

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсового проекту на тему **“Проектування залізобетонних конструкцій багатоповерхової будівлі з неповним каркасом”** для студентів денної та заочної форм навчання, що навчаються за спеціальностями 6.092103 „Міське будівництво і господарство” та 6.092105 “Автомобільні дороги та аеродроми”

РЕДАКЦІЙНО-ВИДАВНИЧИЙ ВІДДІЛ
ЛУЦЬКОГО ДЕРЖАВНОГО ТЕХНІЧНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

ЛУЦЬК 2007

УДК 624.24.16

ББК 38

С 89

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ. Методичні вказівки до виконання курсового проекту на тему **“Проектування залізобетонних конструкцій багатоповерхової будівлі з неповним каркасом”** для студентів денної та заочної форм навчання, що навчаються за спеціальностями 6.092103 „Міське будівництво і господарство” та 6.092105 “Автомобільні дороги та аеродроми” / О.П.Сунак, Луцьк: ЛДТУ, 2007. – 96с.

У методичній розробці подано короткі відомості про залізобетонні конструкції багатоповерхової будівлі з неповним каркасом у збірному залізобетоні. Наведено приклади розрахунку панелей перекриття, ригеля, колони та фундаменту під неї

Укладач О. П. Сунак, доцент кафедри ПЦБ

Рецензенти А.В. Шостак, зав. кафедри МБГ
 Б.А. Боярчук, зав. кафедри АДА

Відповідальна за випуск О.А. Ужегова, зав. кафедри ПЦБ

Затверджено науково-методичною радою ЛДТУ,
протокол № _____ від _____ р.

Рекомендовано до друку науково-методичною радою інституту
ресурсозбереження і будівництва ЛДТУ,
протокол № _____ від _____ р.

Затверджено на засіданні кафедри промислового та цивільного
будівництва, протокол № _____ від _____ р.

© О.П. Сунак 2007

Вступ

Перед виконанням курсового проекту вивчіть та законспекуйте теоретичний матеріал [1] (стор. 107-181). Розв'яжіть задачі з [2]. Для полегшення роботи над вивченням теоретичного матеріалу та при виконанні курсового проекту використовуйте методичні вказівки [3].

У процесі роботи над курсовим проектом треба користуватися чинною нормативною та довідковою літературою, а також навчальними підручниками і посібниками, список яких наведено в кінці методичних вказівок. Деякі таблиці та нормативні дані, що є необхідними при розрахунках та конструюванні залізобетонних конструкцій, наведені у додатках до методичних вказівок. При розрахунках елементів залізобетонних конструкцій треба використовувати схеми алгоритмів, що подані в [2].

Завдання на курсовий проект вибирають з табл. 1 відповідно до шифру, що відповідає трьом останнім цифрам номера залікової книжки студента.

Пояснювальна записка до курсового проекту включає в себе:

1. Титульний лист, оформлений відповідно до вимог кафедри ПЦБ (додаток 24).
2. Завдання на курсовий проект, підписане керівником.
3. Конструктивне вирішення будівлі.
4. Розрахунок і конструювання плити перекриття.
5. Розрахунок і конструювання ригеля перекриття.
6. Розрахунок і конструювання колони.
7. Розрахунок і конструювання фундаменту під колону.
8. Список використаної літератури.

На останній сторінці пояснювальної записки має бути підпис студента та проставлена дата закінчення роботи над курсовим проектом.

Графічна частину проекту виконується на чотирьох аркушах формату А-2.

На першому аркуші викреслюють монтажні схеми та поперечний переріз будівлі, проставляючи марки збірних залізобетонних конструкцій. Подають вибірку монтажних елементів.

На другому аркуші треба викреслити опалубкове креслення плити перекриття, армування плити перекриття та арматурні вироби. В таблицях, які розмішують строго над штампом, подають

специфікацію арматури, вибірку матеріалів на конструктивний елемент та техніко-економічні показники конструкції.

На третьому аркуші викреслюють епюру матеріалів. Строго під цим кресленням має бути розміщене армування ригеля перекриття. На листі також подають креслення стику ригеля з колоною, арматурні вироби, специфікацію арматури, вибірку матеріалів на конструктивний елемент та техніко-економічні показники конструкції.

Четвертий аркуш включає в себе армування колони та фундаменту під неї, креслення стику двох колон, арматурні вироби, специфікацію арматури, вибірку матеріалів на конструктивний елемент та техніко-економічні показники конструкцій.

У штампі кожного аркушу має бути особистий підпис студента та дата закінчення роботи над курсовим проектом.

Закінчений курсовий проект подається на перевірку керівникові проекту, який допускає проект до захисту перед комісією. Захист курсового проекту здійснюється у присутності студентів групи, керівника і двох членів комісії.

Проекти, виконані не за шифром, не перевіряються і до захисту не допускаються.

Для студентів денної та заочної форм навчання для полегшення роботи над проектом організовуються консультації. Невеликі консультації студенти заочної форми навчання можуть отримати за телефоном 80332262460 (кафедра промислового та цивільного будівництва).

Завдання на проектування

Запроектувати несучі конструкції багатоповерхової будівлі у збірному залізобетоні з заданою сіткою колон: плиту перекриття, ригель перекриття, колону першого поверху, фундамент під неї. Розробити конструкцію жорсткого стику ригеля з колоною та стику колон між собою.

З таблиці 1 за шифром (номер залікової книжки) виписуємо вихідні дані:

1. Розміри будівлі в плані – 30×48 м (сітка колон 6×6 м).
2. Тип будівлі – промислова.
3. Кількість поверхів – 3.
4. Висота поверху 3,3м.
5. Кліматичний район – 3.
6. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи $R_0 = 0,25$ МПа.
7. Тип підлоги – 4.
8. Тимчасове нормативне навантаження на перекриття $V_n = 3,0$ кПа, у т.ч. довготривале $V_{nl} = 2,0$ кПа.

9. **Панель перекриття:**

- тип панелі перекриття – з круглими порожнинами;
- клас робочої поздовжньої арматури – А-III;
- клас поперечної арматури – А-I;
- клас конструктивної арматури – Вр-I;
- клас бетону В20.

10. **Ригель перекриття:**

- тип ригеля перекриття – прямокутний;
- клас робочої поздовжньої арматури – А-III;
- клас поперечної арматури – А-I;
- клас конструктивної арматури – А-I;
- клас бетону В20.

14. **Колона:**

- клас робочої поздовжньої арматури – А-II;
- клас поперечної арматури – А-I;
- клас арматури сіток – Вр-I;
- клас бетону В15.

15. **Фундамент:**

- конструктивна глибина закладання 1,8м;
- клас робочої арматури – А-III;
- клас конструктивної арматури – А-I;
- клас бетону В15.

Вихідні дані

Таблица 1

Остання цифра шифру	Розміри будівлі в плані (сітка колон),м	Кліматичний район	R_0 , МПа	Тип підлоги	V_n , (у т.ч. V_{nl})	Тип панелі перекриття	Тип ригеля перекриття
1	30×45 (5×5)	1	0,25	1	3,5(2,4)	з круглими порожнинами	тавровий
2	36×48 (6×6)	2	0,26	2	3,6(2,5)	з овальними порожнинами	прямокутний
3	25×40 (5×5)	3	0,27	3	3,7(2,4)	з круглими порожнинами	тавровий
4	35×42 (7×7)	4	0,28	4	3,8(2,5)	з овальними порожнинами	прямокутний
5	30×42 (6×6)	5	0,29	5	3,9(2,9)	з круглими порожнинами	тавровий
6	42×49 (7×7)	6	0,25	6	4,0(2,9)	з овальними порожнинами	прямокутний
7	35×50 (5×5)	5	0,26	7	3,4(2,0)	з круглими порожнинами	тавровий
8	30×48 (6×6)	4	0,27	8	3,3(1,9)	з овальними порожнинами	прямокутний
9	35×49 (7×7)	3	0,28	1	3,2(1,8)	з круглими порожнинами	тавровий
0	36×42 (6×6)	2	0,29	2	3,1(1,7)	з овальними порожнинами	прямокутний

Перед-остання цифра шифру	Тип будівлі	Кількість поверхів	Висота поверху, м	Клас бетону, В	Глибина закладання фундаменту, м	Клас поздовжньої робочої арматури плити і ригеля, сітки фундаменту	Клас поперечної робочої арматури	Клас конструктивної та монтажної арматури
1	цивільна	3	3,3	B15	1,5	A-III	A-I	A-I
2	промислова	4	3,4	B20	1,6	A-II	Bp-I	A-I
3	цивільна	5	3,5	B15	1,7	A-III	A-I	A-I
4	промислова	3	3,5	B20	1,8	A-II	Bp-I	A-I
5	цивільна	4	3,3	B15	1,9	A-III	A-I	A-I
6	промислова	5	3,4	B20	1,5	A-II	Bp-I	A-I
7	цивільна	3	3,4	B15	1,6	A-III	A-I	A-I
8	промислова	4	3,5	B20	1,7	A-II	Bp-I	A-I
9	цивільна	5	3,3	B15	1,8	A-III	A-I	A-I
0	промислова	4	3,2	B20	1,9	A-II	Bp-I	A-I

1. Конструктивне вирішення будівлі

У конструктивному відношенні запроектована будівля являє собою триповерховий будинок з неповним каркасом.

Зовнішні стіни в поздовжньому і поперечному напрямках несучі. У середині будівлі знаходиться каркас із сіткою колон 6×6 м. Ригелі розташовані поперек будівлі (вздовж меншої її сторони)* і обпираються на консолі колон у середніх прольотах, а в крайніх прольотах – на несучу поздовжню стіну і консоль колони. Збірні залізобетонні плити перекриття, які розташовані вздовж будівлі (вздовж більшої її сторони), обпираються в крайніх прольотах на стіни і ригелі, а в середніх – на ригелі. Під колони влаштовуються збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу.

На основі типових проектів збірних залізобетонних конструкцій призначаємо основні габаритні розміри конструкцій.**

Панель перекриття з круглими порожнинами з номінальними розмірами $1,5 \times 6,0$ м товщиною 220 мм.

Ригель перекриття прямокутний з номінальною довжиною 6 м висотою перерізу 600 мм і шириною 300 мм.

Колону проектуємо квадратного поперечного перерізу 400×400 мм. Стик колон влаштовуємо на висоті 700 мм від відмітки підлоги на другому і третьому поверхах. Висота поверху згідно із завданням становить 3,3 м.

Оскільки поздовжні і поперечні зовнішні стіни будівлі несучі, то прив'язку їх до модульних осей приймаємо 250 мм. Стіни проектуємо цегляні товщиною 510 мм.

Монтажна схема фундаментів, колон, ригелів і плит перекриття першого поверху та поперечний розріз будівлі, а також вибірка конструктивних елементів на будівлю показані на аркуші 1 (рис. 4).

** У цивільних будівлях ригелі, як правило, треба розташовувати вздовж більшої сторони будівлі, що поліпшує об'ємно-планувальне рішення, а в промислових – навпаки.*

*** Плити перекриття з круглими та овальними порожнинами мають номінальну ширину 1,2 або 1,5 м. Номінальна довжина плит залежить від сітки колон. При сітці колон $(A \times A)$ м номінальна довжина плити буде A м. Товщина порожнистих плит становить 220 мм.*

Висоту поперечного перерізу ригеля прямокутного профілю приймають 600, 650 і 700мм; ширину – 300 та 350мм. Висоту ригеля таврового поперечного перерізу приймають 500, 550 або 600мм. Ширину ребра призначають 200, 220 або 250мм. Ширину полиці приймають 350, 400мм, а її товщину 100, 120, 150мм. Призначати розміри поперечного перерізу ригеля треба так, щоб висота перерізу приблизно вдвічі перевищувала ширину.

Поперечний переріз колони зазвичай приймають 300×300, 350×350 або 400×400мм. Стик колон виконують на висоті 700мм від відмітки підлоги, оскільки при цьому створюються умови вільного доступу до нього, що дозволяє надійно влаштувати стик і слідкувати за його станом в період експлуатації будівлі..

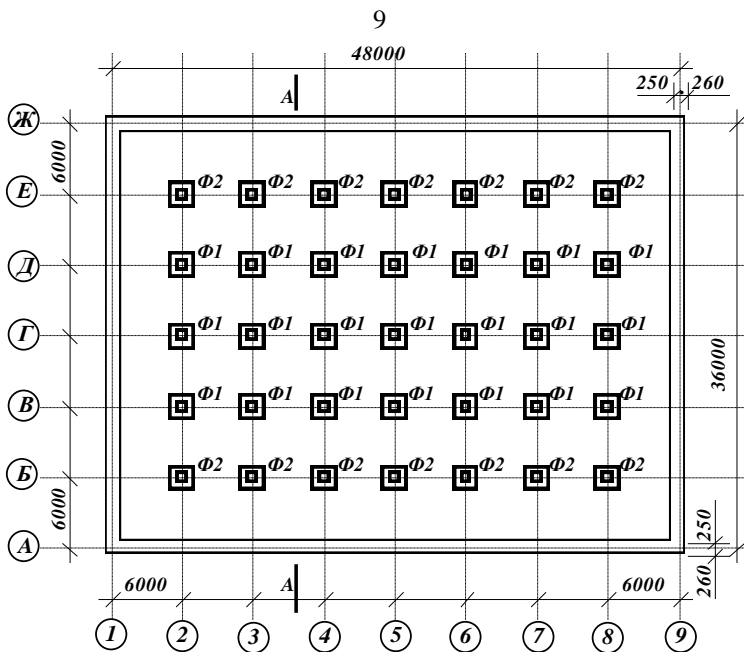
На монтажних схемах (рис. 1,2,3) кожному монтажному елементові присвоюють свою марку. Одинакові марки мають абсолютно ідентичні елементи, тобто такі, у яких однакові габаритні розміри, однакове армування тощо. Якщо між елементами існує хоча б одна якась відмінність – йому присвоюють свою марку.

Наприклад, на монтажній схемі фундаментів (рис.1,а) показано тільки дві марки Ф1 та Ф2. Марка Ф2 відрізняється від марки Ф1 тільки армуванням фундаменту, оскільки фундаменти Ф2 влаштовуються під крайній ряд колон і на них діє менше навантаження, ніж на фундаменти Ф1 під середні колони. Аналогічно, на монтажній схемі колон першого поверху (рис.1,б) маємо дві марки К1 та К2. А от на другому і третьому поверхах колонам присвоєно свої марки, бо вони мають інші габаритні розміри й армування (рис. 3).

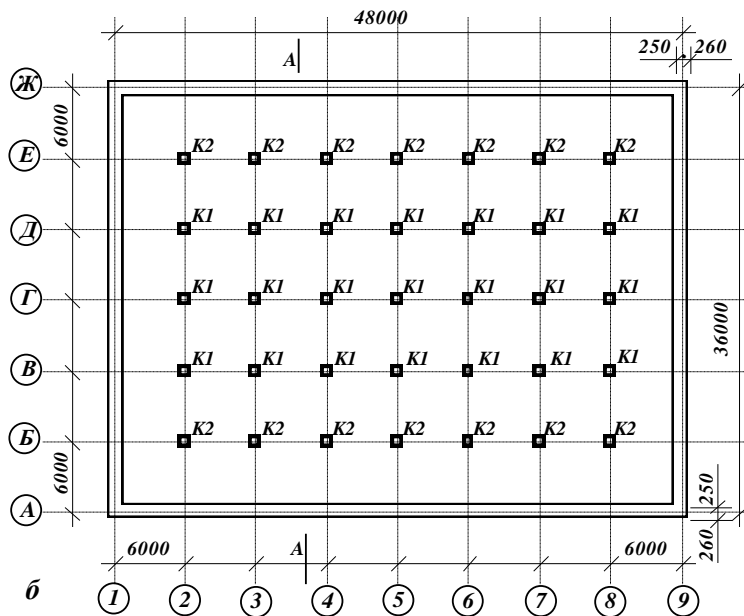
При маркуванні збірних елементів нерозрізних ригелів перекриття та покриття треба мати на увазі, що у першому прольоті ригель відрізняється від ригелів усіх інших прольотів довжиною і армуванням; у другому – довжиною від ригеля першого прольоту і армуванням від ригелів усіх інших прольотів; у третьому і в усіх наступних прольотах до осі симетрії будівлі ригелі відрізняються від ригелів першого і другого прольотів, а між собою не відрізняються, тому їм присвоюють одну марку.

Після маркування елементів роблять вибірку монтажних елементів на будівлю (табл. 1).

Схему оформлення аркуша 1 див. на рис. 4.



a



б

Рис.1. Монтажні схеми: *a* – фундаментів; *б* – колон

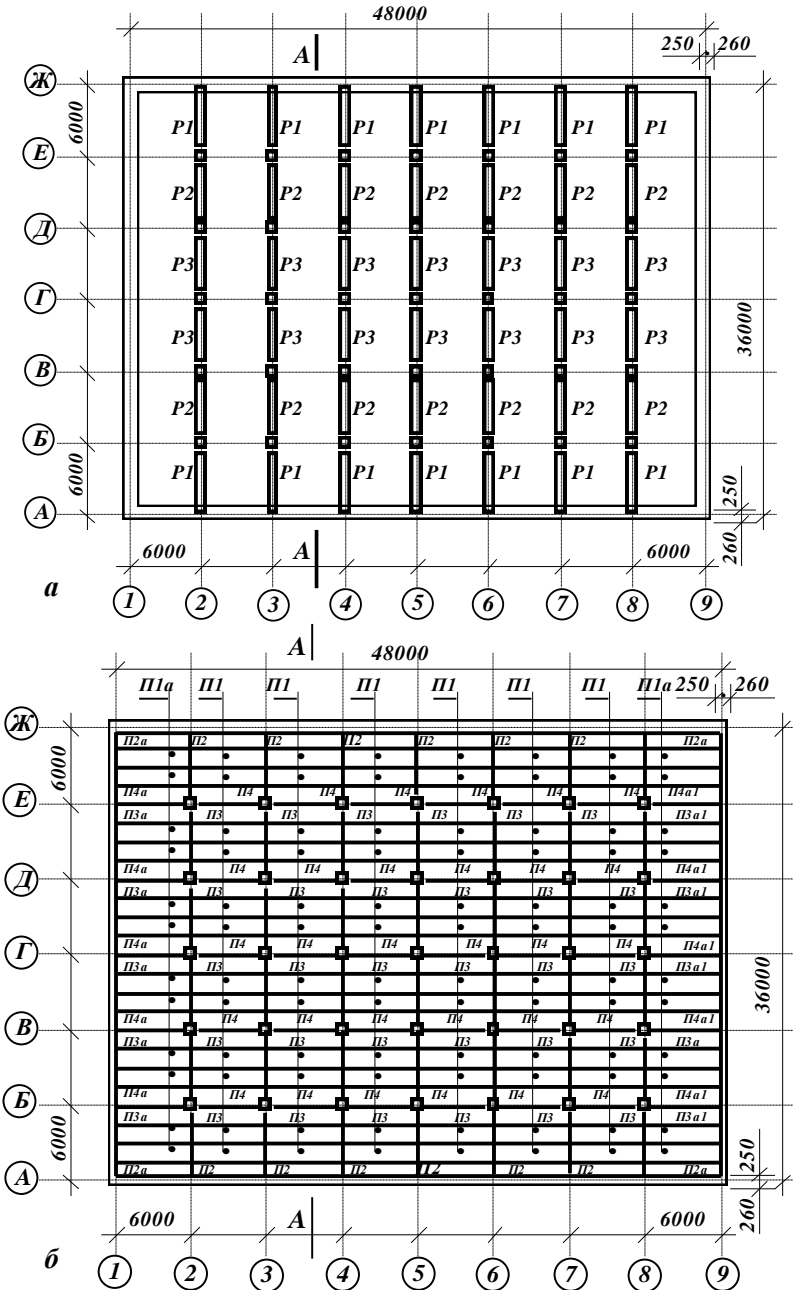


Рис. 2. Монтажные схемы ригелей (а) и плит перекрытия (б) первого поверху

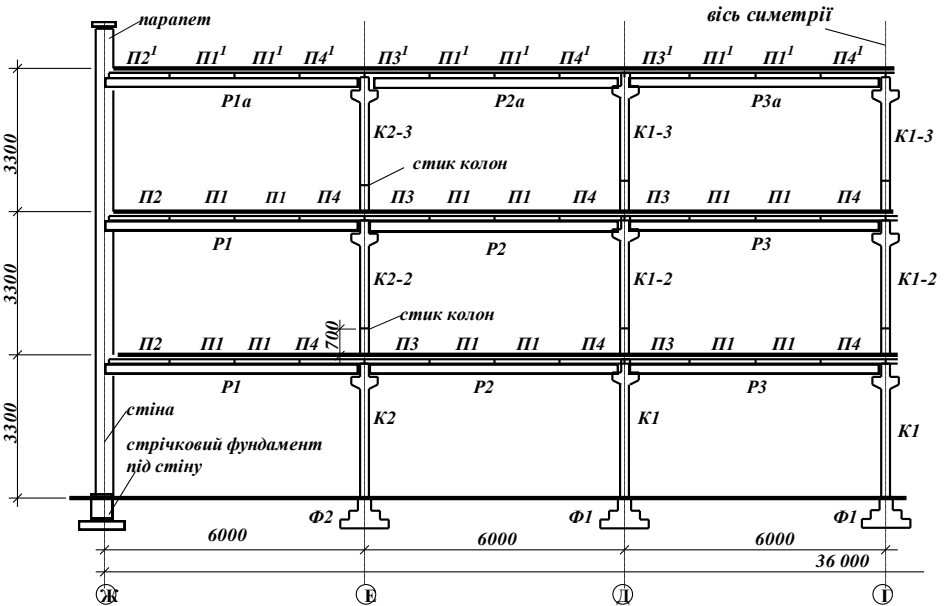


Рис. 3. Поперечний розріз будівлі А-А (половина) з маркуванням збірних елементів

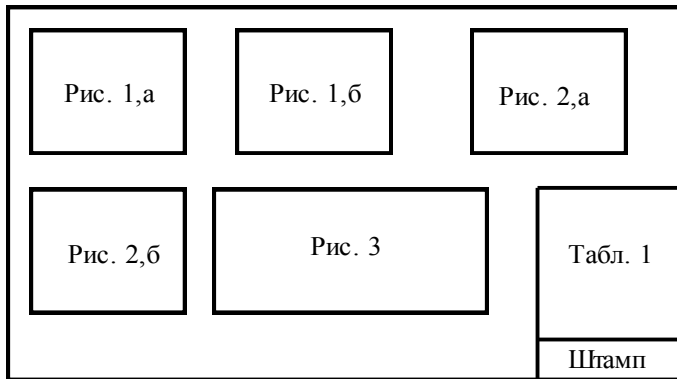


Рис. 4. Схема аркуша 1

Таблиця 1. Вибірка монтажних елементів на будівлю

Перший поверх										
Плити перекриття										
Марка	П1	П1а	П2	П2а	П3	П4	П3а	П4а	П3а1	П4а1
Штук	72	24	12	4	30	30	5	5	5	5
Ригелі перекриття										
Марка	Р1	Р2	Р3							
Штук	14	14	14							
Колони										
Марка	К1	К2								
Штук	21	14								
Фундаменти										
Марка	Ф1	Ф2								
Штук	21	14								
Другий поверх										
Плити перекриття										
Марка	П1	П1а	П2	П2а	П3	П4	П3а	П4а	П3а1	П4а1
Штук	72	24	12	4	30	30	5	5	5	5
Ригелі перекриття										
Марка	Р1	Р2	Р3							
Штук	14	14	14							
Колони										
Марка	К1-2	К2-2								
Штук	21	14								
Третій поверх										
Плити перекриття										
Марка	П1 ¹	П1а ¹	П2 ¹	П2а ¹	П3 ¹	П4 ¹	П3а ¹	П4а ¹	П3а1 ¹	П4а1 ¹
Штук	72	24	12	4	30	30	5	5	5	5
Ригелі перекриття										
Марка	Р1а	Р2а	Р3а							
Штук	14	14	14							
Колони										
Марка	К1-3	К2-3								
Штук	21	14								

2. Розрахунок і конструювання плити перекриття

2.1. Вихідні дані

Розраховуємо плиту П1 (див. рис.2,б).

