

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНІЙ
УНІВЕРСИТЕТ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ
З НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

для студентів спеціальності 7.092106

Всі цитати, цифровий,
фактичний матеріал і
бібліографічні
відомості перевірені,
написання сторінок
відповідає стандартам

Затверджено

Методичною радою університету,
протокол № від 2008р.

Укладачі:

Більченко А.В.
Бережна К.В.
Смоляннюк Н.В.

Відповідальний за випуск

Кіслов О.Г.

Харків, ХНАДУ, 2008

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНІЙ
УНІВЕРСИТЕТ

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ
З НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

для студентів спеціальності 7.092106

Харків ХНАДУ 2008

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНІЙ
УНІВЕРСИТЕТ

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ
З НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

для студентів спеціальності 7.092106

Затверджено
Методичною радою університету,
протокол № від . . 08р.

Харків ХНАДУ 2008

Методичні вказівки до курсового проекту з несучих залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності 7.092106 / Упоряд. А.В.Більченко та ін. – Харків: ХНАДУ, 2008. - 44с.

Навчальне видання

Упорядники: БІЛЬЧЕНКО Анатолій Васильович
БЕРЕЖНА Катерина Вікторівна
СМОЛЯНЮК Надія Володимирівна

Кафедра мостів, конструкцій та будівельної механіки

Відповідальний за випуск О.Г.Кіслов

Редактор

Коректор

План 2008. поз.

Под. к печ. 08. Формат 60x80 1/16 Бумага газетная

Печать офсетная. Усл. печ. Л. 2.8. Усл. кр. –отт. 2.8. Уч. –изд.к. 2.6.

Зак. № ... Тираж 200 экз.

ХНАДУ 61001 Харків, вул. Петровського, 25

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

I. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

В учбовому плані для студентів спеціальності «Автомобільні дороги» курс «Конструкції будівель та споруд» є одним з базових: в його задачу входить вивчення основних будівельних конструкцій.

Метою курсового проекту є закріплення теоретичних знань з розділу «Залізобетонні конструкції» та вироблення навичок з проектування залізобетонних елементів і виготовлення креслень з застосуванням існуючих стандартів. Завдання на курсовий проект видається кафедрою на бланках, де зазначені розміри будов, тимчасове навантаження та характеристики матеріалів. Завдання є другою сторінкою пояснювальної записки.

Курсовий проект повинен включати розрахунково-пояснювальну записку та графічну частину. Креслення виконуються олівцем. На аркушах паперу форматом А1 повинні бути накреслені конструкції залізобетонних елементів: плита перекриття, ригель, другорядна та головна балки, колона та фундамент. Будуються епюри моменту вигину, епюри поперечних сил та епюри матеріалів, виконуються виноски окремих стержнів або зварених каркасів, складається специфікація арматури. На аркушах паперу форматом А1 необхідно накреслити: план, поздовжній та поперечний перерізи проектованої будівлі або споруди, частину фасаду, балку перекриття, вузли сполучення елементів конструкцій та завданням керівника проекту. Креслення виконуються згідно з правилами будівельного креслення за ГОСТ 21.501-80. Основні положення ГОСТу наведені в роботі [1].

Розрахунково-пояснювальна записка виконується чорнилом на одній стороні аркуша паперу форматом 210x 297мм, аркуші нумеруються та брошуруються.

Пояснювальна записка повинна складатися із двох розділів та вступу.

Розділ I. Варіантне проектування. Наводяться схеми варіантів, дається їх короткий опис та наводяться техніко-економічні розрахунки.

Розділ II. Розрахунок конструктивних елементів будов. За першою групою граничного стану (за міцністю) розраховуються всі елементи в повному складі. Розрахунок за другою групою граничного стану (за деформативністю) виконується в повному або скороченому вигляді (за вказівками проекту). Розрахунок в записці повинен ілюструватися схемами та рисунками.

В кінці записки необхідно помістити перелік використаної літератури.

Курсовий проект виконується за етапами:

- 1 - варіантне проектування (10%),
- 2 - розрахунок залізобетонних елементів (50%);
- 3 – виконання графічної частини (40%).

Студенти захищають курсовий проект у визначені деканатом строки.

2. ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Раціональне вирішення промислового будинку з точки зору як техніко-економічних, так і з експлуатаційних переваг, знаходять після розробки декількох варіантів.

При проектуванні багатопверхового промислового будинку для одного і того ж проекту слід розглянути декілька різних варіантів, які відрізняються один від одного сіткою колон, конструкцією залізобетонних елементів. Від старанності розробки та правильності вибору основного варіанту буде залежати повна вартість будови.

При варіантному проектуванні розглядають тільки несучі елементи будови, які сприймають силові та температурні дії та передають їх через фундаменти на ґрунтові основи.

Проектування починають з компоновки плану будови, який повинен знаходитись у взаємозв'язку з прийнятою конструктивною схемою будови. Промислову будівлю можна приймати з повним або не повним каркасом.

Основні параметри будівлі та його конструктивні елементи повинні бути уніфіковані. Запровадження принципу уніфікації дає можливість виконувати економічні рішення при обмеженій кількості типорозмірів конструктивних елементів. Для цього об'ємно-планувальні розміри будинку визначають згідно з прийнятою у нашій країні модульною системою. Наприклад, у багатопверхових промислових будинках з прольотами до 12м розміри прольотів слід приймати кратними модулю 3,0м (6,9 та 12м), при прольотах більш 12м – кратними модулю 6,0м.

Відстань між поперечними розподільчими осями, тобто крок колон, приймати кратною 6м.

Задачі індивідуально кожному студентові розміри будинку необхідно розбивати на сітку колон як за прольотом, так і за кроком згідно з модулем. При компоновці варіантів задається така сітка колон: 1-й варіант 6х6, 2-й варіант 6х9, 3-й варіант 6х12м, де довжина плити є постійною та рівною 6м.

Для забезпечення вимог уніфікації конструкції залізобетонних колон розташовують відносно розподільчих осей з виконанням таких правил прив'язки:

Колони крайніх рядів з кроком 6,0м повинні мати нульову прив'язку, тобто розміщуватися так, щоб розподільча вісь проходила по зовнішній грані колони. Внутрішня грань повинна, як правило, поєднуватися з розподільчою віссю;

в колонах середніх рядів розподільчі осі розміщуються за геометричними осями поперечного перерізу;

осі зовнішніх несучих стін, а також без каркасних стін кліток сходів розташовують на відстані 250мм від внутрішніх граней стін;

у будинках з залізобетонним каркасом необхідно передбачити температурні шви для розподілу споруди на температурні блоки, розмір блоку не повинен перевищувати за довжиною та шириною 60м. Прив'язку геометричних осей парних колон температурних блоків до розподільчих осей будинку слід виконувати на відстані 500мм від осі в кожену сторону.

Висота рядових поверхів (відстань між відмітками верхньої частини перекриття суміжних поверхів) в багатоповерхових промислових будівлях призначається кратною модулю 600мм.

При розробці варіантів та виконанні графічної частини проекту враховують обладнання кліток сходів в будинку [2, с.273]. Розташування кліток сходів в плані залежить від сітки колон. Висота навісних стінових панелей та віконних прорізів приймається кратною 0,6м (0,6; 1,2; 1,8м).

Для варіантного проектування багатоповерхових будов із уніфікованих залізобетонних конструкцій рекомендується використовувати довідник [2].

Під колони каркасу будови влаштовують окремо стоячі залізобетонні фундаменти сходиної форми, що мають у верхній частині стакан, в який при монтажі вставляють колону. Фундамент повинен розміщуватися нижче рівня підлоги не менше як на 150мм. Під несучі зовнішні стіни необхідно передбачити стрічкові фундаменти із монолітного бетону або фундаментних блоків; під само несучі та навісні стіни необхідно передбачити фундаментні балки (рандбалки), які обпираються на фундаменти під колони.

Збірні залізобетонні колони можна приймати з розрізом на кожному поверсі та одним поперечним перерізом на всі поверхи.

В цьому випадку різна несуча здатність колон на кожному поверсі досягається зміною процента армування поперечного перерізу. Стик колон суміжних поверхів (по вертикалі) виконується за допомогою стикових з'єднань. Стик рекомендується виконувати на рівні 600мм від верхньої відмітки перекриття. Розміри елементів колони першого поверху визначають за формулою:

$$H_K = H_B + H_H + 150 + H_{з.ф} \quad (1)$$

де $H_B = 600 + h_p$ - розмір верхньої частини колони, розміщеної вище консолі;

$H_H = H_{ET} - 600 - h_p$ - розмір нижньої частини колони рядового поверху, розміщеної нижче консолі (розмір консолі входить до складу нижньої частини);

h_p - висота ригеля;

$H_{з.ф}$ - частина колони, затиснутої ф фундаменти.

Довжина колон рядових поверхів дорівнює висоті поверху. Розміщення консолей колон визначається в залежності від висоти ригеля. Для зменшення будівельної висоти перекриття приймають збірні ригелі з тавровим перерізом (рис. 1).

Панелі (плити) перекриття та покриття приймають ребристими з номінальним розміром 1,5х6,0 (рис. 1). Вони мають плиту або з поперечними ребрами (схема «б»), або без поперечних ребер (схема «а»). Мінімальна товщина плити для промислових будівель приймається не менше 50мм. Товщину плити приймають в залежності від заданого корисного навантаження за табл. 1 (розміри повинні бути кратними 10мм).

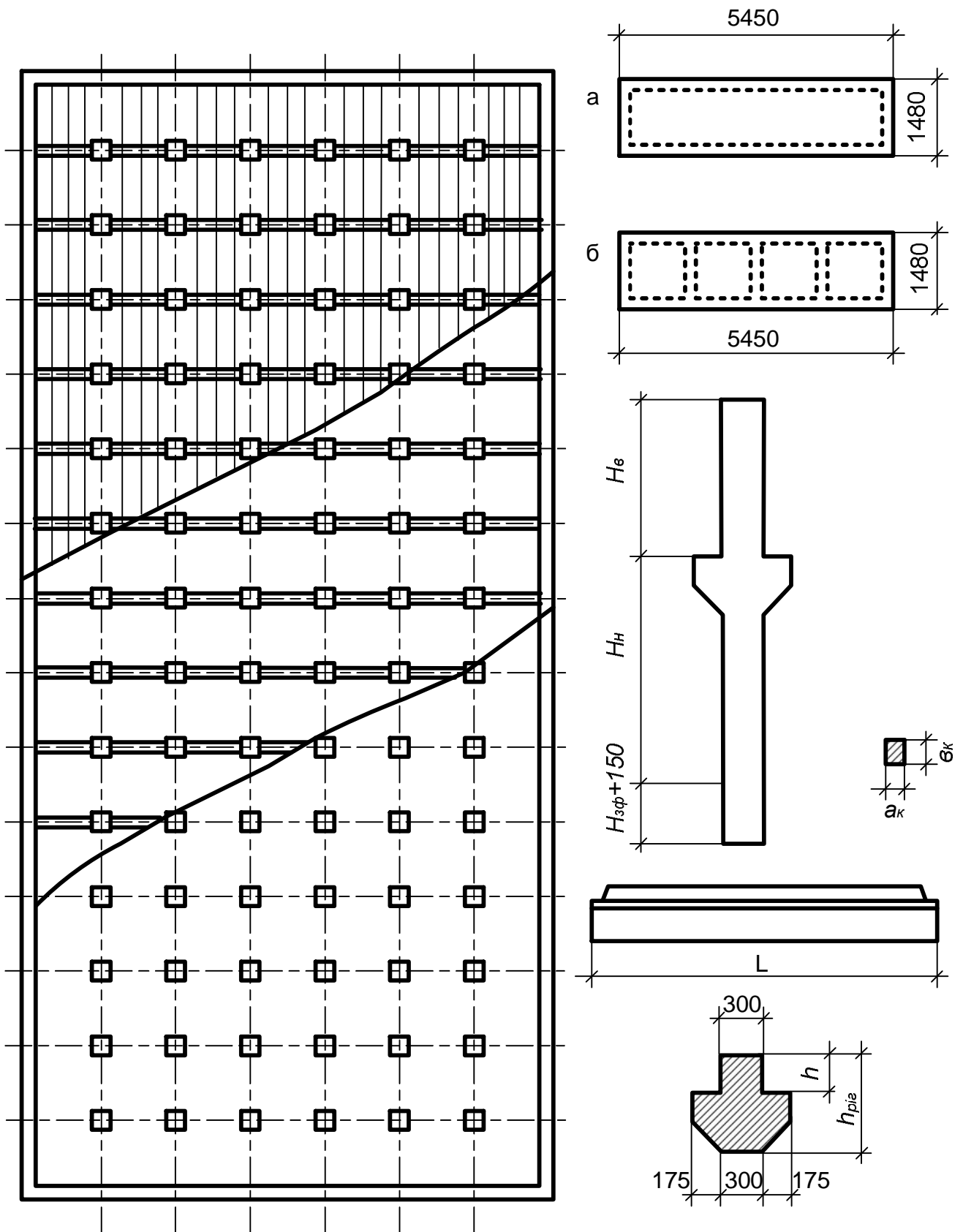


Рисунок 1 – План будівлі та елементи його конструкцій

Таблиця 1 – Товщина плити в залежності від навантаження

Корисне навантаження, Н/м ²	Товщина плити, мм
до 10000	50
10000 - 15000	60
15000 - 20000	70
20000 - 25000	80
більш 25000	90

Висота поперечних ребер в плитах за схемою «б» , як правило, приймається рівною 200мм. Висота перерізу поздовжніх ребер складає $(1/12+1/20)\ell$, де ℓ - номінальний розмір плити, рівний кроку колон (6,0м). В залежності від заданого корисного навантаження висота ребра $h = 350, 400, 450$ мм.

