



Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва
та інженерних споруд

03-01-76

Методичні вказівки
до виконання курсової роботи з навчальної дисципліни
«Будівельні конструкції» на тему
«Збірне залізобетонне перекриття»
для здобувачів вищої освіти першого
(бакалаврського) рівня за спеціальністю
191 «Архітектура та містобудування»
денної форми навчання

Рекомендовано методичною
комісією за спеціальністю 191
«Архітектура та містобудування»
Протокол №4 від 16.04.2019 р.



Методичні вказівки до виконання курсової роботи з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» на тему «Збірне залізобетонне перекриття» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 191 «Архітектура та містобудування» денної форми навчання / Зінчук М. С., Чорнолоз В. С. – Рівне : НУВГП, 2019. – 41 с.

Укладачі: Зінчук М. С., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд;
Чорнолоз В. С., кандидат технічних наук, професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Відповідальний за випуск: Бабич Є. М., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

© Зінчук М. С.,
Чорнолоз В. С., 2019
© НУВГП, 2019



Зміст

Вступ	4
1. Загальні вказівки	7
1.1. Етапи виконання курсової роботи	7
1.2. Загальні вказівки щодо проектування	7
1.3. Склад курсової роботи	8
2. Приклади розрахунку і конструювання збірного залізобетонного ребристого перекриття	9
2.1. Компоновка конструктивної схеми збірного перекриття	9
2.2. Розрахунок ребристої плити перекриття	11
2.2.1. Матеріали для проектування ребристої плити	11
2.2.2. Навантаження, які діють на ребристу плиту	11
2.2.3. Розрахунок плити за першою групою граничних станів	12
2.3. Розрахунок багатопорожнистої плити перекриття	20
2.3.1. Навантаження, які діють на багатопорожнисту плиту	20
2.3.2. Розрахунок плити за граничними станами першої групи	21
2.4. Розрахунок і конструювання ригеля	25
2.4.1. Розрахункові прольоти та навантаження збірного нерозрізного ригеля	25
2.4.2. Характеристики міцності бетону і арматури ригеля	27
2.4.3. Визначення зусиль, що виникають в перерізах ригеля від дії зовнішнього навантаження	27
2.4.4. Розрахунок ригеля за граничними станами першої групи	28
3. Розрахунок і конструювання колони першого поверху	32
3.1. Збір навантажень на колону	32
3.2. Матеріали для проектування колони	34
3.3. Розрахунок міцності перерізу колони	34
3.4. Розрахунок міцності консолі колони	35
4. Розрахунок збірного залізобетонного фундаменту	36
4.1. Матеріали для проектування фундаменту	36
4.2. Визначення розмірів підшви фундаменту	36
4.3. Визначення висоти фундаменту	36
4.4. Розрахунок армування підшви фундаменту	39
Література	41



В С Т У П

Програмою вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» передбачено виконання курсової роботи з розділу «Кам'яні, бетонні та залізобетонні конструкції» на тему «Збірне залізобетонне перекриття». В курсовій роботі студенти виконують компонування збірного залізобетонного перекриття та розрахунки і конструювання плити перекриття, ригеля, колони та фундаменту в збірному залізобетоні. При компонуванні вибір певної конструктивної схеми обумовлений економічними, архітектурними, конструктивними і технологічними міркуваннями. Обпирання плит перекриття передбачається в межах висоти ригеля, що має форму поперечного перерізу прямокутну, тавра з полицею зверху – для промислових будівель, та з полицею знизу – для цивільних. Тип плити перекриття приймається в залежності від архітектурно-планувальних вимог, величини і характеру корисного навантаження, умов виготовлення. Для промислових будівель плити приймають ребристими, для цивільних – багатопорожнистими. Тип колони приймається квадратного перерізу, фундамент під колону – збірний залізобетонний стаканного типу.

Курсова робота складається з розрахунково-пояснювальної записки обсягом 25...28 сторінок друкованого тексту на аркушах формату А4 через 1,5 інтервали, яка містить усі необхідні розрахунки, схеми та рисунки, а також графічної частини на двох аркушах формату А2.

Вихідні дані для виконання курсової роботи студенти денної форми навчання одержують на кафедрі промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд. Проектуючи залізобетонні конструкції, необхідно врахувати також стан навколишнього середовища, ступінь його впливу на несучі конструкції.

Виконана студентом курсова робота представляється до захисту і оцінюється у сумі від 60 до 100 балів, з яких від 30 до 50 балів становить повністю завершена і допущена до захисту викладачем робота і від 30 до 50 балів становить оцінка, отримана студентом під час захисту. Розрахунково-пояснювальна записка і креслення оцінюються по 15...25 балів

Методика розрахунку викладена у відповідності з нормативними документами ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» та ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

В методичних вказівках наведені посилання на літературні джерела, порядковий номер яких вказаний в квадратних дужках. Перелік рекомендованих джерел розташований в кінці вказівок.



Розподілення балів на виконання розрахунково-пояснювальної записки

Пункт записки	Назва пункту пояснювальної записки	Бали
1.	Компоновка конструктивної схеми збірного перекриття та розрахункові характеристики матеріалів	1,0
1.1.	Конструктивна схема збірного перекриття	0,5
1.2.	Розрахункові характеристики матеріалів для проектування ребристої плити	0,5
2.	Розрахунок ребристої плити перекриття	4,5
2.1.	Навантаження, які діють на ребристу плиту	1,0
2.2.	Розрахунок ребристої плити за нормальними перерізами	1,0
2.3.	Розрахунок ребристої плити за похилими перерізами	1,0
2.4.	Розрахунок полиці плити та поперечних ребер	1,5
3.	Розрахунок багатопорожнистої плити перекриття	4,5
3.1.	Збір навантажень, встановлення розрахункових розмірів та зусиль від розрахункових і експлуатаційних навантажень	1,5
3.2.	Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі	1,5
3.3.	Розрахунок міцності похилих перерізів плити	1,5
4.	Розрахунок і конструювання ригеля	7,0
4.1.	Розрахункові прольоти та навантаження збірного залізобетонного нерозрізного ригеля	1,5
4.2.	Характеристики міцності бетону і арматури та визначення зусиль, що виникають в перерізах ригеля	2,5
4.3.	Розрахунок міцності нормального перерізу до поздовжньої осі ригеля	1,5
4.4.	Розрахунок міцності похилого перерізу до поздовжньої осі ригеля	1,5
5.	Розрахунок і конструювання колони першого поверху	3,5
5.1.	Збір навантажень на колону. Матеріали для проектування	1,5
5.2.	Розрахунок міцності колони	1,0
5.3.	Розрахунок міцності консолі колони	1,0
6.	Розрахунок збірного залізобетонного фундаменту	4,5
6.1.	Матеріали для проектування збірного фундаменту	0,5
6.2.	Визначення розмірів підшви фундаменту	1,0
6.3.	Визначення висоти фундаменту	1,5
6.4.	Розрахунок армування підшви фундаменту	1,5
	Разом	25

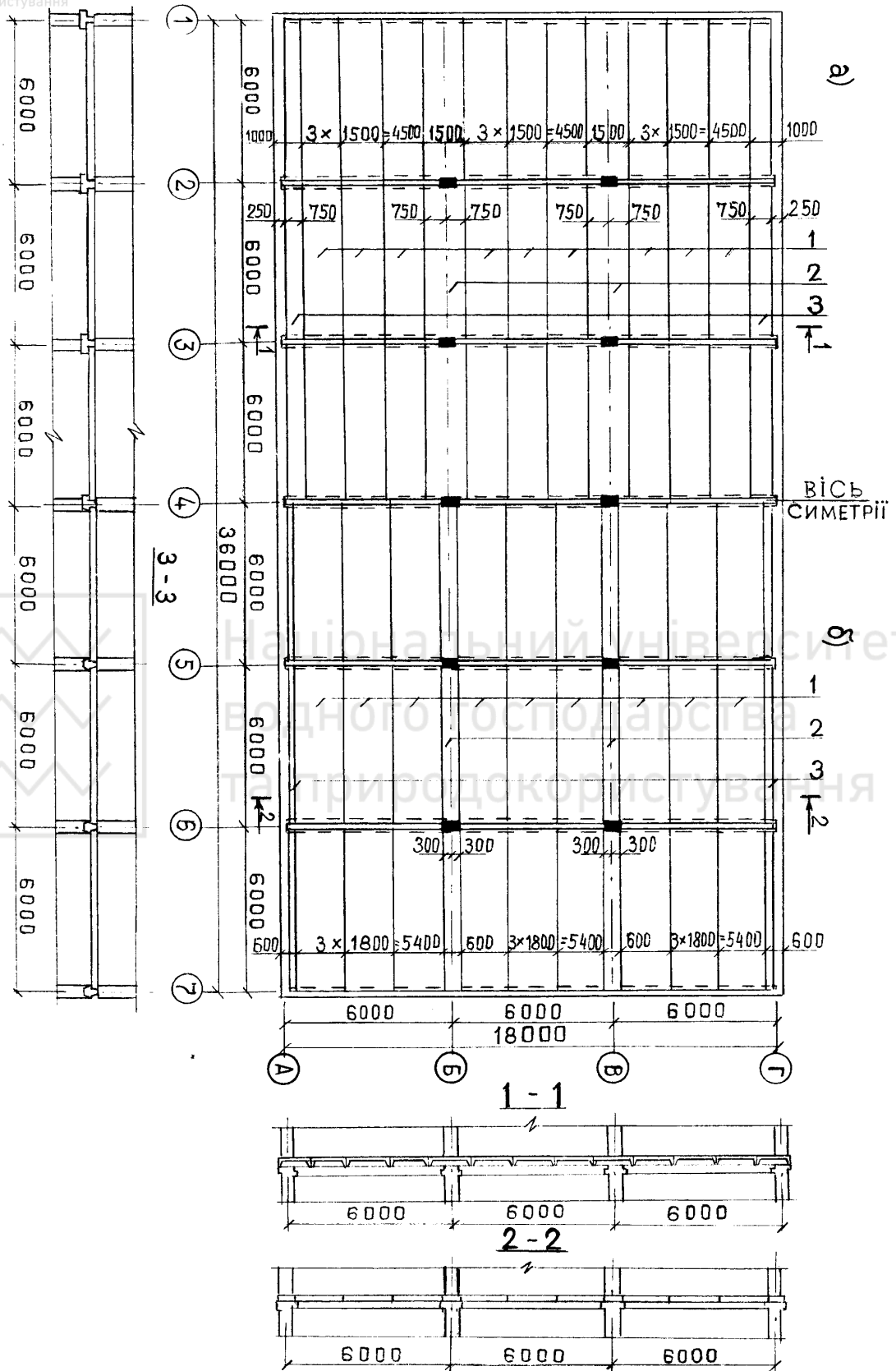


Рис.1.1.Конструктивна схема збірного перекриття: а – з ребристими плитами ; б – з багатопустотними плитами; 1 – рядові плити; 2 – зв’язуючі плити – розпірки; 3 – фасадні плити – розпірки



1. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

Методичні вказівки складені для студентів 4-го курсу спеціальності 191 „Архітектура та містобудування”, з урахуванням навчального плану підготовки бакалаврів за галузь знань 19 „Архітектура та будівництво”..

В даних методичних вказівках викладена методика основних положень розрахунку та конструювання елементів збірних залізобетонних конструкцій багатопверхових будівель на прикладі розрахунку і конструювання таких елементів згідно чинних норм проектування, де за індивідуальним завданням необхідно запроектувати основні несучі конструкції будівлі із зовнішніми несучими кам'яними стінами і залізобетонним перекриттям.

1.1. Етапи виконання курсової роботи

а) розробити компоновку конструктивної схеми будівлі без підвалу із вибором розбивочних осей, прив'язати до них колони і зовнішні стіни, розкласти плити збірного перекриття (рис. 1.1) з урахуванням уніфікованих розмірів за їх шириною (плити з круглими порожнинами приймаємо шириною - 1200, 1500, 1800, добірні - 600 мм, плити ребристі - 1200, 1500, добірні - 600 мм). Товщину цегляних стін умовно приймаємо для першого та другого снігових районів - 510; для інших районів - 640 мм. Покриття будівлі - плоске без технічного поверху. Компонування збірного залізобетонного перекриття (фрагменти планів цивільної та промислової будівлі) наведено на рис.1.1.

б) розрахувати і законструювати:

- збірну залізобетонну міжповерхову плиту перекриття;
- збірний залізобетонний ригель перекриття;
- збірну залізобетонну колону першого поверху;
- фундамент під колону

При конструюванні залізобетонних елементів необхідно скласти специфікацію арматури і таблицю виборки арматури на кожний елемент.

1.2. Загальні вказівки щодо проектування

Плити перекриття. Проектуємо з круглими порожнинами (цивільна будівля) або ребристими (промислова будівля). Плити розраховуємо як однопролітні балки, що вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунковий прольот плит залежить від форми поперечного перерізу ригеля і характеру опирання. Він дорівнює відстані між центрами опорних площадок плит (рис.1.2).