Плита має номінальні габаритні розміри $6000 \times 1500 \text{ мм}$ і виготовляється з бетону класу В20. Плита армується поздовжньою робочою арматурою класу А-III, поперечною класу А-I, конструктивною класу Вр-I і експлуатується у закритому приміщенні ($\gamma_{b2} = 0,9$). Коефіцієнт щодо відповідальності будівлі $\gamma_n = 0,95$.

Із таблиць (додаток 1 та 2) визначаємо: розрахунковий опір бетону класу В20 на стискання $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; те саме, на розтягання $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-III (діаметром 10...40 мм) на розтягання $R_s = 365 \text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-I при розрахунку на поперечну силу $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$.

2.2. Розрахункова схема плити

Плиту розглядаємо як балку на двох опорах, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.1). Опорами для цієї балки служать ригелі перекриття. Розрахунковий проліт визначається як відстань між центрами площадок обпирання плити на ригель (див. рис. 2.2):

$$l_0 = A - 0,5(b + a) = 6000 - 0,5(300 + 20) = 5840 \text{ мм}.$$

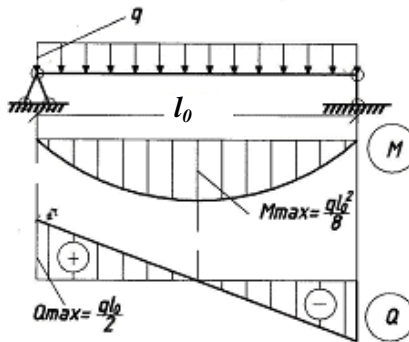


Рис. 2.1. Розрахункова схема плити перекриття

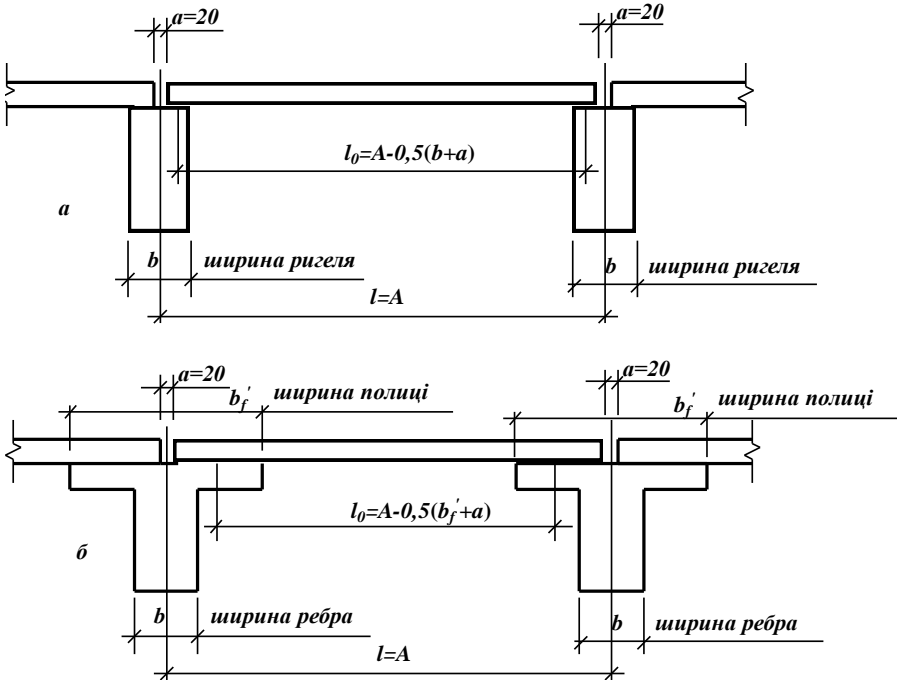


Рис. 2.2. Визначення розрахункового прольоту плити: *а* – при ригелях прямокутного поперечного перерізу; *б* – при ригелях таврового поперечного перерізу

2.3. Навантаження на плиту

На плиту діє постійне і тимчасове навантаження. До постійного відноситься власна вага плити, вага підлоги та вага перегородок. Нормативне тимчасове навантаження задане в завданні на проектування і становить $V_n = 3,0 \text{ кПа}$, у т.ч. довготривале $V_{nl} = 2,0 \text{ кПа}$. Підрахунок навантаження на перекриття в кН/м^2 виконуємо в табличній формі (табл. 2.1). Власну вагу плити приймаємо $2,6 \text{ кН/м}^2$ (для плит з овальними порожнинами власну вагу приймати $2,4 \text{ кН/м}^2$), а перегородок – $2,5 \text{ кН/м}^2$. Конструкція підлоги згідно з завданням №4 (додаток 15). Об'ємну вагу матеріалів визначаємо за додатком 16. Значення нормативного навантаження (кН/м^2) від того чи іншого шару підлоги визначаємо як добуток об'ємної ваги матеріалу (кН/м^3) на товщину шару (м). Значення розрахункового навантаження отримаємо, помноживши нормативне

навантаження на коефіцієнт надійності щодо навантаження γ_f (додаток 17) і коефіцієнт відповідальності споруди $\gamma_n = 0,95$.

Таблиця 2.1. Збір навантаження на плиту перекриття

Вид навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахунко ве кН/м ²
Стале				
1. Керамічна плитка 4мм: 20·0,004	0,08	1,1	0,95	0,084
2. Клей для плитки 3мм: 20·0,003	0,06	1,3	0,95	0,074
3. Цементно-піщана стяжка 30мм: 22·0,03	0,66	1,2	0,95	0,752
4. Шлакобетон 40мм: 12·0,04	0,48	1,2	0,95	0,547
5. Гідроізоляція 5мм: 15·0,005	0,075	1,3	0,95	0,093
6. Плита перекриття	2,6	1,1	0,95	2,717
7. Вага перегородок	2,5	1,1	0,95	2,613
Разом	$g_{nI} \approx 6,5$			$g_I \approx 6,9$
Тимчасове	$V_{nI} = 3,0$	1,3		$V_I = 3,9$
у т.ч. довготривале	$V_{nII} = 2,0$	1,3		$V_{II} = 2,6$
Повне	$q_{nI} = 9,5$			$q_I = 10,8$
у т.ч. довгочасне	$q_{nII} = 8,5$			$q_{II} = 9,5$

2.4. Визначення внутрішніх зусиль у розрахунковому перерізі плити

Розрахунковим перерізом при розрахунку плити на міцність за нормальними перерізами (на дію згинального моменту) є переріз, де виникає максимальний згинальний момент. Із рис. 2.1 видно, що це переріз посередині прольоту. Значення згинального моменту у цьому перерізі буде:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{16,2 \cdot 5,84^2}{8} = 69 \text{ кНм},$$

де q – повне погонне навантаження на балку (рис. 2.1). Його визначаємо, помноживши повне навантаження $q_l = 10,8 \text{ кН/м}^2$ на номінальну ширину плити $b_n = 1,5 \text{ м}$:

$$q = q_l b_n = 10,8 \cdot 1,5 = 16,2 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковим перерізом при розрахунку плити на міцність за нахиленими перерізами (на дію поперечної сили) є переріз, де виникає максимальна поперечна сила. З рис. 2.1 видно, що це переріз на опорі. Значення поперечної сили у цьому перерізі буде

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{16,2 \cdot 5,84}{2} = 47,3 \text{ кН.}$$

2.5. Розрахунковий переріз плити

Дійсний переріз плити (рис. 2.3, а) зводимо до розрахункового таврового (рис. 2.3, б). Для плити з овальними порожнинами рис. 2.4.

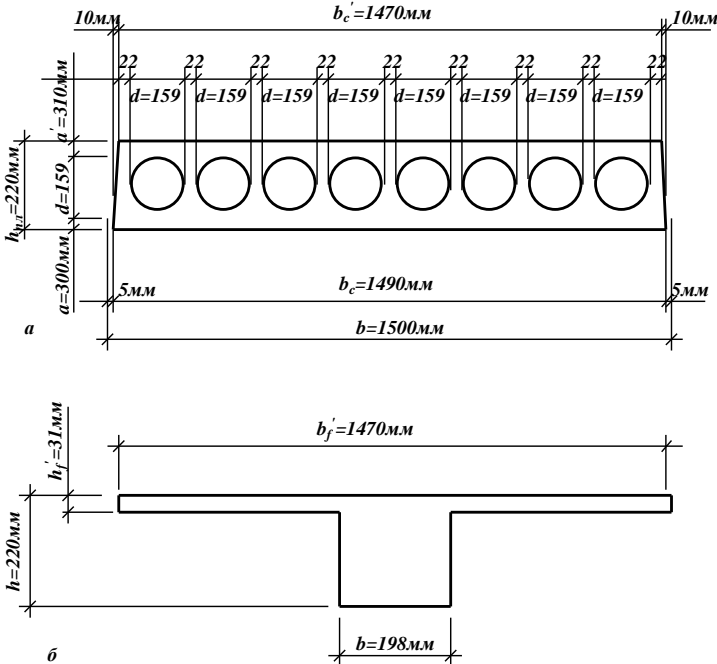


Рис. 2.3. Дійсний (а) і розрахунковий (б) перерізи плити перекриття з круглими порожнинами шириною 1,5м

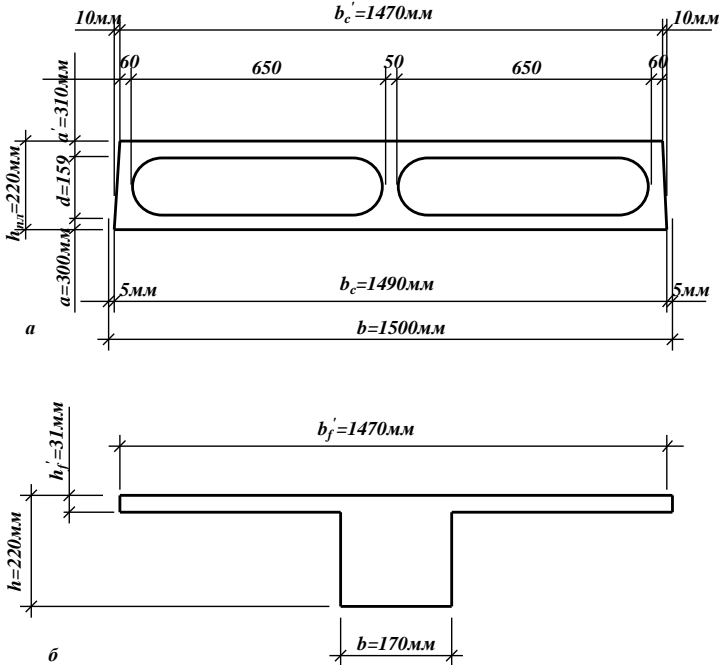


Рис. 2.4а. Дійсний (а) і розрахунковий (б) перерізи плити перекриття з овальними порожнинами шириною 1,5 м

Висоту таврового перерізу приймаємо рівною висоті плити, тобто $h = h_{\text{пл}} = 220 \text{ mm}$. Ширину полиці тавра у стиснутій зоні b'_f приймаємо рівною конструктивній ширині плити вверху b'_c , тобто $b'_f = b'_c = 1470 \text{ mm}$. Товщину полиці h'_f приймаємо рівною розмірові $a' : h'_f = a' = 31 \text{ mm}$. Ширину ребра таврового перерізу обчислюємо за формулою $b = b'_c - nd = 1470 - 8 \cdot 159 = 198 \text{ mm}$, де b'_c – конструктивна ширина плити вверху; n – кількість порожнин; d – діаметр порожнини (див. рис. 2.3).

Для плити з овальними порожнинами

$$b = b'_c - 2 \cdot 650 = 1470 - 1300 = 170 \text{ мм.}$$

2.6. Розрахунок плити на міцність нормальних перерізів

Розрахунок виконуємо як для елементів таврового поперечного перерізу, що працюють на згинання, за схемою алгоритму 6 [2].

Вихідні дані: Розрахунковий згинальний момент у перерізі $M = 69 \text{ кНм}$ (п. 2.4). Розміри поперечного перерізу (рис. 2.3, б): ширина ребра $b = 198 \text{ мм}$; висота перерізу $h = 220 \text{ мм}$; ширина полиці $b'_f = 1470 \text{ мм}$; висота полиці $h'_f = 30 \text{ мм}$. Параметрами a і a' задаємося. Приймаємо $a = 35 \text{ мм}$; $a' = 25 \text{ мм}$. Для заданого класу арматури А-III $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ (п. 2.1). Для заданого класу бетону В20 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ (п. 2.1). $\gamma_{b2} = 0,9$ (п. 2.1). Для важкого бетону $\alpha = 0,85$. $\sigma_{sR} = R_s$. Мінімальний відсоток армування $\mu_{\min} = 0,05\%$ (дод. 13).

1. Робоча висота перерізу: $h_0 = h - a = 220 - 35 = 185 \text{ мм}$.

2. Характеристика стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,767.$$

3. $\gamma_{b2} \geq 1$. Ні.

4. $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$.

5. Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1} \right)} = 0,629.$$

6. $M = 69 \text{ кНм} < \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 0,9 \cdot 11,5 \cdot 1470 \cdot 31 \times$
 $\times (185 - 0,5 \cdot 31) = 7994459 \text{ Нм} = 79,9 \text{ кНм}.$

Розрахунок продовжуємо за схемою алгоритму 2 [2], починаючи з п.6, тобто переріз розраховуємо як прямокутний із шириною $b = b'_f = 1470 \text{ мм}$ і висотою $h = 220 \text{ мм}$.

6. Коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{69 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1470 \cdot 185^2} = 0,132.$

7. Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,132} = 0,142.$$

8. $\xi \leq \xi_R$. Так.

9. Коефіцієнт

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,132 = 0,934 .$$

10. Необхідна площа поперечного перерізу арматури

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{69 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,934 \cdot 185} = 1094 \text{ мм}^2 .$$

11. Коефіцієнт армування $\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{1094}{198 \cdot 185} = 0,03$.

12. $\mu \geq \mu_{min}$; $0,03 > 0,0005$. Так.

13. $A_s = A_{s1} = 1094 \text{ мм}^2$.

За табл. додатка 4 підбираємо кількість і діаметр стержнів арматури. Якщо арматуру встановлювати у першому, третьому, п'ятому, сьомому та дев'ятому ребрах, тобто через ребро, то кількість стержнів має бути 5. Отже підбираємо 5Ø18А-III із фактичною площею поперечного перерізу 1272мм².

Для плит з овальними порожнинами треба підбирати 3 стержні і встановлювати їх у кожному ребрі (рис. 2.4а).

2.7. Розрахунок плити на міцність нахилених перерізів

Розрахунок розпочинаємо за схемою алгоритму 7 [2].

Вихідні дані: Максимальна поперечна сила $Q_{max} = 47,3 \text{ кН}$ (п. 2.4).

Рівномірно розподілене навантаження:

постійне $g = g_l b = 6,9 \cdot 1,5 = 10,35 \text{ кН / м}$, де $b = 1,5 \text{ м}$ – номінальна ширина плити;

тимчасове $V = V_l b = 3,9 \cdot 1,5 = 5,85 \text{ кН / м}$ (п. 2.3, табл. 2.1).

Розрахункова міцність бетону класу В20 на розтяг $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ (дод. 1). $\gamma_{b2} = 0,9$ (п. 2.1). Міцність арматури класу А-I на розтяг при розрахунку на дію поперечної сили $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$ (п. 2.1). Кількістю поперечних стержнів у перерізі n задаємося. Оскільки за умовою міцності нормальних перерізів прийнято 5 поздовжніх стержнів діаметром 18А-III, то у плиті буде встановлено 5 каркасів. Отже, $n = 5$. (Для плит з овальними порожнинами $n = 3$, бо у такій плиті буде встановлено три каркаси). За умовою зварювання з поздовжньою арматурою (дод. 7) призначаємо діаметр поперечної арматури. У нашому випадку максимальний діаметр поздовжньої

арматури 18мм. Тоді діаметр поперечної буде 6мм. Площа одного стержня поперечної арматури $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$ (дод.4). Ширина ребра таврового перерізу $b = 198 \text{ мм}$, висота – $h = 220 \text{ мм}$ (рис. 2.3,б). Відстань від нижньої грані перерізу до центра ваги розтягнутої поздовжньої арматури при прийнятому її діаметрі 18мм (п. 2.6): $a = a_1 + d/2 = 20 + 18/2 \approx 30 \text{ мм}$ (дод. 14). Для важкого бетону коефіцієнти $\varphi_{b2} = 2; \varphi_{b3} = 0,6; \varphi_{b4} = 1,5$ (дод.6). Коефіцієнт φ_f для таврового перерізу: $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh} = 0,75 \frac{(1470 - 198)31}{198 \cdot 220} = 0,679$ (рис. 2.3, б). Для плит з овальними порожнинами треба поррахувати φ_f при значенні $b = 170 \text{ мм}$. Коефіцієнт $\varphi_n = 0$, оскільки елемент без попередньо напруженої арматури.

1. Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$.

2. $q_1 = g + v / 2 = 10,35 + 5,85 / 2 = 13,28 \text{ кН / м}$.

3. $q_a = 0,16 \varphi_{b4} \gamma_{b2} R_{bt} b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 198 = 38,5 \text{ Н / мм}$.

4. $q_1 = 13,28 \text{ Н / мм} < q_a = 38,5 \text{ Н / мм}$.

5. Проекція нахиленої тріщини $c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 190 = 475 \text{ мм}$.

6. $Q = Q_{max} - q_1 c = 47300 - 38,5 \cdot 475 = 29013 \text{ Н}$.

7.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0) 0,9 \cdot 0,9 \cdot 198 \cdot 190^2}{475} = 18283 \text{ Н}.$$

8. $Q = 29013 \text{ Н} > Q_b = 18283 \text{ Н}$. Умова міцності не виконується і тому необхідно розраховувати поперечну арматуру.

9. $k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,679 + 0 = 1,679$.

10. $k = 1,679 \leq 1,5$. Ні.

11. $k = 1,5$.

12. $M_b = \varphi_{b2} k \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 198 \cdot 190^2 = 17,4 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$,

13. $Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{17,4 \cdot 10^6 \cdot 13,28} = 30,4 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

14. $Q_{max} = 47,3 \text{ кН} < \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{30,4}{0,6} = 50,7 \text{ кН}$.

- 15'. $q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{47,3^2 - 30,4^2}{4 \cdot 17,4} = 18,8 \text{ H / мм} .$
17. $q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{(47,3 - 15,2)10^3}{2 \cdot 190} = 84,5 \text{ H / мм} .$
18. $q_{sw1} = 59,2 \text{ H / мм} < q_{sw2} = 84,5 \text{ H / мм} .$
19. $q_{sw3} = q_{sw2} = 84,5 \text{ H / мм} .$
20. $Q_{b,min} = \varphi_{b3} k \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 198 \cdot 190 = 27425 \text{ H} .$
21. $q_{sw1,min} = \frac{Q_{b,min}}{2h_0} = \frac{27425}{2 \cdot 190} = 72,2 \text{ H / мм} .$
22. $q_{sw3} = 84,5 \text{ H / мм} > q_{sw1,min} = 72,2 \text{ H / мм} .$
23. $q_{sw} = q_{sw3} = 85,4 \text{ H / мм} .$

Розрахунок продовжуємо за схемою алгоритму 8 [2] з п.16. Поперечна арматура прийнята з $5\varnothing 6A-I$, $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа} .$

16. Крок поперечної арматури:

$$s = \frac{R_{sw} n A_{sw1}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 5 \cdot 28}{85,4} = 287 \text{ мм} .$$

17. Максимальний крок поперечної арматури:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,5 (1 + 0) \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 198 \cdot 190^2}{47300} = 184 \text{ мм} .$$

18. Повна висота плити $h = 220 \text{ мм} < 450 \text{ мм} .$

$$19. s \leq \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 220 = 110 \text{ мм}; s \leq 150 \text{ мм} .$$

Приймаємо крок поперечної арматури (дод. 8) на приопорній ділянці (1/4 прольоту) $s = 100 \text{ мм}$; у середній частині прольоту крок поперечної арматури s_1 має бути не більшим за $\frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 220}{4} = 165 \text{ мм}$; приймаємо $s_1 = 150 \text{ мм}$ (крок поперечної арматури треба призначати кратним 25 мм із заокругленням у меншу сторону).

Далі виконуємо перевірку міцності стиснутої зони по смузі між нахиленими тріщинами, використовуючи схему алгоритму 9 [2].

Вихідні дані: $Q = 47,3 \text{ кН}$. $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ (дод. 1). $\gamma_{b2} = 0,9$.

Початковий модуль пружності бетону класу В20 $E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ (дод. 1). $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$; $n = 5$. Модуль пружності арматури класу А-І $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (дод. 2). $b = 198 \text{ мм}$; $h = 220 \text{ мм}$; $a = 30 \text{ мм}$. Крок поперечних стержнів $s = 100 \text{ мм}$. Коефіцієнт $\beta = 0,01$ (для важкого бетону).

1. Робоча висота перерізу $h_0 = 190 \text{ мм}$.

2. $\varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,897$.

3. $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$.

4. Коефіцієнт армування:

$$\mu_w = \frac{n A_{sw1}}{b s} = \frac{5 \cdot 28}{198 \cdot 100} = 0,00707.$$

5. Відношення модулів пружності: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,78$.

6. Коефіцієнт $\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,00707 = 1,275$.

7. $\varphi_{w1} = 1,275 < 1,3$.

9. Поперечна сила, яку може витримати бетон стиснутої зони нахиленої смуги між нахиленими тріщинами:

$$Q_u = 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} \gamma_{b2} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,275 \cdot 0,897 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 198 \cdot 190 = 133593 \text{ Н}.$$

10. Умова $Q_{max} = 47300 \text{ Н} < Q_u = 133593 \text{ Н}$ виконується. Міцність забезпечена.

2.8. Конструювання плити

Плиту армуємо зварними каркасами, які розташовуємо у першому, третьому, п'ятому, сьомому та дев'ятому ребрах плити (в плитах з овальними порожнинами маємо три каркаси – у кожному ребрі). У верхній та нижній полицях плити передбачаємо по одній конструктивній сітці з арматури $\varnothing 3 \text{ Вр-I}$ з чарунками $250 \times 250 \text{ мм}$. Ці сітки встановлюємо посередині товщини полиць.

Для монтажу плит передбачені підйомні петлі, а для приварювання їх до ригелів – закладні деталі.

Опалубне креслення плити, її армування, арматурні вироби, специфікацію арматури та техніко-економічні показники див. на аркуші 2.

Розташування креслень на аркуші 2 див. рис. 2.5.