Висота перерізу ригелів складає $(1/8-1/15) L$, де L – номінальний розмір ригеля. Поперечний переріз ригеля рекомендується приймати у відповідності з рис. 1. З метою уніфікації висоту ригеля призначають кратною 50 мм, якщо вона не більша 600мм, та кратною 100 мм при більших розмірах. Величину обпирання несучих елементів перекриття (ригелів та панелей) на кам'яну кладку стін визначають з умови міцності кладки при місцевому стиску (зім'яттю), але не менше 250 мм для ригелів та не менше 200мм для панелей.

Поперечний переріз колон в залежності від діючого навантаження та кількості поверхів будинку становить 400x400, 500x500, 400x600, 500x600 мм.

Основні розміри збірних елементів уточнюють за довідником [2].

Порівняння варіантів дозволяється виконувати за наведеною висотою перекриття, яка показується умовною висотою площинного перекриття та дорівнює за об'ємом ребристому перекриттю. Наведена висота перекриття одного поверху

$$H_{np} = \sum h_i = h'_f + h' + h'_{пуз} + h'_к, \quad (2)$$

де h'_f - товщина плити панелі;

h' , $h'_{пуз}$, $h'_к$ - наведені висоти ребер панелі, ригеля та колони, визначені об'ємом бетону відповідних елементів, віднесених до одиниці площі перекриття:

$$\begin{aligned} h' &= \frac{(h - h'_f) \epsilon' n_1}{B \cdot (A)}; \\ h_{пуз} &= \frac{(h_{пуз} - h'_f) \epsilon'_{пуз} n_2}{A \cdot (B)}; \\ h_{нов} &= \frac{(H_к - h'_f) a_к \epsilon_к n_3}{A \cdot B}, \end{aligned} \quad (3)$$

де h , ϵ' - висота та середня ширина поздовжнього ребра;

$h_{пуз}$ та $\epsilon'_{пуз}$ - висота та ширина ригеля $\epsilon'_{пуз} \approx \epsilon \cdot 1,2$ 1,2 - (коефіцієнт, який враховує розміри консолей);

h'_f - товщина плити панелі перекриття (покриття);

H_k, a_k, e_k - повна висота колони ($H_k = H_H + H_e$) та розміри поперечного перерізу;
А та В – довжина та ширина перекриття одного поверху в плані;

n_2 - кількість ниток ригелів по довжині (ширині) будови;

n_1 - кількість ниток поздовжніх ребер панелей по ширині (довжині) будови;

n_3 - кількість колон.

У формулах (2) та (3) слід брати розміри А або В згідно з розташуванням розглянутих елементів поперек або вздовж будови. Перекриття, яке має найменшу висоту, буде найбільш економічним. Після порівняння варіантів студент разом з викладачем приймає остаточний варіант для подальшого проектування. Варіантне проектування можна виконувати з використанням даних довідника [2] за наведеною нижче методикою.

Витрати матеріалів на кожний елемент визначають за маркувальною схемою будови, на якій показані умовні марки колон та ригелів за номенклатурою, наведеною в довіднику [2, табл. 2.6, с. 242]. При виконанні курсового проекту дозволяється брати умовні марки колон нижнього поверху та для ригелів поперечних рам першого поверху.

За знайденими умовними марками колон та ригелів, за номером маркувальної схеми та величиною почасового навантаження згідно з індивідуальним завданням, приймаються робочі марки колон та ригелів [2, табл. 2.13, с. 276].

Тип колони дозволяється брати такий же, як для рядових колон [2, табл. 2.13, с. I^x]. Тип ригелів таврового перерізу також беруть з табл. 2.13, при цьому використовують дані, наведені в чисельнику.

За марками колон та ригелів з табл. 2.9 та 2.11 довідника [2] визначають вагу елементів та витрати матеріалів (бетон, сталь).

Робочі марки плит приймають у залежності від почасового навантаження за даними табл. 2.

Таблиця 2 – Марки плит у залежності від навантаження

Почасове навантаження, Н/м²	Робоча марка плити
5000	П I-1
10000	П I-2
15000	П I-3
20000	П I-4
25000	П I-5

З табл. 2.10 довідника [2, с. 266] вибирають тип та розміри плити (див. табл. 2), визначають витрати бетону та арматури. Для економії часу дозволяється порівнювати витрати тільки для одного поверху. Результати порівняння варіантів рекомендується виконувати в формі табл. 3. На основі порівняльних даних табл. 3 визначають найбільш економічний варіант. За критеріями економічності

визначають найменші витрати бетону та сталі. У варіантах з однаковими витратами бетону перевагу слід віддати конструкціям з меншими витратами сталі.

Студенти денної та вечірньої форм навчання повинні затвердити у викладача прийнятий варіант до подальшої розробки. Студенти заочної форми навчання приймають найбільш економічний варіант самостійно.

Таблиця 3 – Витрати матеріалів за варіантами

Варіант	Елементи	Витрати матеріалів на один елемент		Вага елемента, т	Кількість елементів, шт.	Загальні витрати матеріалів	
		бетон, м ³	сталь, кг			бетон, м ³	сталь, кг
I (II,III)	Колони Ригелі Плити Всього						

В подальшому проектуванні слід розрахувати та конструювати основні несучі елементи будови: панель перекриття, ригель, колону, фундамент.

3. РОЗРАХУНОК РЕБРИСТОЇ ПАНЕЛІ ПЕРЕКРИТТЯ

Починаючи розрахунок залізобетонних елементів будов, слід, відповідно до заданих в індивідуальному завданні класів бетону та сталі, визначити за нормами [3] їх розрахункові характеристики: міцність бетону на стиск R_b та розтягування R_{bt} , перемножити їх на коефіцієнти умов роботи γ_{b2} ; розрахунковий опір сталі [3, табл. 22, 23] розтягуванню R_s , стиску R_{sc} та на дію поперечної сили при розрахунку похилих перерізів R_{sw} .

Розрахунок панелі слід розділити на три етапи: розрахунок плити, поперечних ребер (якщо вони є), поздовжніх ребер. Для кожного елемента необхідно скласти розрахункову схему та визначити розрахункові зусилля методами будівельної механіки. Визначення зусиль, які виникають у кожному елементі, слід починати із збирання всіх тимчасових та постійних навантажень згідно з нормами [4].

Постійне навантаження q повинно включати власну вагу елемента та підлоги. Дозволяється приймати підлогу однакової конструкції на всіх поверхах.

Наприклад. Асфальтова підлога товщиною 20мм по шлакобетонному шару товщиною 34мм має нормативне значення власної ваги на 1м² поверхні:

$$q=0,02 \cdot 18000+0,034 \cdot 16000=900 \text{ н/м}^2$$

Тимчасове (корисне) навантаження P_n складається із тривало діючого P_n^{TP} (рекомендується приймати 40-70% від P_n) та короточасного навантаження - P_n^{KP} .

Визначення зусиль в елементах панелі для розрахунків за першою групою граничного стану (перевірка міцності) слід виконувати на дію повного q (постійно діючого + тимчасового) розрахункового навантаження.

Переріз поздовжньої поперечної робочої арматури плити визначають за величинами розрахункових згинальних моментів.

При наявності поперечних ребер плиту розглядають як обпарту по контуру (рис. 1, схема б). В таких плитах моменти, віднесені до смуги шириною $b=100\text{см}$ (в обох напрямках), визначають за формулою, яка враховує перерозподіл зусиль за рахунок створення пластичних шарнірів:

$$M = \pm \frac{q\ell_2^2}{24} \quad (4)$$

За цією формулою визначають додатні моменти і центральній частині (в обох напрямках) та від'ємні моменти над опорами плити.

В панелях без поперечних ребер плита працює як балочна, затиснена в поздовжніх ребрах (рис. 1, схема «а»). В цьому випадку розрахунковий згинальний момент в прольоті плити

$$M = \pm \frac{q\ell_2^2}{11} \quad (5)$$

Площу перерізу робочої арматури в плиті визначають із прямокутного перерізу з одиничною арматурою полоси шириною 100см. Армування плити виконують стандартними сітками [5, 6].

Навантаження на поперечні ребра передається на вантажну площу по схемі трикутника при $\ell_1 \approx \ell_2$ (рис. 2).

Максимальна інтенсивність навантажень в середині прольоту

$$q_{\max}^T = q\left(2\frac{\ell_2}{2} + \epsilon_p^1\right) = q(\ell_2 + \epsilon_p^1) \quad (6)$$

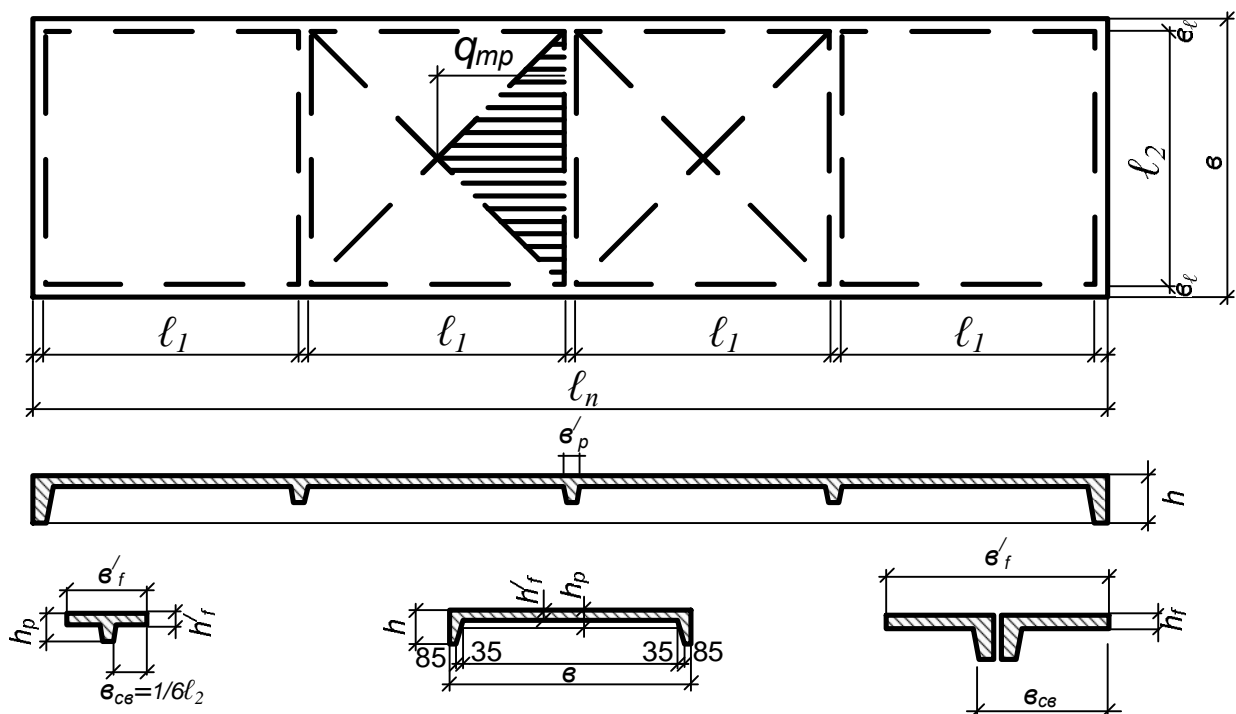


Рисунок 2 – Схема розподілу навантаження на середнє ребро

У формулах (4), (5) та (6) q - розрахункові навантаження на 1 м^2 плити.