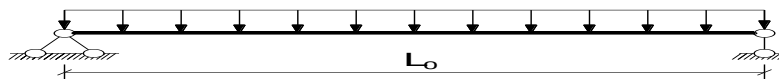


Рис. 1.2 - Схема розрахункового прольоту плити

Розрахунок міцності виконуємо як для таврового перерізу з полицею у стиснутій зоні.

Рекомендовані класи: бетону – С16/20, С20/25, робочої поздовжньої арматури – А400С, А500С арматури хомутів і конструктивної арматури - Вр-I, А240С.

Ригелі. В залежності від конструкцій плит перекриття, що опираються на ригель, і розмірів прольотів, які перекриваються, ригелі можуть мати поперечні перерізи показані на рис. 1.3.

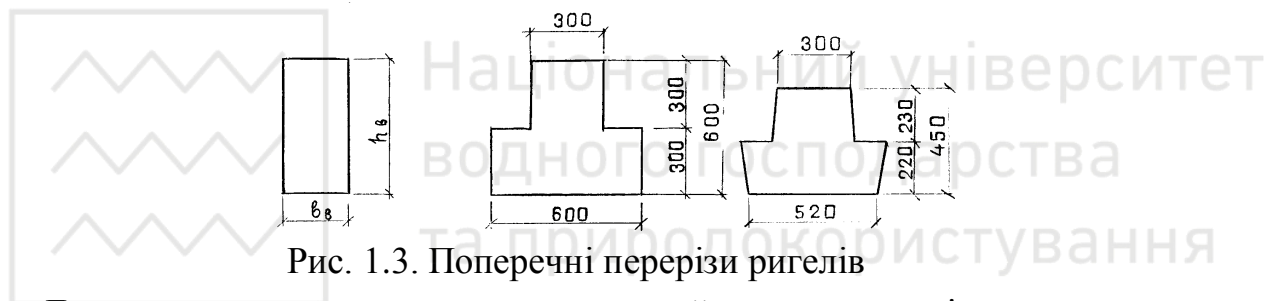


Рис. 1.3. Поперечні перерізи ригелів

Для опирання порожнистих плит приймається переріз ригеля висотою $h_b=45$ (см), або $h_b=60$ (см), для опирання ребристих плит приймається переріз ригеля висотою $h_b=60$ (см).

Колони. Приймаємо квадратного перерізу з розміром сторін, кратним 50 мм. Мінімальний розмір колон цивільної будівлі 300 x 300, промислової - 400 x 400 мм.

Рекомендовані класи: бетону – С20/25, С25/30, робочої арматури - А400С, А500С, арматури хомутів – А240С, сітки із сталі - Вр-I.

Фундаменти. Проектуємо стовпчасті стаканного типу під середні колони, навантаження на які визначено при розрахунку колони. Основною характеристикою ґрунту основи є розрахунковий тиск R_0 .

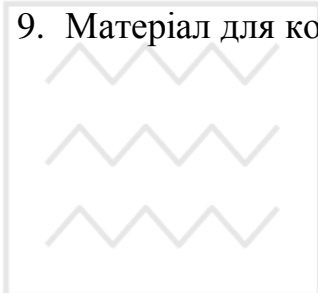
1.3. Склад курсової роботи

Пояснювальна записка повинна включати титульний аркуш, зміст, завдання на проектування, розрахунок і конструювання, список використаної літератури. Графічна частина складає фрагмент плану і розріз будівлі, конструкції плити перекриття, ригеля, колони та фундаменту зі специфікацією.



2. Приклади розрахунку і конструювання збірною залізобетонного ребристого перекриття

Вихідні дані

1. Призначення будівлі – промислова, (цивільна);
2. Ступінь агресивної дії середовища – неагресивний;
3. Кількість поверхів – $n_f = 4$;
4. Висота поверху – $H_f = 3,5\text{ м}$;
5. Розміри в плані – $A \times B = 24 \times 44\text{ м}$;
6. Тимчасове корисне навантаження : повне $v = 6,5\text{ кПа}$,
7. Район будівництва за сніговим навантаженням – IV.
8. Тип міжповерхового перекриття – збірний.
9. Матеріал для конструкцій збірною перекриття:


	бетон класу;	арматура;
– плити	C16/20	A400C
– ригеля	C20/25	A400C
– колони	C20/25	A240C
– фундаменту	C16/20	A240C
10. Розрахунковий опір ґрунту - $R_0 = 0,24\text{ МПа}$.

2.1. Компоновка конструктивної схеми збірною перекриття.

В склад збірною балкового міжповерхового перекриття входять панелі та несучі їх ригелі, котрі опираються на колони (рис.1.1).

Товщина ребристої плити перекриття – 400 мм.;

товщина багатопорожнистої плити – 220 мм.

Ригель таврового перерізу:

- висота $h = (1/10 - 1/15)l = (1/10 - 1/15)650 = 65 \dots 43,3\text{ см}$;

Приймаємо висоту ригеля $h = 60\text{ см}$.

- ширина $b = 30\text{ см}$.

Поперечний розріз колони:

- площа колони $A = b_c^2 = 300 \times 300 = 90000\text{ мм}^2 = 0,09\text{ м}^2$.

$b_c = (1/10 - 1/15) \cdot H_f = 35 \dots 23\text{ см}$. Приймаємо $b_c = 30\text{ см}$.

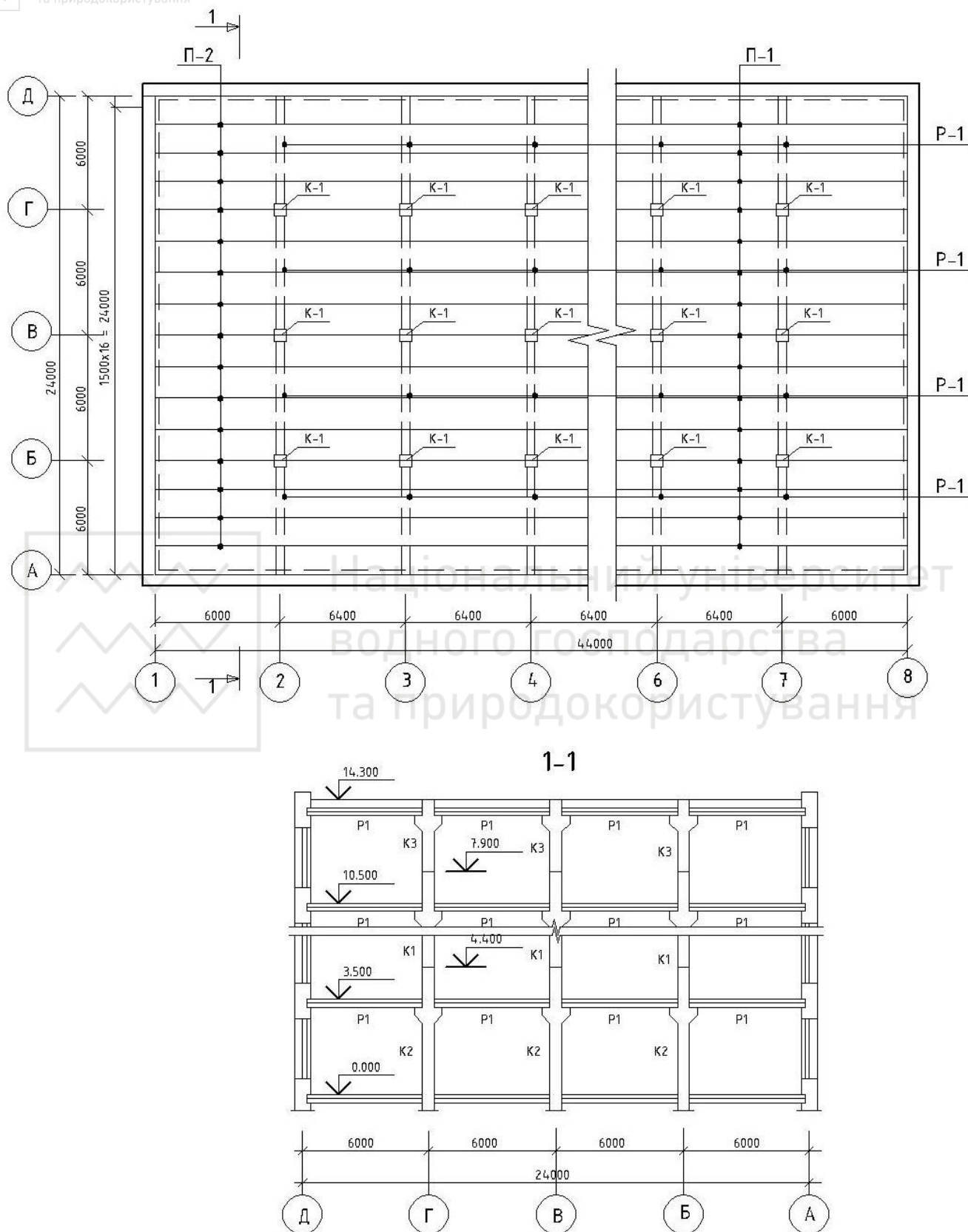


Рис. 2.1. Конструктивна схема перекриття.



2.2. Розрахунок ребристої плити перекриття

2.2.1. Матеріали для проектування ребристої плити

Бетон важкий, класу С16/20: у відповідності з характеристиками міцності і деформативності бетону, розрахунковий опір бетону при осьовому стиску становить $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$, на осьовий розтяг $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{ct} = 1,3 / 1,5 \approx 0,9 \text{ МПа}$. Початковий модуль пружності $E_{cd} = 20 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Панель піддається тепловій обробці при атмосферному тиску. Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$.

Арматура : в поздовжніх ребрах – класу А400С, згідно з табл.1.4 [5] при $d_s \geq 10 \text{ мм}$, $f_{yd} = 375 \text{ МПа}$, модуль пружності арматурної сталі $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; в полиці плити – зварні сітки з дротової арматури класу Вр-І (для діаметра 5 мм $f_{yd} = 265 \text{ МПа}$), в поздовжніх і поперечних ребрах – зварні каркаси виконуються з арматури класу А240С, за табл.1.4 [5] $f_{yd} = 225 \text{ МПа}$, $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

До тріщиностійкості плити ставляться вимоги 3-ої категорії. Експлуатація плити передбачається в закритому приміщенні при нормальних температурних умовах і вологості повітря вище 40%.

2.2.2. Навантаження, які діють на ребристу плиту

Таблиця 2.1

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кПа	Експлуатаційне навантаження, кПа
Постійні навантаження					
	Керамічна плитка (t=10мм, $\rho = 1,8 \text{ т/м}^3$)	0,18	1,2	0,216	0,18
	Мастика (t=2мм, $\rho = 1,8 \text{ т/м}^3$)	0,036	1,2	0,043	0,036
	Цементно-піщана стяжка (t=15мм, $\rho = 1,8 \text{ т/м}^3$)	0,27	1,2	0,324	0,27
	Ребриста плита перекриття	2,2	1,1	2,42	2,2
Всього постійних				$g_m = 3,0$	$g_e = 2,7$
Тимчасове навантаження		6,5	1,2	7,8	6,5
	короткочасне:	4,3	1,2	5,2	4,3
	тривале:	2,2	1,2	2,6	2,2
Повне навантаження				$q_m = 10,8$	$q_e = 9,2$



2.2.3. Розрахунок плити за першою групою граничних станів

Розміри перерізу ребристої плити попередньо приймаємо типовими (рис.2.2).

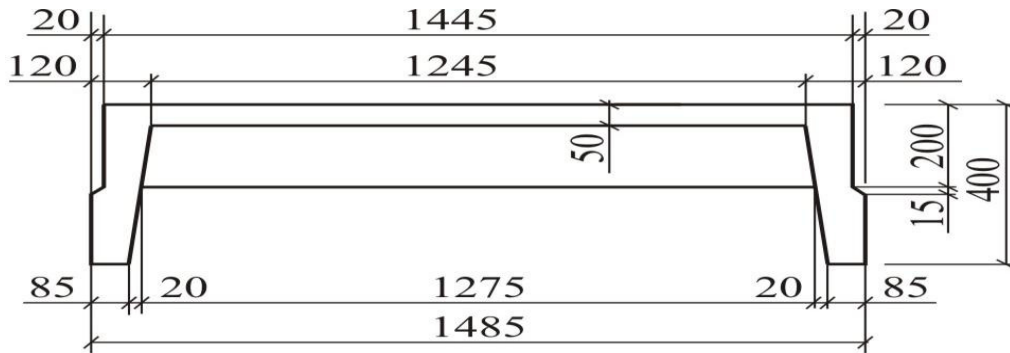


Рис 2.2. Поперечний переріз ребристої плити.

Визначення навантажень та зусиль на плиту перекриття

Постійні навантаження від елементів власної ваги підлоги та ваги 1 м^2 ребристої плити беремо з таблиці 2.1 при висоті плити $h = 40 \text{ см}$, $g_s = 2,2 \text{ кН/м}^2$. Тимчасові навантаження у відповідності з завданням $v = 6,5 \text{ кН/м}^2$.