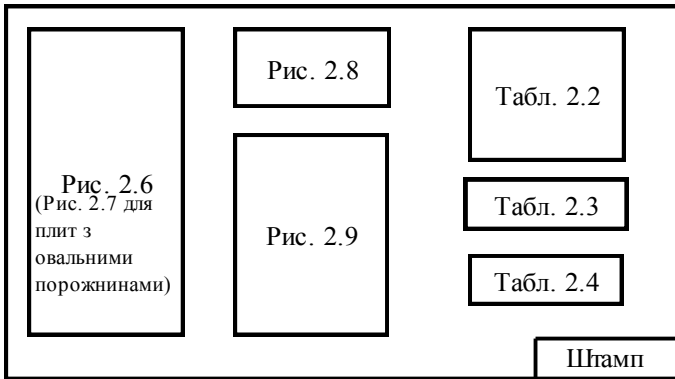


Рис. 2.5. Схема розташування креслень на аркуші 2

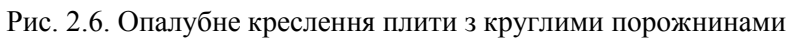
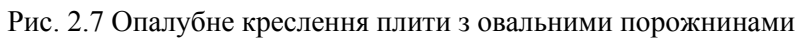
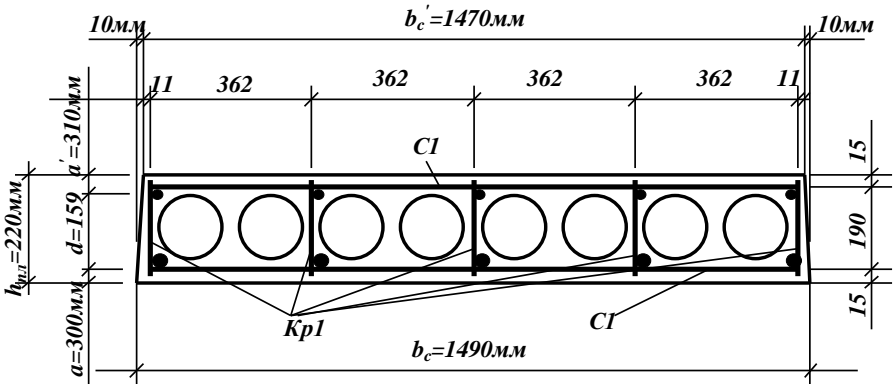


Рис. 2.6. Опалубне креслення плити з круглими порожнинами

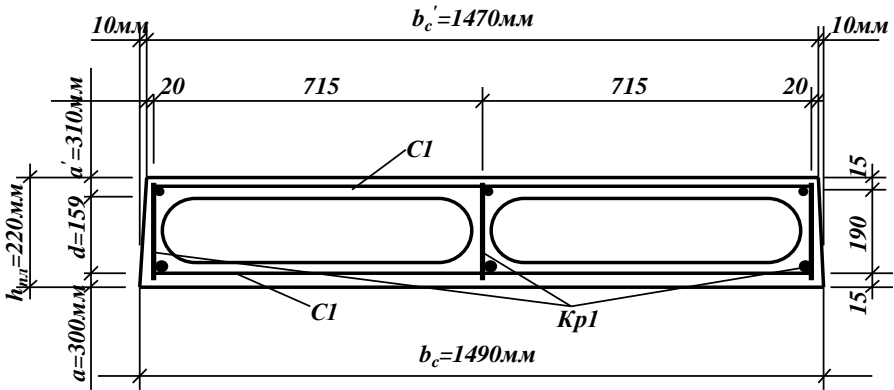


A – A



a

A – A



б

Рис. 2.8. Армування плити: а – з круглими порожнинами; б – з овальними порожнинами

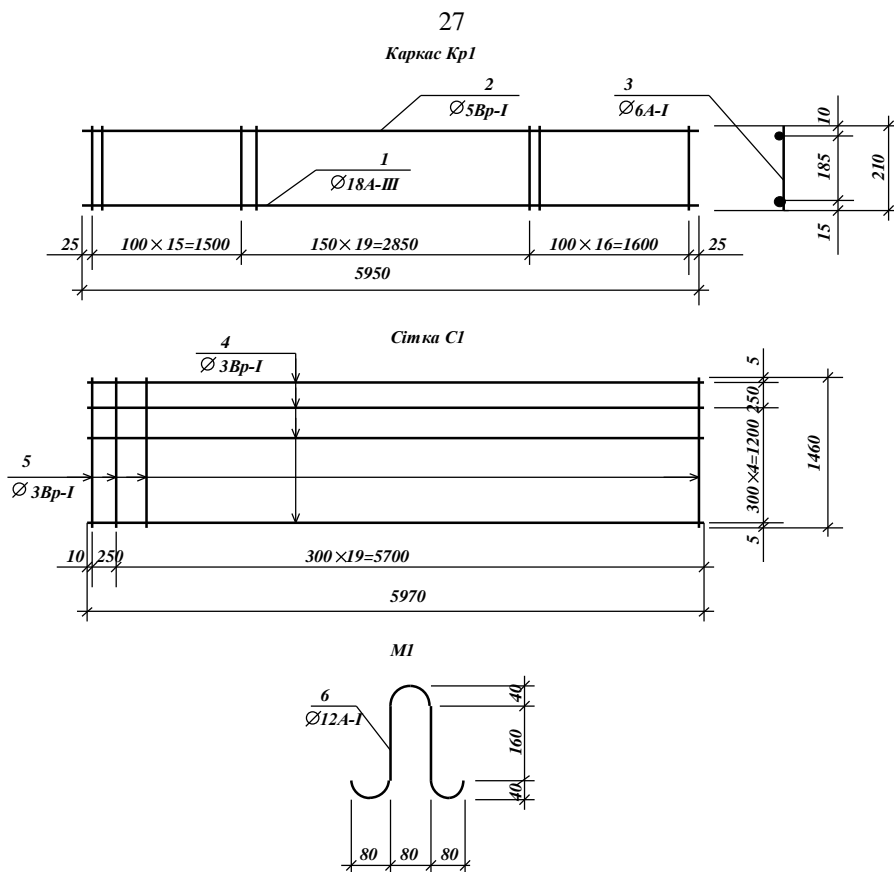


Рис. 2.9. Арматурні вироби плити

Таблиця 2.2.

Специфікація арматури на плиту покриття П2

Марка арматурного виробу	№ позиції	Діаметр і клас арматури	Ескіз	Довжина позиції, мм	Кількість позицій	Загальна довжина на вибір, м	Загальна довжина на елемент, м	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
Кр-1 5 шт.	1	18А-III	————	5950	1	5,95	29,8	1,998	59,6
	2	5Вр-I	————	5950	1	5,95	29,8	0,154	4,6
	3	6А-I	————	210	51	10,71	53,6	0,222	11,9
С1 2шт.	4	3Вр-I	————	5970	6	35,82	71,7	0,055	4,0
	5	3Вр-I	————	1460	21	30,66	61,4	0,055	3,4
М1 4шт.	6	12А-I	————	660	1	0,66	2,7	0,888	2,4
Загальна вага сталі на елемент									85,9

Таблиця 2.3.

Вибірка матеріалів на плиту покриття П2

Арматурна сталь, кг, класу						Бетон, м3, класу		
А-I	А-III	Вр-I				В20		
14,3	59,6	12,0				1,02		

Таблиця 2.4.

Техніко-економічні показники на плиту перекриття П2

Розхід бетону, м ³	Розхід сталі, кг	Розхід сталі в кг/м ³
1,02	85,9	84,2

3. Розрахунок і конструювання нерозрізного ригеля перекриття по осі „3”

3.1. Вихідні дані

Нерозрізний ригель по осі „3” (див. рис. 2,*a*) має шість прольотів, прямокутний поперечний переріз $600 \times 300 \text{ мм}$ і виготовляється із бетону класу В20. Армується поздовжньою робочою арматурою класу А-III, поперечною класу А-I, конструктивною класу А-I і експлуатується в закритому приміщенні ($\gamma_{b2} = 0,9$). Коефіцієнт щодо відповідальності будівлі $\gamma_n = 0,95$.

З таблиць (додаток 1 та 2) визначаємо: розрахунковий опір бетону класу В20 на стискання $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; те саме, на розтягання $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-III (діаметром 10...40 мм) на розтягання $R_s = 365 \text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-I при розрахунку на поперечну силу $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$.

3.2. Розрахункова схема ригеля

Ригель розглядаємо як п'ятипролітну нерозрізну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 3.1).

Кількість прольотів у розрахунковій схемі балки залежить від реальної кількості прольотів ригеля. Так, якщо число прольотів ригеля в натурі п'ять і менше, число прольотів балки відповідає числу прольотів ригеля. Якщо кількість прольотів ригеля більше п'яти – його розглядають як п'ятипролітну нерозрізну балку, вважаючи, що середні прольоти, починаючи з третього, працюють однаково.

Опорами для цієї балки служать: у крайньому прольоті стіна і консоль колони, а в середніх прольотах – консолі колон. Розрахунковий перший проліт визначається як відстань між центром площадки обпирання ригеля на стіну і модульною віссю, а в середніх прольотах дорівнює відстані між модульними осями (див. рис. 3.2):

$$l_{01} = l - a + 0,5c = 6000 - 250 + 0,5 \cdot 300 = 5900 \text{ мм};$$

$$l_0 = l = 6000 \text{ мм}.$$

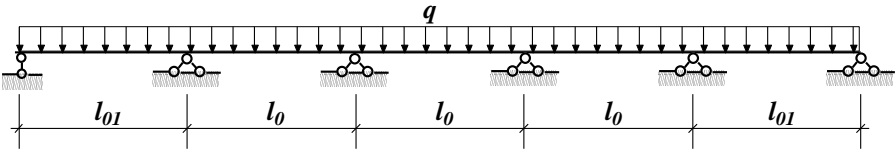


Рис. 3.1. Розрахункова схема ригеля перекриття

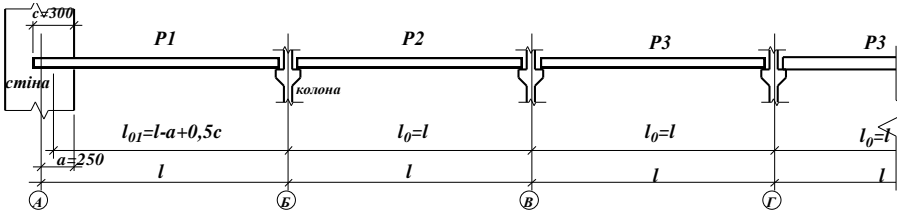


Рис. 3.2. До визначення розрахункових прольотів ригеля

3.3. Навантаження на ригель

На ригель діє постійне і тимчасове навантаження, яке передається від плит перекриття (табл. 2.1). До постійного відноситься також власна вага ригеля.

Повне рівномірно розподілене навантаження на ригель в кН/м:

$$q = q_l l + b h \gamma \gamma_f \gamma_n = 10,8 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 69,75 \text{ кН / м ;}$$

у тому числі постійне:

$$g = g_l l + b h \gamma \gamma_f \gamma_n = 6,9 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 46,35 \text{ кН / м ;}$$

тимчасове:

$$V = V_l l = 3,9 \cdot 6 = 23,4 \text{ кН / м ;}$$

довгочасне:

$$q_l = q_{l1} l + b h \gamma \gamma_f \gamma_n = 9,5 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 61,95 \text{ кН / м ,}$$

де $q_l, g_l, V_l, q_{l1}, \gamma_f, \gamma_n$ – див табл. 2.1; l – крок ригелів (дорівнює $A=6\text{м}$); b, h – ширина і висота прямокутного поперечного перерізу ригеля (для ригеля таврового перерізу замість bh беруть площу таврового перерізу); γ – об'ємна вага залізобетону (25 кН/м^3).

3.4. Визначення внутрішніх зусиль у розрахункових перерізах ригеля

Обвідна епюра згинальних моментів у кожному прольоті балки від рівномірно розподіленого навантаження буде криволінійною – у вигляді параболи. Для побудови цієї епюри розбиваємо кожний проліт балки на п'ять рівних частин довжиною $0,2l$ (рис. 3.3). Таким чином, по довжині балки (до осі симетрії) будемо мати такі характерні перерізи: 0,1,2,3...12. Оскільки максимальний згинальний момент у першому прольоті виникає на відстані $0,425l_{01}$, а в другому і третьому – посередині прольоту на відстані $0,5l_0$, то в розрахунок вводимо перерізи 2', 7' та 12'.

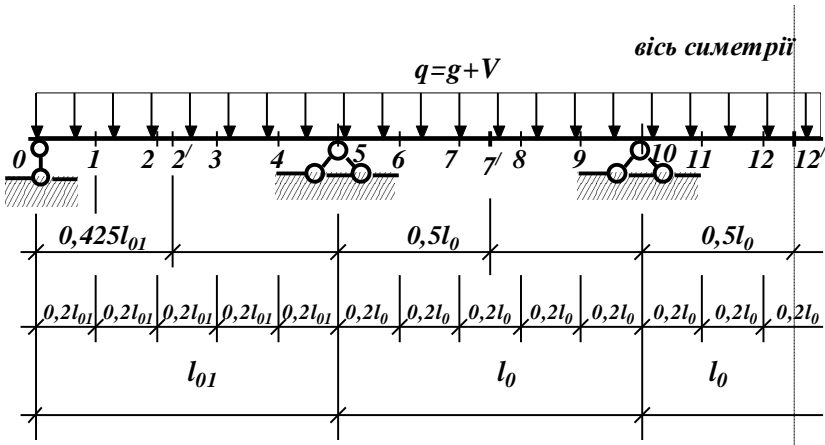


Рис. 3.3. Розбиття багатопролітної балки на характерні перерізи

Ординати обвідної епюри моментів обчислюємо за формулою $M = \beta \cdot q \cdot l_0^2$, де коефіцієнт β визначають із таблиці (додаток 19) та за рисунком (додаток 18) залежно від співвідношення $V/g = 23,4/46,35 = 0,5$. Результати підрахунків зводимо в табл. 3.1.

При заповненні таблиці зверніть увагу, що значення коефіцієнта $+\beta$ (показано на рисунку додатка 18) не залежить від співвідношення V/g . Від цього співвідношення залежить тільки значення коефіцієнта $(-\beta)$. В таблиці додатка 19 наведені значення

($-\beta$) для співвідношень 0,5; 1,0; 1,5 і т.д.. Якщо виявиться, що співвідношення V/g перебуває в межах між 0,5; 1,0; 1,5 і т.д., значення коефіцієнта β визначають за лінійною інтерполяцією. Визначаючи M_{\max} , перемножують стовпчик 4 на стовпчик 8, а при підрахунку M_{\min} треба стовпчик 5 помножити на стовпчик 8.

Таблиця 3.1.

Номер прольоту	Номер перерізу	Відстань від лівої опори до перерізу, м		Значення коефіцієнта		Значення моменту, кНм		кНм $q \cdot l_0^2$
				$+\beta$	$-\beta$	M_{\max}	M_{\min}	
1	2	3		4	5	6	7	8
1. $l_{0I}=5,9$ м	1	0,2 l_{0I}	1,18	0,065	-	157,8	-	69,75× ×5,9 ² = =2428
	2	0,4 l_{0I}	2,36	0,090	-	218,5	-	
	2	0,425 l_{0I}	2,53	0,091	-	220,9	-	
	3	0,6 l_{0I}	3,54	0,075	-	182,1	-	
	4	0,8 l_{0I}	4,72	0,020	-	48,6	-	
2. $l_0=6,0$ м	5	1,0 l_{0I}	5,90	-	0,0715	-	173,6	69,75× ×6 ² = =2511
	6	0,2 l_0	1,2	0,018	0,01	45,2	25,1	
	7	0,4 l_0	2,4	0,058	+0,022	145,6	+55,2	
	7'	0,5 l_0	3,0	0,0625	-	156,9		
	8	0,6 l_0	3,6	0,058	+0,024	145,6	+60,3	
	9	0,8 l_0	4,8	0,018	0,004	45,2	10,0	
3. $l_0=$ $=6,0$ м	10	1,0 l_0	6,0	-	0,0625	-	156,9	69,75× ×6 ² = =2511
	11	0,2 l_0	1,2	0,018	0,003	45,2	7,5	
	12	0,4 l_0	2,4	0,058	+0,028	145,6	+70,3	
	12'	0,5 l_0	3,0	0,0625	-	156,9	-	

За рисунком додатка 18 визначаємо положення лінії епюри мінімальних моментів біля першої проміжної опори зліва. При відношенні $V/g = 0,5$ ця лінія закінчується на відстані $0,339l_{0I} = 0,339 \cdot 5,9 = 2$ м лівіше від першої проміжної опори.

Розрахункові поперечні сили:

на крайній опорі $Q_1 = 0,4q l_{0I} = 0,4 \cdot 69,75 \cdot 5,9 = 164,6$ кН;

на першій проміжній опорі зліва: $Q_2'' = 0,6q l_{0I} = 0,6 \cdot 69,75 \cdot 5,9 = 246,9$ кН;

на першій проміжній опорі справа і на середніх опорах зліва і справа $Q_3'' = Q_3 = 0,5q l_0 = 0,5 \cdot 69,75 \cdot 6 = 209,2$ кН.

Обвідна епюра моментів та епюра поперечних сил для половини ригеля (до осі симетрії) показані на рис. 3.4.

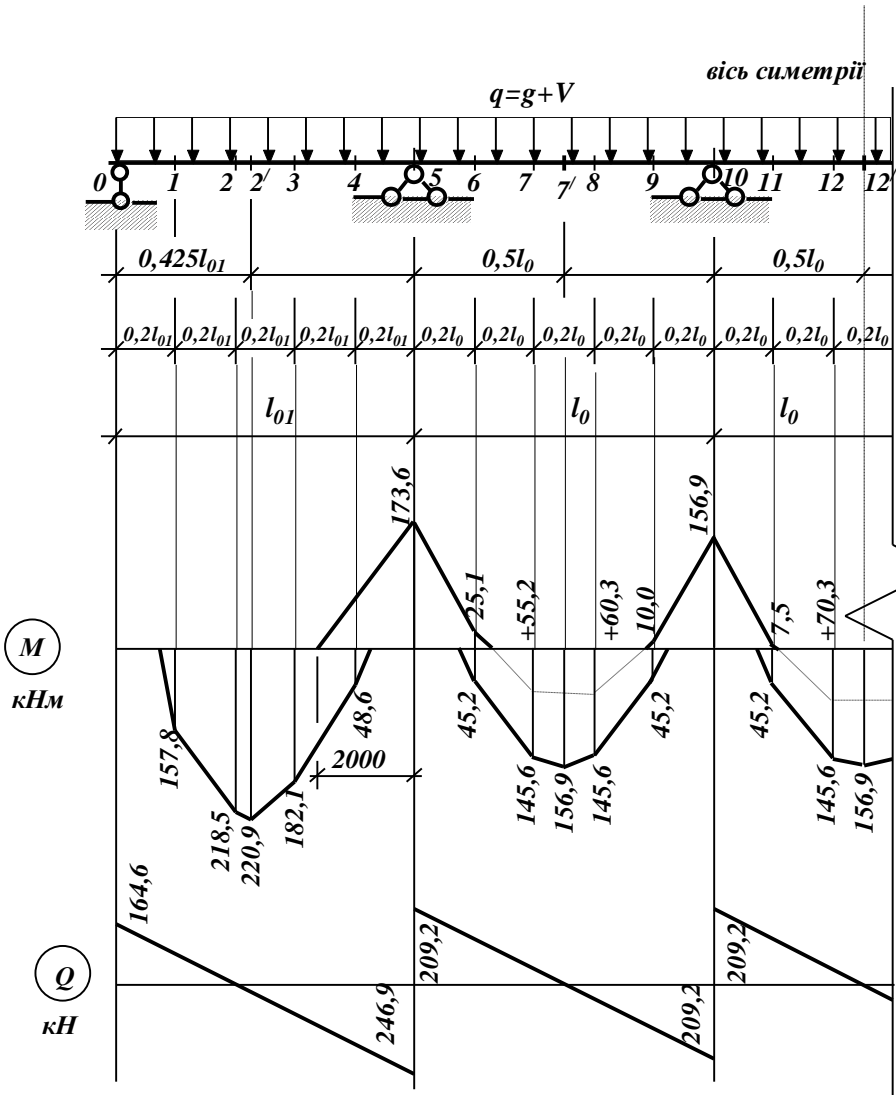


Рис. 3.4. Обвідна епюра згинальних моментів та епюра поперечних сил в ригелі

3.5. Розрахунок ригеля на міцність нормальних перерізів

Розрахунковими перерізами ригеля є перерізи по середині прольотів і на опорах, де виникають максимальні моменти. Ці перерізи мають прямокутний профіль з розмірами **$h = 600\text{мм}$, $b = 300\text{мм}$** , тому їх розраховують на міцність як елементи прямокутного профілю за схемою алгоритму 2 [2].

У ригелях таврового поперечного перерізу розрахунки в прольотах треба виконувати як для елементів таврового профілю за схемою алгоритму 6 [2]. Оскільки на опорах полиця тавра знаходиться в розтягнутій зоні і в розрахунках на міцність не враховується, то у цих перерізах розрахунок виконують як для елементів прямокутного профілю з шириною, рівною ширині ребра тавра і з висотою, рівною висоті перерізу, за схемою алгоритму 2 [2].

3.5.1. Переріз по середині першого прольоту (ригель Р1)

Вихідні дані: З епюри моментів (рис. 3.4) видно, що максимальний згинальний момент в першому прольоті (на відстані $0,425l_{01}$) **$M = 220,9\text{кНм}$** . Ширина перерізу **$b = 300\text{мм}$** . Висота перерізу **$h = 600\text{мм}$** . Параметром a задаємося в межах **$40\text{--}60\text{мм}$** . Приймаємо **$a = 50\text{мм}$** . Розрахунковий опір арматури класу А-III **$R_s = 365\text{МПа}$** (дод. 2). Призмova міцність бетону класу В20 **$R_b = 11,5\text{МПа}$** (дод. 1). Коефіцієнт умов роботи **$\gamma_{b2} = 0,9$** . Для важкого бетону коефіцієнт **$\alpha = 0,85$** . **$\sigma_{sR} = R_s$** . Мінімальний відсоток армування **$\mu_{min} = 0,05\%$** (дод. 13).

1. Робоча висота перерізу: **$h_0 = h - a = 400 - 50 = 550\text{мм}$** .

2. Характеристика стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha - 0,008\gamma_{b2}R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,767.$$

3. **$\gamma_{b2} \geq 1$** . Ні.

4. **$\sigma_{sc,u} = 500\text{МПа}$** .

5. Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1} \right)} = 0,628.$$

6. Коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{220,9 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,235$.

7. Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,235} = 0,27.$$

8. $\xi \leq \xi_R$. Так.

9. Коефіцієнт

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,27 = 0,865.$$

10. Необхідна площа поперечного перерізу арматури:

$$A_{sI} = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{220,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,865 \cdot 550} = 1272,1 \text{ мм}^2.$$

11. Коефіцієнт армування: $\mu = \frac{A_{sI}}{b h_0} = \frac{1272,1}{300 \cdot 550} = 0,0077$.

12. $\mu \geq \mu_{min}$; $0,0077 > 0,0005$. Так.

13. $A_s = A_{sI} = 1272,1 \text{ мм}^2$.

За табл. додатка 4 підбираємо кількість і діаметр стержнів арматури – 4Ø22А-III із фактичною площею поперечного перерізу 1520мм².

3.5.2. Перерізи посередині середніх прольотів (ригелі Р2 та Р3)

Вихідні дані: З епюри моментів (рис. 3.4) видно, що максимальний згинальний момент у балці посередині середніх прольотів $M = 156,9 \text{ кНм}$. Інші вихідні дані такі самі, як і в попередньому розрахунку.

Розрахунок починаємо з п.6, оскільки п.п. 1...5 такі самі, як і в попередньому розрахунку.

6. Коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{156,9 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,167$.

7. Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,167} = 0,183.$$

8. $\xi \leq \xi_R$. Так.

9. Коефіцієнт $\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,183 = 0,909$.