Максимальний розрахунковий момент в середині поперечного ребра визначають за приблизною залежністю, яка враховує неповне затиснення його кінців у поздовжніх ребрах панелі:

$$M = \frac{q_{\max}^T \ell_2^2}{12}, \quad (7)$$

де ℓ_2^2 - розрахунковий проліт панелі (поперечних ребер);
 q_{\max}^T - розрахункове навантаження на 1 пог.м.

Розрахунковий переріз як для поперечних, так і для поздовжніх ребер – тавровий. Компоновка таврових перерізів наведена на рис.2.

В стиснутій полиці таврових перерізів напруження в міру віддалення від ребра зменшується, тому ширина звисів у кожний бік, яка вводиться в розрахунок міцності, не повинна бути більшою:

половини відстані в просвіті між сусідніми ребрами і не більш як $1/6$ прольоту розрахованого елемента;

в елементах, які не мають по довжині прольоту поперечних ребер та при $h'_f > 0,1h$;

при наявності поперечних ребер та при $h'_f > 0,1h$ – половини відстані між поздовжніми ребрами.

Армування поперечних ребер виконують одним каркасом з одним або двома робочими стержнями. Рекомендовані діаметри стержнів – 6-12мм. Підбираючи діаметр робочої арматури поздовжніх ребер, необхідно враховувати, що арматура повинна розміщуватися в двох ребрах порівну (рис.2). Тому число стержнів приймають тільки парним.

Розрахунок на дію поперечної сили виконують тільки для поздовжніх ребер, оскільки в них поперечна арматура повинна ставитися тільки за рахунком; поперечні ребра армують з конструктивних міркувань, а в плитах поперечні зусилля сприймаються стиснутим бетоном.

Після підбору арматури виконується її розміщення по перерізу елементів згідно з вимогами норм [3]. Для раціонального розміщення поздовжньої та поперечної робочої арматури з поздовжніх ребрах слід побудувати епюри матеріалів.

Приклад розрахунку. Розрахункові характеристики для класу В20 та класу сталі АІІ $R_g = 1150$ Па (при $\gamma_{g2} = 1,0$) $R_{gt} = 85$ Па, $R_s = 35500$ Па; $R_{sw} = 28500$ Па (для арматури діаметром до 8мм); $R_s = 36500$ Па; $R_{sw} = 29000$ Па (для арматури діаметром більше 8мм).

Для визначення довжини панелі пропонують вузол обпирання панелі перекриття на ригель (рис. 3).

Розрахунковий проліт панелі визначають в залежності від її обпирання на ригель, конструкції ригеля та його розмірів.

При сітці колон $6 \times 9 \text{ м}$ ($L_{\text{риг}}=9 \text{ м}$) та корисному навантаженні 14000 Н/м^2 приймають товщину плити 6 см , висоту поздовжнього ребра $h_{\text{мн}}=40 \text{ см}$, висоту ригеля $h_{\text{риг}}=80 \text{ см}$, ширину ригеля $b_{\text{риг}}=30 \text{ см}$ (рис. 3).

Враховуючи, що панель спирається на полиці ригеля, приймаємо довжину площі спирання ригеля рівною 10 см . Розрахунковий проліт $\ell=555 \text{ см}$, $\ell_0=555-10=545 \text{ см}$.

Далі, згідно з довідником [2], необхідно уточнити геометричні параметри ребристої панелі, використавши позначки показані на рис. 1.

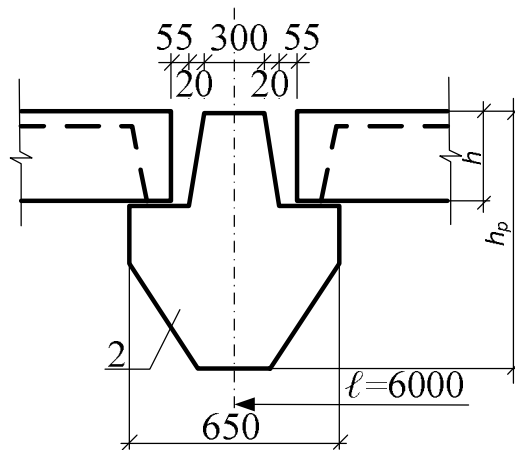


Рисунок 3 – Обпирання панелі перекриття (1)
на ригель таврового перерізу з полицею внизу (2)

Виконують збирання постійних та тимчасових навантажень, діючих на кожний елемент.

Навантаження q , діюче на 1 м^2 плити, визначається в табличній формі. Для панелі з товщиною плити $h_f'=6 \text{ см}$ та тимчасовим навантаженням $P_n = P_n^{mp} + P_n^{sp} = 14000 \text{ Н/м}^2$ розрахунки наведені в табл. 4.

Навантаження на поперечне ребро панелі q_{max}^T при ширині панелі « b »: номінальної – $1,5 \text{ м}$, конструктивної – $148,5 \text{ см}$; при ширині ребер: $b_p=12 \text{ см}$; $b_p'=10 \text{ см}$ та розрахунковому прольоті

$$\ell_2 = B - 2b_p = 148,5 - 2 \cdot 12 \approx 125 \text{ см}$$

$$q_{\text{max}}^T = q(\ell_2 + b_p') = 19530 (125+10)=26365 \text{ Н.}$$

Таблиця 4 – Визначення навантаження на 1 м² плити

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Постійне: асфальтова підлога	900	1,2	1080
власна вага плити 0,06·25000	1500	1,1	1650
Тимчасове: тривале	10000	1,2	12000
короткочасне	4000	1,2	4800
Повне	$q_H = 16400$		$q = 19530$

Навантаження на 1 м довжини панелі, необхідне для розрахунку поздовжніх ребер, виконують у формі табл. 5.

Таблиця 5 – Збирання навантаження на 1 м довжини поздовжніх ребер панелі

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Постійне: асфальтова підлога 900·1,5	1350	1,2	1620
власна вага плити 3000·1,5	4500	1,1	4950
Тимчасове: 140000·1,5	21000	1,2	25200
Повне	$q'_H = 26850$		$q' = 31770$

Примітка. Власну вагу плити можна визначати за довідником [2] або у відповідності з об'ємом залізобетону.

Площу поперечного перерізу плити визначають для смуги шириною $e = 100$ см.

Згинальний момент в прольоті (в обох напрямках) та на опорах

$$M = \frac{q\ell_2^2}{24} = \frac{19530 \cdot 125^2}{24} = 1271,5 \text{ Нм.}$$

Робочу висоту прямокутного перерізу плити в прольоті та опорах h_0 визначають з умови створення для арматури необхідного захисного шару бетону. Відстань від розтягнутої грані перерізу до центра ваги арматура в плитах збірних панелей $a \approx 1,5 \text{ см}$, тоді $h_0 = h'_f - a = 6 - 1,5 = 4,5 \text{ см}$ (захисний шар бетону 10 мм).

Підбір потрібного перерізу поздовжньої робочої арматури починають із визначення коефіцієнта:

$$A_0 = \frac{M}{R_s \cdot \epsilon \cdot h_0^2} = \frac{127150}{1150 \cdot 100 \cdot 4,5^2} = 0,0546 < A_R = 0,430$$

Граничне значення $A_0 = A_R$ встановлюють в залежності від класу бетону, класу арматури та коефіцієнта γ_{e2} за рекомендаціями норм або посібників.

Виконавши інтерполявання коефіцієнта за таблицями A_0 , ξ та $\nu(\eta)$, які наведені в підручниках [5,6], визначають $\xi = 0,055$.

Потрібна площа арматури

$$A_s = \xi \cdot \epsilon \cdot h_0 \cdot \frac{R_s}{R_s} = 0,055 \cdot 100 \cdot 4,5 \cdot \frac{1150}{35500} = 0,80 \text{ см}^2$$

За таблицями [5,6], виходячи з A_s , підбирають зварну сітку марки 250x250x5x5 з однаковою площею перерізу робочих стержнів в обох напрямках 9Ø4 АІІ:

$$A_s^\phi = 0,982 \text{ см}^2 > A_s = 0,80 \text{ см}^2.$$

Необхідну площу робочої арматури поперечного ребра обчислюють для таврового перерізу при ширині полиці ϵ'_f (див. рис. 2):

$$\epsilon'_f = 2\epsilon_{ce} + \epsilon'_p = 2 \frac{\ell_2}{6} + \epsilon'_p = \frac{\ell_2}{3} + \epsilon'_p = \frac{125}{3} + 10 = 52 \text{ см}.$$

(За умовою $2\epsilon'_f = 2 \cdot 6h'_f + \epsilon_p = 12 \cdot 6 + 10 = 82 \text{ см}$).

Висота ребра $h_p = 20 \text{ см}$, робоча висота $h_0 = h_p - a = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ см}$ (мінімальний захисний шар бетону – 15 мм).

Зусилля в ребрі

$$M = \frac{q_{\max}^T \epsilon_p^2}{12} = \frac{26365 \cdot 1,25^2}{12} = 3433 \text{ Нм}.$$

Визначають розрахунковий випадок для таврового перерізу, тобто місце розташування нижньої межі стиснутої зони бетону (в полиці або ребрі). Для цього обчислюють максимальний згинальний момент, який сприймає полиця перерізу:

$$M_x = h'_f = R_s \epsilon'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1150 \cdot 52 \left(17,5 - \frac{6}{2} \right) 6 = 5202600 \text{ Н} \cdot \text{см} = 52026 \text{ Нм}.$$

Оскільки $M < M_x = h'_f$, отже, $x < h'_f$, то розрахунок елемента виконують за формулами для прямокутного перерізу шириною b'_f :

$$\text{визначити } A_0 = \frac{M}{R_e b'_f h_0^2} = \frac{343300}{1150 \cdot 52 \cdot 17,5^2} = 0,0187 < A_R = 0,430,$$

визначити $\xi = 0,0185$

$$A_0 \rightarrow \xi = 0,0185.$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури

$$A_s = \xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot \frac{R_e}{R_s} = 0,0185 \cdot 52 \cdot 17,5 \cdot \frac{1150}{36500} = 0,53 \text{ см}^2.$$

За сортаментом арматурної сталі [5, 6] приймаємо робочу арматуру поперечного ребра каркасу і 1Ø10АІІІ:

$$A_s^\phi = 0,785 \text{ см}^2 > A_s = 0,53 \text{ см}^2.$$

Визначаємо поздовжню та поперечну арматуру поздовжніх ребер.

Розрахунковий проліт дорівнює $\ell_0 = 545 \text{ см}$, ширина полиці таврового перерізу $b'_f = 148,5 \text{ см}$, висота перерізу $h = 40 \text{ см}$, наведена ширина ребра $b = 2 \cdot 8,5 = 17 \text{ см}$ (рис.4).

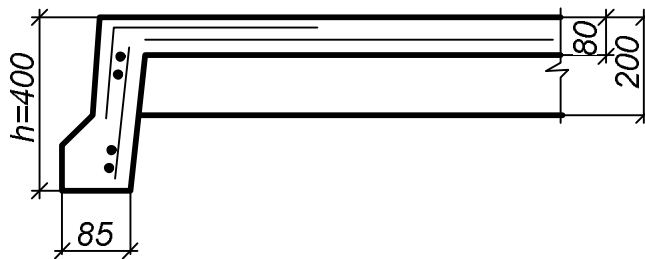


Рисунок 4 – Армуння поздовжнього ребра панелі

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 40 - 5,5 = 34,5 \text{ см}$ (мінімальний захисний шар бетону - 20мм).

Згинальний момент в балці таврового перерізу

$$M = \frac{q' \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{31770 \cdot 5,45^2}{8} = 118000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

поперечна сила

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{31770 \cdot 5,45}{2} = 86600 \text{ Н}.$$

Максимальний момент, який сприймається полицею перерізу,

$$M_{x=h'_f} = R_e b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1150 \cdot 148,5 \cdot 6 \left(34,5 - \frac{6}{2} \right) = 32276475 \text{ Н} \cdot \text{см} = 322764 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Оскільки $M < M_x = h'_f$, отже, $x < h'_f$, розрахунок виконуємо для прямокутного перерізу шириною ϵ'_f :

$$A_0 = \frac{M}{R_s \cdot \epsilon'_f \cdot h_0^2} = \frac{11800000}{1150 \cdot 148,5 \cdot 34,5^2} = 0,058 < A_R = 0,430.$$

По $A_0 \rightarrow \xi = 0,06$

$$A_s = \xi \cdot \epsilon'_f \cdot h_0 \cdot \frac{R_s}{R_e} = 0,06 \cdot 148,5 \cdot 34,5 \cdot \frac{1150}{36500} = 9,68 \text{ см}^2.$$

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури в двох ребрах панелі приймається із чотирьох стержнів $2\text{Ø}20\text{АШ}+2\text{Ø}16\text{АШ}$ з $A_s = 6,28 + 34,02 = 10,38 \text{ см}^2$.

