

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсової роботи
(Проектування залізобетонних конструкцій каркасної будівлі)

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньої програми "Будівництво та цивільна інженерія"
спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
всіх форм навчання



Кропивницький
ЦНТУ 2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсової роботи
(Проектування залізобетонних конструкцій каркасної будівлі)

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньої програми "Будівництво та цивільна інженерія"
спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
всіх форм навчання

"Ухвалено"
на засіданні кафедри:
"Будівельні, дорожні машини і будівництво"
Протокол №1 від 18.08.2020 р.

Кропивницький
ЦНТУ 2020

Залізобетонні та кам'яні конструкції: Методичні вказівки до виконання курсової роботи (Проектування залізобетонних конструкцій каркасної будівлі) для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньої програми "Будівництво та цивільна інженерія" спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" всіх форм навчання / Укл.: С.О. Джирма, В.В. Яцун. – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 53 с.

Укладачі: Джирма С.О. канд. техн. наук,
доцент кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва
Яцун В.В. канд. техн. наук,
доцент кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва

Рецензент – Пашинський В.А. докт. техн. наук,
професор кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва

© ЦНТУ, м. Кропивницький,
© Джирма С.О.
© Яцун В.В.

ВСТУП

Дисципліна "Залізобетонні та кам'яні конструкції" викладається відповідно до навчального плану підготовки бакалаврів освітньої програми "Будівництво та цивільна інженерія" спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія.

Методичні вказівки розроблені і призначені для виконання курсової роботи з курсу "Залізобетонні та кам'яні конструкції" на тему: "Проектування залізобетонних конструкцій каркасної будівлі".

Метою курсової роботи є закріплення теоретичних знань і набутих навичок самостійного розв'язання інженерних задач із курсу "Залізобетонні та кам'яні конструкції", а також оволодіння методикою проектування і розрахунку залізобетонних конструкцій каркасної будівлі.

СКЛАД КУРСОВОЇ РОБОТИ

1. Графічна частина:

- конструктивна і розрахункова схема перекриття (1 аркуш формату А2);
- схема розташування елементів каркасу (1 аркуш формату А2);
- конструкція і схеми армування плити перекриття (1 аркуш формату А2);
- конструкція і схеми армування ригеля (1 аркуш формату А2);
- конструкція і схеми армування колони середнього ряду (1 аркуш формату А2).

2. Пояснювальна записка.

Розрахунково-пояснювальна записка повинна включати наступні розділи:

Вступ.

1. Загальні данні для проектування.
2. Компонування конструктивної схеми збірного перекриття.
3. Розрахунок ребристої плити перекриття.
4. Розрахунок ригеля.
5. Розрахунок колони середнього ряду першого поверху.

Список рекомендуємої літератури.

Зміст.

СТРУКТУРА ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ КУРСОВОЇ РОБОТИ

1 ЗАГАЛЬНІ ДАННІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Розрахунки виконуються відповідно до вимог [1, 2, 3].

Шестиповерхова каркасна будівля І класу з технічним підвальним приміщенням має розміри в плані $23,2 \times 50,4$ м та сітку колон $5,8 \times 6,3$ м. Висота поверху складає 4,5 м. Стінові панелі навісні з легкого бетону, в торцях будівлі замонолічуються сумісно з торцевими рамами, утворюючи вертикальні зв'язкові діафрагми. Стіни підвалу – з бетонних фундаментних блоків. Нормативне значення тимчасового навантаження $v = 7100 \text{ Н/м}^2$, в тому числі короточасного навантаження – 1500 Н/м^2 , коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ [1, стор. 89, 4], коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 1$ [1, стор. 91, 5].

Снігове навантаження – по І району (м. Краматорськ) [4].

Температурні умови нормальні, вологість повітря 40%.

2 КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ЗБІРНОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Ригелі поперечних рам – чотирьохпрольотні, на опорах жорстко з'єднанні з крайніми та середніми колонами. Плити перекриття – ребристі, попередньо напружені, шириною 1200 мм.

Просторова жорсткість будівлі у повздовжньому напрямку забезпечується вертикальними зв'язками, встановленими в одному середньому прольоті по кожному ряду колон. В поперечному напрямку жорсткість будівлі забезпечується роботою багатоповерхових рам з жорсткими вузлами – рамна система. Вітрове навантаження через перекриття, які працюють як горизонтальні жорсткі диски, передається на торцеві стіни, які виконують функції зв'язкових діафрагм, і поперечні рами.