10. Необхідна площа поперечного перерізу арматури:

$$A_{sI} = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{156,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,909 \cdot 550} = 859,8 \text{ мм}^2.$$

11. Коефіцієнт армування: $\mu = \frac{A_{sI}}{bh_0} = \frac{859,8}{300 \cdot 550} = 0,0052.$

12. $\mu \geq \mu_{min}; 0,0052 > 0,0005$. Так.

13. $A_s = A_{sI} = 859,8 \text{ мм}^2.$

За табл. додатка 4 підбираємо кількість і діаметр стержнів арматури – 4Ø18А-III із фактичною площею поперечного перерізу 1017мм².

3.5.3. Переріз на першій проміжній опорі (зліва – ригель Р1; справа – ригель Р2)

З епюри моментів (рис. 3.4) видно, що максимальний згинальний момент у балці на першій опорі $M = 173,6 \text{ кНм}$. Інші вихідні дані такі самі, як і в попередніх розрахунках.

6. Коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{173,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,185.$

7. Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,185} = 0,206.$$

8. $\xi \leq \xi_R$. Так.

9. Коефіцієнт

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,206 = 0,897.$$

10. Необхідна площа поперечного перерізу арматури:

$$A_{sI} = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{173,6 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,897 \cdot 550} = 964 \text{ мм}^2.$$

11. Коефіцієнт армування: $\mu = \frac{A_{sI}}{bh_0} = \frac{964}{300 \cdot 550} = 0,0058.$

12. $\mu \geq \mu_{min}; 0,0058 > 0,0005$. Так.

13. $A_s = A_{sI} = 964 \text{ мм}^2.$

За табл. додатка 4 підбираємо кількість і діаметр арматури – 4Ø18А-III із фактичною площею поперечного перерізу 1017мм².

3.5.4. Переріз на другій проміжній опорі (зліва – ригель Р2; справа – ригель Р3)

Оскільки згинальний момент у цьому перерізі такий самий, як і в перерізах посередині середніх прольотів (рис. 3.4), то для його армування приймаємо ту саму арматуру, тобто 4Ø18А-III.

3.6. Розрахунок ригеля на міцність нахилених перерізів

Розрахунковими перерізами на дію поперечної сили є перерізи на опорах ригеля, де у кожному прольоті ригеля виникають максимальні за величиною поперечні сили (рис. 3.4). Максимальна поперечна сила по довжині ригеля виникає у першому прольоті на першій проміжній опорі зліва (переріз 5 на рис. 3.4). З цього перерізу і починаємо розрахунок.

3.6.1. Ригель Р1 (переріз 5, зліва)

Розрахунок розпочинаємо за схемою алгоритму 7 [2].

Вихідні дані: Максимальна поперечна сила $Q_{max} = 246,9 \text{ кН}$. Рівномірно розподілене навантаження: постійне $g = 46,35 \text{ кН / м}$, тимчасове $V = 23,4 \text{ кН / м}$ (п. 3.3). Розрахункова міцність бетону класу В20 на розтяг $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ (дод. 1). $\gamma_{b2} = 0,9$ (п. 2.1). Міцність арматури класу А-I на розтяг при розрахунку на дію поперечної сили $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$ (дод. 2). Кількістю поперечних стержнів у перерізі $n = 2$ задаємося. За умовою зварювання з поздовжньою арматурою (дод. 7) призначаємо діаметр поперечної арматури. У нашому випадку максимальний діаметр поздовжньої арматури у першому прольоті 18мм. Тоді діаметр поперечної буде 6мм. Площа одного стержня поперечної арматури $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$ (дод.4). Ширина перерізу $b = 300 \text{ мм}$, висота – $h = 600 \text{ мм}$. Для таврового перерізу треба брати ширину і висоту ребра. Відстань від нижньої грані перерізу до центра ваги розтягнутої поздовжньої арматури при прийнятому її діаметрі 18мм: $a = a_1 + d/2 = 20 + 18/2 \approx 30 \text{ мм}$ (дод. 14). Для важкого бетону коефіцієнти $\phi_{b2} = 2; \phi_{b3} = 0,6; \phi_{b4} = 1,5$ (дод.6). Коефіцієнт ϕ_f для

прямокутного перерізу $\varphi_f = 0$. Для таврового перерізу

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh}. \quad \text{Коефіцієнт } \varphi_n = 0, \text{ оскільки елемент без}$$

попередньо напруженої арматури.

$$1. \text{ Робоча висота перерізу: } h_0 = h - a = 600 - 30 = 570 \text{ мм}.$$

$$2. q_I = g + v / 2 = 46,35 + 23,4 / 2 = 58,05 \text{ кН / м}.$$

$$3. q_a = 0,16 \varphi_{b4} \gamma_{b2} R_{bt} b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 = 58,3 \text{ Н / мм}.$$

$$4. q_I = 58,05 \text{ Н / мм} < q_a = 58,3 \text{ Н / мм}.$$

$$5. \text{ Проекція нахиленої тріщини: } c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 570 = 1425 \text{ мм}.$$

$$6. Q = Q_{max} - q_I c = 246900 - 58,05 \cdot 1425 = 164179 \text{ Н}.$$

7.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0) 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2}{1425} = 83106 \text{ Н}.$$

8. $Q = 164179 \text{ Н} > Q_b = 83106 \text{ Н}$. Умова міцності не виконується і тому необхідно розраховувати поперечну арматуру.

$$9. k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0 + 0 = 1.$$

$$10. k = 1,5 \leq 1,5. \text{ Так.}$$

$$11. k = 1.$$

$$12. M_b = \varphi_{b2} k \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2 = 157,9 \cdot 10^6 \text{ Нмм},$$

$$13. Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_I} = 2 \sqrt{157,9 \cdot 10^6 \cdot 58,3} = 192 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

$$14. Q_{max} = 246,9 \text{ кН} < \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{192}{0,6} = 320 \text{ кН}.$$

$$15'. q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{246,9^2 - 192^2}{4 \cdot 236,8} = 25,4 \text{ Н / мм}.$$

$$17. q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{(246,9 - 192)10^3}{2 \cdot 570} = 48,15 \text{ Н / мм}.$$

$$18. q_{sw1} = 25,4 \text{ Н / мм} < q_{sw2} = 48,15 \text{ Н / мм}.$$

$$19. q_{sw3} = q_{sw2} = 48,15 \text{ Н / мм}.$$

$$20. Q_{b,min} = \varphi_{b3} k \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570 = 83106 \text{ Н}.$$

$$21. q_{sw1,min} = \frac{Q_{b,min}}{2h_0} = \frac{83106}{2 \cdot 570} = 72,9 \text{ Н / мм}.$$

$$22. q_{sw3} = 48,15 \text{ Н / мм} < q_{sw1,min} = 72,9 \text{ Н / мм} .$$

$$23. q_{sw} = q_{sw1,min} = 72,9 \text{ Н / мм} .$$

Розрахунок продовжуємо за схемою алгоритму 8 [2] з п.16. Поперечна арматура прийнята з 2Ø6А-I, $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$.

16. Крок поперечної арматури:

$$s = \frac{R_{sw} n A_{sw1}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 28}{72,9} = 134 \text{ мм} .$$

17. Максимальний крок поперечної арматури:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_b b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,5(1+0) \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2}{246900} = 480 \text{ мм} .$$

18. Повна висота ригеля $h = 600 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$.

$$19. s \leq \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} 600 = 200 \text{ мм}; s \leq 500 \text{ мм} .$$

Приймаємо крок поперечної арматури (дод. 8) на приопорній ділянці (1/4 прольоту) $s = 100 \text{ мм}$; у середній частині прольоту крок поперечної арматури s_1 має бути не більшим за $\frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 600}{4} = 450 \text{ мм}$; приймаємо $s_1 = 450 \text{ мм}$ (крок поперечної арматури треба призначати кратним 50 мм з заокругленням у меншу сторону).

Далі виконуємо перевірку міцності стиснутої зони по смузі між нахиленими тріщинами, використовуючи схему алгоритму 9 [2].

$$\text{Вихідні дані: } Q = 246,9 \text{ кН} . R_b = 11,5 \text{ МПа} \text{ (дод. 1). } \gamma_{b2} = 0,9 .$$

Початковий модуль пружності бетону класу В20 $E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ (дод. 1). $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$. $n = 2$. Модуль пружності арматури класу А-I $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (дод. 2). $b = 300 \text{ мм}$; $h = 600 \text{ мм}$; $a = 30 \text{ мм}$. Крок поперечних стержнів $s = 100 \text{ мм}$. Коефіцієнт $\beta = 0,01$ для важкого бетону.

$$1. \text{ Робоча висота перерізу: } h_0 = 570 \text{ мм} .$$

$$2. \varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,897 .$$

$$3. A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2 .$$

4. Коефіцієнт армування:

$$\mu_w = \frac{nA_{sw1}}{bs} = \frac{2 \cdot 28}{300 \cdot 100} = 0,0019.$$

5. Відношення модулів пружності: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,78$.

6. Коефіцієнт $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,0019 = 1,074$.

7. $\varphi_{w1} = 1,074 < 1,3$.

9. Поперечна сила, яку може витримати бетон стиснутої зони нахиленої смуги між нахиленими тріщинами:

$$Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}\gamma_{b2}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,074 \cdot 0,897 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 570 = 511510 \text{ Н}.$$

10. Умова $Q_{max} = 246900 \text{ Н} < Q_u = 511510 \text{ Н}$ виконується. Міцність забезпечена.

3.6.2. Ригель Р1 (переріз 0)

Розрахунок виконуємо так само, як і для перерізу 5 зліва.

Вихідні дані: Максимальна поперечна сила $Q_{max} = 164,6 \text{ кН}$.

Інші вихідні дані, а також значення п.п. 1...5 такі самі, як і в попередньому розрахунку.

6. $Q = Q_{max} - q_1 c = 164600 - 58,05 \cdot 1425 = 81879 \text{ Н}$.

7.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0)0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2}{1425} = 83106 \text{ Н}.$$

8. $Q = 81879 \text{ Н} < Q_b = 83106 \text{ Н}$. Умова міцності виконується і тому поперечну арматуру встановлюємо конструктивно (дод. 8). При висоті балки $h = 600 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$ на приопорній ділянці (1/4 прольоту) крок поперечних стержнів приймаємо $s \geq \frac{1}{3}h = \frac{1}{3}600 = 200 \text{ мм}$. В середній частині прольоту крок прийнятий раніше – 450 мм.

Далі виконуємо перевірку міцності стиснутої зони по смугі між нахиленими тріщинами при $Q = 164,6 \text{ кН}$ (див попередній розрахунок).

4. Коефіцієнт армування:

$$\mu_w = \frac{nA_{sw1}}{bs} = \frac{2 \cdot 28}{300 \cdot 200} = 0,00095.$$

5. Відношення модулів пружності: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,78$.

6. Коефіцієнт $\varphi_{wI} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,00095 = 1,037$.

7. $\varphi_{wI} = 1,037 < 1,3$.

9. Поперечна сила, яку може витримати бетон стиснутої зони нахиленої смуги між нахиленими тріщинами:

$$Q_u = 0,3\varphi_{wI}\varphi_{bI}\gamma_{b2}R_bbh_0 = 0,3 \cdot 1,037 \cdot 0,897 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 570 = 493888 \text{ Н}.$$

10. Умова $Q_{max} = 164600 \text{ Н} < Q_u = 493888 \text{ Н}$ виконується. Міцність забезпечена.

3.6.3. Ригелі P2 та P3 (перерізи 5 справа та переріз 10 зліва і справа)

Розрахунок виконуємо так само, як і попередні два розрахунки на максимальну поперечну силу $Q_{max} = 209,2 \text{ кН}$.

6. $Q = Q_{max} - q_1c = 209200 - 58,05 \cdot 1425 = 126479 \text{ Н}$.

7.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0)0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2}{1425} = 83106 \text{ Н}.$$

8. $Q = 126479 \text{ Н} > Q_b = 83106 \text{ Н}$. Умова міцності не виконується і тому необхідно розраховувати поперечну арматуру.

9. $k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0 + 0 = 1,5$.

10. $k = 1,5 \leq 1,5$. Так.

11. $k = 1$.

12. $M_b = \varphi_{b2}k\gamma_{b2}R_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2 = 157,9 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$,

13. $Q_{bI} = 2\sqrt{M_bq_1} = 2\sqrt{157,9 \cdot 10^6 \cdot 58,3} = 192 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

14. $Q_{max} = 209,2 \text{ кН} < \frac{Q_{bI}}{0,6} = \frac{192}{0,6} = 320 \text{ кН}$.

15'. $q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{bI}^2}{4M_b} = \frac{209,2^2 - 192^2}{4 \cdot 236,8} = 7,3 \text{ Н / мм}$.

17. $q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{bI}}{2h_0} = \frac{(209,2 - 192)10^3}{2 \cdot 570} = 15,1 \text{ Н / мм}$.

$$20. Q_{b,min} = \varphi_{b3} k \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570 = 83106 \text{ Н}.$$

$$21. q_{sw1,min} = \frac{Q_{b,min}}{2h_0} = \frac{83106}{2 \cdot 570} = 73 \text{ Н / мм}.$$

$$23. q_{sw} = q_{sw1,min} = 73 \text{ Н / мм}.$$

Розрахунок продовжуємо за схемою алгоритму 8 [2] з п.16. Поперечна арматура прийнята з 2Ø6А-I, $A_{sw1} = 28 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$.

16. Крок поперечної арматури:

$$s = \frac{R_{sw} n A_{sw1}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 28}{73} = 134 \text{ мм}.$$

17. Максимальний крок поперечної арматури:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,5(1 + 0) \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 570^2}{209200} = 566 \text{ мм}.$$

18. Повна висота ригеля $h = 600 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$.

$$19. s \leq \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} 600 = 200 \text{ мм}; s \leq 500 \text{ мм}.$$

Приймаємо крок поперечної арматури (дод. 8) на приопорній ділянці (1/4 прольоту) $s = 100 \text{ мм}$; в середній частині прольоту крок поперечної арматури s_1 має бути не більшим за $\frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 600}{4} = 450 \text{ мм}$; приймаємо $s_1 = 450 \text{ мм}$ (крок поперечної арматури треба призначати кратним 50мм з заокругленням у меншу сторону).

Перевірку міцності стиснутої зони по смузі між нахиленими тріщинами при $Q = 209,2 \text{ кН}$ робити немає потреби, оскільки така перевірка зроблена вище на більшу поперечну силу $Q_{max} = 246,9 \text{ кН}$ при кроці поперечних стержнів 100мм у ригелі Р1 (переріз 5, зліва).

3.7. Побудова епюри матеріалів

З метою економії сталі частину арматури в прольотах і на опорах ригеля обриваємо.

3.7.1. Ригель Р1

У масштабі викреслюємо обриси ригеля і епюру моментів (рис. 3.5). Показуємо поздовжню арматуру, підібрану у першому прольоті (п. 3.5.1) та на першій проміжній опорі зліва (п. 3.5.3).

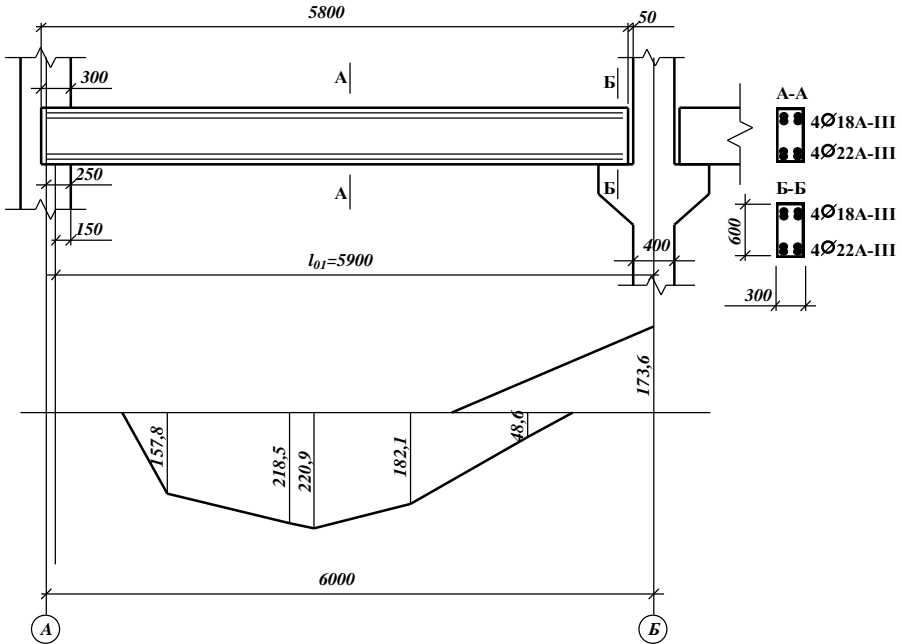
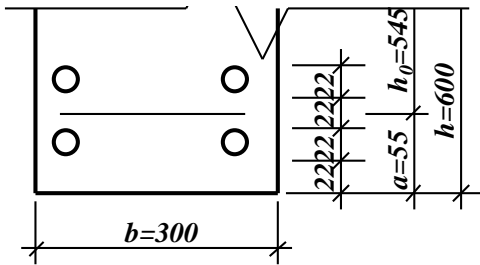


Рис. 3.5. До побудови епюри матеріалів у ригелі Р1 – крок перший

Визначаємо момент, який може витримати переріз А-А у прольоті, заармований $4\text{Ø}22\text{A-III}$ з площею $A_s = 1520 \text{ мм}^2$.

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} = \frac{365 \cdot 1520}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300} = 179 \text{ мм}.$$

Робоча висота перерізу А-А при армуванні його $4\text{Ø}22\text{A-III}$ (див. дод. 14) $h_0 = h - a = 600 - 55 = 545 \text{ мм}$.



Момент, що може витримати переріз:

$$M_{4\text{діам.}22\text{ АІІ}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \cdot 1520 (545 - 0,5 \cdot 179) = 252711400 \text{ Нмм} = 252,7 \text{ кНм}.$$

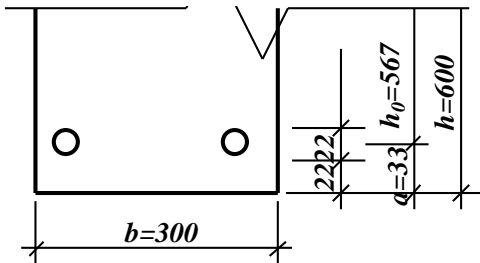
Цей момент відкладаємо у першому прольоті (лінія 1-1 на рис.3.6).

Тепер визначаємо момент, який може витримати переріз після того, як два стержні будуть обірвані.

Площа стержнів, що залишилися (2Ø22А-ІІІ), становить 760мм².

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} = \frac{365 \cdot 760}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300} = 89 \text{ мм}.$$

Робоча висота перерізу А-А при армуванні його 2Ø22А-ІІІ (див. дод. 14) $h_0 = h - a = 600 - 33 = 567 \text{ мм}.$



Момент, що може витримати переріз:

$$M_{2\text{діам.}22\text{ АІІ}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \cdot 760 (567 - 0,5 \cdot 89) = 144941500 \text{ Нмм} = 144,9 \text{ кНм}.$$

Цей момент також відкладаємо у прольоті (лінія 2-2 на рис. 3.6). Лінія 2-2 пересікає епюру моментів в точках a_1 та a_2 . Це і є точки теоретичного обриву стержнів. Від точок теоретичного обриву стержнів відкладаємо відрізки довжиною 20 діаметрів арматури, що обривається, тобто $20 \cdot 22 = 440 \text{ мм}.$ Отримаємо точки b_1 та b_2 .

Отримані точки фактичного обриву стержнів проектуємо на ригель (точки c_1 та c_2). Оскільки всі побудови виконано в масштабі, то, замірявши відстані від краю ригеля до точок c_1 та c_2 , можна визначити положення обірваного стержня по довжині ригеля.

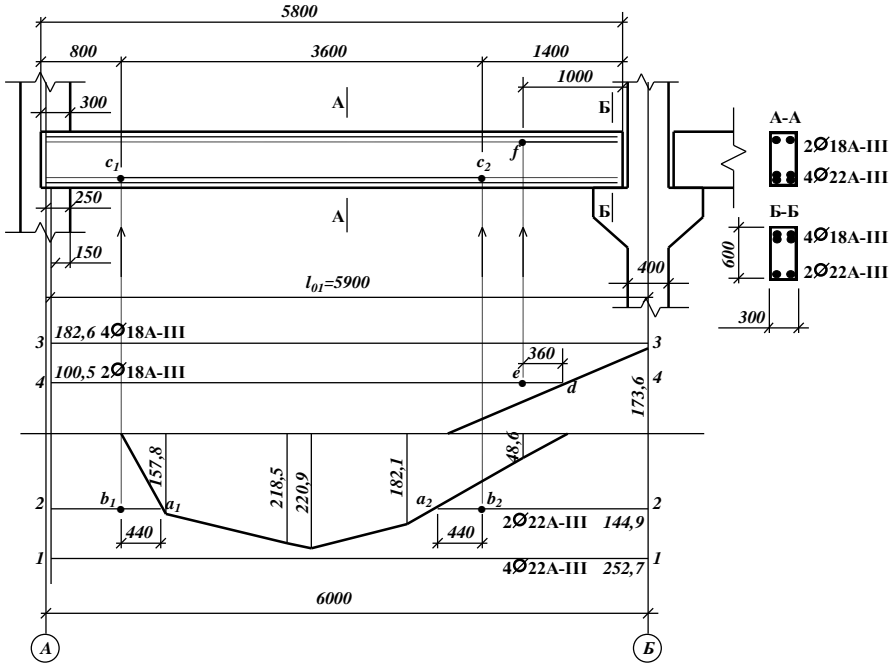
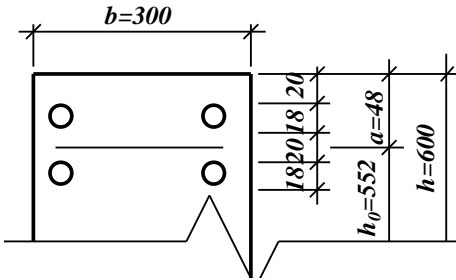


Рис. 3.6. До побудови епюри матеріалів в ригелі Р1 – крок 2

Визначаємо момент, який може витримати переріз Б-Б на опорі, заармований 4Ø18А-III з площею $A_s = 1017 \text{ мм}^2$.

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} = \frac{365 \cdot 1017}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300} = 120 \text{ мм}.$$

Робоча висота перерізу Б-Б при армуванні його 4Ø18А-III (див. дод. 14) $h_0 = h - a = 600 - 48 = 552 \text{ мм}$.



Момент, що може витримати переріз

$$M_{4\text{діам.18AIII}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \cdot 1017 (552 - 0,5 \cdot 120) = 182632860 \text{ Нмм} = 182,6 \text{ кНм}.$$

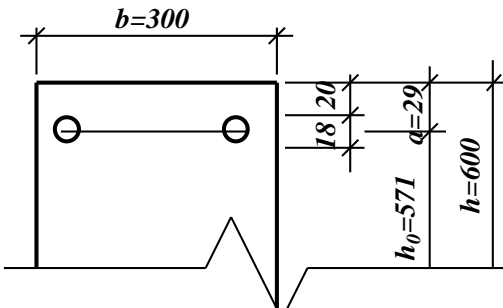
Отриманий момент відкладаємо над опорою (лінія 3-3 на рис.3.6).

Тепер визначаємо момент, який може витримати переріз після того, як два стержні будуть обірвані.

Площа стержнів, що залишилися (2Ø18А-III) становить 509мм².