Розрахунок поперечної арматури поздовжніх ребер панелі починають з перевірки достатності прийнятого перерізу за умови:

$$Q \leq 0,34 \varphi_{w1} \varphi_{e1} R_s \epsilon h_0 = 0,3 \cdot 0,885 \cdot 1,1 \cdot 1150 \cdot 17 \cdot 34,5 = 196960 = 86600 \text{ Н};$$

$$\varphi_{e1} = 1 - 0,01 R_s, R_s - \text{в МПА};$$

$$\varphi_{e1} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885;$$

$$\varphi_{w1} = 1,05 - 1,3 [3].$$

Прийняті розміри перерізу достатні.

Необхідність постановки поперечної арматури за розрахунком перевіряють в найбільш небезпечному бетонному перерізі за умови

$$Q \leq \varphi_{e3} (1 + \varphi_n) R_{st} \epsilon h_0,$$

де $\varphi_{e3} = 0,6$;

φ_n - коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил.

$$\text{При } N=0 \varphi_n = 0$$

$$86600 > 0,6 \cdot 85 \cdot 17 \cdot 34,5 = 29911,5 \text{ Н.}$$

Умова не виконується, тому необхідно ставити поперечну арматуру (поперечні стержні каркасу у поздовжніх ребрах) за розрахунками.

Діаметр поперечних стержнів зварених каркасів визначають, виходячи з умови зварки $d_n \geq 0,25 d$ (d - діаметр поздовжньої робочої арматури).

$$\text{Призначають: } d_n = 6 \text{ мм} > 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ мм, площа перерізу стержня} - 0,196 \text{ см}^2$$

Із прийнятої схеми армування ребра (див. рис. 4) впливає, що кількість поперечних стержнів n_w в розрахунковому перерізі дорівнює 2 (з одним у кожному ребрі).

Площа перерізу прийнятих стержнів

$$A_w = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2.$$

Поперечні зусилля, які сприймаються поперечними стержнями на одиниці довжини балки рівною 1 см, визначають за залежністю:

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4 \varphi_{e2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{st} \cdot \epsilon \cdot h_0^2} = \frac{86600^2}{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0,14) \cdot 85 \cdot 17 \cdot 34,5^2} = 478 \text{ Н / см},$$

де $\varphi_{e2} = 2$;

φ_f – коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полиць обмеженої ширини:
 $e'_f \leq e + 3h'_f = 17 + 3 \cdot 6 = 35 \text{ см};$

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(e'_f - e) \cdot h'_f}{e \cdot h_0} = 0,75 \cdot \frac{(35 - 17) \cdot 6}{17 \cdot 34,5} = 0,14.$$

Перевіряють виконання умови:

$$q_{sw} \geq 0,5 \varphi_{e3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{st} \cdot e = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,14 \cdot 85 \cdot 17 = 494 \text{ Н/см} > 478 \text{ Н/см}.$$

Оскільки умова не виконується, для подальших розрахунків використовують значення $q_{sw} = 494 \text{ Н/см}$.

Потрібний крок поперечних стержнів

$$S = \frac{R_{sw} A_w}{q_{sw}} = \frac{28500 \cdot 0,392}{494} = 22,6 \text{ см}.$$

Максимальний крок поперечних стержнів не повинен перевищувати

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{em} (1 + \varphi_n) R_{st} e h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 85 \cdot 17 \cdot 34,5^2}{86600} = 29,8 \text{ см},$$

де $\varphi_{em} = 1,5$ [3].

За конструктивним розумінням відстань між поперечними стержнями слід приймати на припорних ділянках (які дорівнюють при рівномірних навантаженнях ? прольоту ℓ_0); при висоті перерізу $h \leq 450 \text{ мм}$ – не більше $\frac{h}{2}$ та не

більше 150 мм; на останній частині прольоту – не більше $\frac{3}{4} h$ та не більше 500 мм.

Отже, приймаємо найменший з усіх значень (розрахункових та конструктивних) крок поперечних стержнів $S = 150 \text{ мм}$ НП при опорних ділянках та в середині прольоту - $S = \frac{3}{4} h = 30 \text{ см}$.

При конструюванні каркасів поздовжніх ребер робоча поздовжня та поперечна арматура повинна ставитись за епюрою матеріалів згідно з епюрами зусиль М и Q.

4. РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНОГО РИГЕЛЯ

У курсовому проекті рекомендується приймати збірний ригель таврового перерізу. Завданням передбачається розрахунок ригеля як нерозрізної багато прольотної балки. Для утворення нерозрізності в місці спирання на колони верхня арматура ригелів об'єднується. В крайніх прольотах приймається вільне спирання ригеля (див. рис. 1). У будівлях з неповним каркасом нерозрізний ригель дозволяється розраховувати тільки на вертикальні навантаження. На 1 м погонної довжини ригеля навантаження збирається з вантажної площі F_1 (рис.5). В залежності від форми перерізу панелей навантаження на ригель буде рівномірно розподіленим (при багатопустотних плитах) або зосередженим (при ребристих панелях). При чотирьох та більше зосереджених силах в одному прольоті норми допускають заміну зосереджених навантажень на еквівалентне рівномірно

розподілене. При трьох та двох зосереджених вантажах в учбових цілях дозволяється, з невеликою часткою похибки, замінити зосереджені вантажі на еквівалентне рівномірно розподілене навантаження.

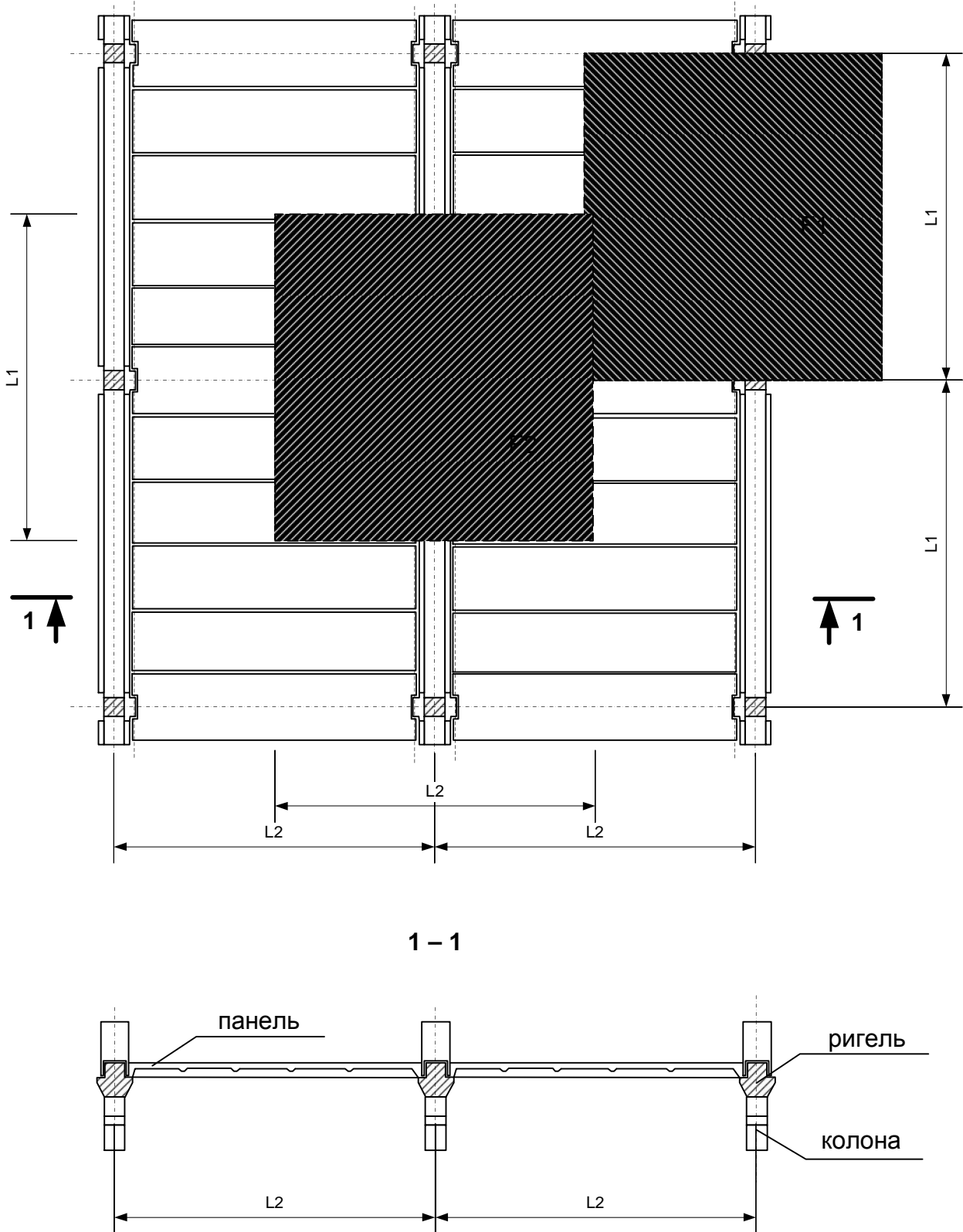


Рисунок 5 – Розподіл навантаження на ригель F_1 та колону F_2

Згинальні моменти в ригелі для будівлі з чотирма та більше прольотами визначають за формулою:

$$M = \beta \cdot (q + p) \cdot L^2, \quad (8)$$

де q – постійне навантаження;
 p – корисне (тимчасове) навантаження;
 β - коефіцієнт (визначається за додатком).

Для будівлі з трьома прольотами при визначенні M за залежністю (8) в точці 10 слід приймати β таким же, як і для точки 5. При побудові окресленої епюри моментів слід приймати безпосередньо за епюрою додатку; для від'ємних моментів β обчислюють в залежності від відношення корисного навантаження до постійного p/q , використовуючи дані, наведені в додатку.

Максимальні поперечні сили при рівномірно розподіленому навантаженні визначаємо за такими значеннями:

на першій опорі $Q = 0,4(p + q)L$;

на другій опорі (зліва) $Q = 0,6(p + q)L$;

на другій опорі (справа) та для проміжних опор (зліва та справа) $Q = 0,5(p + q)L$;

Площу перерізу поздовжньої робочої арматури розраховуємо для крайнього та суміжного з ним прольотів на дію максимальних згинальних моментів. Слід пам'ятати, що прийнята форма ригеля має різний розрахунковий переріз при сприйманні додатних та від'ємних моментів.

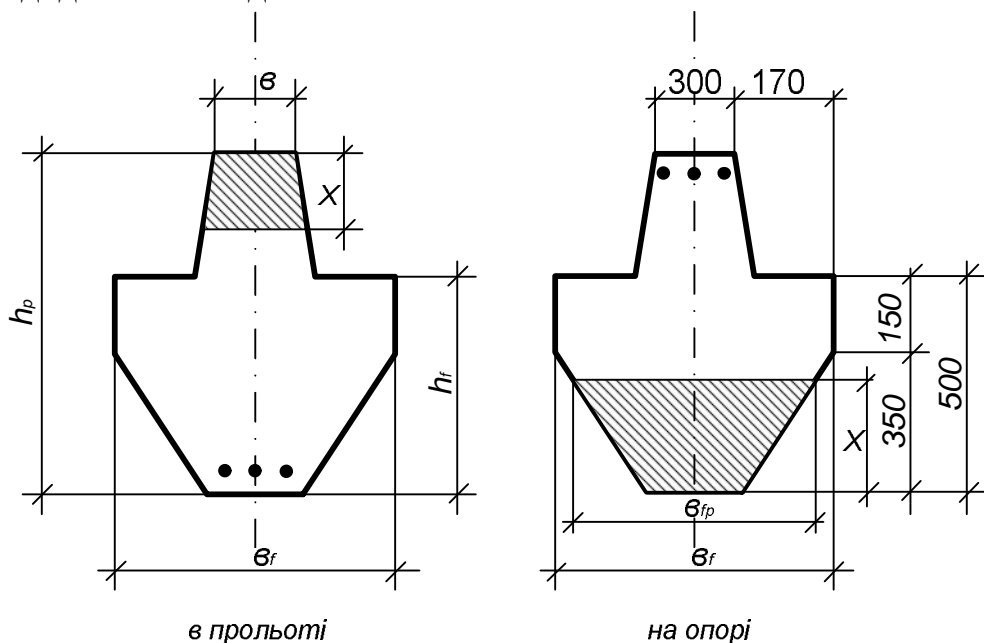


Рисунок 6 – Зміна розрахункового перерізу ригеля

Арматуру слід ставити за розрахунком з дотриманням конструктивних вимог норм [3].