Підрахунки навантаження на 1 м^2 плити зведені в табл. 2.1. Переводимо навантаження в кН/м^2 шляхом множення на коефіцієнт (10). Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} беремо з табл. 7 (додатку).

Розрахункове граничне навантаження на 1 м довжини плити визначаємо за формулою:

$$q = \gamma_m + g_m \cdot b_s = 10,8 \cdot 1,5 = 16,2 \text{ кН/м} ,$$

де $b_s = 1,5 \text{ м}$ - номінальна ширина плити.

Визначаємо розрахунковий проліт поздовжніх ребер плити (рис. 2.3):

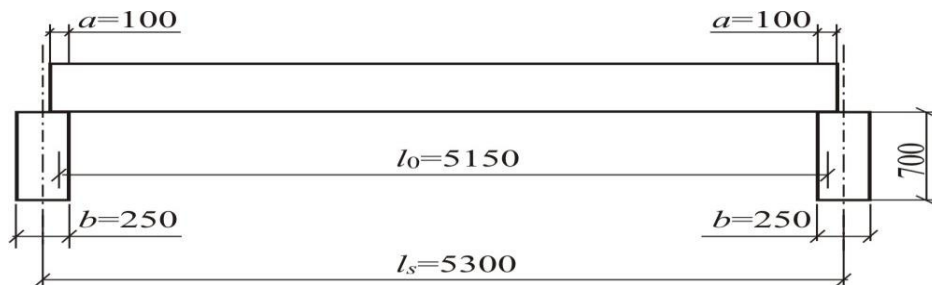


Рис.2.3. До визначення розрахункового прольоту поздовжнього ребра плити.



Розрахункова довжина плити при ширині ригеля $b=30$ см

$$l_0 = l_s - b + a,$$

де $l_s = 640$ см - номінальний проліт плити; $b = 30$ см - ширина ригеля;
 $a = 20$ см - довжина площі спирання плити.

$$l_0 = 640 - 30 + 15 = 625 \text{ см.}$$

Максимальний згинаючий момент від розрахункового граничного навантаження обчислюємо за формулою:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{16,2 \cdot 6,25^2}{8} = 79,1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 7910 \text{ дН} \cdot \text{м}$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{16,2 \cdot 6,25}{2} = 50,6 \text{ кН.}$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів.

Перевіряємо достатність висоти поздовжніх ребер за формулою:

$$h = (5 \dots 20) \sqrt[3]{M} = (5 \dots 20) \sqrt[3]{7,91} = 29,9 \dots 39,85 \text{ см},$$

де $M = 8,98 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Залишаємо попередньо прийнятну висоту ребра $h = 40$ см. Приводимо переріз ребер плити до еквівалентного таврового

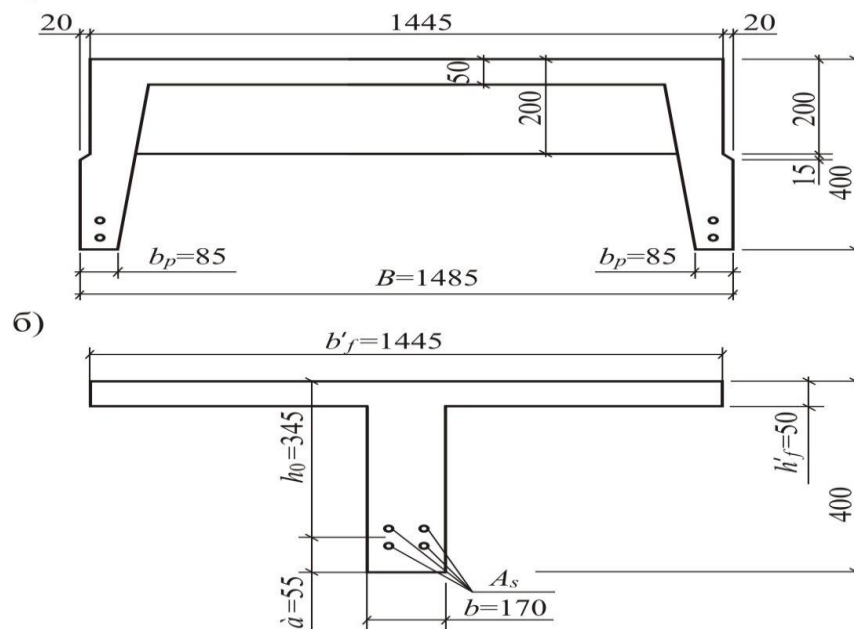


Рис.2.4. Заданий (а) і розрахунковий (б) перерізи поздовжнього ребра.



Ширина ребра $b = 2 \cdot b_p = 2 \cdot 85 = 170 \text{ мм} = 17 \text{ см}$, ширина полиці

$$b_{eff} = B - 2 \cdot 20 = 1485 - 40 = 1445 \text{ мм} = 144,5 \text{ см}; \text{ товщина полиці } h'_f = 50 \text{ мм} = 5 \text{ см}.$$

Якщо робочу арматуру в ребрі розташовувати в два ряди по висоті (4 стержні), то $d = h - a = 40 - 5,5 = 34,5 \text{ см}$, де $a = 5 \dots 6 \text{ см}$. Припускаємо, що нейтральна лінія проходить в межах полиці. Тоді переріз можна розраховувати як прямокутний з розмірами $b_{eff} \times d = 144,5 \times 34,5 \text{ см}$.

Визначаємо α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{7910}{144,5 \cdot 34,5^2 \cdot 1,15} = 0,0399;$$

Визначаємо ξ за табл.9 (додатку):

$$\text{За } \alpha = 0,039 \rightarrow \xi = 0,05;$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x :

$$\bar{\sigma} = \xi \cdot d = 0,0399 \cdot 34,5 = 1,38 \text{ см} < h'_f = 5 \text{ см},$$

отже нейтральна лінія проходить в межах полиці, як ми і припускали.

Визначаємо за табл.9 значення ζ :

$$\zeta = 0,980.$$

Обчислюємо площу робочої поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{7910}{0,980 \cdot 34,5 \cdot 37,5} = 6,24 \text{ см}^2,$$

$$\text{де } f_{yd} = 37,5 \text{ МПа} = 37,5 \text{ МПа/см}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}14 \text{ A400C}$ з $A_s = 7,1 \text{ см}^2$ (додатки, табл. 8). В кожному ребрі ставимо по два стержні ($1\text{Ø}16 + 1\text{Ø}14$) мм. Розташування робочих поздовжніх стержнів в перерізі ребра показано на рис. 2.4.

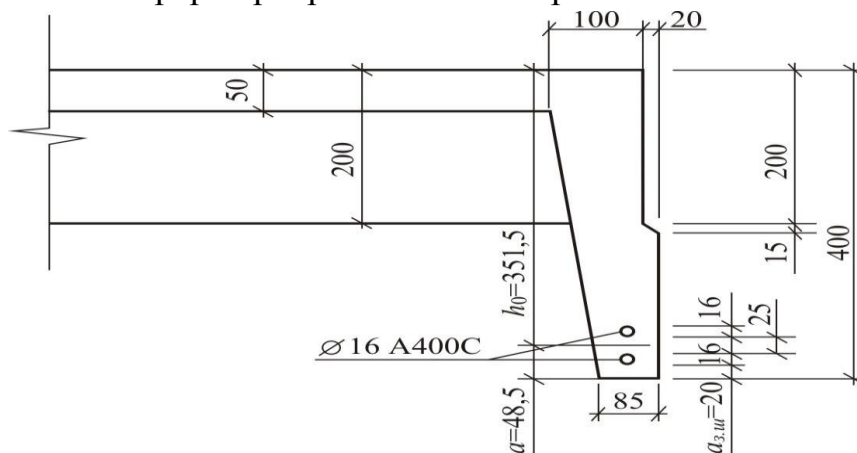


Рис. 2.5. Розташування робочої арматури в поздовжньому ребрі плити.



Фактична робоча висота перерізу $d = h - a_{\varphi\phi} - d_s - \frac{a}{2} =$

$= 40 - 2 - 1,6 - \frac{3,0}{2} = 34,9 \text{ см}$, що більше прийнятої попередньо $d = 34,5 \text{ см}$, де $a_{\text{зш}} = 20 \text{ мм}$ - товщина захисного шару бетону; $d_s = 16 \text{ мм}$ - діаметр стержнів нижнього ряду; $a = 25 \text{ мм}$ - відстань у просвіті між стержнями.

Розрахунок міцності похилих перерізів поздовжніх ребер.

Необхідно визначити площу поперечного перерізу вертикальної арматури та крок цієї арматури. При рівномірно розподіленому навантаженні на конструкцію приопорною ділянкою цієї конструкції є 1/4 довжини прольоту.

Найбільше значення поперечної сили $Q_{\text{max}} = V_{cd} = 50,6 \text{ кН}$ – на опорі 2. Площа поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури на даній опорі - $A_s = 7,1 \text{ см}^2$.

У відповідності до завдання клас поперечних стержнів приймаємо - A240С.

Розрахунковий опір для поперечних стержнів $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$. Розрахункова призматична міцність бетону $f_{ck,prism} = 15 \text{ МПа}$, $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$. Характеристичне значення міцності арматурних стержнів $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$.

Визначаємо необхідність встановлення поперечних стержнів. Значення зовнішньої поперечної сили для конструкцій без поперечних стержнів повинно задовільняти умові:

$$V_{CD} \leq V_{Rd,c},$$

де $V_{Rd,c}$ – зусилля, яке може сприйматися бетоном обчислюється за формулою

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot b_{sp} \cdot d = 0,389 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 0,349 = 23,1 \text{ кН},$$

звідки $b_{sp} = 17 \text{ см}$ - ширина розрахункового перерізу балки;

d – робоча висота перерізу згинального елемента, мм:

$$d = h - c - d_s - a_s/2 = 400 - 20 - 16 - 30/2 = 349 \text{ мм};$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,0863 \cdot 1,757 \cdot (100 \cdot 0,0113 \cdot 15)^{1/3} = 0,389 \text{ МПа};$$

$$\rho = A_{s1} / b_{sb} \cdot d = 7,1 / 18 \cdot 34,9 = 0,0113 \text{ - коефіцієнт армування перерізу};$$

$C_{Rd,c}$ - мінімальне значення міцності бетону на зсув:

$$C_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt[3]{f_{ck,prism}} = 0,035 \cdot \sqrt[3]{15} = 0,0863 .$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/349} = 1,757 .$$

Перевіряємо виконання умови:



$$V_{CD} = 50,6 \text{ МПа} > V_{Rd,c} = 23,1 \text{ МПа.}$$

Умова не виконується, необхідно встановлювати поперечні стержні за розрахунком. Максимальна міцність бетону на зріз при мінімальному куті $\theta=21,8^\circ$ становить:

$$v_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot \theta + \operatorname{tg} \theta}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta} \right) = 0,564 \cdot 11,5 \cdot \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 2,59 \text{ МПа} .$$

$$v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)] = 0,6 \cdot [1 - (15 / 250)] = 0,564.$$

Напруження зсуву від зовнішньої поперечної сили

$$v_{CD} = \frac{V_{CD}}{b_{sp} \cdot d} = \frac{50,6}{0,17 \cdot 0,349 \cdot 1000} = 0,853 \text{ МПа.}$$

$$v_{Rd,max} = 2,59 \text{ МПа} > v_{CD} = 0,853 \text{ МПа}$$

Умова виконується. Мінімумально допустимий діаметр поперечних стержнів із умови зврювання $d_{sw,min} = 6,0$ мм. Площа перерізу поперечних стержнів $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стержнів визначаємо за формулою:

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{v_{cd} \cdot b_{sp}} = \frac{0,57 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{0,853 \cdot 17} = 13,35 \text{ см} .$$

З конструктивних вимог крок поперечних стержнів в приопорних ділянках слід приймати в межах:

$$S_{wk} \leq \frac{h_b}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ см. при } h_{sp} \leq 45 \text{ см. і}$$

$$\text{не менше } S_{w,k} \leq 50 \text{ см.}$$

Приймаємо крок поперечних стержнів в приопорних ділянках

$$S_{w,k} = 12,5 \text{ см.}$$

В прольотних ділянках крок поперечної арматури приймається тільки з конструктивних вимог

$$S_{w,p} \leq \frac{3}{4} \cdot h_{sp} = \frac{3}{4} \cdot 40 = 30 \text{ см. та з умови, що } S_{w,p} \leq 50 \text{ см.}$$

Приймаємо крок поперечних стержнів в прольотних ділянках

$$S_{w,p} = 30 \text{ см.}$$

Розрахунок полиці плити

Розрахункова схема. Розбиваємо довжину плити поперечними ребрами на чотири частини (рис. 2.6, план). Ширина проміжних поперечних ребер на рівні низу полиці $b_b = 100$ мм. У відповідності з прийнятими відстанями між осями поперечних ребер (1600 мм) відстань між поперечними ребрами на рівні низу полиці в середній частині $l_1 = 1600 - 100 = 1500 \text{ мм} = 1,5 \text{ м}$ (рис. 2.6, переріз 1-1).