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} = \frac{365 \cdot 509}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300} = 60 \text{ мм}.$$

Робоча висота перерізу Б-Б при армуванні його 2Ø18А-III (див. дод. 14) $h_0 = h - a = 600 - 29 = 571 \text{ мм}.$



Момент, що може витримати переріз

$$M_{2\text{діам.18AIII}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \cdot 509 (571 - 0,5 \cdot 60) = 100509685 \text{ Нмм} = 100,5 \text{ кНм}.$$

Цей момент також відкладаємо над опорою (лінія 4-4 на рис. 3.6). Лінія 4-4 пересікає епюру моментів у точці d. Це і є точка теоретичного обриву стержня. Від точки теоретичного обриву

стержня відкладаємо відрізок довжиною 20 діаметрів арматури, що обривається, тобто **$20 \cdot 18 = 360 \text{ мм}$** . Отримаємо точку *e*. Отриману точку фактичного обриву стержнів проектуємо на ригель (точка *f*). Оскільки всі побудови виконано в масштабі, то, замірявши відстань від краю ригеля до точки *f*, можна визначити положення обірваного стержня по довжині ригеля.

Розрахунки виконано як для елементів прямокутного профілю, оскільки у нашому випадку ригель має прямокутний поперечний переріз. Для ригелів, що мають тавровий поперечний переріз, розрахунок треба виконувати у прольоті (переріз А-А) як для елементів таврового профілю.

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b'_f}.$$

Робочу висоту перерізу визначають, як і в попередніх розрахунках.

Якщо виявиться, що $x \leq h'_f$, то несучу здатність перерізу визначають за формулою

$$M = R_s A_s (h_0 - 0,5x).$$

У протилежному випадку уточнюємо

$$x = \frac{R_s A_s - \gamma_{b2} R_b (b'_f - b)}{\gamma_{b2} R_b b}$$

і несучу здатність перерізу визначаємо за формулою:

$$M = \gamma_{b2} R_b (b'_f - b) (h_0 - 0,5h'_f) + \gamma_{b2} R_b b x (h_0 - 0,5x).$$

На опорі розрахунок виконують як для елементів прямокутного профілю з шириною *b* і висотою *h*.

3.7.2. Ригель Р2

У масштабі викреслюємо обриси ригеля і епюру моментів (рис. 3.7). Показуємо поздовжню арматуру, підбрану у другому прольоті (п. 3.5.2), на першій проміжній опорі справа (п. 3.5.3) і на другій проміжній опорі зліва (п. 3.5.4).

Визначаємо момент, який може витримати переріз А-А у прольоті, заармований 4Ø18А-III з площею $A_s = 1017 \text{ мм}^2$.

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} = \frac{365 \cdot 1017}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300} = 120 \text{ мм}.$$

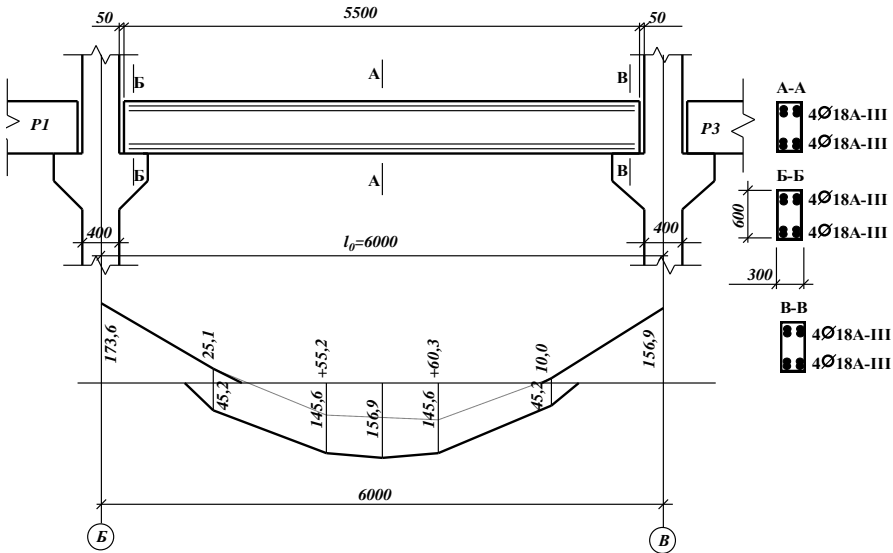


Рис. 3.7. До побудови епюри матеріалів у ригелі P2 – крок перший

Робоча висота перерізу А-А при армуванні його 4Ø18А-III (див. дод. 14) $h_0 = h - a = 600 - 48 = 552 \text{ мм}$.

Момент, що може витримати переріз:

$$M_{4\text{діам.18АІІІ}} = R_s A_s (h_0 - 0,5 x) = 365 \cdot 1017 (552 - 0,5 \cdot 120) = 182632860 \text{ Нмм} = 182,6 \text{ кНм}.$$

Цей момент відкладаємо в прольоті (лінія 1-1 на рис.3.8).

Тепер визначаємо момент, який може витримати переріз після того, як два стержні будуть обірвані.

Площа стержнів, що залишилися (2Ø18А-III) становить 509мм².

$$\text{Висота стиснутої зони } x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} = \frac{365 \cdot 509}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300} = 60 \text{ мм}.$$

Робоча висота перерізу А-А при армуванні його 2Ø18А-III (див. дод. 14) $h_0 = h - a = 600 - 29 = 571 \text{ мм}$.

Момент, що може витримати переріз:

$$M_{2\text{діам.18 АІІІ}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \cdot 509 (571 - 0,5 \cdot 60) = \\ = 100509685 \text{ Нмм} = 100,5 \text{ кНм}.$$

Цей момент також відкладаємо у прольоті (лінія 2-2 на рис. 3.6). Лінія 2-2 пересікає епюру моментів у точках a_1 та a_2 . Це і є точки теоретичного обриву стержня. Від точок теоретичного обриву стержня відкладаємо відрізки довжиною 20 діаметрів арматури, що обривається, тобто $20 \cdot 18 = 360 \text{ мм}$. Отримаємо точки b_1 та b_2 . Отримані точки фактичного обриву стержня проектуємо на ригель (точки c_1 та c_2). Оскільки всі побудови виконано в масштабі, то, замірявши відстані від краю ригеля до точок c_1 та c_2 , можна визначити положення обірваного стержня по довжині ригеля.

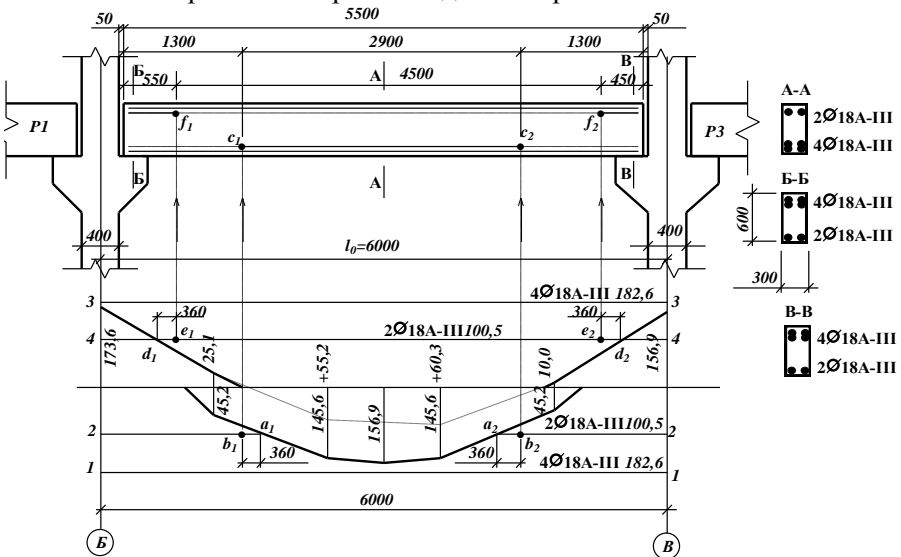


Рис. 3.8. До побудови епюри матеріалів у ригелі P2 – крок 2

Визначаємо моменти, які можуть витримати перерізи Б-Б та В-В на опорах, що заармовані однаково – $4\text{Ø}18\text{A-III}$ з площею $A_s = 1017 \text{ мм}^2$. Цей момент підрахований у п. 3.7.1 і становить **$182,6 \text{ кНм}$** .

Отриманий момент відкладаємо над опорою (лінія 3-3 на рис.3.8).

Тепер визначаємо момент, який можуть витримати перерізи після того, як два стержні будуть обірвані. Він також підрахований у п. 3.7.1 і становить **100,5кНм**.

Цей момент відкладаємо над опорою (лінія 4-4 на рис. 3.8). Лінія 4-4 пересікає епюру моментів у точках d_1 та d_2 . Це і є точки теоретичного обриву стержня. Від точок теоретичного обриву стержня відкладаємо відрізки довжиною 20 діаметрів арматури, що обривається, тобто $20 \cdot 18 = 360\text{мм}$. Отримаємо точки e_1 та e_2 . Отримані точки фактичного обриву стержнів проектуємо на ригель (точки f_1 та f_2). Оскільки всі побудови виконано в масштабі, то замірявши відстань від краю ригеля до точок f_1 та f_2 , можна визначити положення обриваного стержня по довжині ригеля.

У випадку, коли у перерізі В-В армування відрізняється від армування перерізу Б-Б, для цього перерізу треба виконати окремий розрахунок.

3.7.3. Ригель Р3

Розрахунки виконуємо аналогічно, як і для ригеля Р2. Епюра матеріалів для ригеля Р3 показана на рис. 3.9.

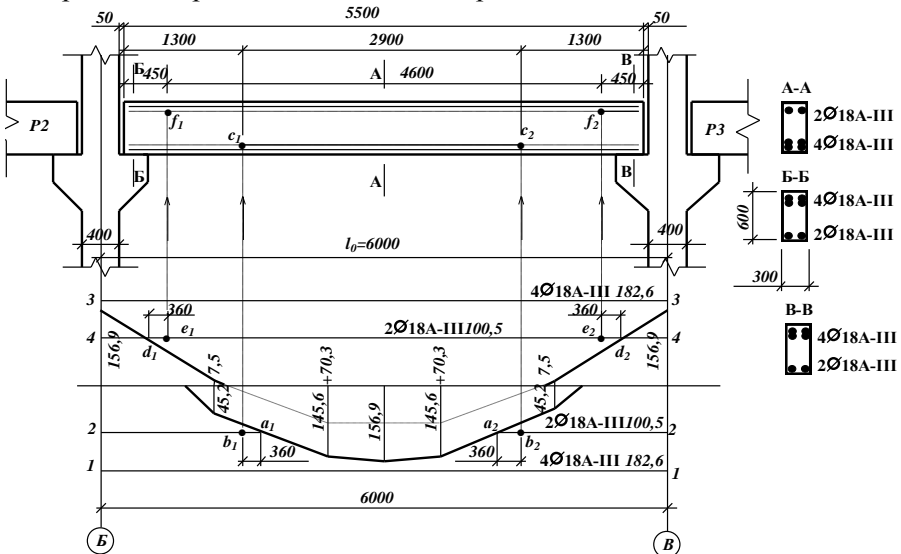


Рис. 3.9. Епюра матеріалів у ригелі Р3

3.8. Розрахунок і конструювання обетонованого стику ригелів між собою та з колоною

Принципова схема жорсткого обетонованого стику ригелів між собою та колоною показана на рис. 3.10.

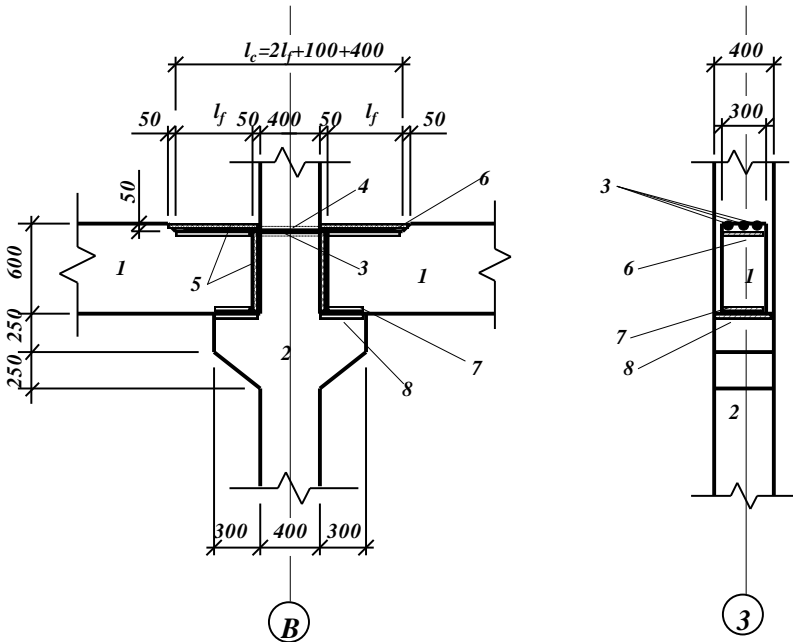


Рис. 3.10. Жорсткий обетонований стик ригелів між собою та з колоною: 1 – ригелі; 2 – колона; 3 – стикові стержні; 4 – отвір в колоні для пропуску стикових стержнів діаметром трохи більшим за діаметр стикових стержнів; 5 – бетон замонолічування, клас якого має бути не нижчим за клас бетону ригеля; 6 – закладна деталь в ригелі М2, яку приварюють до арматури каркасів ригеля і до якої приварюються стикові стержні; 7 – закладна деталь ригеля М1; 8 – закладна деталь колони, яка зварюється з закладною деталлю ригеля 7

Визначаємо діаметр і кількість стикових стержнів. Коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{173,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 570^2} = 0,172,$$

де $M = 173,6 \text{ кНм}$ – згинальний момент на опорі (рис. 3.4);
 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ – призмочна міцність бетону замонолічування класу В20 (клас бетону замонолічування прийнятий такий самий, як клас бетону ригеля); $b = 300 \text{ мм}$ – ширина поперечного перерізу ригеля (для таврового перерізу ригеля треба брати ширину ребра тавра);
 $h_0 = h - a = 600 - 30 = 570 \text{ мм}$ – робоча висота перерізу в стику (h – висота ригеля, яка у нашому випадку дорівнює 600 мм, величиною a задаємося в межах 25...35 мм).

Із таблиці додатка 5 коефіцієнт $\eta = 0,905$.

Площа поперечного перерізу стикових стержнів (рис. 3.10):

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{173,6 \cdot 10^6}{0,905 \cdot 365 \cdot 570} = 922 \text{ мм}^2,$$

де R_s – розрахунковий опір арматури класу А-III стикових стержнів, МПа.

Підбираємо 3 стержні діаметром 20 мм класу А-III з фактичною площею 941 мм² (дод. 4).

Довжина зварних швів кріплення стикових стержнів до закладної деталі ригеля:

$$\sum l_f = \frac{1,3 \cdot N}{0,85 \cdot h_f \cdot R_{sy}} = \frac{1,3 \cdot 336,5 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 14 \cdot 140} = 263 \text{ мм},$$

де N – поздовжня сила в стикових стержнях, Н:

$$N = \frac{M}{\eta h_0} = \frac{173,6 \cdot 10^6}{0,905 \cdot 570} = 336532 \text{ Н} = 336,5 \text{ кН};$$

$h_f = 0,707 \cdot d = 0,707 \cdot 20 = 14 \text{ мм}$, ($d = 20 \text{ мм}$ – діаметр стикового стержня) – висота зварного шва; $R_{sy} = 140 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір зварного шва.

При двосторонньому зварюванні довжина кожного шва:

$$l_f = \sum l_f / 2n + 10 \text{ мм} = 263 / (2 \cdot 3) = 44 \text{ мм},$$

де $n = 3$ – кількість стикових стержнів.

Довжина шва має бути не меншою за $5d = 5 \cdot 20 = 100 \text{ мм}$, де d – діаметр стикових стержнів (20 мм), і не меншою 150 мм. Отже, приймаємо $l_f = 150 \text{ мм}$.

Довжина стикового стержня:

$$l_c = h_c + 2a + 2l_f = 400 + 2 \cdot 50 + 2 \cdot 150 = 800 \text{ мм},$$

де $h=400\text{мм}$ – розмір перерізу колони; $a=50\text{мм}$ – зазор між колоною і ригелем.

Мінімальна площа поперечного перерізу закладної деталі ригеля $A=N/R_s$, де R_s - розрахунковий опір сталі закладної деталі. Приймавши ширину закладної деталі рівною ширині ригеля b можна визначити товщину закладної деталі $\delta = A/b$. Довжина пластинки закладної деталі: $l_{nl} = l_f + 10\text{ мм}$.

Таким чином, $A = 336,5 \cdot 10^3 / 210 = 1600\text{ мм}^2$; $b = 300\text{мм}$;
 $\delta = 1600 / 300 \approx 6\text{мм}$; $l_{nl} = 150 + 10 = 160\text{ мм}$.

Розміри закладної деталі 7, за допомогою якої ригель приварюється до консолі колони (рис. 3.10), призначаємо конструктивно: ширину рівною ширині ригеля, 300мм; довжину рівною різниці між вильотом консолі (300мм) і товщиною зазору між ригелем і колоною (50мм), 250мм; товщину 6мм.

3.9. Конструювання ригелів

Ригелі армуюмо просторовими зварними каркасами відповідно до епюри матеріалів.

Для монтажу ригелів передбачені підйомні петлі, а для приварювання їх до консолей колон та з'єднання між собою – закладні деталі.

Опалубне креслення ригелів, їх армування, арматурні вироби, специфікацію арматури та техніко-економічні показники див. на аркуші 3. *Розташування креслень на аркуші 3 див. рис. 3.11.*

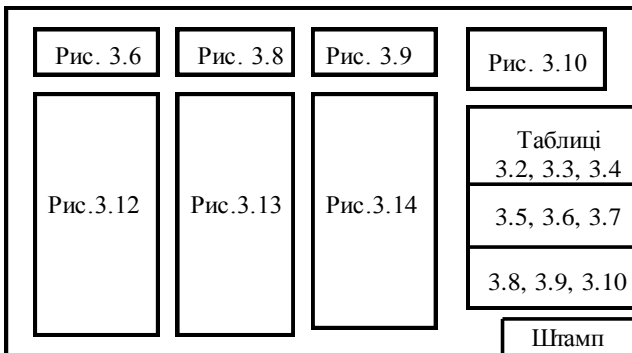


Рис. 3.11. Схема розташування креслень на аркуші 3

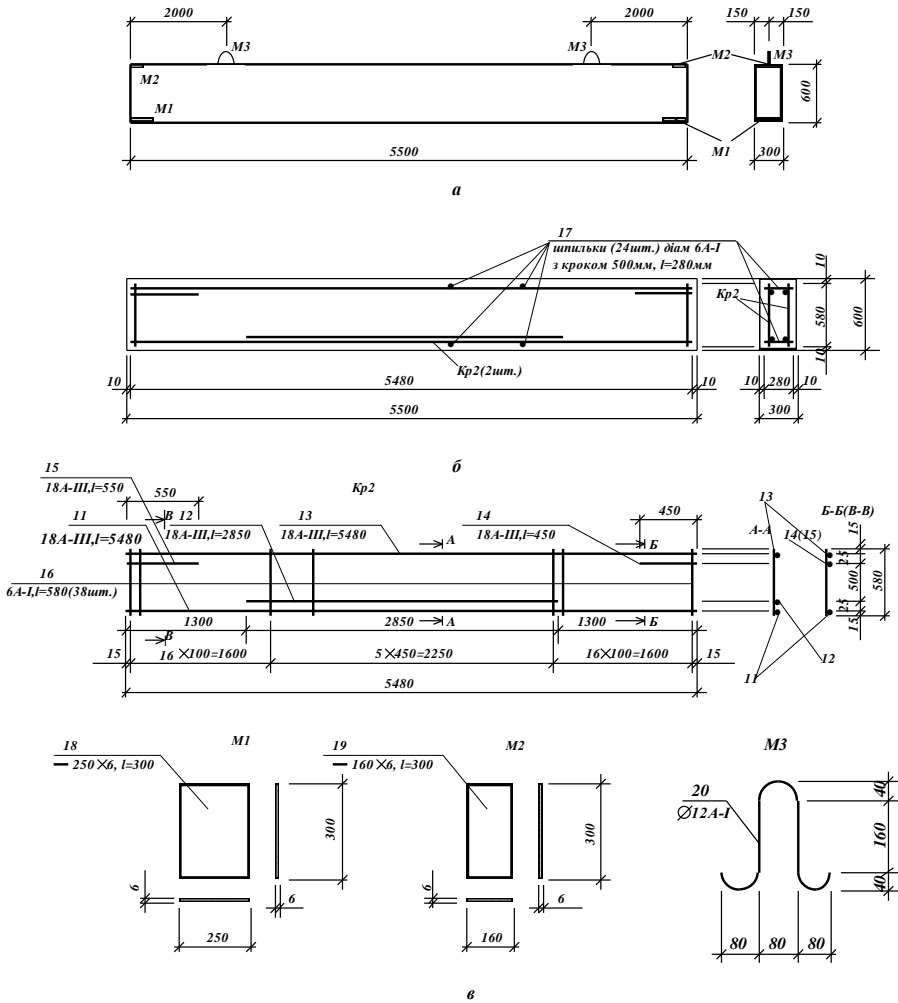


Рис. 3.13. Ригель P2: *а* – опалубне креслення; *б* – армування ригеля зварними каркасами; *в* – арматурні вироби

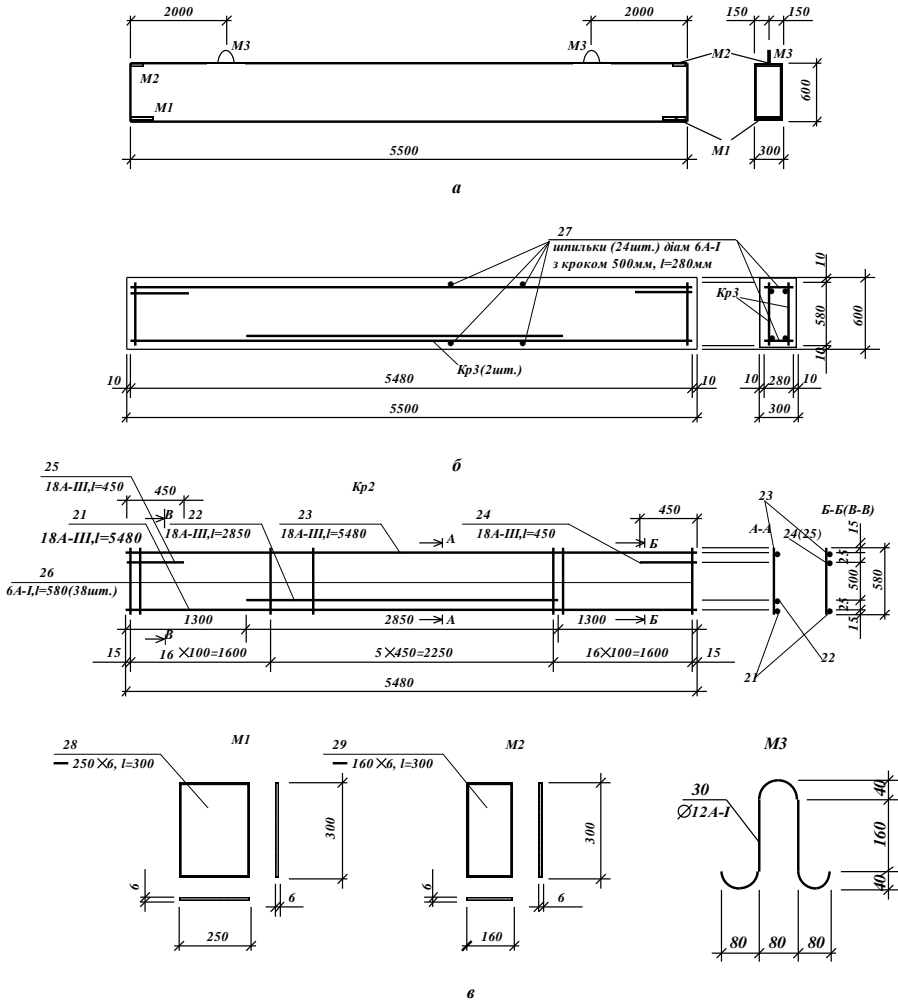











Рис. 3.14. Ригель P3: *а* – опалубке креслення; *б* – армування ригеля зварними каркасами; *в* – арматурні вироби

Рис. 3.15. Ригель таврового профілю: *а* – опалубне креслення; *б* – армування ригеля зварними каркасами; *в* – арматурні вироби

Таблиця 3.2.