Приклад розрахунку ригеля. Призначаємо розміри перерізу елемента (рис. 3, 6)

В ребристих панелях перекриття розміри ригеля такі:

$e = 30\text{см}$, $h = 80\text{см}$ та $e_f = 65\text{см}$, $h_f = 40\text{см}$.

Розрахункова довжина ригеля при розрахунку по методу граничної рівноваги приймається: для середнього прольоту - відстані в світу між гранями проміжних опор, для крайнього прольоту – відстані від грані першої від стіни проміжної опори до центру спирання з іншого боку [9]:

$$\text{для крайнього прольоту} \quad \ell_{kp} = L_1 - \frac{e_{on}^{cm}}{2} - \frac{h_k}{2} = 9,0 - 0,4 - \frac{0,4}{2} = 8,4\text{м};$$

$$\text{для середнього прольоту} \quad \ell_{cp} = L_1 - 2 \cdot \frac{h_k}{2} = 9,0 - 0,4 = 8,6\text{м}.$$

Розміри поперечного перерізу колони h_k , як правило, знаходяться в межах від 40 до 60см; L_1 - розмір прольоту в осях.

Вага 1м ригеля таврового перерізу $q_{риз} = S_{пер} \cdot \gamma$,

де $S_{пер}$ - площа поперечного перерізу;

γ - об'ємна вага залізобетону, рівна (25000 Н/м^3).

Для прийнятих розмірів ригеля

$$q_{риз} = (0,3 \cdot 0,9 + \frac{0,5 + 0,15}{2} \cdot 0,175) \cdot 25000 = 9594 \text{ Н / м} \approx 9590 \text{ Н / м}.$$

Навантаження, діюче на 1м ригеля, обчислюємо у формі табл.6.

Таблиця 6 - Збирання навантаження на 1м довжини ригеля

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, Н/м^2
Підлога $0,06 \cdot 10000 \cdot 6$	5400	1,2	6480
Плита $3000 \cdot 6$	18000	1,1	19800
Ригель	9590	1,1	10550
Всього постійне	$q_H = 32990$		$q = 36830$
Тимчасове тривале діюче $0,6 \cdot 14000 \cdot 6$	50400	1,2	60480
Тимчасове короткочасне $0,4 \cdot 14000 \cdot 6$	33600	1,2	40320
Всього тривале	$P_H = 84000$		$P = 100800$

За діючими навантаженнями визначаємо моменти, за даними, наведеними в додатку, будемо окреслену епюру моментів в кожному прольоті.

Далі обчислюють розрахунковий переріз поздовжньої арматури в першому прольоті.

З урахуванням можливого розміщення арматури в два ряди приймають $a=75\text{мм}$. Розрахунковий переріз в крайньому прольоті прямокутний. Максимальний момент в прольоті $M_{\max}^1 = 0,91(36830 + 100800) \cdot 8,4^2 = 883717\text{Н} \cdot \text{м}$;

Для першого перерізу:

$$A_0 = \frac{M_{\max}}{R_g \cdot e \cdot h_0^2} = \frac{88371700}{1150 \cdot 30 \cdot 82,5^2} = 0,376 < A_R = 0,430$$

$$A_0 \rightarrow \xi = 0,5$$

$$A_s = \xi \cdot e \cdot h_0 \cdot \frac{R_g}{R_s} = 0,5 \cdot 30 \cdot 82,5 \cdot \frac{1150}{36500} = 38,9\text{см}^2$$

За сортаментом визначаємо: $8\text{Ø}25 A_s^{\text{фак}} = 39,27\text{см}^2 > A_s = 38,9\text{см}^2$.

Розміщують ці стержні по перерізу в два ряди по висоті учотирьох каркасах. Захисний шар становить 2,5см. Відстань у прольоті між рядами арматури прийнята в прикладі $d = 25\text{мм}$.

При цих значеннях

$$a = h_{\text{з.ш.}} + d_{25} + \frac{d_{25}}{2} = 25 + 25 + \frac{25}{2} = 62,5\text{мм} = 75\text{мм}$$

Отже, перерахунок площі арматури виконувати не потрібно.

Для зменшення витрат арматури збірні ригелі над опорами об'єднують в нерозрізну систему. Цією метою верхню арматуру ригелів пропускають через отвори в колоні. Послідовність визначення робочої арматури на опорах наведена для точки 5.

Приймають з деякою похибкою, що робоча ширина полиці таврового перерізу ригеля $e_f = \left(30 + \frac{65 - 30}{2} \right) = 47,5\text{см}$ (рис.6).

Тоді при $x < h_f$

$$A_0 = \frac{M_s}{R_g \cdot e_f \cdot h_0^2} = \frac{88371700}{1150 \cdot 47,5 \cdot 72,5^2} = 0,238$$

За $A_0 - \xi = 0,275$ визначають:

$$A_s = \xi \cdot e_f \cdot h_0 \cdot \frac{R_g}{R_s} = 0,275 \cdot 47,5 \cdot 82,5 \cdot \frac{1150}{36500} = 33,9\text{см}^2.$$

Приймають за сортаментом

$$2\text{Ø}25 A_{\text{П}} = 9,82 + 24,63 = 34,45\text{см}^2;$$

$$A_s^{\text{фак}} = 34,45\text{см}^2 > A_s = 33,9\text{см}^2.$$

Перевіряють фактичну висоту стиснутої зони:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s^{\text{фак}}}{R_g \cdot e_f} = \frac{36500 \cdot 34,45}{1150 \cdot 47,5} = 23\text{см} < h_f = 50\text{см}.$$

Згідно з нормами [3] біля бокових граней в середині каркасу слід встановити поздовжні конструктивні стержні $\text{Ø}10\text{-}14\text{мм}$

Загальною площею $A_s \geq 0,001 bh = 0,001 \cdot 30 \cdot 80 = 2,4 \text{ см}^2$.

Розрахунок поперечної арматури виконують в тій же послідовності, що й розрахунок поздовжнього ребра панелі перекриття.

З метою економії арматурної сталі при проектуванні балок та ригелів будують епюру моментів та матеріалів, що дає можливість визначити місце обриву робочої поздовжньої за довжиною прольоту арматури та сконструювати поперечну арматуру.

Епюру матеріалів рекомендується виконувати в такій послідовності (рис. 7):

1. За прийнятим перерізом арматури визначають фактичний максимальний згинальний момент, який може сприймати елементи:

$$M_{\text{фак}} = A_s^{\phi} \cdot R_s \left(h_0 + \frac{x}{2} \right)$$

Дозволяється обчислювати $M_{\text{фак}}$ за формулою:

$$M_{\text{фак}} = A_s^{\phi} \cdot R_s h_0 v,$$

де параметр v приймається за таблицями в залежності від A_o та ξ при розрахунку площі робочої арматури.

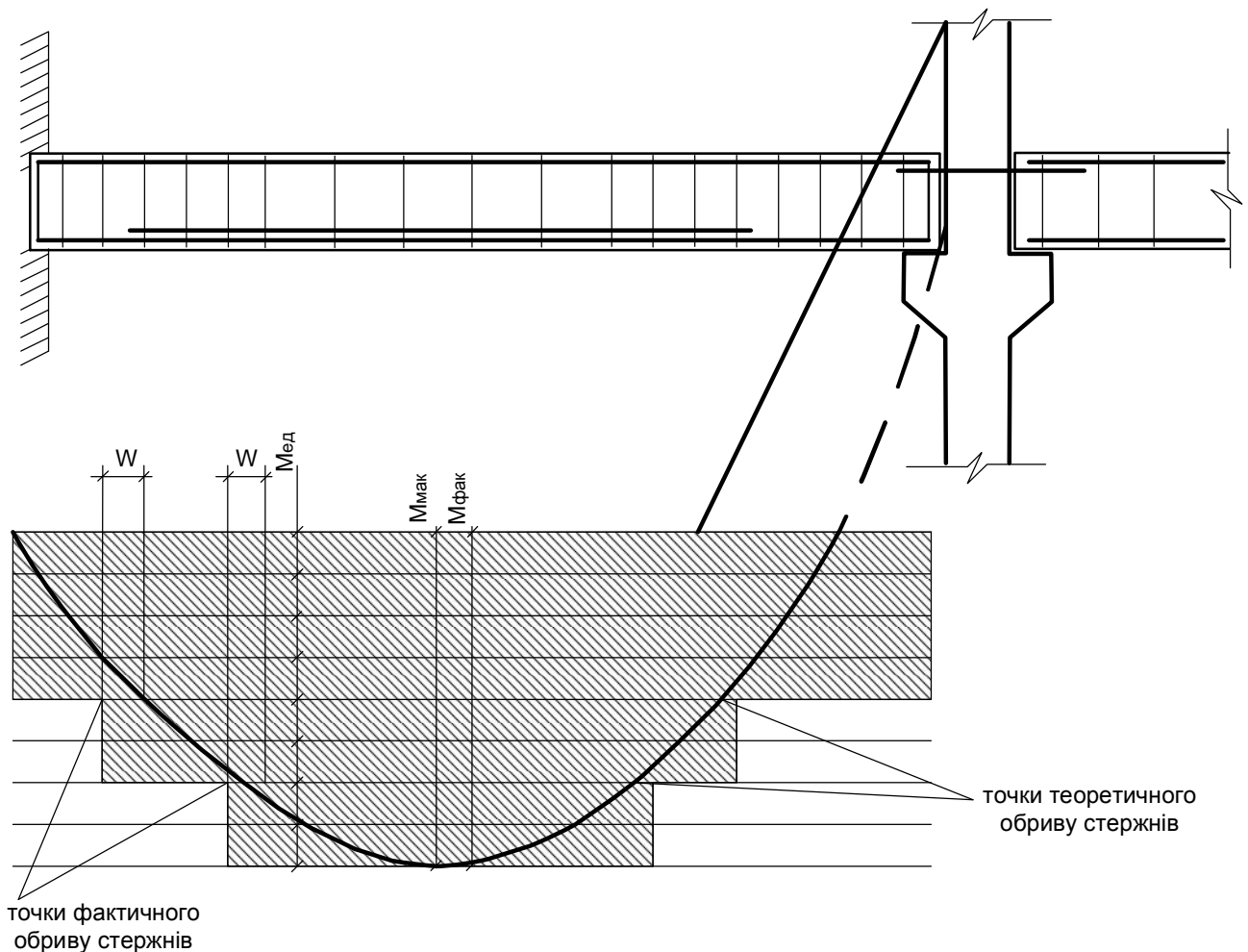


Рисунок 7 – Епюра матеріалів для нижньої (прольотної) поздовжньої робочої арматури

2. Визначають одиниці згинальні моменти, які сприймаються одним стержнем у загальному випадку, коли поздовжні стержні в перерізі елемента різного діаметра, одиничні моменти визначають для кожного діаметра окремо:

$$M_{oo} = A_s^{od} \cdot R_s \left(h_o - \frac{x}{2} \right),$$

A_s^{od} – площа одного стержня.

Якщо всі стержні мають однаковий діаметр та розміщені не більше ніж в два ряди по висоті, то

$$A_s^{od} = \frac{A_s^{\text{фак}}}{n} \text{ та } M_{oo} = \frac{M_s^{\text{фак}}}{n},$$

де n – число стержнів по перерізу.

3. Одержані значення одиничних моментів слід відкласти в масштабі на епюрі моментів (рис.7). За конструктивними вимогами не менше 50% площі робочих стержнів нижньої (прольотної) арматури повинно бути доведено до опор. Точка перетину одиничних моментів решти стержнів з кривою епюрою моментів визначає місце теоретичного обриву стержнів.

Обірвані стержні повинні бути заведені за місця свого теоретичного обриву на деяку довжину W . Необхідний розмір W обчислюється розрахунком міцності елемента за похилим перерізом у місці теоретичного обриву. За нормами він у всіх випадках повинен становити $W = 20 d$, де d – діаметр обірваного стержня.