Відстань між поздовжніми ребрами на рівні низу плити $l_2 = 1485 - 2 \cdot 120 = 1245$ мм = 1,245 м (рис. 2.6, переріз 2-2).

Таким чином, розміри поля полиці l_1 і l_2 приблизно однакові, отже кожне поле полиці можна розглядати як квадратну пластину, защемлену по контуру.

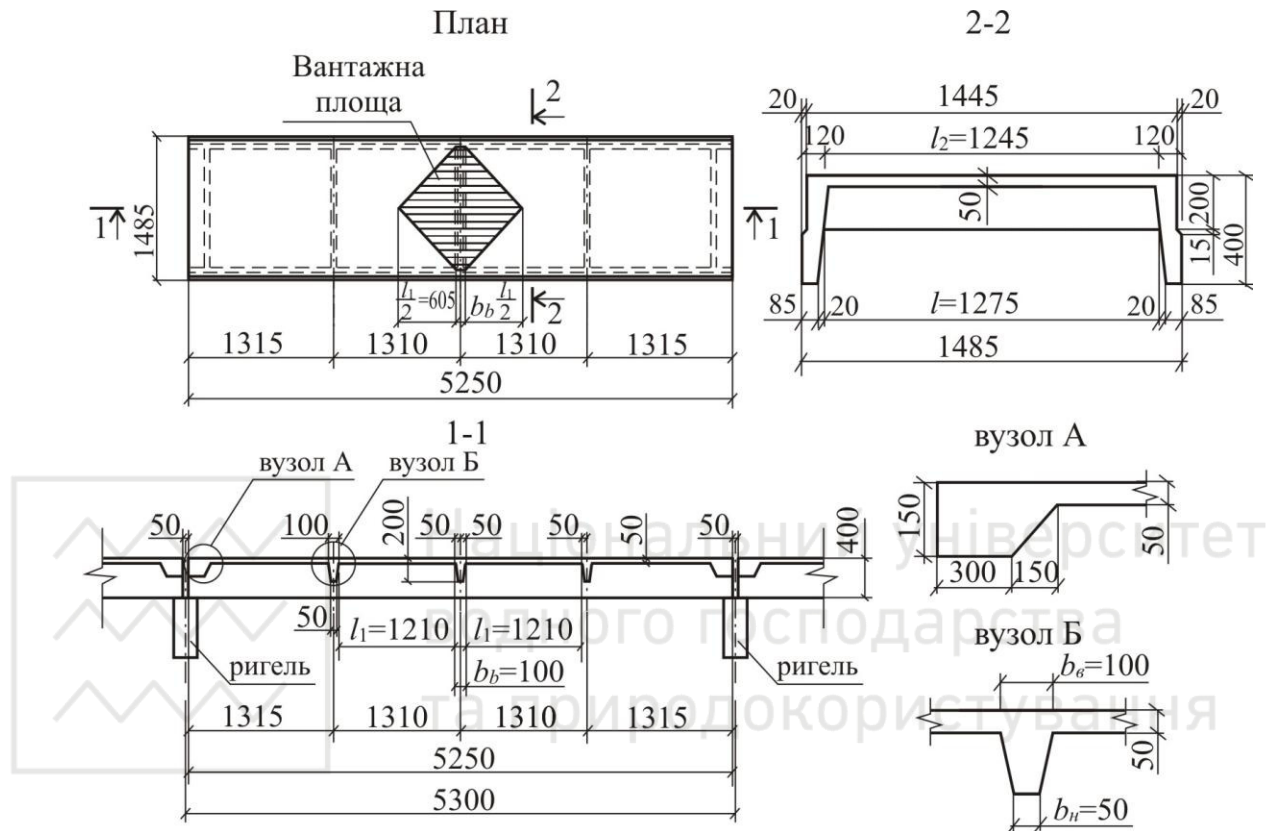


Рис.2.6. План, поздовжній і поперечний перерізи плити.

Збір навантажень. На полицю діє постійне навантаження від ваги підлоги і навантаження від власної ваги 1 м^2 плити товщиною 50 мм, а також змінне (тимчасове) навантаження.

Визначаємо розрахункове граничне навантаження на 1 м^2 полиці (табл. 2.1).

I. Постійне навантаження:

Підлога: керамічна плитка (10 мм) - $g_1 = 0,216 \text{ кН/м}^2$;

цементно-піщана стяжка (15 мм) - $g_2 = 0,324 \text{ кН/м}^2$

Власна вага 1 м^2 полиці $t_p = 50 \text{ мм}$ ($\gamma_{з.б.} = 2,5 \text{ т/м}^3$) -

$$g_3 = t_n \cdot \gamma_{з.б.} \cdot \gamma_{fm} = 0,05 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 1,38 \text{ кН/м}^2.$$

II. Тимчасове навантаження:

$$v_m = 7,8 \text{ кН/м}^2$$



Повне розрахункове граничне навантаження:

$$q_s = g_1 + g_2 + g_3 + g_m = 0,216 + 0,324 + 1,38 + 7,8 = 9,72 \text{ кН/м}^2.$$

Підбір арматури. Полиця армується сіткою з однаковою арматурою в обох напрямках. При розрахунку полиці за методом граничної рівноваги розрахунковий граничний згинаючий момент на опорах і в середині прольотів, віднесений до полоси шириною $b = 100 \text{ см}$, можна підрахувати за формулою:

$$M = \frac{q_s \cdot l_2^2}{48} = \frac{9,72 \cdot 1,245^2}{48} = 0,314 \text{ кН} \cdot \text{м} = 31,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Робоча висота перерізу $d = \frac{h'_f}{2} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ м}.$

Визначаємо коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{31,4}{1,15 \cdot 100 \cdot 2,5^2} = 0,0437.$$

Визначаємо за табл.6 додатку ξ :

$$\xi = 0,056.$$

Визначаємо коефіцієнт ζ :

$$\zeta = 0,978.$$

Необхідний переріз арматури класу Вр-I $\varnothing 4 \text{ мм}.$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{31,4}{0,978 \cdot 2,5 \cdot 36,5} = 0,352 \text{ см}^2,$$

де $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ($36,5 \text{ кН/см}^2$) для стержнів $\varnothing 4 \text{ Вр-I}$ (додатки, табл. 4).

Приймаємо 5 $\varnothing 4 \text{ Вр-I}$, $A_s = 0,63 \text{ см}^2$ (крок $S = 200 \text{ мм}$).

Розрахунок поперечних ребер

Розрахунок міцності нормальних перерізів.

Розрахункова схема. Поперечне ребро розглядаємо як вільно сперту балку (рис. 2.7, а). Розрахунковий проліт визначаємо на рівні сполучення низу поперечного ребра з поздовжніми ребрами (рис. 2.6, переріз 2-2).

$$l = B - 2 \cdot b_p - 2 \cdot i = 1485 - 2 \cdot 85 - 2 \cdot 0,1 \times 400 - 200 = 1275 \text{ мм} = 1,275 \text{ м},$$

де $i = 0,1$ - уклон внутрішніх граней поздовжніх ребер.

Розрахунковий переріз поперечних ребер приймаємо таврового профілю з ребром у вигляді трапеції (рис. 2.6, б).

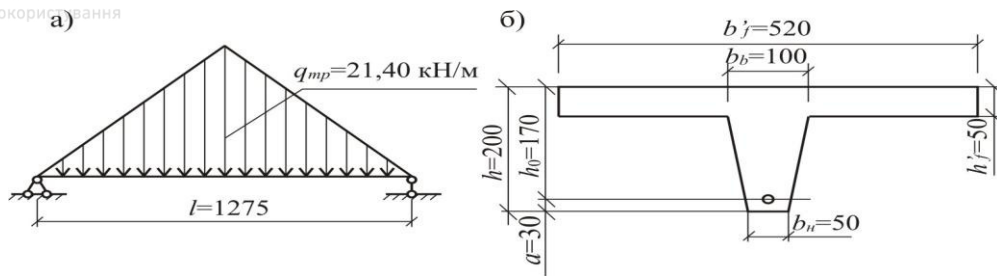


Рис. 2.7. Розрахункова схема (а) і розрахунковий переріз (б) поперечного ребра.

Ширина ребра унизу $b_n = 50 \text{ мм} = 5 \text{ см}$, на рівні низу полиці $b_b = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}$, повна висота $h = 200 \text{ мм} = 20 \text{ см}$; ширина звів прийнята:

$$b_{зв} = \frac{l}{6} = \frac{1275}{6} = 212,5 \text{ мм} \approx 210 \text{ мм} = 21 \text{ см}$$

Таким чином, розрахункова ширина полиці поперечного ребра:

$$b_{eff} = 2b_{сá} + b_b = 2 \cdot 210 + 100 = 520 \text{ мм} = 52 \text{ см}.$$

$$h'_f = 50 \text{ мм} = 5 \text{ см}.$$

Захисний шар $h_{з.ш.} = 20 \text{ мм}$; робоча висота перерізу $d = h - a = 20 - 3 = 17 \text{ см}$.

Збір навантажень. Навантаження на середнє ребро від полиці, як видно із характеру вантажної площини (рис. 2.5) має бути прийнятим у вигляді трикутника з максимальною ординатою (рис. 2.6, а):

$$q_{mp} = q_s \left(2 \cdot \frac{l_1}{2} + b_b \right) = 9,72 \cdot \left(2 \cdot \frac{1,21}{2} + 0,1 \right) = 12,73 \text{ кН/м}.$$

Максимальний згинаючий момент для балки з трикутним навантаженням:

$$M = \frac{q_{mp} \cdot l^2}{12} = \frac{12,73 \cdot 1,275^2}{12} = 1,725 \text{ кН} \cdot \text{м} = 172,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Припускаючи $x \leq h'_f$, знаходимо α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{172,5}{1,15 \cdot 52 \cdot 17^2} = 0,01;$$

За табл. $\xi = 0,015$; $\zeta = 0,994$;

$x = \xi \cdot d = 0,015 \cdot 17 = 0,255 \text{ см} < h'_f = 5 \text{ см}$, нейтральна лінія проходить в межах полиці.

Необхідний переріз арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{172,5}{0,991 \cdot 17 \cdot 36,5} = 0,28 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 1 $\varnothing 8$ А400С, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ (додатки, табл. 8),

де $f_{yd} = 365 \text{ МПа} \left(\frac{6,5 \text{ кН/см}^2}{\text{см}^2} \right)$ для стержнів $\varnothing 6, 8 \text{ мм}$ (додатки, табл. 4)



2.3. Розрахунок багатопорожнистої плити перекриття

Несучими елементами перекриття цивільної будівлі являються багатопорожниста плита з круглими порожнинами, яка має номінальну довжину 6,4 м, ширину 1,5 м, висоту 22 см. і багатопролітний збірний ригель таврового перерізу. Плита опирається на ригелі, котрі передають навантаження на колони та фундаменти. Діючі на перекриття навантаження зведені в таблицю навантажень.

2.3.1. Навантаження, які діють на багатопорожнисту плиту

Таблиця 2.2

п/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за експлуат. навантаженням, γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кПа
Постійні навантаження						
	Штучний паркет (t=15мм, $\rho = 2,4 \text{т/м}^3$)	0,105	1,2	0,126	1,0	0,126
	М а с т и к а (t=2мм, $\rho = 1,5 \text{т/м}^3$)	0,03	1,3	0,039	1,0	0,03
	Цементно-піщана стяжка (t=15мм, $\rho = 1,8 \text{т/м}^3$)	0,27	1,2	0,324	1,0	0,27
4	Легкобетон (t=60 мм, $\rho = 0,6 \text{т/м}^3$)	0,36	1,2	0,432	1,0	0,36
	плита перкриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3	1,0	3,0
Всього постійних				$g_m = 4,22$		$g_e = 3,786$
	Тимчасове навантаження:	6,5	1,2	$v_m = 7,8$		$v_e = 6,5$
	короткочасне;	4,3	1,2	5,16	1,0	4,3
	тривале;	2,2	1,2	2,64	1,0	2,2
Повне навантаження			$g_m + v_m =$	12,02	$g_e + v_e =$	10,286

Навантаження на 1 п.м. довжини при номінальній ширині плити 1,5 м з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням споруди II класу відповідальності $\gamma_{fn} = 1.0$ буде становити :



- граничне розрахункове:

$$\text{Постійне } g_m = 4,22 \cdot 1,5 = 6,33 \text{ кН/м;}$$

$$\text{повне } (g_m + v_m) = 12,02 \cdot 1,5 = 18,03 \text{ кН/м;}$$

- експлуатаційне:

$$\text{постійне } g_e = 3,786 \cdot 1,5 = 5,679 \text{ кН/м;}$$

$$\text{повне } (g_e + v_e) = 10,286 \cdot 1,5 = 15,43 \text{ кН/м;}$$

$$\text{довготривале і постійне } (g_e + v_{le}) = 5,986 \cdot 1,5 = 8,98 \text{ кН/м.}$$

2.3.2. Розрахунок плити за граничними станами першої групи

Встановлення розрахункових розмірів плити і визначення зусиль від зовнішніх навантажень

При опиранні плити на полиці ригеля розрахунковий проліт буде рівним

$$l_0 = l_2 - b - 2 \cdot m - 2 \cdot c/2 = 640 - 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 10/2 = 596 \text{ см.}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{op.} = l_2 - b - 2 \cdot m = 640 - 30 - 2 \cdot 2 = 606 \text{ см.}$$

Поперечний переріз порожнистої плити може бути замінений еквівалентним двотавровим перерізом з полицями в стиснутій та розтягнутій зонах.