3 РОЗРАХУНОК РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

3.1 Розрахунок ребристої плити по граничним станам І групи

3.1.1. Розрахунковий проліт і навантаження.

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаються розмірами перерізу ригеля [3, стор. 127]

$$h = \frac{1}{12} \cdot l_n = \frac{1}{12} \cdot 580 = 48,3 \approx 55 \text{ см},$$

де l_n = проліт будівлі, $l_n = 5800 \text{ мм} = 580 \text{ см}$;

$$b = (0,3 \div 0,5) \cdot h = 0,5 \cdot 55 = 25 \text{ см}.$$

При спиранні на ригель поверху, розрахунковий проліт становить [3, стор. 127]

$$l_0 - \frac{b}{2} = 6,3 - \frac{0,25}{2} = 6,18 \text{ м}.$$

де l_k = крок колон, $l_k = 6300 \text{ мм} = 6,3 \text{ м}$.

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття представлено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Нормативні і розрахункові навантаження на 1 м² перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження Н/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, Н/м ²
1	2	3	4
Постійне навантаження			
Власна вага ребристої плити	2500	1,1	2750
Власна вага цементного розчину $\delta = 20$ мм ($\rho = 2200$ кг/м ³)	440	1,3	570
Власна вага керамічних плиток, $\delta = 13$ мм ($\rho = 1800$ кг/м ³)	240	1,1	264
Всього:	3180		3584
Тимчасове навантаження			
Тривале	5600 (по завданню)	1,2	6720
Короткочасне	1500 (перемінна)	1,2	1800
Всього	7100 (постійна)		8520
Повне навантаження			
Постійне і тривале	8780	-	-
Короткочасне	1500	-	-
Всього	10280	-	12104

Розрахункове навантаження на 1 метр довжини при ширині плити 1,2 м з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$:

- постійне навантаження

$$g = 3,584 \cdot 1,2 \cdot 1 = 4,30 \text{ кН/м};$$

- повне навантаження

$$g + v = 12,104 \cdot 1,2 \cdot 1 = 14,52 \text{ кН/м};$$

$$v = 8,52 \cdot 1,2 \cdot 1 = 10,22 \text{ кН/м};$$

Нормативне навантаження на 1 м довжини при ширині плити 1,2 м з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$:

- постійне навантаження

$$g = 3,18 \cdot 1,2 \cdot 1 = 3,816 \text{ кН / м};$$

- повне навантаження

$$g + v = 10,28 \cdot 1,2 \cdot 1 = 12,34 \text{ кН / м};$$

$$v = 7,1 \cdot 1,2 \cdot 1 = 8,52 \text{ кН / м}.$$

3.1.2. Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень.

Зусилля від повного розрахункового навантаження становить

$$M = (g + v) \frac{l_0^2}{8} = 14,52 \cdot \frac{6,18^2}{8} = 69,21 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = (g + v) \frac{l_0}{2} = 14,52 \cdot \frac{6,18}{2} = 44,83 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного повного навантаження

$$M = 12,34 \cdot \frac{6,18^2}{8} = 58,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = 12,34 \cdot \frac{6,18}{2} = 38,1 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного постійного і тривалого навантажень

$$M = 8,52 \cdot \frac{6,18^2}{8} = 40,61 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.1.3. Встановлення розмірів перерізу плити.

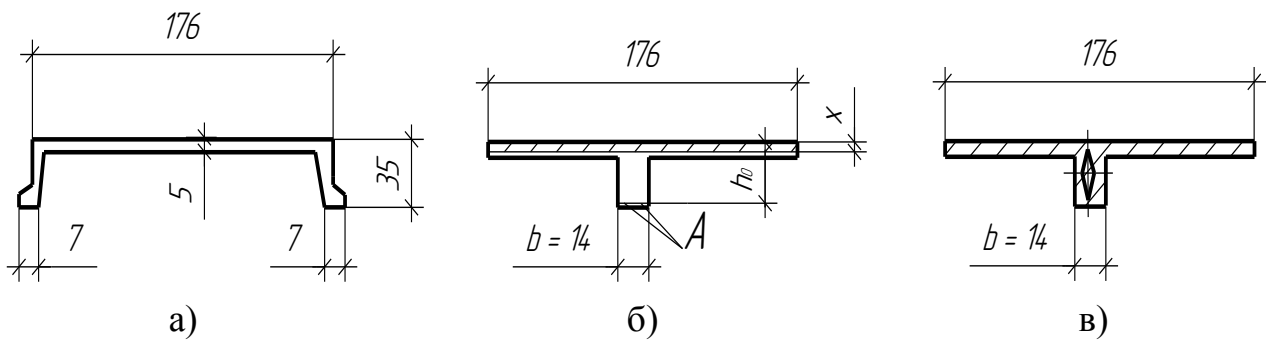


Рисунок 3.1 – Поперечні перерізи ребристої плити:

а – основні розміри,

б – до розрахунку на міцність,

в – до розрахунку по утворенню тріщин.

Висота перерізу ребристої попередньо напруженої плити становить

$$h = \frac{l_0}{20} = \frac{6,18}{20} = 0,31 \text{ м.}$$

Робоча висота перерізу $h_0 = h - 3 = 31 - 3 = 28$ см, ширина повздовжніх ребер понизу 7 см, ширина верхньої полки плити 1,16 м.

В розрахунках по граничним станам I групи розрахункова товщина стисненої полки таврового перерізу $h_f = 5$ см, співвідношення

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5}{31} = 0,161 \geq 0,1, \text{ при цьому в розрахунок вводиться повна ширина полки}$$

$b_f' = 1,16$ м; розрахункова ширина ребра $b = 2 \cdot 7 = 14$ см [3, стор. 284-287].

3.1.4. Характеристика міцності бетону і арматури.

Ребристу попередньо напружену плиту армують арматурою класу А800СК (А-V) з електротермічним натягом на упори форми. До тріщиностійкості плити висувають вимоги III категорії [3, табл. 2.1]. Виріб термічно оброблюється при атмосферному тиску.

Бетон важкий класу В25 [3, стор. 103], який відповідає напруженій арматурі. Нормативна міцність бетону $R_{bn} = 18,5$ МПа, розрахункова

$R_{bn} = 14,5$ МПа, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 1$, нормативний опір при розтягу $R_{bth} = R_{bt,ser} = 1,6$ МПа, розрахунковий опір $R_{bt} = 1,05$ МПа, початковий модуль пружності бетону $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа [3, додаток 1-4].

Передаточна міцність бетону R_{bp} приймається таким чином, щоб при обтисканні виконувалося співвідношення напружень $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$ [3, табл. 2.4].

Арматура повздожніх ребер – класу А800СК (А-V), нормативний опір при розтягу $R_{sn} = 785$ МПа, розрахунковий опір при розтягу $R_s = 680$ МПа, модуль пружності $E_s = 190000$ МПа [3, додаток 5]. Попередній натяг арматури приймають рівним $\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 470$ МПа.

Перевіряємо виконання умови

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{sn},$$

при електротермічному способі натягу

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6,3} = 87,14 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{sp} + p = 470 + 87,14 = 557,14 \leq R_{sn} = 785 \text{ МПа}$$

– умова виконується.

Розраховуємо граничне відхилення попереднього напруження в арматурі

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{87,14}{557,14} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,134,$$

де n_p – число напружених стержнів плити.

Коефіцієнт точності натягу при позитивному вплив попереднього напруження знаходимо по формулі [3, стор. 102 формула 2.24]

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,134 = 0,87.$$

При перевірці по утворенню тріщин в верхній зоні плити при обтисненні приймають

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,134 = 1,134.$$

Попереднє напруження з урахуванням точності натягу

$$\sigma_{sp} = 0,87 \cdot 470 = 408,9 \text{ МПа.}$$

3.1.5. Розрахунок міцності плити по перерізу, нормальному до повздовжньої вісі. $M = 69,21 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Переріз тавровий з полчкою в стисненій зоні.

Переріз тавровий з полчкою в стисненій зоні розраховують

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{6921000}{1 \cdot 14,5 \cdot 116 \cdot 28^2 \cdot 100} = 0,052.$$

Знаходимо з таблиці 3.1 [3] $\xi = 0,054$, $x = \xi \cdot h_0 = 0,054 \cdot 28 = 1,512 \leq 5 \text{ см}$ – нейтральна вісь проходить в межах стисненої зони, звідси $\xi = 0,973$.