При виконанні графічних робіт і побудові епюри матеріалів слід викреслювати необхідну кількість (не менше трьох) поперечних перерізів залізобетонного елемента у великому масштабі з вказівками номерів каркасів та значень захисної арматури. Відстань між каркасами та стержнями слід приймати згідно норм [3].

Під епюрою матеріалів виконується винесення каркасів з усіма розмірами та перерізами.

4. Для економної витрати поперечної арматури на окресленій епюрі поперечних сил, які сприймаються поперечними стержнями (хомутами) та бетоном, обґрунтовується крок поперечних стержнів за методикою, описаною в підручниках [1, 7, 5, 6].

5. РОЗРАХУНОК СЕРЕДНІХ КОЛОН

В курсовому проекті дозволяється розраховувати середні рядові колони каркасу будови, які при завантаженні розглядаються як стиснуті елементи з випадковим ексцентриситетом. Розрахунок прямокутних елементів на дію стискуючої поздовжньої сили при їх розрахунковій довжині $\ell_0=h$ (h - ширина колони), симетричному армуванні та ексцентриситеті, рівному $1/600 \ell$ або $1/30 h$, або $1,0\text{см}$, виконують за методикою [1, 7, 5, 6]. Розрахунок колони починають із визначення навантажень, які припадають на одну колону. При цьому ригель в кожному прольоті розглядається як проста балка, що вільно спирається на консолі колони.

Тиск на колону визначається як добуток вантажної площі $L_1 \cdot L_2$ (див. рис. 5) на інтенсивність навантаження. Рекомендується навантаження (тиск) на колону обчислювати в табличній формі (табл.7).

Наприклад, для будови з сіткою колон $L_1 \cdot L_2 = 9 \cdot 6 = 54 \text{ м}^2$ та перерізом $a_k \cdot b_k = 40 \cdot 40 \text{ см}$ (див. рис.1) в табл.7 наведене збирання навантаження на колону з одного поверху висотою 4,8м.

Таблиця 7 - Збирання навантаження на колону

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Асфальтобетонна підлога $0,05 \cdot 18000 \cdot 54$	48000	1,2	58320
Залізобетонні плити $3000 \cdot 54$	162000	1,1	178200
Ригель $9590 \cdot 8,6$	82470	1,1	90720
Власна вага колони $0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,8 \cdot 25000$	192000	1,1	21120
Тимчасова тривало діюче навантаження $14000 \cdot 0,6 \cdot 54$	453600	1,2	544320
Всього тривало діючого навантаження			$q_{тр} = 892680$
Тимчасове короткочасне навантаження: $14000 \cdot 0,4 \cdot 54$	302400	1,2	362880
Всього	$q_H = 1068270$		1255560

При трьохповерховій будівлі повне розрахункове навантаження на рівні обрізу фундаменту

$$N = 1255560 \cdot 2 = 2511120 \text{ Н},$$

у тому числі тривало діюче навантаження

$$N_{mp} = 892680 \cdot 2 = 1785360 \text{ Н}.$$

$$\text{Відношення } \frac{N_{mp}}{N} = 1785360 : 2511120 = 0,711.$$

Розрахункова довжина колони (на один поверх) $\ell_0 = \eta \cdot H$,

де H – висота поверху, $\eta = 1$ – коефіцієнт, який враховує умови закріплення кінців елемента.

$$\text{Тоді } \frac{\ell_0}{h} = \frac{4,8}{0,4} = 12, \text{ де } h \text{ – менша сторона перерізу колони } (a_k \text{ або } b_k).$$

Розрахунок колони проводять на осьовий тиск за формулою:

$$N \leq m\varphi[R_{\epsilon}A + R_{sc} \sum f_s] \quad (9)$$

Звідки площа перерізу поздовжньої арматури в перерізі колони

$$\sum f_s = \frac{N}{m\varphi R_{sc}} - \frac{R_{\epsilon}A}{R_{sc}} = \frac{2511120}{0,897 \cdot 36500} - \frac{16001150}{36500} = 76,7 - 50,4 = 26,3 \text{ см}^2,$$

де $m=1,0$ A – площа перерізу елемента.

$$\varphi = \varphi_{\epsilon} + 2 \cdot (\varphi_{sg} - \varphi_{\epsilon}) \cdot \frac{R_s \sum f_s}{R_{\epsilon} b_k a_k}$$

Виконують інтерполювання даних в таблицях: 12 [5], 2.15 [6], 4.1 [7], визначаємо φ_{ϵ} та φ_{sg} ;

$$\varphi = 0,872 + 2(0,892 - 0,872) \frac{36500}{1150} \cdot 0,02 = 0,897$$

Приймають симетричне армування (рис.8) $4\varnothing 25 \text{ AIII} + 4\varnothing 16$
 $\text{AIII} = 19,64 + 8,04 = 27,68 \text{ см}^2$; $\sum f_s^{\text{фак}} = 27,68 \text{ см}^2 > \sum f_s = 26,3 \text{ см}^2$.

Фактичний процент армування перерізу

$$M\% = \frac{24,63}{50 \times 50} \cdot 100\% = 0,9852\% \approx 1$$

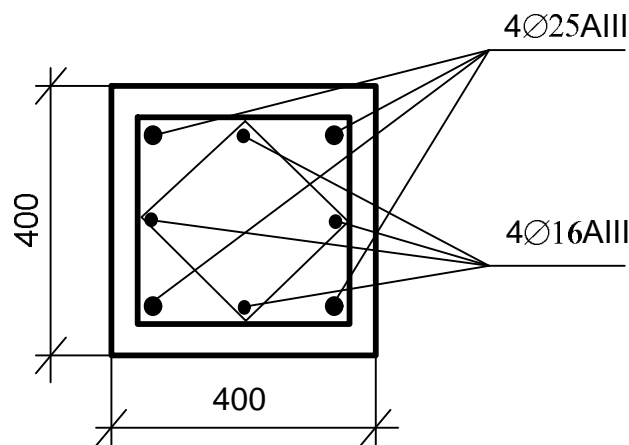


Рисунок 8 – Армування перерізу колони

Поперечну арматуру в колоні слід приймати діаметром $d_{sw} > 0,25d$, де d - найбільший діаметр поздовжньої робочої арматури.

Крок поперечної арматури при зварних каркасах приймають конструктивно рівним $S \leq 20d$, але не більше 500мм (тут d - найменший діаметр поздовжніх стиснутих стержнів).

У нашому прикладі приймають: $d_{sw} = \varnothing 8 \text{ AIII} > 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ мм}$, $S = 300 \text{ мм} < 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм}$.

Для розрахунку консолі колони (рис. 9) визначають максимальну розрахункову реакцію, використавши при цьому епюри перерізувачі сил:

$$Q = 0,5(36830 + 100800) \cdot 8,6 = 591810 \text{ Н.}$$

Мінімальний виліт консолі назначають із умови зминання під ригелем (рис.9):

$$l_{on} = \frac{Q}{v_p \cdot R_v} = \frac{591810}{30 \cdot 1150} = 17,5 \text{ см,}$$

де v_p - ширина опорної частини ригеля.

Виліт консолі з урахуванням зазору між торцем ригеля та гранню колони

$$l_{вк} = 17 \text{ см} + 5 \text{ см} = 22 \text{ см}$$

Остаточний розмір (кратний 5 см)

$$l_{вк} = 25 \text{ см}; \quad l_{on} = 20 \text{ см}$$

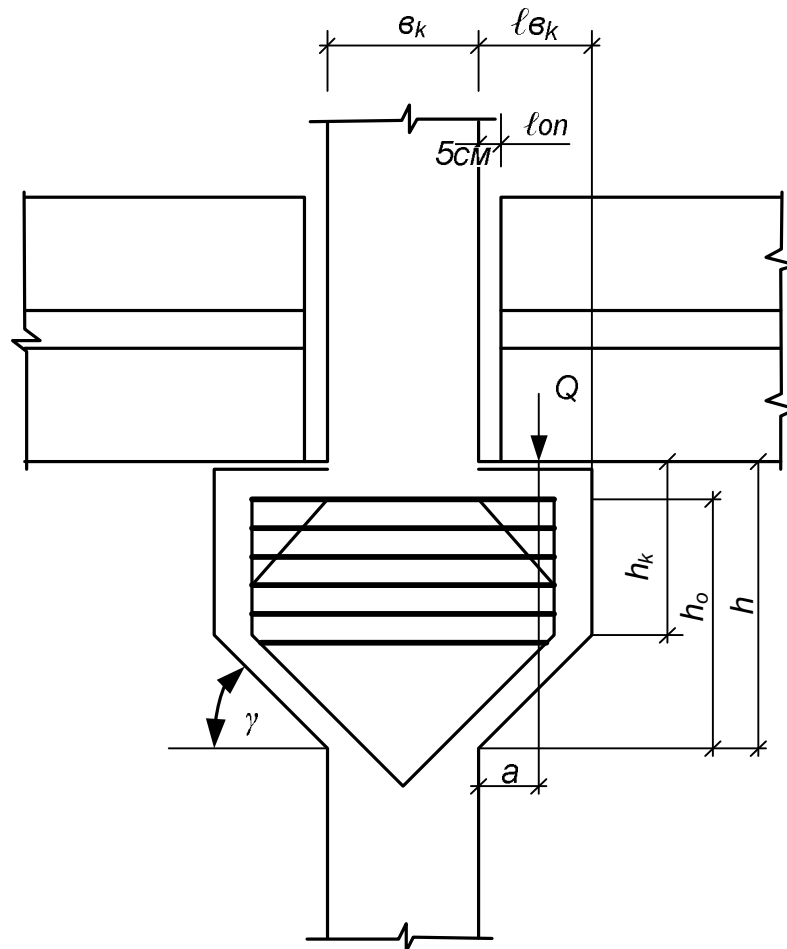


Рисунок 9 – Геометричні характеристики консолі колони

Відстань від грані колони до сили Q

$$a = \ell_{\text{вк}} - \frac{Q}{2 \cdot \epsilon_p \cdot R_s} = \frac{591810}{2 \cdot 30 \cdot 1150} = 16,4 \text{ см.}$$

У коротких консолей ($\ell_{\text{вк}} = 0,9h_0$) кут γ стиснутої грані в горизонталлю не повинен перевищувати 45° . Висота консолі в перерізі біля грані колони

$$h = (0,7 \div 0,8)h_p,$$

біля вільного краю $h_{\text{к}} = \frac{h}{2}$ (де h_p - висота ригеля).

$$h = 0,8 \cdot 90 \text{ см} \approx 72 \text{ см} \approx 75; \text{ при } \gamma = 45^\circ$$

$$h_{\text{к}} = 75 - 25 = 50 \text{ см} > \frac{65}{2} \text{ см.}$$

Робоча висота перерізу консолі $h_0 = h - a = 75 - 3 = 72 \text{ см}$. Оскільки $\ell_{\text{вк}} = 25 \text{ см} < 0,9h_0 = 0,9 \cdot 72 = 65 \text{ см}$, то консоль коротка.

Перевіряємо висоту перерізу короткої консолі на опорному перерізі за двома умовами:

$$Q \leq \frac{1,5R_{\text{ст}} \epsilon_{\text{к}} h_0^2}{a} = \frac{1,5 \cdot 85,0 \cdot 40 \cdot 72^2}{16,4} = 161210 \text{ Н};$$

$$Q \leq 2,5R_{\text{ст}} \epsilon_{\text{к}} h_0 = 2,5 \cdot 85 \cdot 40 \cdot 72 = 612000 \text{ Н},$$

оскільки $Q = 591510 \text{ Н} < 612000 \text{ Н}$, умова виконується.

Згинальний момент консолі біля грані колони

$$M = Q \cdot a = 591810 \cdot 16,4 = 9705700 \text{ Н} \cdot \text{см} = 97,06 \text{ кНм.}$$

Площу перерізу поздовжньої арматури консолі підбирають за згинальним моментом біля грані консолі збільшеним на 25%:

$$A_s = \frac{1,25M}{R_s \nu h_0} = \frac{1,25 \cdot 9705700}{36500 \cdot 0,9 \cdot 72} = 5,13 \text{ см}^2,$$

де $\nu = 0,9$.

Короткі консолі висотою перерізу $h > 2,5a$ (тобто 75 см) рекомендується армувати горизонтальними хомутами та відігнутими стержнями. Крок хомутиків

приймають не більше 15 см і не більше $h/4 = \frac{75}{4} = 18,8 \text{ см}$.