Висота перерізу порожнистої плити приймається типовою : $h = 22$ см.

Робоча висота перерізу плити

$$d = h - c - 0,5 \cdot D = 220 - 20 - 0,5 \cdot 20 = 190 \text{ мм} = 19 \text{ см.}$$

Інші розміри розрахункового поперечного перерізу на рис.2.9.

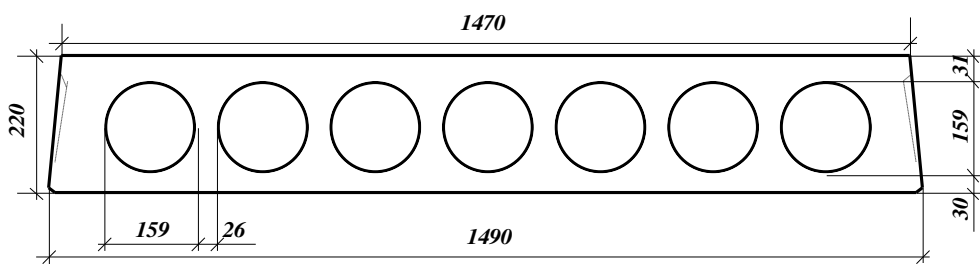


Рис. 2.8. Дійсний переріз плити перекриття.

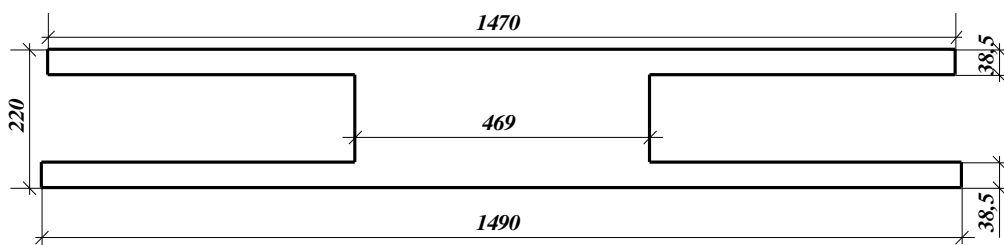


Рис. 2.9. Зведений переріз плити перекриття.



Поперечний переріз порожнистої плити приводимо до еквівалентного двотаврового перерізу. Замінюємо площу круглих порожнин прямокутними такої ж площі і такого ж моменту інерції зі стороною h_1

$$h_1 = 0,9 \cdot d_p = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см.}$$

В розрахунках за граничними станами першої групи розрахункова товщина верхньої і нижньої полиць двотаврового перерізу

$$h_f' = h_f = (h - h_1)/2 = (220 - 143)/2 = 38 \text{ мм;}$$

ширина верхньої і нижньої полиць, відповідно $b_f' = 147 \text{ см}$, $b_f = 149 \text{ см}$;

ширина ребра $b = b_f' - 7 \cdot h_1 = 147 - 7 \cdot 14,3 = 46,9 \text{ см}$.

Розрахункова схема плити являє собою однопролітну балку, завантажену рівномірно-розподіленим навантаженням.

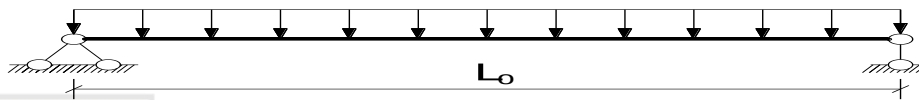


Рис.2.10. Розрахункова схема плити.

Зусилля від розрахункових і експлуатаційних навантажень

Зусилля від розрахункового повного навантаження:

- згинаючий момент в середині прольоту за $l_0 = 5,96 \text{ м}$

$$M = \frac{\zeta_m + v_m}{8} \cdot l_0^2 = \frac{18,03 \cdot 5,96^2}{8} = 80,06 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

- поперечна сила по осях опор

$$Q = \frac{\zeta_m + v_m}{2} \cdot l_0 = \frac{18,03 \cdot 5,96}{2} = 53,73 \text{ кН.}$$

Зусилля від експлуатаційного навантаження:

- повного

$$M^e = \frac{\zeta_e + v_e}{8} \cdot l_0^2 = \frac{15,43 \cdot 5,96^2}{8} = 68,51 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$Q^e = \frac{\zeta_e + v_e}{2} \cdot l_0 = \frac{15,43 \cdot 5,96}{2} = 45,98 \text{ кН;}$$

- постійного і довготривалого

$$M_{l'}^e = \frac{(g_e + v_{e1})}{8} \cdot l_0^2 = \frac{8,98 \cdot 5,96^2}{8} = 39,87 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$Q_{l'}^e = \frac{\zeta_e + v_{l'}^e}{2} \cdot l_0 = \frac{8,98 \cdot 5,96}{2} = 26,76 \text{ кН.}$$



Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі

Розрахунковий переріз плити двотавровий з полицею в стиснутій зоні.

В розрахунок вводиться вся ширина полиці $b_{eff} = 147$ см.

Положення межі стиснутої зони бетону визначаємо з умови

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f);$$

$$80,06 \cdot 10^5 \text{ Í } \cdot \tilde{n} \dot{\iota} < 0,9 \cdot 11,5 \cdot 147 \cdot 3,8 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,8) \cdot (100) = 98,86 \cdot 10^5 (\text{Í} \tilde{n} \dot{\iota}),$$

умова виконується $x < h'_f$. відповідно, межа стиснутої зони проходить в полиці,

розрахунок плити ведемо як прямокутного перерізу з розмірами $b_{eff} \times h$.

Обчислюємо значення коефіцієнта α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{80,06 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 147 \cdot 19^2} = 0,146.$$

Знаходимо значення $\zeta = 0,198$; $\zeta = 0,921$;

Перевіримо умову $\zeta = x / d \leq \zeta_r$

Значення ζ_r обчислюємо за формулою:

$$\zeta_r = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,0323}{0,0323 + 0,0174} = 0,65,$$

$\zeta = 0,198 < \zeta_r = 0,65$, умова задовільняється:

$$x = \zeta \cdot d = 0,198 \cdot 19 = 3,76 \text{ (см)} < h'_f = 3,8 \text{ см.}$$

Площа перерізу робочої арматури

$$A_f = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{80,06 \cdot 10^2}{37,5 \cdot 0,921 \cdot 19} = 12,2 \text{ см}^2,$$

приймаємо $8 \text{ } \emptyset 14 \text{ A400C}$, $A_{sf} = 12,31 \text{ см}^2$,

$$d = h - a_c - d_s - c/2 = 22 - 2 - 1,4 - 1,5 / 2 = 17,85 \text{ (см)} \approx 18 \text{ (см)},$$

де $a_c \geq 2$ см і $c \geq 1,5$ (см) – відповідно захисний шар бетону і відстань між стержнями.



Розрахунок міцності похилих перерізів

Необхідно визначити площу поперечного перерізу вертикальної арматури та крок цієї арматури. При рівномірно розподіленому навантаженні на конструкцію при опорною ділянкою цієї конструкції є 1/4 довжини прольоту.

Найбільше значення поперечної сили $Q_{max} = V_{cd} = 53,73$ кН – на опорі 2. Площа поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури на даній опорі - $A_s = 12,31$ см².

У відповідності до завдання клас поперечних стержнів приймаємо - А240С.

Розрахунковий опір для поперечних стержнів $f_{ywd} = 170$ МПа. Розрахункова призма міцність бетону $f_{ck,prism} = 15$ МПа, $f_{cd} = 11,5$ МПа. Характеристичне значення міцності арматурних стержнів $f_{yk} = 240$ МПа.

Визначаємо необхідність встановлення поперечних стержнів. Значення зовнішньої поперечної сили для конструкцій без поперечних стержнів повинно задовільняти умові:

$$V_{CD} \leq V_{Rd,c},$$

де $V_{Rd,c}$ – зусилля, яке може сприйматися бетоном обчислюється за формулою

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot b \cdot d = 0,48 \cdot 10^3 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 42,77 \text{ кН},$$

звідки $b = 46,9$ см - ширина розрахункового перерізу балки;

d – робоча висота перерізу згинального елемента, мм:

$$d = h - c = 220 - 30 = 190 \text{ мм};$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,0863 \cdot 2,026 \cdot (100 \cdot 0,0138 \cdot 15)^{1/3} = 0,48 \text{ МПа};$$

$$\rho = A_{s1} / b \cdot d = 12,31 / 46,9 \cdot 19 = 0,0138 \quad \text{- коефіцієнт армування}$$

перерізу;

$C_{Rd,c}$ - мінімальне значення міцності бетону на зсув:

$$C_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt[3]{f_{ck,prism}} = 0,035 \cdot \sqrt[3]{15} = 0,0863 .$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/190} = 2,026 .$$

Перевіряємо виконання умови:

$$V_{CD} = 53,73 \text{ МПа} > V_{Rd,c} = 42,77 \text{ МПа}.$$

Умова не виконується, необхідно встановлювати поперечні стержні за розрахунком. Максимальна міцність бетону на зріз при мінімальному куті $\theta = 21,8^\circ$ становить:



$$\sigma_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot \theta + tg \theta}{1 + tg^2 \theta} \right) = 0,564 \cdot 11,5 \cdot \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 2,59 \text{ МПа}$$

$$v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)] = 0,6 \cdot [1 - (15 / 250)] = 0,564.$$

Напруження зсуву від зовнішньої поперечної сили

$$v_{CD} = \frac{V_{CD}}{b \cdot d} = \frac{53,73 \cdot 10^2}{46,9 \cdot 0,19 \cdot 1000} = 0,603 \text{ МПа}$$

$$v_{Rd,max} = 2,59 \text{ МПа} > v_{CD} = 0,603 \text{ МПа}$$

Умова виконується. Мінімально допустимий діаметр поперечних стержнів із умови зв'язування $d_{sw,min} = 6,0$ мм. Площа перерізу поперечних стержнів $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стержнів визначаємо за формулою:

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{v_{cd} \cdot b} = \frac{0,57 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{0,603 \cdot 19} = 16,92 \text{ см}$$

З конструктивних вимог крок поперечних стержнів в приопорних ділянках слід приймати в межах:

$$S_{wk} \leq \frac{h}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ см. при } h \leq 45 \text{ см. і}$$

не менше $S_{w,k} \leq 50 \text{ см.}$

Приймаємо крок поперечних стержнів в приопорних ділянках

$$S_{w,k} = 10 \text{ см.}$$

В прольотних ділянках крок поперечної арматури приймається тільки з конструктивних вимог

$$S_{w,p} \leq \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 22 = 16,5 \text{ см. та з умови, що } S_{w,p} \leq 50 \text{ см.}$$

Приймаємо крок поперечних стержнів в прольотних ділянках

$$S_{w,p} = 15 \text{ см.}$$

2.4. Розрахунок і конструювання ригеля

2.4.1. Розрахункові прольоти та навантаження збірною нерозрізною ригеля

Експлуатаційні і розрахункові навантаження на 1 м^2 приймаються такі ж, як і при розрахунку плити перекриття (табл. 2.2), висота ригеля $h_{bp} = 60$ (см).

Ригель розглядаємо як нерозрізну багатопролітну балку, проміжними опорами якої служать колони, а крайніми – стіни. Довжина опирання ригеля на стіни не менше 30 см., на консолі колон – 20 см.



Розрахункові прольоти

$$l_{o1} = l_{b1} - b/2 - l_c/2 + c/2 = 600 - 30/2 - 20/2 + 30/2 = 590 \text{ см} = 5,9 \text{ м};$$

$$l_{o2} = l_{b2} - b_c - l_c = 600 - 30 - 20 = 550 \text{ см} = 5,5 \text{ м}.$$

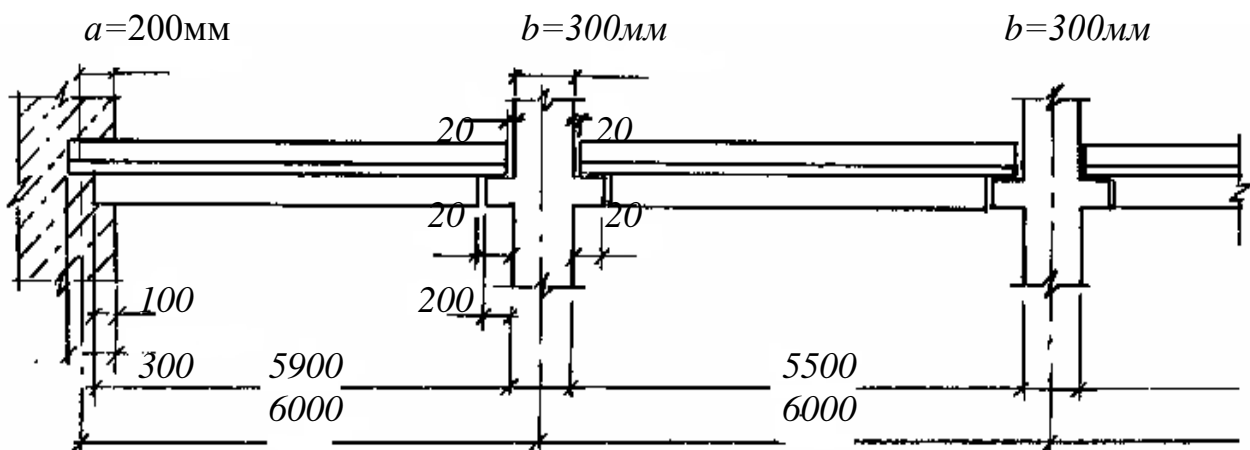


Рис.2.11. До визначення розрахункових прольотів ригелів.