Специфікація арматури на ригель Р1

Марка арматурного виробу	№ позиції	Діаметр і клас арматури	Ескіз	Довжина позиції, мм	Кількість позицій	Загальна довжина на вибір, м	Загальна довжина на елемент, м	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
Кр-1 2 шт.	1	22А-III		5780	1	5,78	11,6	2,984	34,6
	2	22А-III		3600	1	3,60	7,20	2,984	21,5
	3	18А-III		5780	1	5,78	11,6	1,998	23,2
	4	18А-III		990	1	0,99	2,0	1,998	4,0
	5	6А-I		580	30	17,40	34,8	0,222	7,7
Окремі стержині	6	6А-I		280	24	–	6,8	0,222	1,5
M1 1шт.	7	-250×6		300	1	–	0,3	11,8	3,6
M2 1шт.	8	-160×6		300	1	–	0,3	7,53	2,3
M1 2шт.	9	12А-I		660	1	0,66	1,3	0,888	1,2
Загальна вага сталі на елемент									99,6

Таблиця 3.3.

Вибірка матеріалів на ригель Р1

Арматурна сталь, кг, класу						Бетон, м3, класу		
A-I	A-III	-250×6	-160×6			B20		
10,4	83,3	3,6	2,3			1,05		











Таблиця 3.4.

Техніко-економічні показники на ригель Р1

Розхід бетону, м ³	Розхід сталі, кг	Розхід сталі в кг/м ³
1,05	99,6	94,9

Таблиця 3.5.

Специфікація арматури на ригель Р2

Марка арматурного виробу	№ позиції	Діаметр і клас арматури	Ескіз	Довжина позиції, мм	Кількість позицій	Загальна довжина на вибір, м	Загальна довжина на елемент, м	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
Кр-2 2 шт.	11	18А-III		5480	1	5,48	11,0	1,998	22,0
	12	18А-III		2850	1	2,85	6,70	1,998	13,4
	13	18А-III		5480	1	5,48	11,0	1,998	22,0
	14	18А-III		450	1	0,45	0,9	1,998	1,8
	15	18А-III		550	1	0,55	1,1	1,998	2,2
	16	6А-I		580	38	22,04	44,1	0,222	9,8
Окремі стержки	17	6А-I		280	24	–	6,8	0,222	1,5
М1 2шт.	18	-250×6		300	1	–	0,6	11,8	7,2
М2 2шт.	19	-160×6		300	1	–	0,6	7,53	4,6
М1 2шт.	20	12А-I		660	1	0,66	1,3	0,888	1,2
Загальна вага сталі на елемент									85,7

Таблиця 3.6.

Вибірка матеріалів на ригель Р2

Арматурна сталь, кг, класу						Бетон, м3, класу		
А-I	А-III	-250×6	-160×6			В20		
12,5	61,4	7,2	4,6			0,99		











Таблиця 3.7.

Техніко-економічні показники на ригель Р2

Розхід бетону, м ³	Розхід сталі, кг	Розхід сталі в кг/м ³
0,99	85,7	86,6

Таблиця 3.8.

Специфікація арматури на ригель РЗ

Марка арматурного виробу	№ позиції	Діаметр і клас арматури	Ескіз	Довжина позиції, мм	Кількість позицій	Загальна довжина на вибір, м	Загальна довжина на елемент, м	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
Кр-2 2 шт.	21	18А-III		5480	1	5,48	11,0	1,998	22,0
	22	18А-III		2850	1	2,85	6,70	1,998	13,4
	23	18А-III		5480	1	5,48	11,0	1,998	22,0
	24	18А-III		450	1	0,45	0,9	1,998	1,8
	25	18А-III		450	1	0,45	0,9	1,998	1,8
	26	6А-I		580	38	22,04	44,1	0,222	9,8
Окремі стержині	27	6А-I		280	24	–	6,8	0,222	1,5
М1 2шт.	28	-250×6		300	1	–	0,6	11,8	7,2
М2 2шт.	29	-160×6		300	1	–	0,6	7,53	4,6
М1 2шт.	30	12А-I		660	1	0,66	1,3	0,888	1,2
Загальна вага сталі на елемент									85,3

Таблиця 3.9.

Вибірка матеріалів на ригель РЗ

Арматурна сталь, кг, класу						Бетон, м3, класу		
А-I	А-III	-250×6	-160×6			В20		
12,5	61,0	7,2	4,6			0,99		

Таблиця 3.10.

Техніко-економічні показники на ригель РЗ

Розхід бетону, м ³	Розхід сталі, кг	Розхід сталі в кг/м ³
0,99	85,3	86,2

4. Розрахунок і конструювання колони першого поверху К1 по осі „3”

4.1. Вихідні дані

Колона по осі „3” (див. рис. 1,б) має квадратний поперечний переріз 400×400мм і виготовляється з бетону класу В15. Армується поздовжньою робочою арматурою класу А-ІІ, конструктивною класу А-І і експлуатується у закритому приміщенні ($\gamma_{b2} = 0,9$). Коефіцієнт щодо відповідальності будівлі $\gamma_n = 0,95$.

Із таблиць (додаток 1 та 2) визначаємо: розрахунковий опір бетону класу В15 на стискання $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-ІІ на стискання $R_{sc} = 280 \text{ МПа}$.

4.2. Розрахункова схема колони

Колону розглядаємо як стоек, що защемлений у фундаменті і шарнірно з'єднаний із перекриттям (рис. 4.1).

Розрахункова висота стоек визначається як відстань між відмітками обрізу стакана фундаменту і відміткою підлоги другого поверху, тобто дорівнює висоті поверху плюс 150мм:

$$l_0 = H + 150 = 3300 + 150 = 3450 \text{ мм.}$$

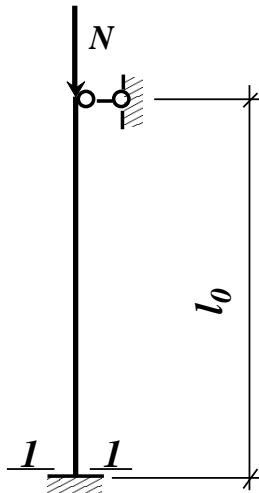


Рис. 4.1. Розрахункова схема колони першого поверху К1

4.3. Навантаження на колону

На колону діє постійне і тимчасове навантаження, яке передається від ригелів перекриття над першим і другим поверхом і від ригелів покриття (рис. 4.2). До постійного відноситься також власна вага колони.

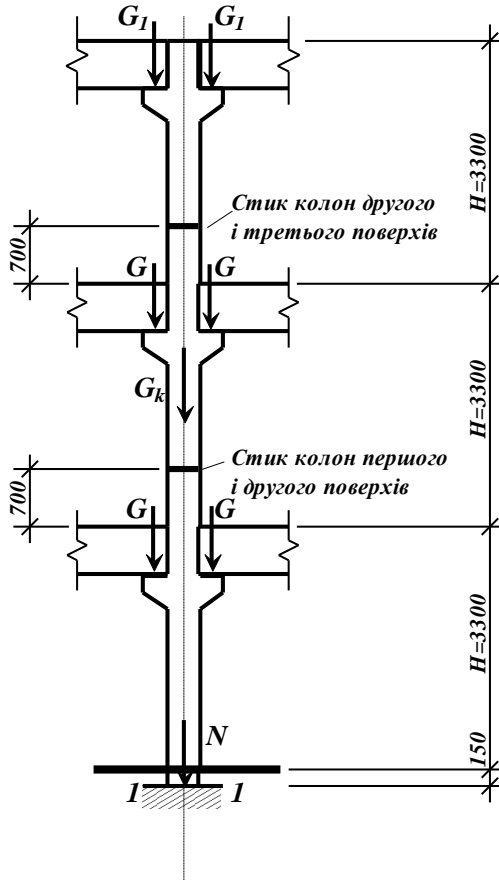


Рис. 4.2. До визначення навантаження на колону

Навантаження G від ригелів перекриття дорівнює опорній реакції ригеля і становить:

$$\text{повне: } G = \frac{ql_0}{2} = \frac{69,75 \cdot 6}{2} = 209,25 \text{ кН};$$

$$\text{у т.ч. довгочасне: } G_I = \frac{q_I l_0}{2} = \frac{61,95 \cdot 6}{2} = 185,85 \text{ кН},$$

де q, q_I – повне і довгочасне навантаження на ригель (див. п.3.3); l_0 – розрахунковий проліт ригеля.

Навантаження G_I від ригелів покриття дорівнює опорній реакції ригеля покриття.

Для його обчислення спочатку треба визначити навантаження від покрівлі. Для цього задаємося конструкцією покрівлі, визначаємо за додатком 20 снігове навантаження і заповнюємо табл. 4.1.

Таблиця 4.1. Збір навантаження на покриття

Вид навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахунок ве кН/м ²
Стале				
1. Шар гравію на мастиці	0,15	1,3	0,95	0,19
2. Три шари руберойду на мастиці	0,1	1,3	0,95	0,12
3. Асфальтова стяжка	0,34	1,3	0,95	0,42
4. Утеплювач	0,50	1,3	0,95	0,62
5. Пароізоляція	0,075	1,3	0,95	0,09
6. Плита покриття	2,6	1,1	0,95	2,72
Разом	$g_{nI} \approx 3,8$			$g_I \approx 4,2$
Тимчасове снігове	$s_0 = 1,0$	1,4		$s_I = 1,4$
у т.ч. довготривале	$s_{0I} = 0,3$	1,4		$s_{II} = 0,4$
Повне	$q_{nI} = 4,8$			$q_I = 5,6$
у т.ч. довгочасне	$q_{nII} = 4,1$			$q_{II} = 4,6$

Повне і довгочасне навантаження на ригель покриття:

$$q_{\text{покp}} = q_I l + b h \gamma_f \gamma_n = 5,6 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 38,3 \text{ кН} / \text{м};$$

у т.ч. довгочасне

$$q_{I \text{ покp}} = q_{II} l + b h \gamma_f \gamma_n = 4,6 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,3 \text{ кН} / \text{м}.$$

Тоді навантаження на колону:

$$\text{повне } G_I = \frac{q_{\text{покp}} l_0}{2} = \frac{38,3 \cdot 6}{2} = 114,9 \text{ кН};$$

$$\text{у т.ч. довгочасне } G_{II} = \frac{q_{l\text{моп}} l_0}{2} = \frac{32,3 \cdot 6}{2} = 96,9 \text{ кН}.$$

Власна вага колони

$$G_k = bhH_{\text{нов}} n_{\text{нов}} \gamma \gamma_f \gamma_n \gamma_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,3 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 43,5 \text{ кН}$$

де b, h – розміри поперечного перерізу колони; $H_{\text{нов}}, n_{\text{нов}}$ – висота поверху і кількість поверхів відповідно; $\gamma = 25 \text{ кН} / \text{м}^3$ – об’ємна вага залізобетону; γ_f – коефіцієнт надійності щодо власної ваги колони; γ_n – коефіцієнт щодо відповідальності будівлі; γ_k – коефіцієнт, що враховує наявність консолей у колоні.

4.4. Визначення внутрішніх зусиль у розрахунковому перерізі колони

Розрахункове значення поздовжньої сили у розрахунковому поперечному перерізі колони 1-1 (рис. 4.1 і 4.2) на рівні обрізу фундаменту становитиме:

повне:

$$N = 2G(n_{\text{нов}} - 1) + 2G_I + G_k = 2 \cdot 209,25(3 - 1) + 2 \cdot 114,9 + 43,5 = 1110 \text{ кН};$$

у т.ч. довгочасне:

$$N_I = 2G_I(n_{\text{нов}} - 1) + 2G_{II} + G_k = 2 \cdot 185,85(3 - 1) + 2 \cdot 96,9 + 43,5 = 981 \text{ кН}.$$

4.5. Розрахунок колони на міцність

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму № 10 [2].

Вихідні дані: $N = 1110 \text{ кН}$; $N_I = 981 \text{ кН}$; $b = h = 400 \text{ мм}$;

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}, R_{sc} = 280 \text{ МПа}, l_0 = 3,3 \text{ м}.$$

1. $l_0/h = 3,45/0,4 \approx 9 < 20$;
2. $N_I/N = 981/1110 \approx 0,9$;
3. За табл. дод. 9 визначаємо $\varphi_b = 0,905$ (по інтерполяції);
4. Задаємося $\mu = 1,5\% = 0,015$ і $A_{sm} = 0$;
5. За табл. дод. 9 визначаємо $\varphi_{sb} = 0,907$ (по інтерполяції);

$$6. \alpha_s = \frac{280}{0,9 \cdot 8,5} \cdot 0,015 = 0,549 ;$$

$$7. \varphi_I = 0,905 + 2(0,907 - 0,905) \cdot 0,549 = 0,906 ;$$

$$8. \varphi_I = 0,906 < \varphi_{sb} = 0,907 ;$$

$$9. \varphi_I = \varphi_{sb} = 0,907 ;$$

$$10. A_{s,tot} = \frac{1110 \cdot 10^3}{0,907 \cdot 280} - \frac{0,9 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 400}{280} = 4370 - 4371 < 0 .$$

$$11'. A_{s,tot} = \mu_{min} b h = 0,0005 \cdot 400 \cdot 400 = 80 \text{ мм}^2 .$$

Приймаємо для армування колони 4Ø12А-II, як мінімально допустимий діаметр арматури, що має встановлюватися в стиснутих елементах. Армування колони див. аркуш 4 (рис.4.5).

4.6. Розрахунок консолі колони

Консоль колони сприймає поперечну силу ригеля від одного міжповерхового перекриття $Q=209,2 \text{ кН}$ (див. п.3.4). Розміри консолі призначені вище (див. рис. 3.10). Довжина обпирання ригеля на консоль $a_I=l_c - a = 300-50=250 \text{ мм}$ (рис. 4.3).

Розрахунковий згинальний момент сили Q в перерізі 1 відносно грані колони:

$$M = Q a_2 = Q \left(\frac{a_I}{2} + a \right) = 209,2 \left(\frac{0,25}{2} + 0,05 \right) = 36,6 \text{ кНм} .$$

Необхідна площа перерізу арматури (на рис. 4.3 арматура 2):

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b \cdot b_c \cdot h_0^2} = \frac{36,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 450^2} = 0,059 ; \text{ за таблицею}$$

$$\text{дод.5 } \eta = 0,97 ; A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{36,6 \cdot 10^6}{0,97 \cdot 280 \cdot 450} = 300 \text{ мм}^2 .$$

Приймаємо 2Ø20А-II, $A_s = 314 \text{ мм}^2$.

Задаємося площею поперечного перерізу відігнутої арматури (на рис. 4.3 показана цифрою 4):

$$A_{s,inc} = 0,002 b h_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 450 = 360 \text{ мм}^2 .$$

Назначаємо по три відгини з кожної сторони консолі Ø14А-II, $A_{s,inc} = 462 \text{ мм}^2$.

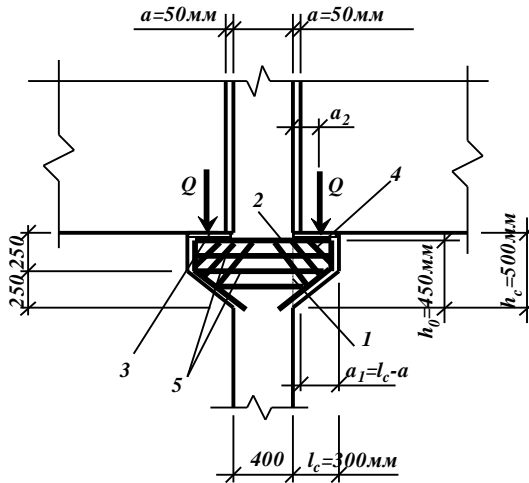


Рис. 4.3. До розрахунку консолі: 1 – розрахунковий прямокутний переріз висотою, рівною висоті консолі h_c , і шириною, рівною ширині колони b_c , для визначення площі арматури 2 від дії згинального моменту Qa_2 ; 3 – закладна деталь в колоні, до якої приварюється арматура 2; 4 – арматура (відгини), площу і кількість якої визначають із розрахунку консолі на дію поперечної сили Q ; 5 – горизонтальні хомути, що встановлюються з конструктивних міркувань

Крім поздовжньої арматури в консолях встановлюють ще і горизонтальні хомути (на рис. 4.3 позначені цифрою 5) з кроком не більшим за 150 мм і не більшим від $1/4$ висоти консолі h , тобто $\frac{1}{4} \cdot 500 = 125 \text{ мм}$ діаметром 10...14 мм. Приймаємо для армування консолі три горизонтальні хомути діаметром 12А-І з кроком 125 мм.

4.7. Розрахунок стику колон першого і другого поверхів

Конструктивне рішення стику колон показане на рис.4.4. По торцях колон передбачені сталеві листи, а між ними центрувальна прокладка. Для підсилення міцності стику по торцях колон встановлюють сітки непрямого армування.

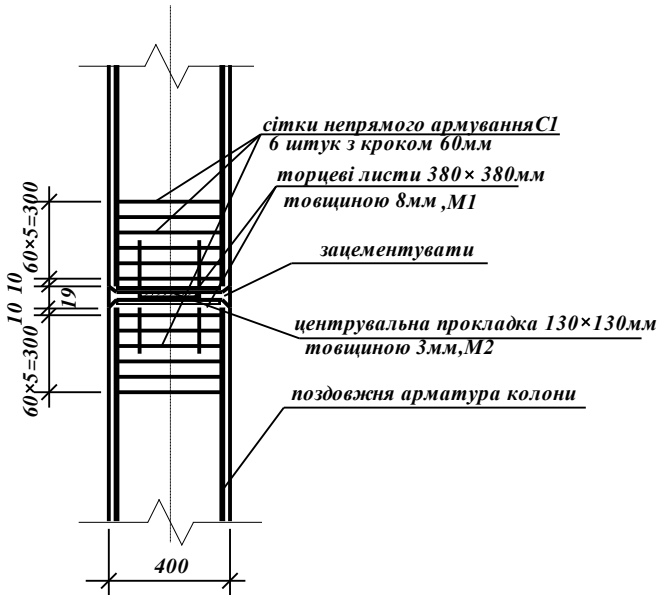


Рис. 4.4. Стик колон першого і другого поверхів

У місці стику колон першого і другого поверхів (див. рис. 4.2) виникає поздовжня сила:

$$N_{st} = 2G(n_{нов} - 2) + 2G_I + G_{kI} = 2 \cdot 209,25(3 - 2) + 2 \cdot 114,9 + 25,9 = 674 \text{ кН},$$

де

$$G_{kI} = G_k - bh(H_{нов} + 0,7)\gamma\gamma_f\gamma_n\gamma_k = 43,5 - 0,4 \cdot 0,4(3,3 + 0,7)25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 25,9 \text{ кН},$$

b, h – розміри поперечного перерізу колони; $H_{нов}, n_{нов}$ – висота поверху і кількість поверхів відповідно; $\gamma = 25 \text{ кН} / \text{м}^3$ – об’ємна вага залізобетону; γ_f – коефіцієнт надійності щодо власної ваги колони; γ_n – коефіцієнт щодо відповідальності будівлі; γ_k – коефіцієнт, що враховує наявність консолей у колоні.

Розрахункову поздовжню силу в стику колон приймаємо з коефіцієнтом 1,5, чим враховуємо роботу стику без бетону замонолічування на період монтажних робіт: $N_{st} = 1,5 \cdot 674 = 1011 \text{ кН}$.

Приймаємо розміри торцевих листів $h_1 = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$, $h_2 = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$, а товщину цих листів $\delta_1 = 8 \text{ мм}$.

При товщині центрувальної прокладки $\delta_2 = 3 \text{ мм}$ її розміри будуть $c=d= 1/3 \cdot 400 = 130 \text{ мм}$,; де c і d – сторони центрувальної прокладки.

Загальна площа контакту в стику:

$$A_{tot}=A_f+A_{loc}=28800+19320=48120 \text{ мм}^2,$$

де A_f - площа контакту по периметру зварного шва торцевих листів:

$$A_f = 5 \cdot \delta_1 \cdot (h_1 + h_2 - 5\delta_1) = 5 \cdot 8 \cdot (380 + 380 - 5 \cdot 8) = 28800 \text{ мм}^2,$$

A_{loc} – площа контакту під центрувальною прокладкою:

$$A_{loc} = (d + 3\delta_2) \cdot (c + 3\delta_2) = (130 + 3 \cdot 3) \cdot (130 + 3 \cdot 3) = 19320 \text{ мм}^2.$$

Визначаємо коефіцієнт ζ , що враховує вплив бетонної обойми і перевіряємо умову $\zeta > 2$:

$$\zeta = 4 - 3 \cdot \sqrt{A_{tot}/A} = 4 - 3 \cdot \sqrt{\frac{48120}{400 \cdot 400}} = 2,35 > 2.$$

Визначаємо зусилля, що передаються через зварні шви і центрувальну прокладку:

$$N_f = N_{st} \cdot \frac{A_f}{A_{tot}} = 1011 \cdot \frac{28800}{48120} = 605 \text{ кН};$$

$$N_{loc} = N_{st} \cdot \frac{A_{loc}}{A_{tot}} = 1011 \cdot \frac{19320}{48120} = 406 \text{ кН}.$$

Висота зварного шва:

$$h_f = \frac{N_f}{0,7 \cdot R_{sy} \cdot l_f} = \frac{605 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 200 \cdot 1480} \approx 3 \text{ мм},$$

де l_f – довжина шва по периметру торцевих листів з урахуванням непрямого:

$$l_f = 2 \cdot (380 - 10) + 2 \cdot (380 - 10) = 1480 \text{ мм}.$$

Приймаємо $h_f = 3 \text{ мм}$.

Задаємося непрямым армуванням – зварними сітками з арматури $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$ ($R_s = 365 \text{ МПа}$) з чарунками 60 мм і кроком $S = 60 \text{ мм}$. Тоді кількість стержнів у сітці в кожному напрямку $n_x = n_y = 7$; $A_{sx} = A_{sy} = 19,6 \text{ мм}^2$; $l_x = l_y = 380 \text{ мм}$.