Діаметр відігнутих стержнів не більше 25 мм та не більше $\frac{1}{15} \ell_{\text{ом}}$ (де $\ell_{\text{ом}}$ - довжина відгину). Сумарне значення відігнутої арматури повинне бути не менше $A_{s \text{ inc}} = 0,002 \epsilon_{\text{к}} h_0 = 5,76 \text{ см}^2$.

Приймають відгини 2Ø20 АІІ:

$$A_s^{\text{фак}} = 6,28 \text{ см}^2 > A_{s \text{ inc}} = 5,76 \text{ см}^2;$$

$$A_s^{\text{фак}} = 6,28 \text{ см}^2 > A_s = 5,13 \text{ см}^2.$$

Умова $d_{\text{вз}}=20\text{мм} < 25\text{мм}$ довжина відгинів
 $\ell_{\text{вз}} = (h_{\text{к}} - 2a) \sin \alpha = (50 - 2 \cdot 3) \sin 64^\circ = 44 \cdot 0,9 = 39,6 \text{ см}$, де $a = 3\text{см}$ – відстань до
центра ваги арматури від грані перерізу:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_{\text{к}}}{\ell_{\text{вк}}} = \frac{50}{25} = 2; \quad \alpha = 64^\circ.$$

Умова $d_{\text{вз}}=20\text{мм} < \frac{1}{15} \ell_{\text{о}} = \frac{39,6}{15} = 26,4\text{мм}$ також виконується.

Горизонтальні хомути приймаємо $\text{Ø}8\text{AIII}$, крок хомутів $S=15\text{см}$.

6. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ

Розрахунок ступінчастого залізобетонного фундаменту під колони складається із визначення розмірів підшови – a_ϕ та b_ϕ , загальної висоти фундаменту – H , висоти сходин – h_i та площі перерізу арматури, яка розміщується по підшві фундаменту (рис.10).

Розміри підшови фундаменту визначають за розрахунковими навантаженнями другої групи граничного стану [4] згідно до вимог норм проектування основ будов та споруд.

Розміри фундаменту ті його армування визначають за розрахунками міцності на зусилля, обчисленими при навантаженні та опорі матеріалів за першою групою граничного стану.

Площу підшови фундаменту розраховують з урахуванням глибини закладання підшови d та ваги ґрунту на його уступах за залежністю:

$$A_\phi = a_\phi \cdot b_\phi = \frac{N'_2}{R_0 - \gamma_m d},$$

де R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту (за побудовою);

γ_m – середня питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах (дозволяється приймати рівною $19,8 \text{ кН/м}^3$);

N'_2 – розрахункове зусилля від колони.

Повну мінімальну робочу висоту фундаменту необхідно визначити з умови міцності бетону на продавлюваній поверхні зрізаної піраміди, грані якої нахилені під кутом 45° . Верхня підвалина – переріз колони, нижня $A_p = (a_k + 2H_o)(b_k + 2H_o)$ на рівні робочої арматури в підшві (рис. 10).

При квадратній та близькій до квадратної підшві

$$F_\phi \leq R_{ct} U_m H_o,$$

де F_ϕ - розрахункова продавлююча сила, рівна нормальній силі N' в перерізі колони на рівні обрізу фундаменту з вирахуванням реактивного тиску ґрунту на нижню підвалину піраміди продавлювання;

$$F_\phi = N' - \sigma A_p,$$

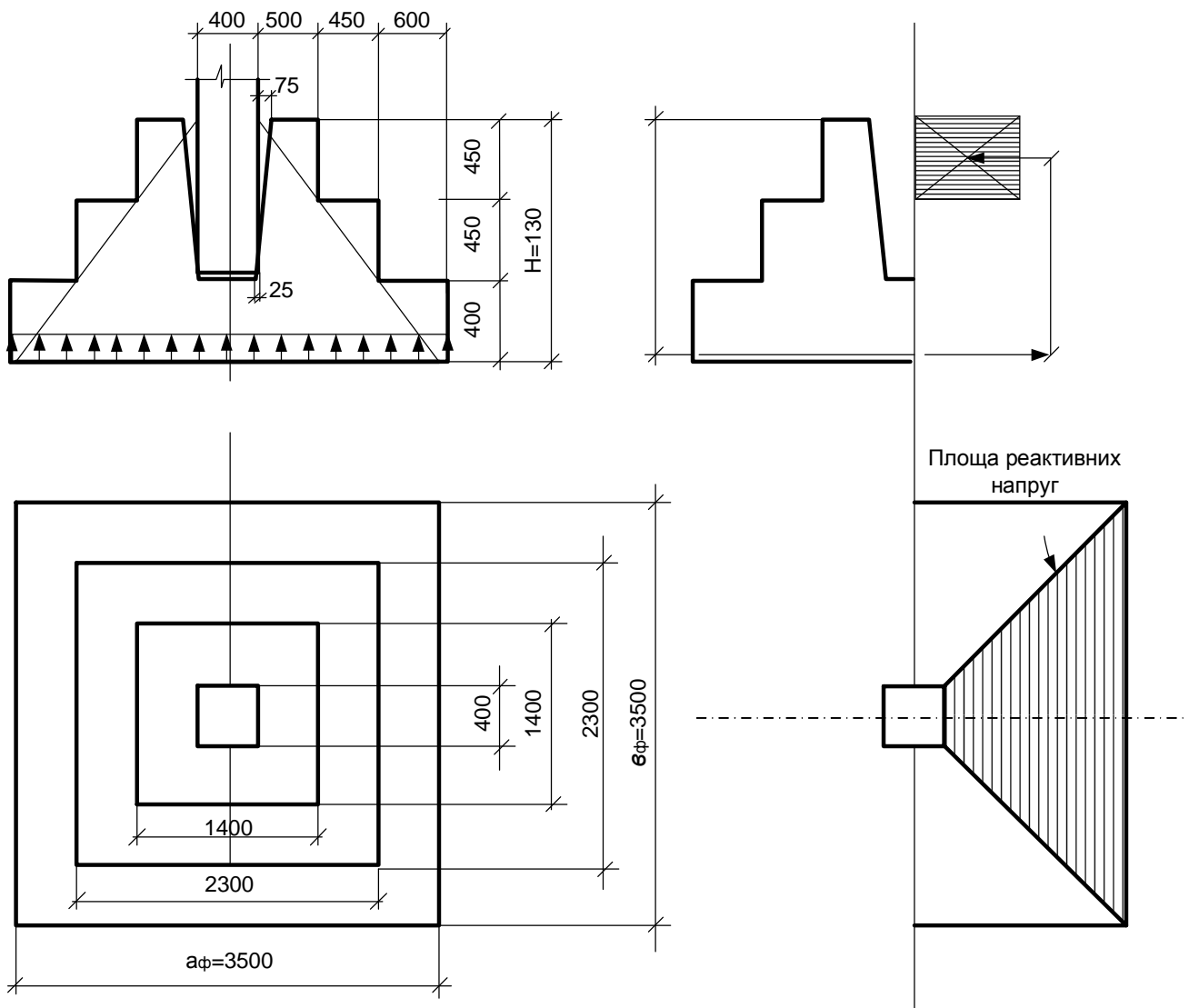


Рисунок 10 – Розрахункова схема центрально навантаженого фундаменту

$\sigma = \frac{N}{A_\phi}$ – реактивне напруження в ґрунті від розрахункового навантаження;

$U_m = 2(a_k + e_k + 2H_0)$ – середнє арифметичне параметрів верхньої та нижньої підвалин піраміди продавлювання,

$$H_0 = 0,5 \sqrt{\frac{N'}{0,75R_{st} + \sigma} - \frac{a_k + e_k}{4}}.$$

Робочу висоту нижньої приступки h_o знаходять з умови повного сприйняття поперечної сили бетоном (щоб не ставити розрахункову поперечну арматуру):

$$\sigma \cdot e_\phi (a_\phi - a_2 - 2h_o) / 2 \leq \varphi_{st} R_{st} e_\phi h_o \quad (10)$$

Армування фундаменту по підшві визначають розрахунком на згин за нормальним перерізом I-I, II-II та III-III (рис. 10). Значення розрахункових згинальних моментів у цих перерізах:

$$M_I = \frac{1}{24} \sigma' (a_\phi - a_2)^2 (2e_\phi + e_2);$$

$$M_{II} = \frac{1}{24} \sigma' (a_\phi - a_1)^2 (2e_\phi + e_1);$$

$$M_{III} = \frac{1}{24} \sigma' (a_\phi - a_k)^2 (2e_\phi + e_k).$$

Переріз робочої арматури на всю ширину можна обчислити, якщо приймуть плече внутрішньої пари сил $Z_i = 0,9h_{oi}$

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9h_{oi}R_s}$$

Наприклад, зусилля, що діє в перерізі колони на рівні обрізу фундаменту, $N_I = 2352240$ Н, $N_{II} = 2 \cdot 1000470 = 2000940$ Н.

Розмір перерізу колони $a_k \cdot e_k = 40 \times 40$ см.

Глибина закладання фундаменту $d = 1,5$ м.

Ґрунти – суглинки з умовним розрахунковим опором ґрунту $R_0 = 0,2$ МПа; клас бетону В20 при $\gamma_2 = 1,0$.

Площа підшви фундаменту в першому приближенні

$$A_\phi = \frac{2000940}{20 - 0,0198 \cdot 150} = 117495 \text{ см}^2.$$

Ширина та довжина підшви квадратного фундаменту $e_\phi = a_\phi = \sqrt{117495} = 343$ см. Округляємо розміри сторін до значень, кратних 10 см:

$$e_\phi = a_\phi = 350 \text{ см}; \quad A_\phi = 12,25 \text{ м}^2$$

Рекомендується призначити розміри висоти приступок 300-600 мм з кратністю 50 мм.

Форма та прийняті розміри фундаменту показані на рис. 10.

Розрахунковий опір ґрунту по [8] для $d = 2$ м.

$$R_0 = R1 + K_1(e_\phi - e_o) / e_o (d + d_o) / 2d_o = 20[1 + 0,05(3,5 - 1)](1,5 + 2) / 2 \cdot 2 = 20 \cdot 1,125 \frac{3,5}{4} = 19,69 \approx 19,7 \text{ Па},$$

де $e_o = 1$ м; $d_o = 2$ м;

$K_1 = 0,125$ для великоуламкового та піщаних (крім пилуватого) ґрунтів;

$K_1 = 0,05$ для пилуватих пісків, суглинків та глин.

Розрахункове напруження σ_o в ґрунтовій підвалині по підшві фундаменту від навантаження N'_2 ваги фундаменту

$$\sigma_0 = \frac{N'_2}{A_\phi} = \frac{2000940}{122500} = 16,33 < 19,7 \text{ Па.}$$

Мінімальна робоча висота фундаменту

$$H_0 = 0,5 \sqrt{\frac{2352240}{0,75 \cdot 85 + 16,33} - \frac{40 + 40}{4}} = 85,7 - 20 = 65,7 \text{ см}$$

Захисний шар бетону – 70мм, а ≈ 80мм.

$$H_\phi = H_0 + a = 65,7 + 8 = 74 \text{ см} \quad H = 130 \text{ см (рис.10)}$$

Перевірку достатності прийнятої висоти нижньої приступки $h_1=40$ см, при $h_0=40-8=32$ см, виконують за [6, 7];

$16,33 \cdot 350 \cdot (350 - 230 - 2 \cdot 32) / 2 \leq 1,5 \cdot 85 \cdot 350 \cdot 32 = 320068 \leq 1428000$. Висота нижньої приступки достатня. Тиск під подошвою фундаменту (за першою групою граничного стану)

$$\sigma' = 2352240 : 122500 = 19,2 \text{ Па.}$$

Згинальні моменти у перерізі фундаменту :

$$M_I = \frac{19,2}{24} (350 - 230)^2 \cdot (2 \cdot 350 + 230) = 10713600 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$M_{II} = \frac{19,2}{24} (350 - 140)^2 \cdot (2 \cdot 350 + 140) = 29635200 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$M_{III} = \frac{19,2}{24} (350 - 40)^2 \cdot (2 \cdot 350 + 40) = 56891200 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури на всю ширину фундаменту:

$$A_{SI} = \frac{10713600}{28,8 \cdot 36500} = 10,19 \text{ см}^2;$$

$$A_{SII} = \frac{29635200}{28,3 \cdot 36500} = 10,34 \text{ см}^2;$$

$$A_{SIII} = \frac{56891200}{109,8 \cdot 36500} = 14,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо крок стержнів 150мм. Фактична площа перерізу

$$A_s^\phi = 24 \cdot \text{Ø}10 \cdot \text{АІІ} = 0,785 \cdot 24 = 18,84 \text{ см}^2 > 14,9 \text{ см}^2.$$

Мінімальний діаметр стержнів, які укладаються на рівні подошви фундаменту, повинен бути не менше як 10мм.