Характеристика стисненої зони для важкого бетону [3, стор. 117]:

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 1 \cdot 14,5 = 0,734.$$

Гранична висота стисненої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{671,1}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,51,$$

де $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 408,9 = 671,1 \text{ МПа}$; $\Delta\sigma_{sp} = 0$ - при електротермічному напруженні; $\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа}$ – при $\gamma_{b2} < 1$ [3, стор. 115].

Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір напруженої арматури вище умовної границі текучості згідно формули 2.44 [3]

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,054}{0,51} - 1 \right) = 1,12 > \eta,$$

де $\eta = 1,15$ – для арматури класу А800СК (А-V) [3, стор. 119]; приймаємо $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

Розраховуємо площу перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{6921000}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,973 \cdot 28 \cdot 100} = 3,25 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø16 А800СК (А-V) з площею $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ [3, додаток 6].

3.1.6. Розрахунок полички на місцевий вигин.

Розрахунковий проліт при ширині ребер зверху 9 см складає $l_0 = 116 - 2 \cdot 9 = 108 \text{ см}$. Навантаження на 1 м^2 полки може бути прийняте таким же, як і для плити $(g + v) \cdot \gamma_n = 12,104 \cdot 1 = 12,104 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$.

Згинальний момент для смуги шириною 1 м визначають з розрахунком часткової заробки в ребрах

$$M = \frac{12,104 \cdot 1,08^2}{11} = 1,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Робоча висота перерізу $h_0 = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ см}$. Арматура Ø4 В500 (Вр-I) з $R_s = 370 \text{ МПа}$

$$\alpha_m = \frac{128000}{1 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 3,5^2 \cdot 100} = 0,072, \quad \xi = 0,963.$$

Необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{128000}{370 \cdot 3,5 \cdot 0,963 \cdot 100} = 1,03 \text{ см}^2 - 9 \text{ Ø4 В500 (Вр-I) з } A_s = 1,13 \text{ см}^2.$$

Приймаємо сітку з поперечною робочою арматурою Ø4 В500 (Вр-I) з кроком $s = 125 \text{ мм}$.

3.1.7. Розрахунок міцності ребристої плити по перерізу, нахиленому до повздовжньої вісі. $Q = 44,83$ кН.

Вплив повздовжнього зусилля обтиску $N = P = 136,9$ кН.

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = \frac{0,1 \cdot 136900}{1,05 \cdot 14 \cdot 28 \cdot 100} = 0,33 < 0,5.$$

Визначаємо необхідність поперечної арматури

$$Q_{\max} = 44,83 \text{ кН} < 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 28 = 103 \text{ кН}$$

– умова виконується.

При $q_1 = g + \frac{v}{2} = 4,3 + \frac{10,22}{2} = 9,41$ кН/м = 94,1 Н/см та оскільки

$$0,16 \cdot \varphi \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0,33) \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 14 \cdot 100 = 469 \text{ Н/см} > 94,1 \text{ Н/см} \quad \text{–}$$

умова виконується, тоді приймаємо $c = c_{\max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 28 = 70$ см [3, стор. 156].

Друга умова при $Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 44,83 \cdot 10^4 - 94,1 \cdot 70 = 38,2 \cdot 10^3$ Н і

значенні $\frac{\varphi \cdot (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0,33) \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 28^2}{70} = 32,8 \cdot 10^3$ Н <

< $Q_{\max} = 38,2 \cdot 10^3$ Н – умова не виконується. Отже, з розрахунку видно, що потрібна поперечна арматура.

На приопорній ділянці довжиною $l/4$ встановлюють в кожному ребрі плити поперечні стержні Ø5 В500 (Вр-I) з кроком $s = h/2 = 31/2 = 15$ см, в середній частині прогону з кроком $s = 3 \cdot h/4 = 3 \cdot 31/4 = 23,25$ см – приймаємо 25 см.

Розраховуємо площу арматури

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2; \quad R_{sw} = 260 \text{ МПа},$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = 260 \cdot 392 \cdot (100)/15 = 680 \text{ Н/см}.$$