Коефіцієнт непрямого армування сітками:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{l_x \cdot l_y \cdot S} = \frac{7 \cdot 19,6 \cdot 380 + 7 \cdot 19,6 \cdot 380}{380 \cdot 380 \cdot 60} = 0,0120$$

Коефіцієнт ефективності непрямого армування:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,248} = 2,09,$$

$$\text{де: } \psi = \frac{\mu_{xy} \cdot R_s}{\gamma_{b2} R_b + 10} = \frac{0,0120 \cdot 365}{0,9 \cdot 8,5 + 10} = 0,248.$$

Зведена міцність бетону:

$$R_{b,red} = \varphi_b \gamma_{b2} R_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_s \cdot \varphi_s = 1,95 \cdot 0,9 \cdot 8,5 + 2,09 \cdot 0,0120 \cdot 365 \cdot 4,03 = 52 \text{ МПа},$$

$$\text{де } \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{h_1 h_2}{A_{loc}}} = \sqrt[3]{\frac{380 \cdot 380}{19320}} = 1,95;$$

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{h_1 h_2} = 4,5 - 3,5 \frac{19320}{380 \cdot 380} = 4,03.$$

Умова міцності: $N_{loc} = 420 \text{ кН} < R_{b,red} A_{loc} = 52 \cdot 19,3 = 1000 \text{ кН}$.
Міцність стику забезпечена.

Приймаємо біля торців колони непряме армування зварними сітками в кількості $N = 6$, розташованими через **60 мм**. Тоді довжина ділянки непрямого армування $S(n - 1) = 60 \cdot (6 - 1) = 300 \text{ мм} > 10d = 10 \cdot 12 = 120 \text{ мм}$ (тут d - діаметр стержнів поздовжньої арматури в колоні).

4.8. Конструювання колони

Визначаємо конструктивні розміри колони (рис. 4.5).

Конструктивна висота колони становитиме:

$$H_{кол} = h_{зам} + 150 + H_{нов} + 700 = 800 + 150 + 3300 + 700 = 4950 \text{ мм},$$

де $h_{зам} = 2b_c = 2 \cdot 400 = 800 \text{ мм}$ - глибина замурування колони в стакан фундаменту (тут b_c - розмір поперечного перерізу колони); **150 мм** - відстань між нульовою відміткою першого поверху і обрізом стакана фундаменту; $H_{нов} = 3300 \text{ мм}$ - висота поверху; **700 мм** - відстань від відмітки підлоги другого поверху до стику колон.

Положення консолі по висоті колони від її верху:

$$H_{\text{верх}} = h_{\text{риг}} + h_{\text{пан}} + h_{\text{підл}} + 700 = 600 + 220 + 80 + 700 = 1600 \text{ мм},$$

де $h_{\text{риг}} = 600 \text{ мм}$ – висота поперечного перерізу ригеля;
 $h_{\text{пан}} = 220 \text{ мм}$ – висота поперечного перерізу панелі; $h_{\text{підл}} = 80 \text{ мм}$ – конструктивна товщина підлоги (див. дод.15); 700 мм – відстань від відмітки підлоги другого поверху до стику колон.

Довжина нижньої частини колони

$$H_{\text{ниж}} = H_{\text{кол}} - H_{\text{верх}} = 4950 - 1600 = 3350 \text{ мм}.$$

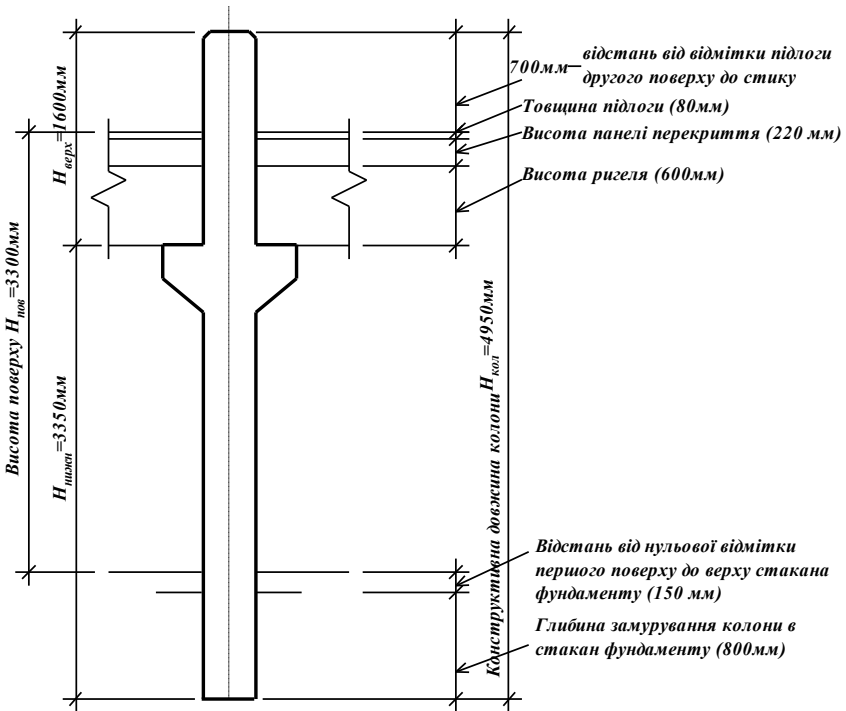


Рис. 4.5. До визначення конструктивних розмірів колони

Стержень колони армуємо плоскими зварними каркасами (див. аркуш 3), які за допомогою шпильок об'єднуємо у просторовий каркас. Консоль і торець колони армуємо відповідно до рисунків 4.3 та 4.4. У колоні передбачені закладні деталі в консолі у вигляді сталевих пластин та в тілі колони у вигляді сталевих трубок для забезпечення з'єднання колони з ригелями. Для влаштування стику

колон першого і другого поверхів на верхньому торці колони передбачена закладна деталь у вигляді сталевій пластини з випусками арматури.

Опалубне креслення колони, її армування та арматурні вироби див. рис. 4.6, 4.7 та 4.8. Специфікація арматури, вибірка матеріалів та техніко-економічні показники колони наведені в таблицях 4.2, 4.3 і 4.4.

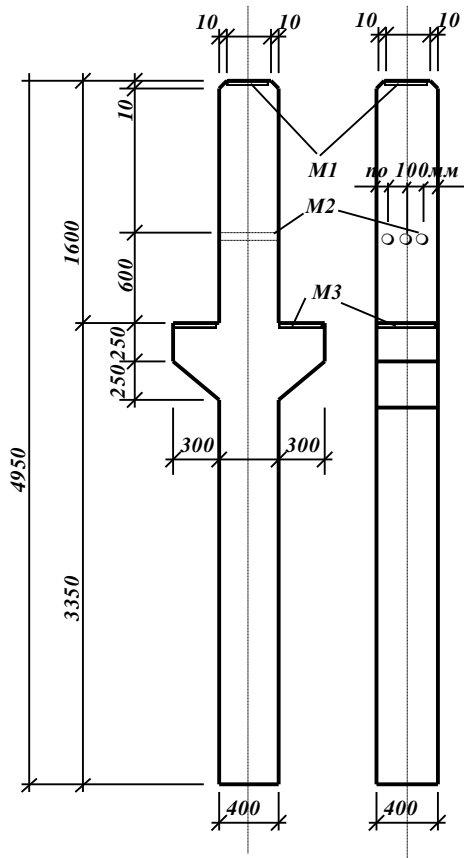


Рис. 4.6. Опалубне креслення колони

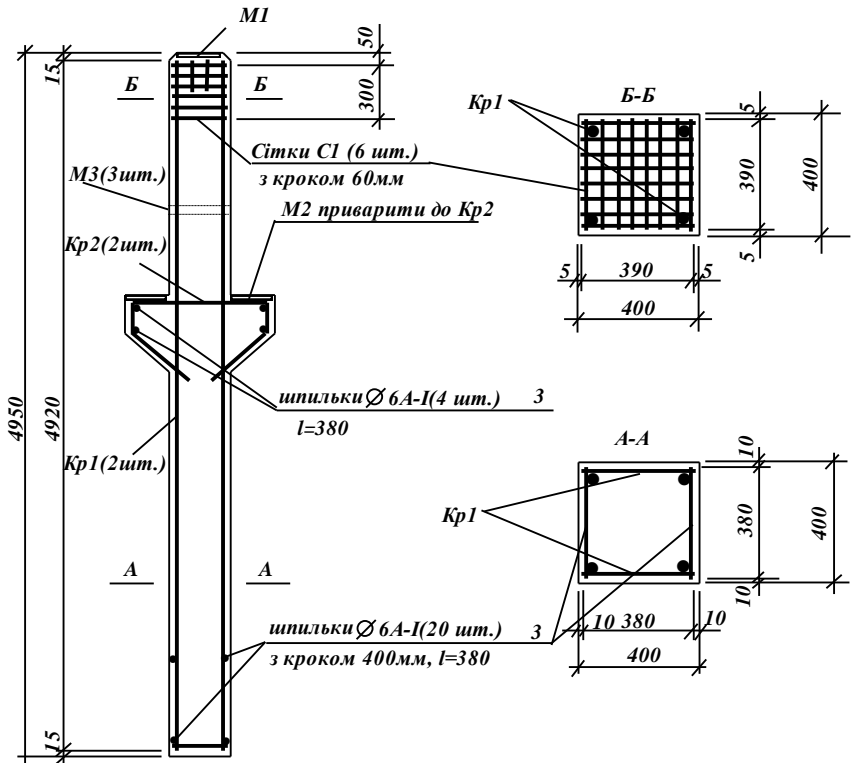


Рис. 4.7. Армування колони

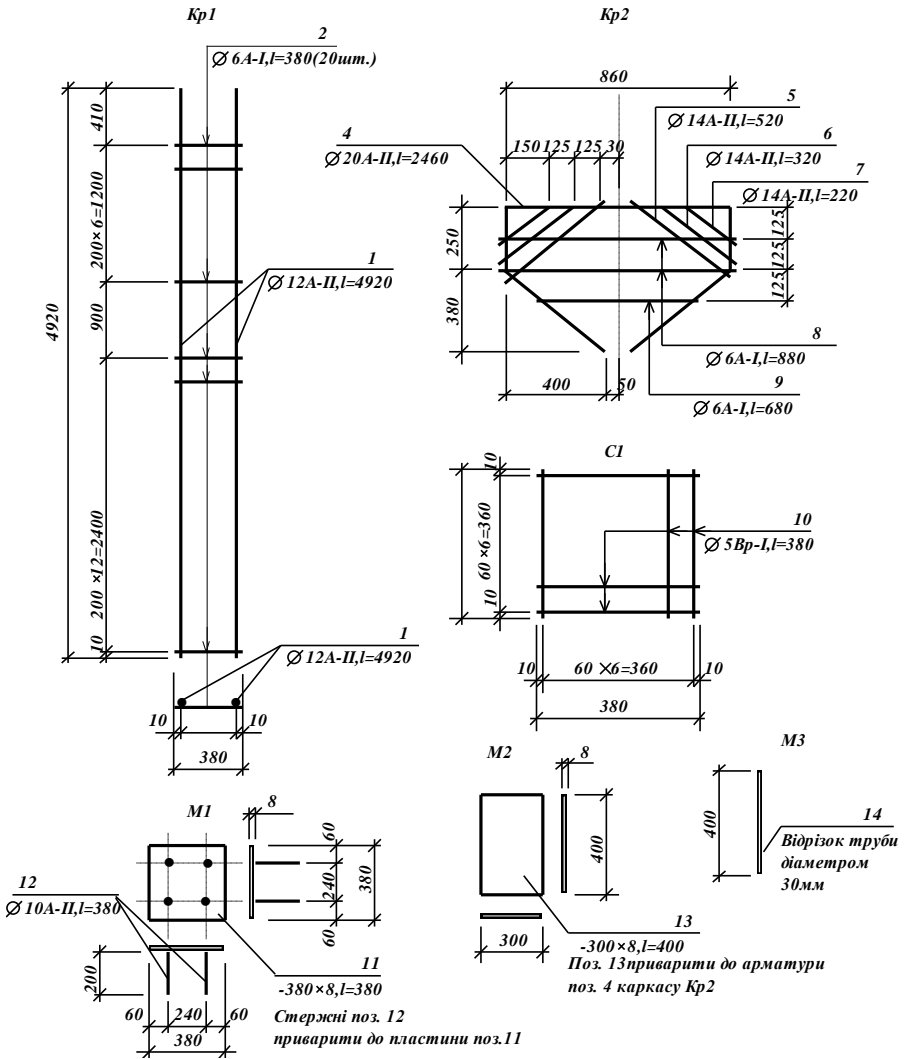















Рис. 4.8. Арматурні вироби колони

Таблиця 4.2.

Специфікація арматури на колону К1

Марка арматурного виробу	№ позиції	Діаметр і клас арматури	Ескіз	Довжина позиції, мм	Кількість позицій	Загальна довжина на виріб, м	Загальна довжина на елемент, м	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
Кр-1 2 шт.	1	12А-II		4920	2	9,85	19,7	0,888	17,5
	2	6А-I		380	20	7,6	14,2	0,222	3,4
Шпи льки	3	6А-I		380	24	–	9,1	0,222	2,0
Кр2 2 шт.	4	20А-II		2460	1	2,5	5,0	2,466	12,3
	5	14А-II		520	2	1,05	2,1	1,208	2,6
	6	14А-II		320	2	0,65	1,3	1,208	1,6
	7	14А-II		220	2	0,45	0,9	1,208	1,1
	8	6А-I		880	2	1,8	3,6	0,222	0,8
	9	6А-I		680	1	0,7	1,4	0,222	0,3
С1 6шт.	10	5Вр-I		380	14	5,3	31,9	0,154	4,9
М1 1шт.	11	-380×8		380	1	0,4	0,4	2,38	1,0
М2 2 шт.	12	10А-II		200	4	0,8	0,8	0,617	0,5
	13	-300×8		400	2	0,8	1,6	1,96	3,2
М3 3 шт.	14	Труба Ø30мм		400	1	0,4	1,2	1,85	2,2
Загальна вага сталі на елемент									53,4

Таблиця 4.3.

Вибірка матеріалів на колону К1

Арматурна сталь, кг, класу						Бетон, м3, класу		
А-I	А-II	Вр-I				В15		
6,5	42,0	4,9				0,85		

Таблиця 4.4.

Техніко-економічні показники на колону К1

Розхід бетону, м ³	Розхід сталі, кг	Розхід сталі в кг/м ³
0,85	53,4	62,8

Розміщення креслень колони на аркуші 4 див. рис. 5.4.

5. Розрахунок і конструювання фундаменту по осі „3” під колону К1

5.1. Вихідні дані

Згідно із завданням на проектування фундамент під колону по осі „3” (див. рис. 1,а) має конструктивну глибину закладання $H_1 = 1,8\text{ м}$, виготовляється з бетону класу В15, армується робочою арматурою класу А-III, конструктивною класу А-I і експлуатується у ґрунті ($\gamma_{b2} = 1$). Нормативна глибина промерзання ґрунту для III кліматичного району становить $H_n = 1,4\text{ м}$ (додаток 21). Умовний розрахунковий опір ґрунту основи $R_0 = 0,25\text{ МПа}$.

Із таблиць (додаток 1 та 2) визначаємо: розрахунковий опір бетону класу В15 на стискання $R_b = 8,5\text{ МПа}$ і на розтягання $R_{bt} = 0,75\text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-III на розтягання і стискання $R_s = R_{sc} = 365\text{ МПа}$.

Розрахункове навантаження на фундамент N приймаємо з розрахунку колони першого поверху: $N = 1110\text{ кН}$ (див. п.4.4).

5.2. Конструювання тіла фундаменту

Збірний центрально навантажений фундамент під колону конструюємо у вигляді суцільного блоку, що складається з плити і підколонника (рис. 5.1) і проектуємо квадратним в плані.

Верх фундаменту (верх підколонника) приймаємо на глибині 150мм від рівня підлоги першого поверху, тобто на відмітці -0,15.

Відстань між підшовою і верхом обрізу фундаменту складає його висоту H .

Попередньо висоту фундаменту призначаємо з таких міркувань:

1) з умов замурування колони у фундаменті:

$$H \geq h_c \cdot 2 + 250\text{ мм} = 400 \cdot 2 + 250 = 950\text{ мм},$$

де $h_c = 400\text{ мм}$ – розмір поперечного перерізу колони; 250 мм – мінімально допустима товщина днища фундаменту під колоною;

2) виходячи з вимог анкерування стиснутої арматури в стакані фундаменту:

$$H \geq n \cdot d + 250\text{ мм} = 15 \cdot 12 + 250\text{ мм} = 430\text{ мм},$$

де $d=12\text{мм}$ – діаметр поздовжньої арматури колони; $n = 15$ при бетоні класу В15 і арматурі колони класу А-II, $n = 10$ при В20 і вище і А-II, $n = 18$ при В15 і А-III, $n = 15$ при В20 і вище і А-III.

3) за заданою з конструктивних міркувань відміткою підшви фундаменту

$$H \geq H_1 - 150\text{ мм} = 1800 - 150 = 1650\text{ мм};$$

4) за нормативною глибиною промерзання ґрунту

$$H \geq H_n + 150\text{ мм} - 150\text{ мм} = H_n = 1400\text{ мм},$$

де 150мм – у першому випадку величина, яку додають до нормативної глибини промерзання, а у другому – відстань від нульової відмітки до верху обрізу фундаменту.

З чотирьох отриманих значень вибираємо максимальне і заокруглюємо його у більшу сторону кратно 300мм.

Отже, призначаємо висоту тіла фундаменту $H = 1800\text{мм}$. Тоді його глибина закладання становитиме $H_{\text{закл.}} = 1800 + 150 = 1950\text{ мм}$.

Необхідна площа підшви фундаменту при $\gamma_f = 1$:

$$A = \frac{N_{\text{сер}}}{R_0 - \rho_m \cdot H_{\text{закл}}} = \frac{956 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - (20 \cdot 1,95) \cdot 10^3} = 4,53\text{ м}^2,$$

де $N_{\text{сер}} = N / \gamma_f^m = 1110 / 1,15 = 965\text{ кН}$ – нормативне навантаження на фундамент ($\gamma_f^m = 1,15$ – усереднений коефіцієнт надійності щодо навантаження); $R_0 = 0,25\text{ МПа}$ – умовний розрахунковий опір ґрунту основи; $\rho = 20\text{ кН/м}$ – усереднена об'ємна вага залізобетону і ґрунту; $H_{\text{закл}}$ – глибина закладання фундаменту.

При квадратному плані фундаменту його розміри будуть:

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{4,53} = 2,13\text{ м}$$

Отримане значення приймається кратним 250 мм. Приймаємо $a = b = 2,25\text{м}$.

Визначаємо розрахунковий тиск на ґрунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1110}{2,25 \cdot 2,25} = 220\text{ кН/м}^2$$

Робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_0 = -\frac{h_{cf}}{2} + 1/2 \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{850}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1110 \cdot 10^3}{0,75 + 0,22}} = 110\text{ мм},$$

де $h_{cf} = h_c + 500 = 400 + 450 = 850 \text{ мм}$ - розмір сторони підколонника, мм (приймається конструктивно, див. рис. 5.1).

Повна висота плитної частини фундаменту, з урахуванням захисного шару 70 мм, $h = h_0 + 70 = 110 + 70 = 180 \text{ мм}$, приймається кратною 150 мм і не меншою за 600 мм. Приймаємо для нашого випадку висоту плитної частини фундаменту $h=600 \text{ мм}$.

Глибину стакана фундаменту призначають з умови:

$$h_{st} = 2h_c + 50 = 2 \cdot 400 + 50 = 850 \text{ мм},$$

де h_c - більший розмір поперечного перерізу колони.

Стінки стакана повинні мати товщину не менше як 150 мм. Зазор між колоною і стінкою стакана вверху приймають 75 мм, внизу 50 мм.

За обрахованими вище даними конструємо тіло фундаменту (див. рис. 5.1 і додаток 22).

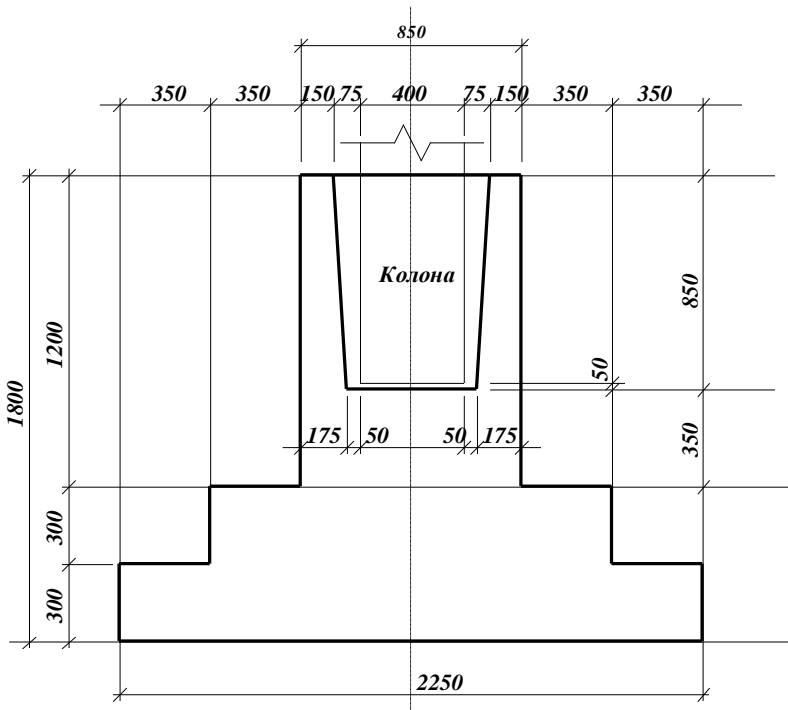


Рис. 5.1. Опалубкове креслення фундаменту

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахиленому перерізі:

$$Q \leq 0,6 \cdot R_{bt} \cdot h_{0l} \cdot b,$$

де $Q=0,5 \cdot (a-h_c-2 \cdot h_0) \cdot P_g=0,5(2,25-0,4-2 \cdot 0,53) \cdot 220=86,9 \text{ кН}$;

a – розмір підшови фундаменту; h_c – розмір поперечного перерізу колони; h_0 – робоча висота плитної частини фундаменту; $h_0 = 600 - 70 = 530 \text{ мм}$; h_{0l} – робоча висота нижнього уступу фундаменту: $h_{0l} = 300 - 70 = 230 \text{ мм}$; $b = 1000 \text{ мм}$ – ширина розрахункового прямокутного перерізу.

Тоді $Q = 86,9 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 230 \cdot 1000 = 103500 \cdot 10^3 \text{ Н}$ – умова міцності виконується.

5.3. Армування фундаменту

Визначаємо розрахункові згинальні моменти в перерізах I-I і II-II, вважаючи, що фундаментна плита працює на згин як консоль, защемлена біля грані підколонника, від реактивного тиску ґрунту:

$$M_1 = 0,125 \cdot P_g \cdot (a - h_{cf})^2 \cdot a = 0,125 \cdot 220 \cdot (2,25 - 0,85)^2 \cdot 2,25 = 121,3 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 0,125 \cdot P_g \cdot (a - a_1)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 220 \cdot (2,25 - 1,55)^2 \cdot 2,25 = 30,3 \text{ кНм}.$$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури на всю ширину підшови фундаменту:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{121,3 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 365} = 697 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_{0l} \cdot R_s} = \frac{30,3 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 230 \cdot 365} = 401 \text{ мм}^2.$$

За більшою площею ($A_{s1} = 697 \text{ мм}^2$) підбираємо сітку з робочими стержнями в двох напрямках. Крок стержнів цієї сітки повинен бути не більшим за 200 мм, а діаметр стержнів не меншим за 10 мм (при ширині підшови $a \leq 3,0 \text{ м}$), і 12 мм (при ширині підшови $a > 3,0 \text{ м}$).

На 1 м.п. необхідна площа перерізу арматури $a_s = A_s / 2 = 697 / 2,25 = 310 \text{ мм}^2$. Приймаємо для армування сітку з стержнів $\varnothing 10\text{А-III}$ з кроком 200 мм (див. табл. 5.2.) Її укладають внизу підшови фундаменту з захисним шаром не менше 70 мм.

