.СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Госстрой СССР – М.:1989 – 80 с.
13. ДСТУ Б В.2-6-53:2008. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 29 с.
- 14.Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.– М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
- 15.Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб.пособие. – Часть 2.: Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 1989. – 264 с.
- 16.ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
- 17.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.
- 18.Сперанский И.М. и др. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебн.пособие. – М.: Высшая школа, 1989. – 176 с.
- 19.Стасюк М. І. Залізобетонні конструкції, Ч. І.: Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами: Навч. Посібник.: ІЗМН, 1997. – 272 с.
- 20.Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций. – Москва. Стройиздат, 1989. – 211 с.
- 21.ДБН 2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. – Київ.: Міністерство будівництва архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 73 с.
- 22.ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 34 с.