Вплив звисів стиснутих полиць (при двох ребрах):

$$\varphi_f = 2 \cdot 0,75 \cdot (3 \cdot h_f) \cdot h_f / bh = 2 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 5 / 2 \cdot 7 \cdot 28 = 0,3 < 0,5;$$

$$1 + 0,33 + 0,3 = 1,63 > 1,5, \text{ приймають } 1,5.$$

Визначаємо значення

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 28 = 37 \text{ кН.}$$

$$\text{Умова } q_{sw} = 680 \text{ Н/см} > Q_{b\min} / 2 \cdot h_0 = 37 \cdot 10^3 / 28 \cdot 2 = 661 \text{ Н/см} - \text{виконується.}$$

$$\text{Перевіряємо шаг хомутів за нерівністю } s_{\max} = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 / Q_{\max} = \\ = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 14 \cdot 28^2 \cdot (100) / 44,83 \cdot 10^3 = 39 \text{ см} > s = 15 \text{ см} - \text{умова виконується.}$$

$$\text{Для розрахунку на міцність визначають } M = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = \\ = 2 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 28^2 = 346 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{см.}$$

$$\text{Оскільки } q_1 = 94,1 \text{ Н/см} < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 680 = 380 \text{ Н/см} \text{ визначають} \\ \text{значення } c \text{ за формулою } c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{346 \cdot 10^4 / 94,1} = 192 \text{ см} > 3,33 \cdot h_0 = \\ = 3,33 \cdot 28 = 93,2 \text{ см; приймаємо } c = 93,2 \text{ см.}$$

$$\text{Тоді } Q_b = M_b / c = 346 \cdot 10^4 / 93,2 = 37,2 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{b\min} = 37 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Поперечна сила в вершині похилого перерізу

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 44,83 \cdot 10^3 - 94,1 \cdot 93,2 = 36,1 \text{ кН.}$$

$$\text{Довжина проекції розрахункового похилого перерізу становить} \\ c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{346 \cdot 10^4 / 680} = 73,2 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 28 = 56 \text{ см,} \quad \text{приймають} \\ c_0 = 56 \text{ см. При цьому } Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 680 \cdot 56 = 38,1 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

$$\text{Умова міцності } Q_b + Q_{sw} = 37,2 \cdot 10^3 + 38,1 \cdot 10^3 = 75,3 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 36,1 \cdot 10^3 \text{ Н} \\ - \text{виконується.}$$

$$\text{Міцність перевіряють по стиснутій похилій смузї } \mu_{sw} = A_{sw} / b \cdot s = \\ = 0,392 / 14 \cdot 15 = 0,0019; \alpha = E_s / E_b = 170000 / 27000 = 6,3; \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} = 1 + 5 \times \\ \times 6,3 \cdot 0,0019 = 1,06; \beta = 0,01; \varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,86.$$

$$\text{Умова міцності } 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,06 \cdot 0,86 \cdot 14,5 \cdot 14 \cdot 28 \cdot (100) = \\ = 155,4 \text{ кН} > Q_{\max} = 44,83 \text{ кН} \text{ виконується.}$$

3.2 Розрахунок ребристої плити по граничним станам другої групи

3.2.1. Розрахунок геометричних характеристик приведенного перерізу.

Визначаємо співвідношення модулів пружності

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{27000} = 7,04.$$

Площа приведенного перерізу

$$A_{RED} = A + \alpha \cdot A_s = 116 \cdot 5 + 14 \cdot 26 + 7,04 \cdot 4,02 = 972 \text{ см}^2.$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані

$$S_{RED} = \sum A_i \cdot y_i = 116 \cdot 5 \cdot 28,5 + 14 \cdot 26 \cdot 13 + 7,04 \cdot 4,02 \cdot 3 = 21347 \text{ см}^3.$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу

$$y_0 = \frac{S_{RED}}{A_{RED}} = \frac{21347}{972} = 22 \text{ см}.$$

Момент інерції

$$I_{RED} = \frac{102 \cdot 5^3}{12} + 102 \cdot 5 \cdot 6,5^2 + \frac{14 \cdot 31^3}{12} + 14 \cdot 31 \cdot 9^2 + 7,04 \cdot 4,02 \cdot 19^2 = 102736,8 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу в нижній зоні

$$W_{RED} = \frac{I_{RED}}{y_0} = \frac{102736,8}{22} = 4669,85 \text{ см}^3.$$

Момент опору приведенного перерізу в верхній зоні

$$W_{RED}^1 = \frac{I_{RED}}{h_0 - y_0} = \frac{102736,8}{31 - 22} = 11415,2 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої) до центру ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi \cdot W_{RED}}{A_{RED}} = \frac{0,85 \cdot 4669,85}{972} = 4,08 \text{ см},$$

$$\text{де } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{bp}}{R_{bser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85.$$

Відстань від ядрової точки, найменш віддаленої від розтягнутої зони (нижньої) до центру ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi \cdot W_{RED}^1}{A_{RED}} = \frac{0,85 \cdot 11415,2}{972} = 9,98 \text{ см},$$

$$\text{де } \varphi = 1,6 - \frac{\varphi_{bp}}{R_{bser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85.$$

Відношення напружень в бетоні від нормативних навантажень і зусилля обтиску до розрахункового опору бетону для граничних станів другої групи попередньо приймають рівним 0,75.