на 1 м довжини ригеля з урахуванням власної ваги ригеля

$$g = g_u + g_p = 43,776 + 4,125 = 47,9 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове навантаження на 1 м^2 довжини ригеля визначається із ширини завантаженої полоси, рівної кроку рам $l_p = 6,0 \text{ м}$.

Постійне навантаження (g_m):

- від перекриття з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 1,0$,

$$g_u = g_m \cdot l_p = 4,22 \cdot 6,0 = 25,32 \text{ кН/м};$$

- від ваги ригеля

$$g_p = b_{br} \cdot h_{br} \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 2,5 \cdot (10) \cdot 1,1 = 4,5 \text{ кН/м},$$

де $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ - густина залізобетону;

Отже, розрахункове граничне постійне навантаження

Отже, розрахункове граничне постійне навантаження на 1 м довжини ригеля з урахуванням власної ваги ригеля

$$g = g_u + g_p = 25,32 + 4,5 = 29,82 \text{ кН/м}.$$

Тимчасове навантаження

$$v = v_m \cdot l_p = 7,8 \cdot 6,0 = 46,8 \text{ кН/м}.$$

Повне навантаження

$$q = (g_u + g_p) + v = 29,82 + 46,8 = 76,62 \text{ кН/м}.$$



2.4.2. Характеристики міцності бетону і арматури

- бетон важкий класу С20/25, розрахунковий опір на стиск $f_{cd}=14,5$ МПа, на розтяг $f_{ctd} = 1,0$ МПа, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2}=1,0$;
- арматура поздовжня робоча класу А400С, розрахунковий опір $f_{yd} = 375$ МПа, $f_{ywd} = 285$ МПа, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$.

2.4.3. Визначення зусиль, що виникають в перерізах ригеля від дії зовнішнього навантаження

Значення згинаючих моментів в перерізах ригеля обчислюємо за формулою

$$M = \beta \cdot q \cdot l_o^2,$$

де β – коефіцієнт, що залежить від співвідношення між тимчасовим і постійним навантаженням .

Віддаль від I-ої проміжної опори до перерізу де $M = 0$,
 $c_o = 0,278 \cdot l_1 = 0,278 \cdot 6,0 = 1,67$ м.

Значення поперечних сил:

- на крайній вільній опорі

$$Q_A = 0,4 \cdot q \cdot l_{o1} = 0,4 \cdot 76,62 \cdot 5,9 = 180,82 \text{ кН};$$

- на першій проміжній опорі зліва

$$Q_{Bл} = 0,6 \cdot q \cdot l_{o1} = 0,6 \cdot 76,62 \cdot 5,9 = 271,235 \text{ кН};$$

- на першій проміжній опорі справа і на всіх опорах зліва і справа

$$Q_{Bп} = 0,5 \cdot q \cdot l_{o2} = 0,5 \cdot 76,62 \cdot 5,5 = 210,71 \text{ кН}.$$

Результати обчислень згинаючих моментів в перерізах ригеля зводимо в таблицю 2.3.

Таблиця 2.3

Значення згинаючих моментів в перерізах ригеля

Проліт	Відстань від лівої опори (в долях від l_o)	Значення β		$q \cdot l_o^2$ кН·м	Значення М, кН·м		Примітка
		прольотні	опорні і прольотні		прольотні	опорні і прольотні	
1	2	3	4	5	6	7	8
перший	0,0	-	-	$q \cdot l_{o1}^2 =$ $= 76,62 \cdot 5,9^2 =$ $= 2667,14$	-	-	$v / q =$ $= 46,8 / 29,8 =$ $= 1,58$
	0,2	+0,065	-		+173,36	-	
	0,4	+0,090	-		+240,04	-	
	0,425	+0,091	-		+242,71	-	
	0,6	+0,075	-		+200,04	-	
	0,8	+0,020	-		+53,343	-	
	1,0	-	- 0,0715		-	190,70	



другий	0,0	-	- 0,0715	$q \cdot l_{02}^2 =$ $= 76,62 \cdot 5,5^2 =$ $= 2317,76$	-	-165,72	
	0,2	+0,018	- 0,026		+41,719	-60,262	
	0,4	+0,058	- 0,003		+134,43	-6,9533	
	0,5	+0,0625	-		+144,86	-	
	0,6	+0,058	$\pm 0,000$		+134,43	$\pm 0,000$	
	0,8	+0,018	- 0,020		+41,719	-46,355	
	1,0	-	-0,0625		-	-144,86	
третій	0,0	-	-0,0625	2317,76	-	-144,86	
	0,2	+0,018	-0,019		+41,719	-44,037	
	0,4	+0,058	+0,004		+134,43	+9,271	
	0,5	+0,0625	-		+144,86	-	
	0,6	+0,058	+0,004		+134,43	+9,271	

2.4.4. Розрахунок ригеля за граничними станами першої групи

Розрахунок міцності перерізу нормального до поздовжньої осі ригеля

Перевіримо достатність попередньо прийнятих розмірів ригеля за значеннями згинаючого моменту в першому прольоті, де $M = 242,71$ кНм.

Визначаємо висоту стиснутої зони $x = \xi \cdot d$,

де d – робоча висота перерізу ригеля ;

ξ – відносна висота стиснутої зони визначається за значенням α_m .

Робоча висота перерізу $d = h_{bp} - c = 0,60 - 0,05 = 0,55$ м = 55 см,

ширина ригеля $b = 0,3$ м = 30 см.

Значення коефіцієнта $\zeta_R = 0,64$, за табл.3.1 [5]

За значенням ζ_R визначаємо коефіцієнт α_R

$$\alpha_R = \zeta_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \zeta_R) = 0,64 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,64) = 0,476.$$

Визначаємо мінімальну висоту ригеля (попередньо приймаємо $b_p = 25$ см)

$$h_{0,min} = \sqrt{\frac{M \max}{f_{cd} \cdot b_p \cdot \alpha_R}} = \sqrt{\frac{24271 \cdot 10}{14,5 \cdot 30 \cdot 0,476}} = 34,24 \text{ см.}$$

Повна мінімальна висота ригеля

$$h_{min} = h_{0,min} + c = 34,24 + 5,5 = 39,74 \text{ см,} \approx 40 \text{ см.,}$$

де $c = 5 \dots 6$ см.

Попередньо прийняті розміри ригеля достатні, приймаємо

$$b_p \times h_p = 30 \times 60 \text{ см.}$$



Робоча висота перерізу ригеля h_o

$$d = h_p - a = 60 - 5,5 = 54,5 \text{ см.}$$

Підбір площі перерізу робочої арматури.

Перший проліт. $M_{max} = 242,71 \text{ кН}\cdot\text{м} = 24271 \text{ кН}\cdot\text{см.}$

Визначаємо коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{24271 \cdot 10}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 30 \cdot 54,5^2} = 0,209.$$

Знаходимо значення коефіцієнтів ξ , ζ за табл.1Д [5]:

$$\xi = 0,295, \quad \zeta = 0,882.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi_R = 0,64$,
тоді умова $\xi = 0,295 < \xi_R = 0,64$ - виконується.

Визначаємо площу перерізу робочої поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M}{f_{yd_s} \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{24271 \cdot 10}{375 \cdot 0,882 \cdot 54,5} = 13,46 \text{ см}^2.$$

Приймаємо (4 Ø 22A400C) з $A_{sf} = 15,2 \text{ см}^2$.

В другому прольоті. $M = 144,86 \text{ кН}\cdot\text{м} = 14486 \text{ кН}\cdot\text{см.}$

$$\alpha_m = \frac{14486 \cdot 10}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 30 \cdot 54,5^2} = 0,1245;$$

за табл.1Д [5] $\xi = 0,165$; $\zeta = 0,934$.

$$A_s = \frac{14485 \cdot 10}{375 \cdot 0,934 \cdot 54,5} = 7,59 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø16A400C з $A_s = 8,04 \text{ см}^2$

Робоча висота перерізу на опорах $d = h - c = 60 - 5 = 55 \text{ см.}$

На першій опорі. $M = 190,7 \text{ кН}\cdot\text{м} = 19070 \text{ кН}\cdot\text{см.}$

$$\alpha_m = \frac{19070 \cdot 10}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 25 \cdot 55^2} = 0,161;$$

$$\xi = 0,22; \quad \zeta = 0,912.$$

Площа перерізу робочої арматури на опорі 1

$$A_s = \frac{19070 \cdot 10}{375 \cdot 0,912 \cdot 55} = 10,14 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø18 A400C, $A_{sf} = 10,18 \text{ см}^2$.



На опорі 2. $M = 144,86 \text{ кН}\cdot\text{м} = 14486 \text{ кН}$.

$$\alpha_m = \frac{14486 \cdot 10}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 30 \cdot 55^2} = 0,123;$$

$$\zeta = 0,165; \quad \zeta_c = 0,934.$$

$$A_s = \frac{14486 \cdot 10}{375 \cdot 0,934 \cdot 55^2} = 7,52 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $4\text{Ø}16 \text{ A}400\text{C}$ з $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

Розрахунок міцності перерізу, похилого до поздовжньої осі

До розрахунку приймаємо переріз біля опори розмірами $b \times h = 30 \times 60 \text{ см}$, в якому діє розрахункова поперечна сила $Q_{max} = V_{cd} = 271,235 \text{ кН}$.

Необхідно визначити площу поперечного перерізу вертикальної арматури та її крок. При рівномірно розподіленому навантаженні на ригель приопорною ділянкою конструкції є $1/4$ довжини прольоту.

Найбільше значення поперечної сили $Q_{max} = V_{cd} = 271,235 \text{ кН}$ – на першій проміжній опорі. Площа поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури на даній опорі - $A_s = 10,18 \text{ см}^2$.

У відповідності до завдання клас поперечних стержнів приймаємо класу $\text{A}240\text{C}$.

Розрахунковий опір для поперечних стержнів $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$. Розрахункова призмочна міцність бетону $f_{ck,prism} = 18,5 \text{ МПа}$, $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$. Характеристичне значення міцності арматурних стержнів $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$.

Визначаємо необхідність встановлення поперечних стержнів. Значення зовнішньої поперечної сили для конструкцій без поперечних стержнів повинно задовільняти умові:

$V_{CD} \leq V_{Rd,c}$, де $V_{Rd,c}$ – зусилля, яке може сприйматися бетоном обчислюється за формулою

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot b \cdot d = 0,334 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55 = 55,1 \text{ кН},$$

звідки $b = 30 \text{ см}$ - ширина розрахункового перерізу ригеля;

d – робоча висота перерізу згинального елемента, мм:



$$d = h_{sb} - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм};$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,0926 \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,0062 \cdot 18,5)^{1/3} = 0,334 \text{ МПа};$$

$$\rho = A_{s1} / b_{sb} \cdot d = 10,18 / 30 \cdot 55 = 0,0062 \quad \text{- коефіцієнт армування перерізу};$$

$C_{Rd,c}$ - мінімальне значення міцності бетону на зсув:

$$C_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt{f_{ck,prism}} = 0,035 \cdot \sqrt{18,5} = 0,0926 .$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/550} = 1,6 .$$

Перевіряємо виконання умови:

$$V_{CD} = 271,235 \text{ МПа} > V_{Rd,c} = 55,1 \text{ МПа} .$$

Умова не виконується, необхідно встановлювати поперечні стержні за розрахунком. Максимальна міцність бетону на зріз при мінімальному куті $\theta = 21,8^\circ$ становить

$$v_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot \theta + \operatorname{tg} \theta}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta} \right) = 0,556 \cdot 14,5 \cdot \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 3,225 \text{ МПа} .$$

$$v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)] = 0,6 \cdot [1 - (18,5 / 250)] = 0,556 .$$

Напруження зсуву від зовнішньої поперечної сили

$$v_{CD} = \frac{V_{CD}}{b_{sb} \cdot d} = \frac{271,235}{0,3 \cdot 0,55 \cdot 1000} = 1,645 \text{ МПа} .$$

$$v_{Rd,max} = 3,225 \text{ МПа} > v_{CD} = 1,645 \text{ МПа}$$

Умова виконується. Мінімум допустимий діаметр поперечних стержнів із умови зв'язування $d_{sw,min} = 10,0$ мм. Площа перерізу поперечних стержнів $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стержнів визначаємо за формулою:

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{v_{cd} \cdot b_{sb}} = \frac{1,57 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{1,645 \cdot 30} = 10,8 \text{ см} .$$

З конструктивних вимог крок поперечних стержнів на припорних ділянках слід приймати в межах:

$$S_{wk} \leq \frac{h_b}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ см} . \text{ при } h_{sb} > 45 \text{ см} . \text{ і не більше } S_{w,k} \leq 50 \text{ см} .$$

Приймаємо крок поперечних стержнів в припорних ділянках

$$S_{w,k} = 10 \text{ см} .$$

В прольотних ділянках крок поперечної арматури приймається тільки з конструктивних вимог

$$S_{w,p} \leq \frac{3}{4} \cdot h_{sb} = \frac{3}{4} \cdot 60 = 45 \text{ см} . \text{ та з умови, що } S_{w,p} \leq 50 \text{ см} .$$

Приймаємо крок поперечних стержнів в прольотних ділянках

$$S_{w,p} = 30 \text{ см} .$$



3. Розрахунок і конструювання колони першого поверху

3.1. Збір навантажень на колону

У відповідності з таблицею додатка Е [4] характеристичне навантаження від снігу для IV снігового району покриву - $S_o = 1400$ Па.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C = 1,14 \cdot 1400 \cdot 1 = 1596 \text{ Па} = 1,596 \text{ кПа.}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що до встановленого строку експлуатації за табл.8.1 [4];

S_o – характеристичне значення снігового навантаження;

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю ($\mu=1$);

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі ($C_e=1$);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти ($C_{alt}=1$).