7 РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНОЇ ДВОСХИЛОЇ БАЛКИ ПОКРИТТЯ

Для прикладу візьмемо балку прольотом 18,0м (балка вкладається до напрямку ригеля). Балка армується арматурою з дроту класу ВІІ з механічним натягненням на упори форм. Вироби підлягають тепловій обробці при атмосферній дії. Арматура класу ВІІ випускається $\varnothing 3-8$ мм. Розрахунковий опір арматури ВІІ приймається в залежності від діаметра. Наприклад, для $\varnothing 5$ ВІІ $R_s = 1110 \text{ МПа}$ (11300 кг/см^2) $R_{sn} = 1335 \text{ Мпа}$ (13600 кг/см^2).

При виконанні курсового проекту балку покриття дозволяється розраховувати з деякими спрощеннями.

Геометричні розміри балки слід приймати за каталогами та довідниками [2]. Поперечний переріз балки наведено на рис. 11.

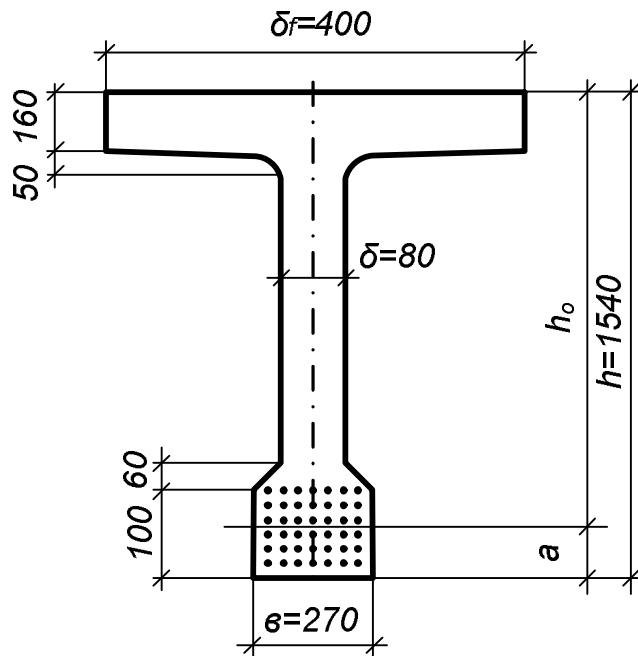


Рисунок 11 – Поперечний переріз балки покриття у середині прольоту

Розрахунковий проліт балки по осях опор

$$\ell_0 = 17,96 - 2 \cdot 0,09 = 17,78 \text{ м.}$$

Навантаження від власної ваги балки, плити покриття та покрівлі приймають рівномірно розподіленим. Навантаження на 1м балки q_n від власної ваги 9,1т:

$$q_n = \frac{9,1 \cdot 9,81}{17,96} = 4,97 \text{ кН / м.}$$

Визначення розрахункового навантаження на балку виконують за табл.8.

Таблиця 8 - Визначення навантаження на 1м довжини балки покриття

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, Н/м
1. Постійне: Покрівля* 1,15×6	6,9	1,3	8,97
2. Панель покриття з бетоном замонолічування (6×3М) 1,49×6	8,94	1,1	9,83
3. Власна вага балки	4,97	1,1	5,47
Разом	20,81		24,27
Гривале: 4.Снігове (в залежності від району будівництва) 0,7 1×6	4,2	1,4	5,88
Разом	$q_{нб}=25,01$		$q_о=30,15$

*У власну вагу покрівлі увійшли трьохшаровий рубероїдний килим, утеплювач.

Визначають розрахунковий максимальний згинальний момент та перерізуючу силу:

$$M = \frac{q_o l_o^2}{8} = \frac{30,15 \cdot 17,78^2}{8} = 1191,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q_o l_o^2}{2} = \frac{30,15 \cdot 17,78^2}{2} = 268 \text{ кН}.$$

Приймають: $a=5\text{см}$; тоді $h_0 = 154 - 5 = 149\text{см}$.

Визначають положення нижньої межі стиснутої зони при $A'_s=0$ із умови

$$M \leq R_s \gamma_{e2} \sigma'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 1150 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot (16 + \frac{5,0}{2}) \cdot (149 - 0,5 \cdot 18,5) =$$

$$= 107030,0 \text{ кН} \cdot \text{м} = 107030 \text{ кН} \cdot \text{м} > 1191,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, нижня межа стиснутої зони знаходиться в межах верхньої полиці, а переріз розраховують як прямокутний при $\sigma = \sigma'_f$.

Коли же відоме σ_{sp} (напруження в напружений арпірантурі за винятком втрат), допускається значення ξ_R та A_R визначати при $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} \approx 0,6$:

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{sf}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{844}{500} \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,497,$$

де $w=0,85-0,008$

$$R_g = 0,85 - 0,008 \cdot 11,50 = 0,758;$$

$$\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 1110 + 400 - 0,6 \cdot 1110 - 0 = 844 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp} = 0$ - для арматури класу ВІІ при будь-яких способах попереднього напруження [3];

$$\sigma_{sc} = 5000 \text{ МПа} - \text{для елементів із важкого бетону при } \gamma_{e2} < 1,0.$$

Обчислюють коефіцієнт A_0 і по ньому, за допомогою таблиць, визначають ξ або ν :

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{e2} R_g \sigma'_f h_0^2} = \frac{119140000}{0,9 \cdot 1150 \cdot 40 \cdot 149^2} = 0,013;$$

$$\xi = 0,013, \nu = 0,993.$$

Оскільки $\xi = 0,013 < \xi_R = 0,497$, до розрахункового опору на розтягування напруженої арматури вводять коефіцієнт умов роботи:

$$\gamma_{se} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,013}{0,497} - 1\right) = 1,292 > 1,15,$$

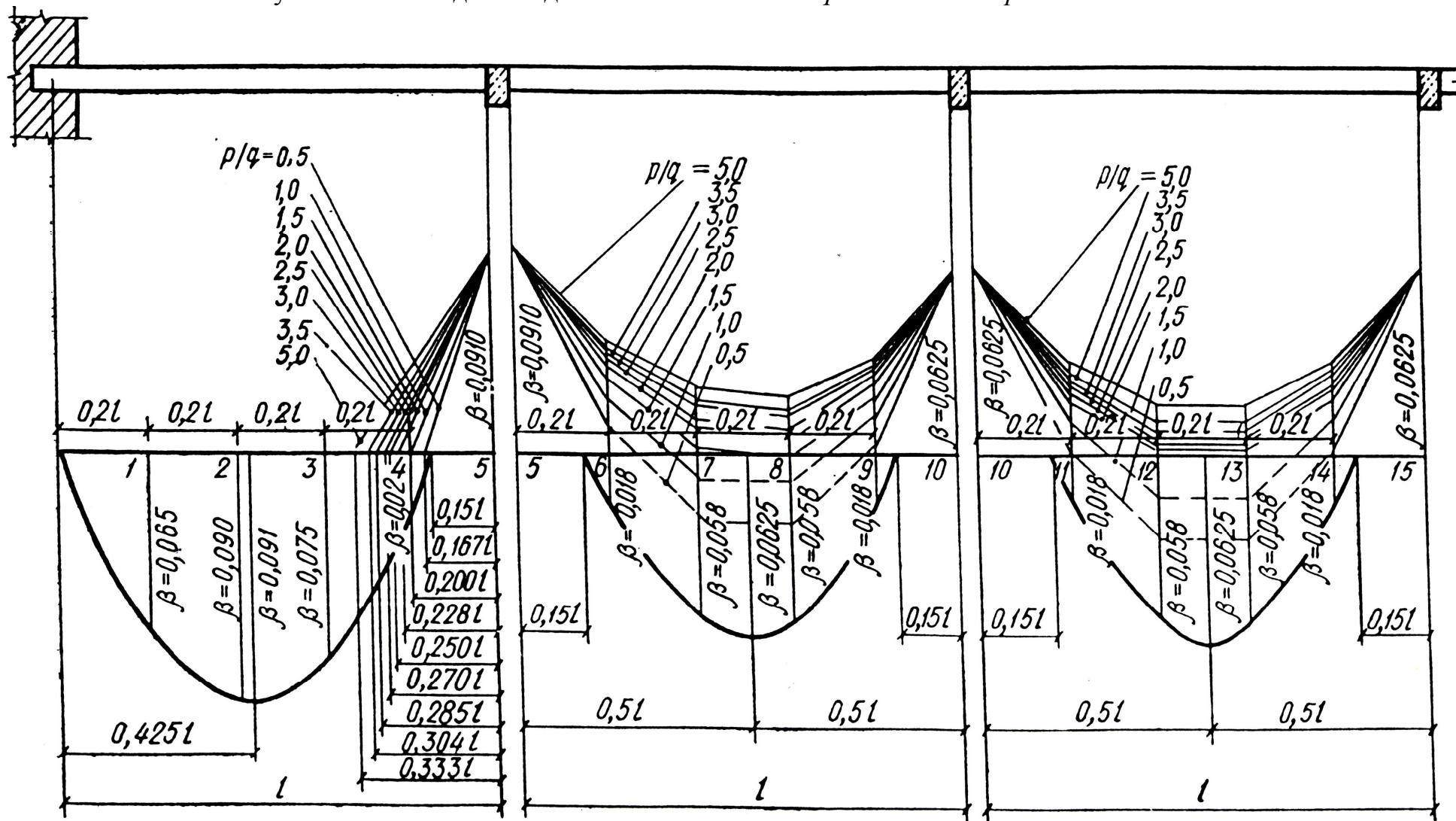
де $\eta = 1,15$ - максимальне значення коефіцієнта для арматури класу ВІІ [3, п.13.3].

$$\text{Тоді } A_{sp} = \frac{M}{R_s \cdot \gamma_{se} \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{119140000}{111000 \cdot 1,15 \cdot 0,993 \cdot 149} = 6,31 \text{ см}^2.$$

Приймають в нижній зоні $33\emptyset 5 \text{ ВІІ}$ $A_{sp} = 6,49 \text{ см}^2$ та нижні ненапружені стержні зварених каркасів $2\emptyset 10 \text{ АІІ}$ $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Розрахунок похилих перерізів на дію поперечної сили виконують за методикою, викладеною раніше.

Значення коефіцієнтів для визначення ординат згинальних моментів
у залежності від співвідношення тимчасових q та постійних p навантажень



Значення коефіцієнтів впливу на електричний момент в середніх пробах бітк
у залежності від відповідного навантаження

p _q	Індикатори										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
05	-0,091	-0,045	+0,011	+0,016	-0,008	-0,025	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,025
10	-0,091	-0,035	-0,005	+0,001	-0,018	-0,025	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,025
15	-0,091	-0,041	-0,014	-0,008	-0,024	-0,025	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,025
20	-0,091	-0,045	-0,020	-0,014	-0,028	-0,025	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,025
25	-0,091	-0,048	-0,023	-0,017	-0,031	-0,025	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,025
30	-0,091	-0,050	-0,027	-0,022	-0,033	-0,025	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,025
35	-0,091	-0,052	-0,030	-0,025	-0,035	-0,025	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,025
40	-0,091	-0,053	-0,032	-0,026	-0,036	-0,025	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,025
45	-0,091	-0,054	-0,033	-0,028	-0,037	-0,025	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,025
50	-0,091	-0,055	-0,035	-0,029	-0,038	-0,025	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,025

(-) - тимчасове навантаження (+) - постійне навантаження

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Кожушко В.П., Краснов С.Н., Лукин Н.П. Методические указания по оформлению учебно-конструкторской документации в дипломных и курсовых проектах для студентов специальности 1211. – Харьков: ХАДИ, 1987.
2. Справочник проектировщика по проектированию сборных железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1981г.
3. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции.- М. Стройиздат, 1985.
4. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1986.
5. Лопатто А.Э. Проектирование элементов железобетонных конструкций. – Киев: Вища школа. Головное узд-во, 1987.
6. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1989г.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции., Стройиздат, 1985, 1991г.г.
8. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1983.
9. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика/ П.Ф. Вахненко, В.Г. Хилобок, Н.Т. Андрейко, М.Л. Яровой; Под ред.. П.Ф. Вахненко. – К.: Будівельник, 1987г. – 424с.

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ
З НЕСУЧИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ
2008