Підколонник армують конструктивно. Каркаси підколонника виготовляють з арматури діаметром 8...10 мм і встановлюють з кроком не більшим за 200 мм і не більшим за $0,25d$ - на всій висоті

стакана. Крок поздовжніх стержнів у каркасі повинен бути не більшим за $20d$ (d - діаметр поздовжньої арматури колони) і не більшим за 300мм.

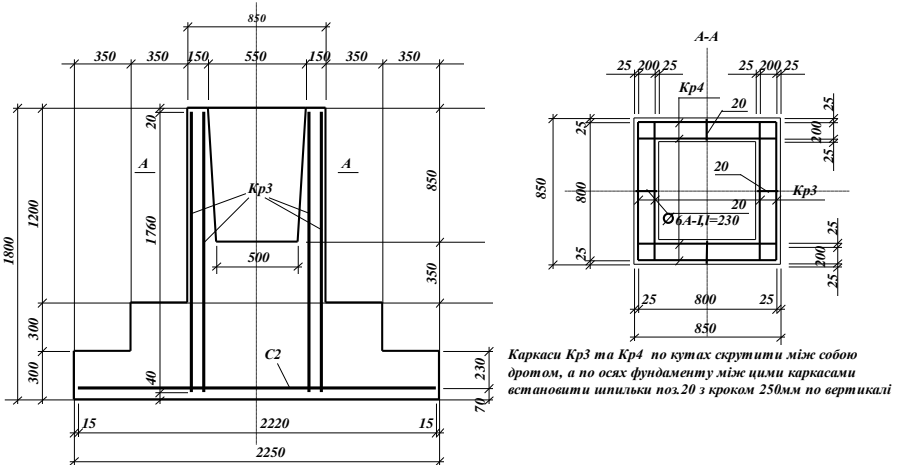


Рис. 5.2. Армуння фундаменту

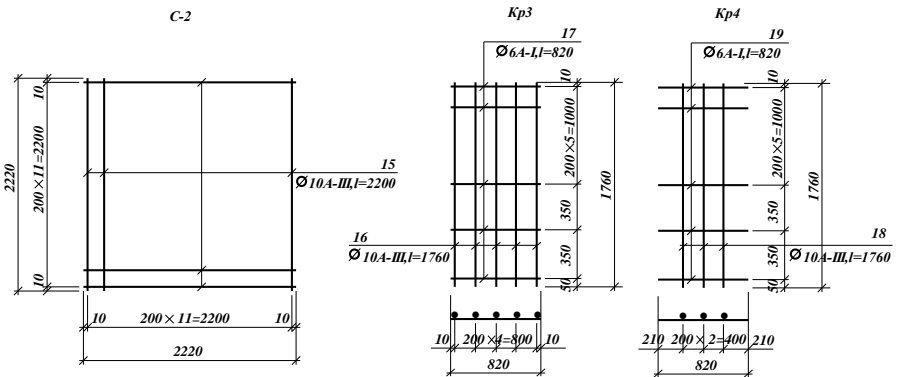








Рис. 5.3. Арматурні вироби фундаменту

Таблиця 5.1

Специфікація арматури на фундамент

Марка арматурного виробу	№ позиції	Діаметр і клас арматури	Ескіз	Довжина позиції, мм	Кількість позицій	Загальна довжина на вибір, м	Загальна довжина на елемент, м	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
С-2 1 шт.	15	10А-III		2220	24	53,3	53,3	0,617	32,9
Кр3 4 шт.	16	10А-III		1760	5	8,8	35,2	0,617	21,7
	17	6А-I		820	8	6,6	26,4	0,222	5,9
Кр4 4 шт.	18	10А-III		1760	3	5,3	21,2	0,617	13,1
	19	6А-I		820	8	6,6	26,4	0,222	5,9
Шпи льки	20	6А-I		230	32	–	7,4	0,222	1,7
Загальна вага сталі на елемент									81,2

Таблиця 5.2.

Вибірка матеріалів на фундамент

Арматурна сталь, кг, класу							Бетон, м3, класу		
А-I	А-III						В15		
13,5	67,7						2,87		

Таблиця 5.3.

Техніко-економічні показники на фундамент

Розхід бетону, м ³	Розхід сталі, кг	Розхід сталі в кг/м ³
2,87	67,7	23,6

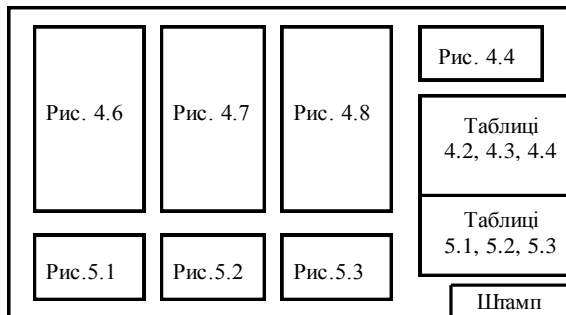


Рис. 5.4. Схема аркуша 4

Додаток 1

Розрахункові опори і початкові модулі пружності деяких класів важкого бетону для граничних станів першої групи залежно від класу бетону за міцністю на стискання, МПа

Характеристика міцності	Клас бетону		
	B12,5	B15	B20
Стиск осьовий (призмova міцність) R_b	7,5	8,5	11,5
Розтяг осьовий R_{bt}	0,66	0,75	0,90
Початковий модуль пружності E_b	$2,1 \times 10^4$	$2,3 \times 10^4$	$2,7 \times 10^4$

Додаток 2

Розрахункові опори і модуль пружності деяких класів стержньової арматури для граничних станів першої групи, МПа

Клас арматури	Характеристики міцності			
	R_s	R_{sc}	R_{sw}	E_s
A-I	225	225	175	$2,1 \times 10^5$
A-II	280	280	225	$2,1 \times 10^5$
A-III діам. 6...8мм	355	355	285	$2,0 \times 10^5$
A-III діам. 10...40мм	365	365	290	$2,0 \times 10^5$

Додаток 3

Розрахункові опори і модуль пружності деяких класів дрітвяної арматури для граничних станів першої групи, МПа

Клас арматури	Діаметр арматури	R_s	R_{sc}	R_{sw}	E_s
Вр-I	3	375	375	270(300)	170 000
	4	365	365	265(295)	
	5	360	360	260(290)	

Примітки:

2. У дужках наведено значення R_{sw} для випадку застосування сталевого дроту класу Вр-I у в'язаних каркасах.

Сортамент арматури

Номинальний діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм ² , при кількості стержнів									Теоретична маса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	7	14	21	28	35	42	49	57	64	0,055
4	13	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099
5	20	39	59	79	98	118	138	157	177	0,154
6	28	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222
7	38	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302
8	50	101	151	201	251	302	352	402	253	0,395
9	64	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499
10	78	157	235	314	393	471	550	628	707	0,617
12	113	226	339	452	565	678	791	904	1018	0,888
14	154	308	462	615	769	923	1077	1230	1385	1,208
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1,578
18	255	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290	1,998
20	314	628	941	1256	1570	1885	2198	2514	2828	2,466
22	380	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984
25	491	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3,85
28	616	1232	1847	2463	3079	3595	4310	4926	5542	4,83
32	804	1608	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31
36	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,99
40	1256	2512	3770	5024	6280	7536	8792	10048	11310	9,865

Примітка.

1. Арматура класів А-I, А-III випускається діаметром від 6 до 40мм; класу А-II – від 10 до 40мм; класу А-IV – від 10 до 32мм; А-V, А-VI, А-VII – діаметром від 10 до 20мм; Вр-I – діаметром 3, 4 і 5мм; В-II, Вр-II – діаметром 3, 4, 5, 6, 7, і 8мм.

Коефіцієнти α_m, ξ, ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,8	0,32	0,70	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,80	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,90	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1,00	0,50	0,5
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375	—	—	—

Значення коефіцієнтів $\varphi_{b2}, \varphi_{b3}, \varphi_{b4}$ для важкого бетону

Бетон	Коефіцієнти		
	φ_{b2}	φ_{b3}	φ_{b4}
Важкий	2,0	0,6	1,5

Додаток 7

Діаметр поперечних стержнів зварних каркасів визначають розрахунком, але приймають не меншим за мінімальний діаметр, встановлений залежно від діаметра поздовжньої арматури з умови технології контактного зварювання:

Діаметр стержнів одного напрямку, мм	3...12	14	16,18	20,22	25...32	36,40
Найменший допустимий діаметр стержнів іншого напрямку	3*,6**	4*,6**	5*,6**	6	8	10

* – для арматури класу Вр-I; ** – для арматури класів А-I, А-III

Додаток 8

На приопорних ділянках, які при дії на балку рівномірно розподіленого навантаження дорівнюють 25% прольоту, відстань між поперечними стержнями (хомутами) має задовольняти конструктивним вимогам, що встановлені залежно від висоти перерізу елемента. При висоті балок $h \leq 450\text{мм}$ крок поперечних стержнів (хомутів) приймають не більш як $0,5h$ і не більш як 150мм . При висоті балок $h > 450\text{мм}$ – не більш як $1/3h$ і не більш як 500мм .

Додаток 9

Коефіцієнти φ_b та φ_{sb} для важкого бетону при $a = a' < 0,15h$ і при відсутності проміжних стержнів або при площі цих стержнів меншій за $A_{s,tot}/3$

N_l / N	Коефіцієнт φ_b при l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
N_l / N	Коефіцієнт φ_{sb} при l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Примітка: N_l – поздовжня сила від постійного та довготривалого навантаження; N – поздовжня сила від дії всього навантаження; l_0 – розрахункова довжина елемента; h – висота поперечного перерізу елемента; a і a' – відстань від грані перерізу до арматури в першому напрямку і другому відповідно; $A_{s,tot}$ – площа усієї арматури у перерізі.

Додаток 10

Коефіцієнт η приймають рівним: $\eta = 1,0$ при $h > 200\text{мм}$; $\eta = 0,9$ при $h \leq 200\text{мм}$, де h – висота поперечного перерізу елемента.

Додаток 11

Значення коефіцієнта β для важкого бетону дорівнює 1,0.

Додаток 12

Значення випадкового ексцентриситету e_a приймають рівним:

- не меншим за 1/600 довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення;
- не меншим за 1/30 висоти поперечного перерізу елемента;
- у всіх випадках не меншим за 10мм.

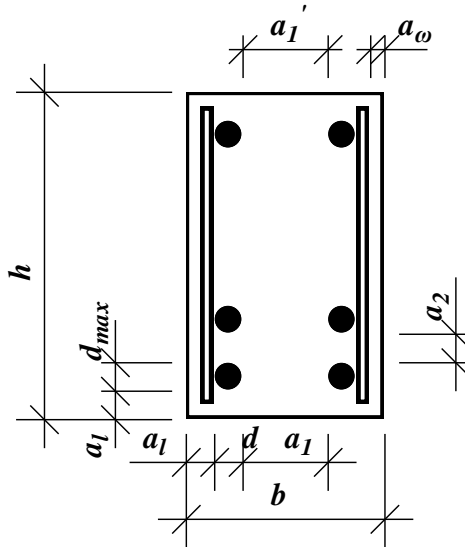
Додаток 13

**Мінімально допустима площа перерізу поздовжньої арматури в
залізобетонних елементах**

Умови роботи арматури	Мінімальна площа перерізу поздовжньої арматури в % від площі перерізу бетону
Арматура A_s в згинальних, а також в позацентровано розтягнутих елементах при розміщенні поздовжньої сили за межами робочої висоти перерізу	0,05
Арматура A_s і A'_s в позацентровано розтягнутих елементах при розміщенні поздовжньої сили між арматурами	0,05
Арматура A_s і A'_s в позацентровано стиснутих елементах при:	
$l_0 / i < 17$	0,05
$17 \leq l_0 / i \leq 35$	0,10
$35 < l_0 / i \leq 83$	0,20
$l_0 / i > 83$	0,25

Примітка. Мінімальна площа перерізу арматури, що наведена в даній таблиці, відноситься до площі перерізу бетону, що становить добуток ширини прямокутного перерізу або ширини ребра таврового (двотаврового) перерізу на робочу висоту перерізу h_0 .

Мінімальне значення захисного шару та мінімально допустимі відстані між стержнями арматури в поперечному перерізі залізобетонних конструкцій



$a_1 \geq 20 \text{ мм}$ при $h \geq 250 \text{ мм}$

$a_1 \geq 15 \text{ мм}$ при $h < 250 \text{ мм}$

$a_1 \geq d_{max}$, де d_{max} – максимальний діаметр арматури

a_1 та $a_1' \geq d_{max}$;

a_1 та $a_1' \geq 30 \text{ мм}$.

$a_2 \geq d_{max}$;

$a_2 \geq 25 \text{ мм}$.

$a_\omega \geq 15 \text{ мм}$ при $h \geq 250 \text{ мм}$;

$a_\omega \geq 10 \text{ мм}$ при $h < 250 \text{ мм}$.

Конструкції підлог для промислових та цивільних будівель

№1	Паркетна підлога: 1.Паркетний шпон 20мм. 2.Клей для паркету 3мм. 3.Цементно-піщана стяжка 30мм. 4.Полістирольні плити 50мм. 5. Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 110мм
№2	Дошата підлога: 1.Дошка для підлоги 40мм. 2.Вирівнювальний шар з цементно-піщаного розчину 30мм. 3.Полістирольні плити 50мм. 4.Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 130мм
№3	Лінолеумна підлога: 1.Лінолеум 3мм. 2.Клей для лінолеуму 3мм. 3.Цементно-піщана стяжка 40мм. 4.Жорсткі мінераловатні плити 50мм. 5.Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 110мм
№4	Плиткова підлога: 1.Керамічна плитка 4мм. 2.Клей для плитки 3мм. 3.Цементно-піщана стяжка 30мм. 4.Шлакобетон 40мм. 5.Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 80мм
№5	Мозаїчна підлога: 1.Мозаїчний розчин 30мм. 2.Вирівнювальний шар з цементно-піщаного розчину 30мм. 3.Полістирольні плити 50мм. 4.Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 120мм
№6	Наливна підлога: 1.Наливний шар підлоги 20мм. 2.Вирівнювальний шар з цементно-піщаного розчину 30мм. 3.Полістирольні плити 50мм. 4.Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 110мм
№7.	Бетонна підлога: 1.Чистий бетонний шар 40мм. 2.Вирівнювальний шар з цементно-піщаного розчину 30мм. 3.Шлакобетон 50мм. 4.Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 130мм
№8	Ламінована підлога: 1.Ламінат 20мм. 2.Вирівнююча плівка полістирольна 3мм. 3.Цементно-піщана стяжка 30мм. 4.Полістирольні плити 50мм. 5. Гідроізоляція 5мм. Конструктивна товщина підлоги 110мм

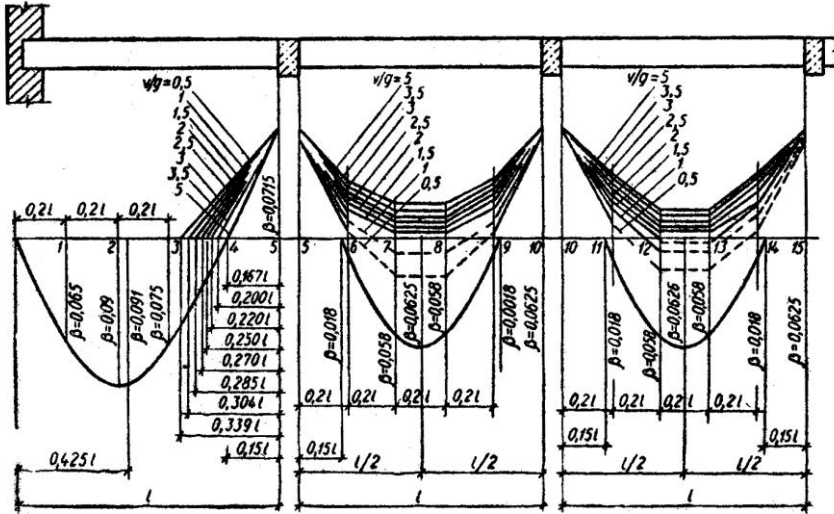
*Додаток 16***Об'ємна вага деяких будівельних матеріалів**

Назва матеріалу	Об'ємна вага, кН/м³
Бетон важкий	22,0
Залізобетон	25,0
Цементно-піщаний розчин	22,0
Мозаїчний розчин	24,0
Дерево (сухе), у т.ч. паркет і ламінат	5,0
Керамічна плитка	20,0
Наливна підлога	19,0
Лінолеум	12,0
Шлакобетон	12,0
Клей для плитки	20,0
Клей для лінолеуму та паркету	15,0
Полістирол	5,0
Мінераловатні плити	6,0
Гідроізоляція	15,0

Додаток 17

Коефіцієнти надійності щодо навантаження:	$\gamma_f =$
Постійні навантаження	
1. Власна вага збірних бетонних залізобетонних конструкцій, стін, перегородок	1,1
2. Керамічна плитка, лінолеум, паркет, дерев'яні дошки	1,1
3. Наливна підлога	1,2
4. Шлакобетон	1,2
5. Мінераловатні плити	1,3
6. Цементно-піщана стяжка, мозаїчний шар підлоги	1,2
7. Шар клею для плитки, лінолеуму, паркету	1,3
8. Шар бетону в бетонній підлозі	1,2
9. Гідроізоляція	1,3
Тимчасові навантаження	1,3

Епюри розрахункових моментів для розрахунку нерозрізних балок

Залежність коефіцієнта β від відношення v/g

v/g	Значення β в точках										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1		-0,02	+0,016	+0,009	-0,014		-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	
1,5		-0,025	-0,003	± 0	-0,02		-0,019	+0,003	+0,004	-0,019	
2		-0,03	-0,009	-0,006	-0,024		-0,023	-0,004	-0,003	-0,023	
2,5		-0,033	-0,012	-0,009	-0,027		-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	
3		-0,035	-0,016	-0,014	-0,029		-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	
3,5		-0,037	-0,019	-0,017	-0,031		-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	
4		-0,038	-0,021	-0,018	-0,032		-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	
4,5		-0,039	-0,022	-0,02	-0,033		-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	
5		-0,04	-0,024	-0,021	-0,034		-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	

Додаток 20

Нормативне снігове навантаження на 1 м^2 площі горизонтальної проекції покриття визначають за формулою

$$s = s_0 \mu,$$

де s_0 – вага снігового покриву, яку приймають за табл. 1.3 СНиП 2.01.07-85 залежно від району СНД; μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття. Значення коефіцієнта μ залежить від обрисів покриття і приймається за табл.5 СНиП 2.01.07-85. Для найпростішого випадку – плоска покривля $\mu = 1$.

Розрахункове снігове навантаження визначають, помноживши нормативне на коефіцієнт надійності щодо снігового навантаження $\gamma_f = 1,4$.

Табл. 1.3 СНиП 2.01.07-85 **Нормативне снігове навантаження на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі s_0 , кН/м²**

Райони СНД	I	II	III	IV	V	VI
Вага снігового покриву	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5

Частина снігового навантаження, починаючи з третього кліматичного району, вважається довготривалим. Снігове довготривале навантаження визначають, віднімаючи від нормативного $0,7\text{ кН} / \text{м}^2$.

Додаток 21

Нормативна глибина промерзання ґрунту

Райони СНД	I	II	III	IV	V	VI
Глибина промерзання, м	0,7	1,0	1,4	1,8	2,1	2,5

Додаток 22**Нормована висота уступів фундаменту в його плитній частині**

Загальна висота плитної частини фундаменту h , мм	Висота уступів фундаменту		
	h_1 , мм	h_2 , мм	h_3 , мм
600	300	300	–
750	300	450	–
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Додаток 23**До конструювання сіток фундаменту**

Крок стержнів, мм	Площа поперечного перерізу арматури на 1 м ширини сітки, мм ² при діаметрі стержнів, мм							
	10	12	14	16	18	20	22	25
100	785	1131	1539	2011	2545	3142	3801	4909
125	628	905	1231	1606	2036	2513	3041	3927
150	532	754	1026	1184	1696	2094	2593	3272
200	393	565	769	1005	1272	1571	2019	2454

Міністерство освіти і науки України
Луцький державний технічний університет
Кафедра промислового та цивільного будівництва

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до курсового проекту на тему “ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З НЕПОВНИМ КАРКАСОМ”

До захисту “ ____ ” _____ 200__ р.

Оцінка _____

Комісія:

_____ (_____)

_____ (_____)

_____ (_____)

“ ____ ” _____ 200__ р.

Луцьк – 2007

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ТА РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Сунак О.П. Залізобетонні конструкції: Конспект лекцій для студентів спеціальності 6.092103 “Міське будівництво і господарство” та 6.092105 „Автомобільні дороги та аеродроми” денної і заочної форм навчання. — Луцьк: Редакційно-видавничий відділ ЛДТУ, 2007. — 186с.
2. Сунак О.П. Залізобетонні конструкції: Методичні вказівки до виконання практичних занять для студентів спеціальності 6.092103 “Міське будівництво і господарство” та спеціальності 6.092105 „Автомобільні дороги та аеродроми” денної форми навчання. — Луцьк: Редакційно-видавничий відділ ЛДТУ, 2007. — 56с.
3. Сунак О.П. Залізобетонні конструкції: Методичні вказівки до виконання самостійної роботи для студентів спеціальності 6.092103 “Міське будівництво і господарство” та 6.092105 „Автомобільні дороги та аеродроми” денної і заочної форм навчання. — Луцьк: Редакційно-видавничий відділ ЛДТУ, 2007. — 43с.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. — М.: Стройиздат, 1991. — 768с.
6. Залізобетонні конструкції. / За ред. А.Я.Барашикова. — К.: Вища школа, 1995. — 592с.
7. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высш. шк., 1987. — 384с.
8. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование/ Под ред. А.Я.Барашикова — К.: Вища шк., 1987. — 238с.
9. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1989. — 504с.
10. Сперанский И.М., Сташевская С.Г., Бондаренко С.В. Примеры расчета железобетонных конструкций. — М.: Высш. шк., 1989. — 175с.
11. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б.Голышева. — К.: Будівельник, 1990. — 544с.
12. СНИП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. — М., 1989. — 86с.
13. СНИП 2.01.07-89. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. — М., 1988. — 36с.

Зміст

	Вступ.....	3
	Завдання на проектування.....	5
	Вихідні дані.....	6
1.	Конструктивне вирішення будівлі.....	7
2.	Розрахунок і конструювання плити перекриття.....	13
3.	Розрахунок і конструювання нерозрізного ригеля перекриття по осі „3”.....	29
4.	Розрахунок і конструювання колони першого поверху по осі „3”.....	61
5.	Розрахунок і конструювання фундаменту по осі „3” під колону К1.....	75
	Додатки	81
	Список використаної та рекомендованої літератури.....	95

Залізобетонні конструкції. Методичні вказівки до виконання курсового проекту на тему “Проектування залізобетонних конструкцій багатоповерхової будівлі з неповним каркасом” для студентів денної та заочної форм навчання, що навчаються за спеціальністю 6.092103 “Міське будівництво і господарство” та 6.092105 „Автомобільні дороги та аеродроми”

Комп’ютерний набір та верстка: О. Сунак

Редактор: Л. Тиха

Підп. до друку _____. Формат 60x84/16. Папір офс.
Гарн. Таймс. Ум. друк. арк. 6 . Обл.- вид. арк. 5,5 .
Тираж 100 прим. Зам. 2998 .

Редакційно-видавничий відділ
Луцького державного технічного університету
43018 м. Луцьк, вул. Львівська, 75
Друк – РВВ ЛДТУ