Коефіцієнт μ визначається за додатком Ж [4] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією.

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_o \cdot C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження;

$$S_e = 0,88 \cdot 1,45 \cdot 1 = 1,276 \text{ кПа.}$$

Навантаження від покрівлі на колону зводимо в таблицю 3.1.



Навантаження на покриття

№ п/п	Вид навантажень	Характеристичне значення навантаження, кПа	Розрахункові значення, кПа			
			γ_f	експлуатаційне	γ_{fm}	граничне
1	2	3	4	5	6	7
	Постійні навантаження					
1	Збірна залізобетонна порожниста плита	3,000	1,0	3,000	1,1	3,300
2	Три шари руберойду $\delta=0,018\text{м}; \rho=6\text{кН/м}^3;$ $0,018 \cdot 6=0,108$	0,108	1,0	0,108	1,3	0,140
3	Цементо-піщана стяжка: $\delta=0,03\text{м};$ $\rho=22\text{кН/м}^3$	0,660	1,0	0,660	1,3	0,858
4	Керамзит: $\delta=0,03\text{ м};$ $\rho=6\text{ кН/м}^3;$ $0,03 \cdot 6=0,18$	0,180	1,0	0,180	1,3	0,234
5	Шар руберойду насухо $\delta=0,004\text{м}; \rho=6\text{кН/м}^3;$ $0,004 \cdot 6 = 0,024$	0,024	1,0	0,024	1,3	0,031
	Всього постійних			3,972		4,560
6	Снігове навантаження	1,45	0,88	1,276	1,14	1,653
	Разом			5,248		6,213

Загальне навантаження на колону визначаємо за формулою

$$N = N_{pk} + N_k \cdot n_n + N_p \cdot n_n + N_{пер} \cdot (n_n - 1) =$$

$$= 238,58 + 7,875 \cdot 4 + 27,0 \cdot 4 + 461,57 \cdot (4 - 1) = 1762,8 \text{ кН},$$

де $N_{pk} = 6,213 \cdot (6,4 \cdot 6,0) = 4,22 \cdot 38,4 = 238,58 \text{ кН}$ – навантаження від покрівлі;

$N_k = (0,3 \cdot 0,3) \cdot 3,5 \cdot 25 = 7,875 \text{ кН}$ – власна вага колони;

$N_p = (0,6 \cdot 0,3 \cdot 6,0) \cdot 25 = 27,0 \text{ кН}$ – навантаження від ригеля;

$N_{mpk} = 12,02 \cdot (6,4 \cdot 6,0) = 461,57 \text{ кН}$ – навантаження від міжповерхового перекриття з площі опирання ;

n_n – кількість поверхів у будівлі (по завданню $n_n = 4$).



3.2. Матеріали для проектування

Бетон класу C20/25: $f_{cd}=14,5$ МПа, $f_{ctd}=1,0$ МПа, $E_{cd}=20 \cdot 10^3$ МПа.

Арматура класу A400C: $f_{yd}=375$ МПа, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

3.3. Розрахунок міцності перерізу колони

Колона виготовлена з бетону класу C20/25 і армована стержнями A400C.

Розрахунковий опір бетону $f_{cd} = 14,5$ МПа, розрахунковий опір арматури класу A400C – $f_{yd} = 375$ МПа.

Визначаємо розрахункову довжину колони:

$$l_o = 0,7 \cdot 3,5 = 2,45 \text{ м.}$$

Відношення $l_o / h_k = 2,45/0,3 = 8,17 < 20$.

В даному випадку при симетричному армуванні перерізу та поздовжній робочій арматурі класу A400C допускається виконувати розрахунок колони як умовно центрально стиснутого елемента за формулою

$$N = \gamma \cdot \varphi \cdot (f_{cd} \cdot A_k + f_{yd} \cdot A_s)$$

Звідки необхідна площа перерізу робочої арматури буде становити

$$\dot{A}_s = \frac{N}{\gamma \cdot f_{yd}} - \frac{f_{cd} \cdot A_k}{f_{yd}} = \frac{1762,79}{1,0 \cdot 375 \cdot 1000} - \frac{11,5 \cdot 0,09}{375} = 0,00198 \text{ м}^2 = 19,8 \text{ см}^2$$

де $A_k = 30 \cdot 30 = 900 \text{ см}^2$;
 $\gamma = 1,0$ при $h_k \geq 20 \text{ см}$;

Приймаємо робочу арматуру в колоні 4Ø28A400C ($A_s = 24,63 \text{ см}^2$).

Поперечні стержні ставляться з кроком не більше

$$S_w \leq 20 \cdot d = 20 \cdot 28 = 560 \text{ мм} = 56 \text{ см};$$

З умови S_w має бути $\leq 500 \text{ мм}$;

d – діаметр поздовжньої робочої арматури колони.

Приймаємо крок поперечних стержнів

$$S_w = 40 \text{ см} = 400 \text{ мм.}$$



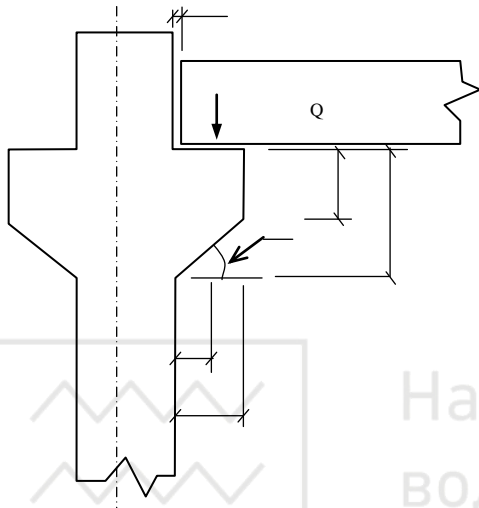
3.4. Розрахунок міцності консолі колони

Для обпирання ригеля на колону проектуємо опорні консолі ширина яких дорівнює ширині колони. Виліт консолі повинен бути не менший:

$$l \geq \frac{Q_{\max}}{f_{cd} b_c} + c = \frac{271,235}{1,45 \cdot 30} + 5 = 11,24 \text{ см.}$$

Приймаємо $l = 20$ см.

При передачі опорної реакції через закладну деталь ексцентриситет дії сили становить:



$$e = lc + \frac{Q}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd}} = 20 - \frac{271,235 \cdot 10}{2 \cdot 30 \cdot 14,5} = 3,12 \text{ см.}$$

Мінімальну робочу висоту перерізу обчислюємо за формулою:

$$h_{0,\max} = \sqrt{\frac{Q \cdot e}{1,2 \cdot f_{ctd} b_c}} = \sqrt{\frac{271,235 \cdot 3,12}{1,2 \cdot 0,1 \cdot 30}} = 15 \text{ см.}$$

$$h_{0,\min} \geq \frac{Q}{3,5 f_{ctd} b_c} = \frac{271,235}{3,5 \cdot 0,1 \cdot 30} = 25,8 \text{ см.}$$

$$h_{\min} = h_{0,\min} + c = 26 + 4 = 30,0 \text{ см.}$$

$$h_l \geq 15 \text{ см;}$$

$$h_l \geq 1/3h.$$

Приймаємо $h_l = 20$ см.

$$h \geq 20 + l = 20 + 20 = 40 \text{ см.}$$

З h_{\min} та h приймаємо більше значення та заокруглюємо його до 5 см.

Приймаємо $h = 300$ мм (рис 3.1).

Площу перерізу робочої арматури консолі знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{1,25 \cdot Q \cdot e}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,25 \cdot 271,235 \cdot 3,12}{0,9 \cdot 27 \cdot 37,5} = 1,16 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $2\varnothing 10$ A400C з $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Рис 3.1. До розрахунку міцності консолі.



4. Розрахунок фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 250 \text{ кПа} = 250 \text{ кН/м}^2$.

Глибина промерзання ґрунту становить 1,0 м. Приймаємо глибину закладання фундаменту $d_f = 1,2 \text{ м}$.

4.1. Матеріали для проектування:

Бетон класу C16/20 $\rightarrow f_{ctd} = 0,87 \text{ МПа}$ [5], табл. 1.2,

з урахуванням $\gamma_{b2} = 0,9 \rightarrow f_{ctd} = 0,9 \cdot 0,87 = 0,78 \text{ МПа}$.

Арматура класу A240C $f_{yd} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ МПа/мм}^2$ [5], табл. 1.2.

4.2. Визначення розмірів підшви фундаменту.

Навантаження на фундамент передається від колони $N = 1762,8 \text{ кН}$. Площа підшви фундаменту визначається від дії експлуатаційного навантаження N_e . Переводимо зусилля від розрахункового граничного навантаження в зусилля розрахункового експлуатаційного навантаження:

$$N_e = \frac{N}{\gamma_{fm}} = \frac{1762,8}{1,2} = 1469 \text{ кН},$$

де $\gamma_{fm} = 1,2$ - середнє значення коефіцієнта надійності за навантаженням.

Площа підшви фундаменту визначається за формулою:

$$A_f = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_m \cdot d_f},$$

де $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ - опосереднене навантаження від ваги 1 м^3 фундаменту і ґрунту на його уступах.

$$A_f = \frac{1762,8}{240 - 20 \cdot 1,2} = 8,16 \text{ м}^2.$$

Приймаємо фундамент квадратний в плані, тоді

$$a_f = b_f \geq \sqrt{A_f} = \sqrt{8,16} = 2,86 \text{ м} \approx 2,9 \text{ м (кратне 100 мм)}.$$

4.3. Визначення висоти фундаменту.

Висоту фундаменту призначаємо за конструктивними вимогами і після цього перевіряємо її достатність із умови міцності фундаменту на продавлювання. Розрахунок ведеться на зусилля від розрахункового граничного навантаження $N = 2280 \text{ кН}$.

Для установлення і з'єднання колони з фундаментом влаштовують



спеціальні гнізда (стакани). Глибина стакана має бути не меншою:

$$1) \ h_{cm} \geq h_c + 50 \text{ мм}; \quad 2) \ h_{cm} \geq l_{an} + 60 \text{ мм},$$

де $h_c = 30 \text{ см}$ - сторона перерізу колони; l_{an} - довжина анкерування робочої арматури колони в фундаменті.

$l_{an} = 15 \cdot d$, якщо клас бетону С16/20 і вище; в нашому випадку $l_{an} = 15 \cdot d = 15 \cdot 2,8 = 42 \text{ см}$, де $d = 28 \text{ мм}$ - найбільший діаметр робочої арматури колони.

Отже глибина стакана має бути не меншою:

$$1) \ h_{c0} \geq 30 + 5 = 35 \text{ см}; \quad 2) \ h_{c0} \geq 42 + 6 = 48 \text{ см}.$$

Приймаємо $h_{c0} = 50 \text{ см}$ (рис. 3.1).