Пружно-пластичний момент опору по розтягнутій зоні згідно [3, стор. 207]

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{RED} = 1,75 \cdot 4669,85 = 8172,23 \text{ м}^3,$$

де $\gamma = 1,75$ – для таврового перерізу з полкою в стисненій зоні.

Пружно-пластичний момент опору в розтягнутій зоні в стадії виготовлення та обтискування елемента

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{RED}^1 = 1,5 \cdot 11415,2 = 17122,8 \text{ м}^3,$$

де $\gamma = 1,5$ –

для таврового перерізу з полкою в стисненій зоні при $\frac{b_f}{b} > 2$ і $\frac{h_f}{h} < 0,2$.

3.2.2. Визначення втрат попереднього напруження арматури.

Коефіцієнт точності натягу арматури приймають $\gamma_p = 1$.

Втрати від релаксації напруження в арматурі при електротермічному способі натягу на упори

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 470 = 14,1 \text{ МПа}.$$

Втрати від перепаду температури між арматурою, що натягнена і упорами $\sigma_2 = 0$, так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з виробом.

Зусилля обтиску

$$P_1 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 4,02 \cdot (470 - 14,1) \cdot 100 = 183272 \text{ Н}.$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу

$$e_{op} = y_0 - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}.$$

Напруження в бетоні при обтиску

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{RED}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{RED}} = \left(\frac{183272}{972} + \frac{183272 \cdot 19 \cdot 22}{102736,8} \right) / 100 = 9,3 \text{ МПа}.$$

Установлюють передаточну міцність бетону з умови $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,75$;

$$\frac{\sigma_{bp}}{0,75} = \frac{9,3}{0,75} = 12,4 \text{ МПа} < 0,5 \cdot B25, \text{ приймаємо } R_{br} = 12,5 \text{ МПа}.$$

Тоді

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,3}{12,5} = 0,74.$$

Визначають стискаюче напруження в бетоні на рівні центра тяжіння напруженої арматури від зусилля обтискання P_1 і з врахуванням згинаючого моменту від ваги плити

$$M = \frac{2500 \cdot 1,2 \cdot 6,175^2}{8} = 14298 \text{ Н}\cdot\text{м} = 14,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тоді

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{RED}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M) e_{op}}{I_{RED}} = \left(\frac{183272}{972} + \frac{(183272 \cdot 19 - 14298) \cdot 19}{102736,8} \right) / 100 = 8,3 \text{ МПа}.$$

Втрати від швидконатікаючої повзучості при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,3}{12,5} = 0,74$ і при $\alpha < 0,8$

складає $\sigma_{bp} = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,74 = 29,6 \text{ МПа}.$

Перші втрати

$$\sigma_{loc1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 14,1 + 29,6 = 40,1 \text{ МПа}.$$

З урахуванням втрат σ_{loc1} напруження $\sigma_6 = 9,3 \text{ МПа}$. Втрати від осадження

бетону при $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$. Втрати від повзучості бетону при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,3}{12,5} = 0,74$

складають $\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,74 = 94,35 \text{ МПа}$; де $\alpha = 0,85$ [3, стор. 106].

Другі втрати

$$\sigma_{loc2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 94,35 = 129,35 \text{ МПа} \geq 100 \text{ МПа}.$$

Повні втрати

$$\sigma_{loc} = \sigma_{loc1} + \sigma_{loc2} = 40,1 + 129,35 = 169,5 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

Тобто більше встановленого мінімального значення втрат.

Зусилля обтиску з врахуванням повних втрат

$$P_2 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,02 \cdot (470 - 169,5) \cdot 100 = 136941 \text{ Н} = 137 \text{ кН}.$$

3.2.3. Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до повздовжньої вісі.

Виконують для з'ясування необхідності перевірки по розкриттю тріщин.

Цей розрахунок полягає в перевірці умови, що тріщини в перерізах, нормальних до повздовжньої осі елемента, не виникають, якщо момент зовнішніх сил M не перевищує моменту внутрішніх зусиль в перерізі перед виникненням тріщин M_{CRC} [3, стор. 200] $M \leq M_{CRC}$.