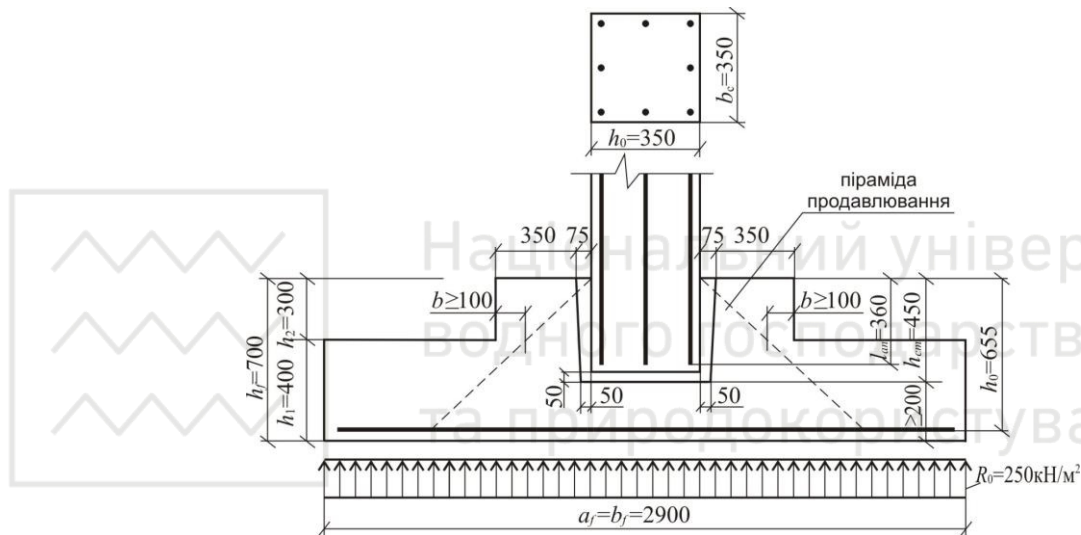


Рис. 4.1. До визначення розмірів фундаменту.

Розміри стакана в плані знизу повинні бути на 100 мм, а зверху на 150 мм більшими розмірів перерізу колони. Товщину дна стакана призначають не меншою 200 мм. Із цих умов висота фундаменту:

$$h_f \geq h_{н0} + 200 \text{ см} = 500 + 200 = 700 \text{ см}.$$

Висота фундаменту має бути кратною 100 мм. Призначаємо висоту фундаменту $h_f = 700 \text{ мм}$. Якщо $40 \text{ см} < h_f \leq 90 \text{ см}$, то влаштовують два уступі: нижній висотою $h_1 = 40 \text{ см}$, верхній висотою $h_2 = 30 \text{ см}$ (рис. 4.1). Необхідно, щоб товщина стакана зверху була не меншою 200 мм і не меншою $0,75h_2 = 0,75 \cdot 300 = 225 \text{ мм}$. Крім цього необхідно, щоб нижня кромка верхнього уступу не доходила до лінії піраміди продавлювання не менше ніж на величину $b = 100 \text{ мм}$ (рис. 3.1). Виходячи з цього призначаємо товщину стакана зверху такою, що дорівнює 350 мм (рис. 4.1). Захисний шар для арматури



фундаментної плити при наявності підготовки призначаємо $a_{з.ш.} = 35\text{ мм}$; робоча висота фундаменту

$$d = h - a = 70 - 4,5 = 65,5 \text{ см} .$$

Перевіряємо достатність висоти фундаменту із умови продавлювання його колоною по піраміді продавлювання за формулою:

$$F \leq f_{ctt} \cdot U_m \cdot d ,$$

де $F = P \cdot A_{f_0}$ - продавлююча сила;

$$P = \frac{N}{A_f} = \frac{1762,8}{290 \cdot 290} = 0,021 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 210 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} .$$

$$A_{f_0} = A - A_0; A = a_f \cdot b_f = 290 \cdot 290 = 84100 \text{ см}^2; A_0 = a_0 \cdot b_0;$$

для квадратного фундаменту

$$a_0 = b_0 = a_f - 2 \cdot c ,$$

$$\text{де } c = \frac{a_f - 2 \cdot d - h_c}{2} = \frac{290 - 2 \cdot 65,5 - 30}{2} = 64,5 \text{ см} \text{ (рис. 4.2).}$$



$$a_0 = b_0 = 290 - 2 \cdot 64,5 = 161 \text{ см} ;$$

$$A_0 = 161 \cdot 161 = 25921 \text{ см}^2 ;$$

$$A_{f_0} = 84100 - 25921 = 58179 \text{ см}^2 ;$$

$$F = 0,021 \cdot 58179 = 1221,76 \text{ кН} ;$$

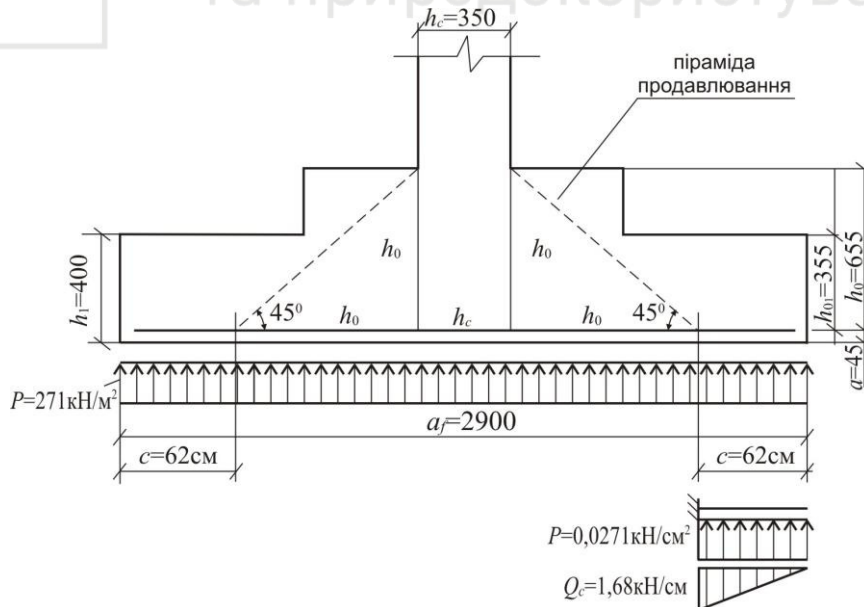


Рис. 4.2. До розрахунку фундаменту на продавлювання.

$U_m = 2 \cdot (c + b_c + 2h_0) \approx 2 \cdot (60 + 30 + 2 \cdot 65,5) \approx 382 \text{ см}$ - це половина суми периметрів верхньої та нижньої основи піраміди продавлювання.

Визначаємо несучу здатність фундаменту на продавлювання:



$$V_{Ed} = f_{ctd} \cdot U_m \cdot d = 0,078 \cdot 382 \cdot 65,5 = 1952 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot \text{м} .$$

Отже $F = 1576,65 < f_{ctd} \cdot U_m \cdot d = 1952 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot \text{м}$ - умова міцності виконується; висота фундаменту $h_f = 70 \text{ см}$ - достатня.

Перевіряємо міцність нижнього уступу із умови зрізу на ділянці c (рис. 4.2).

Робоча висота нижнього уступу $d_{0_1} = d_1 - a = 40 - 4,5 = 35,5 \text{ м}$; $\tilde{n} = 64,5 \text{ м}$.

Поперечна сила в плиті фундаменту на відстані $\tilde{n} = 64,5 \text{ м}$ від краю на 1 см ширини плити:

$$V_c = p \cdot c = 0,021 \cdot 64,5 = 1,35 \text{ кН/м} \cdot \text{м} .$$

Несуча здатність нижнього уступу:

$$V_{Ed,1} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_{0_1} = 0,6 \cdot 0,078 \cdot 1 \cdot 35,5 = 1,66 \text{ кН/м} \cdot \text{м} .$$

$$V_{Ed,1} = 1,66 \text{ кН/м} \cdot \text{м} > V_c = 1,35 \text{ кН/м} \cdot \text{м}$$

Умова міцності виконується. Висота нижнього уступу достатня.

Робоча висота нижнього уступу $d_{0_1} = 40 - 4,5 = 35,5 \text{ м}$ (рис.3.3).

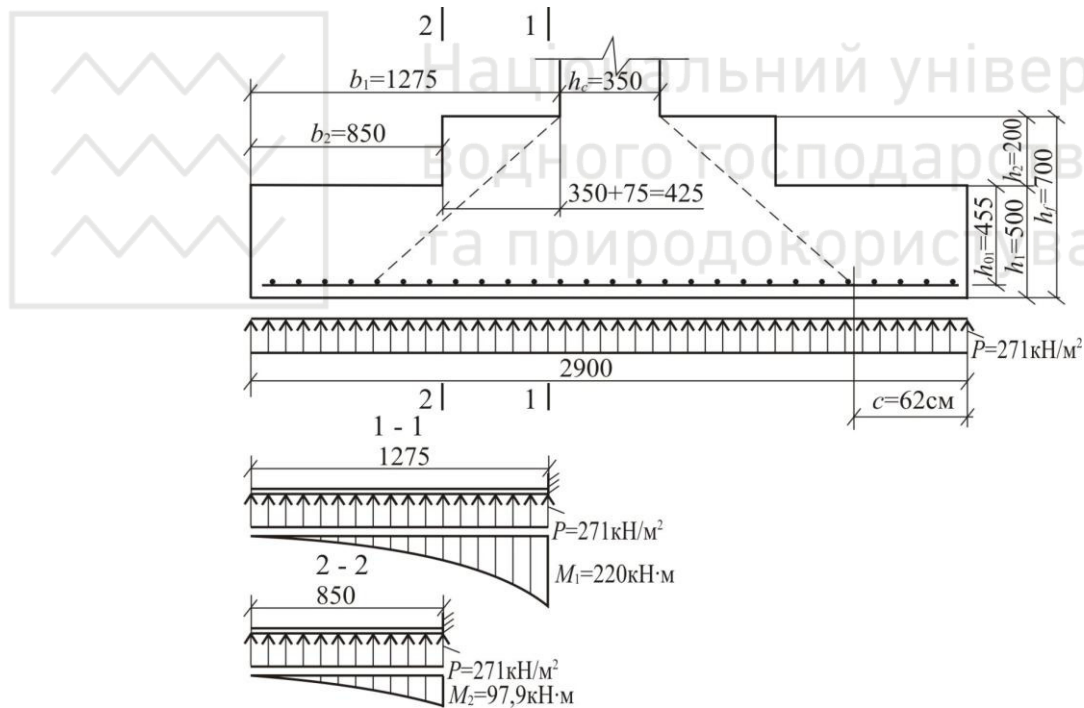


Рис.4.3. До розрахунку армування фундаментної плити.

4.4. Розрахунок армування підшви фундаменту.

Частини фундаменту, що виступають, під дією реактивного тиску ґрунту працюють як консолі, защемлені в масиві фундаменту. Розрахунок міцності виконуємо для перерізів біля грані колони (переріз 1-1) і біля грані уступу (переріз 2-2) рис. 3.3.



Переріз 1-1. Відстань від колони до краю фундаменту:

$$b_1 = \frac{a_f - h_c}{2} = \frac{290 - 30}{2} = 130 \text{ мм} = 1,3 \text{ м}; \quad d_0 = 65,5 \text{ мм}.$$

Величина згинаючого моменту в перерізу 1-1 на 1 м ширини плити фундаменту:

$$M_1 = \frac{P \cdot b_1^2}{2} = \frac{210 \cdot 1,3^2}{2} = 177,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури на 1 м ширини плити:

$$A_{s_1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot d_0 \cdot f_{yd}} = \frac{17745}{0,9 \cdot 65,5 \cdot 22,5} = 13,38 \text{ см}^2.$$

Переріз 2-2. Відстань від грані другого уступу до краю плити:

$$b_2 = b_1 - 30 - 7,5 = 130 - 35 - 7,5 = 87,5 \text{ мм};$$

$$d_{0_1} = h_1 - 4,5 = 40 - 4,5 = 35,5 \text{ мм} \text{ (рис. 4.3)}.$$

Визначаємо момент в перерізу 2-2.

$$M_2 = \frac{P \cdot b_2^2}{2} = \frac{210 \cdot 0,875^2}{2} = 75,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Площа перерізу арматури:

$$A_{s_2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot d_{0_1} \cdot f_{yd}} = \frac{7586}{0,9 \cdot 35,5 \cdot 22,5} = 10,55 \text{ см}^2.$$

Розрахунковим є переріз 1-1 з $A_s = 13,38 \text{ см}^2$.

Приймаємо на 1 м ширини фундаментної плити: 7 \varnothing 16 А 240 С з $A_s = 14,07 \text{ см}^2$. Крок стержнів $S \leq \frac{100}{7} = 14,3 \text{ см}$. Приймаємо крок стержнів $S = 140 \text{ мм}$ в обох напрямках.



Список використаної літератури

- 1.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будівель і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України. К. : 2009. 95с.
- 2.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будівель і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Мінрегіонбуд України. К. :2011. 166с.
- 3.ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. К. :Держспоживстандарт України, 2007.
- 4.ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Мінрегіонбуд України.К.:2009. 95с.
- 5.Мурашко Л. А., Колякова В. М., Сморгалов Д. В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 : навчальний посібник. К. : КНУБА,2012. 62с.
- 6.Бабич В. І., Огороднік В. І., Романюк В. В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. Рівне,1999. 506 с.
- 7.ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Мінрегіонбуд України. К., 2009.