До конструкції висунуто вимоги як для 3 категорії по тріщиностійкості і приймають наступні коефіцієнти надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$, $M = 58,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Розраховуємо момент утворення тріщин по наближеному способу ядрових моментів

$$M_{CRC} = R_{bt} \cdot W_{pl} + M_{RP} = 1,6 \cdot 8172,23 \cdot 100 + 2748897,2 = 4056454 \text{ Н}\cdot\text{см} = 40,56 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{при } \gamma_{sp} = 0,87 \quad M_{RP} = P_{02}(e_{op} + r) = 0,87 \cdot 136900 \cdot (19 + 4,08) = 2748897,2 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Оскільки $M = 58,82 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{CRC} = 40,56 \text{ кН}\cdot\text{м}$, тріщини в розтягнутій зоні утворюються.

Перевіряють, чи утворюються тріщини в верхній зоні плити при її обтисканні. Коефіцієнт точності натягу $\gamma_{sp} = 1,134$. Згинаючий момент від ваги плити $M = 14,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Розрахункове зусилля

$$\begin{aligned} \gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot (e_{op} - r_{inf}) - M &< R_{btp} \cdot W_{pl}^1, \\ 1,134 \cdot 183272 \cdot (19 - 9,98) - 1430000 &< 1 \cdot 17122,8 \cdot 100, \\ 444530,6 \text{ Н}\cdot\text{см} &< 1712280 \text{ Н}\cdot\text{см}. \end{aligned}$$

Умова виконується отже початкові тріщини не утворюються.

3.2.4. Розрахунок по розкриттю тріщин, нормальних до повздовжньої вісі при $\gamma_{sp} = 1$.

Гранична ширина розкриття тріщин: короткочасна $a_{CRC1} = 0,4 \text{ мм}$, тривало діюча $a_{CRC2} = 0,3 \text{ мм}$ [3, табл. 2.2]. Згинаючі моменти від нормативних навантажень: постійної і тривалої $M = 40,61 \text{ кН}\cdot\text{м}$; сумарної $M = 58,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Приріст напруження в розтягнутій арматурі від дії постійного та тривалодіючого навантаження згідно [3, стор. 223]

$$\sigma_s = \frac{M - P_2 \cdot (z_1 - e_{sp})}{W_s} = \frac{4061000 - 136900 \cdot 25,5}{102,51 \cdot 100} = 55,61 \text{ МПа}.$$

де $z_1 \approx h_0 - 0,5 \cdot h_s = 28 - 0,5 \cdot 5 = 25,5$ см – плече внутрішньої пари сил;

$e_{sN} = 0$, так як зусилля обтиску P прикладене в центрі тяжіння площі нижньої напруженої арматури: $W_s = A_s \cdot z_1 = 4,02 \cdot 25,5 = 102,51$ см³ – момент опору перерізу по розтягнутій арматурі.

Приріст напружень в арматурі від дії повного навантаження

$$\sigma_s = \frac{5882000 - 136900 \cdot 25,5}{102,51 \cdot 100} = 233,25 \text{ МПа.}$$

Визначаємо за формулою [3, стор. 210]

$$a_{CRC} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d},$$

- ширину розкриття тріщин від короткочасної дії всього навантаження

$$\begin{aligned} a_{CRC1} &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 20(3,5 - 100 \cdot 0,0103) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{233,25}{190000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,15 \text{ мм}, \end{aligned}$$

де $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{4,02}{14 \cdot 28} = 0,0103$; $\delta = 1$; $\eta = 1$; $\varphi = 1$; $d = 16$ мм – діаметр

повздовжньої арматури [3, стор. 210];

- ширину розкриття тріщин від короткочасної дії постійної і тривалодіючого навантажень

$$\begin{aligned} a'_{CRC1} &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 20(3,5 - 100 \cdot 0,0103) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{55,61}{190000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,036 \text{ мм}; \end{aligned}$$

- ширину розкриття тріщин від постійної та тривалодіючого навантажень

$$a_{CRC2} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} =$$

$$= 20(3,5 - 100 \cdot 0,0103) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{55,61}{190000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,055 \text{ мм},$$

де $\varphi = 1,5$.

Короткочасна ширина розкриття тріщин

$$a_{CRC} = a_{CRC1} - a'_{CRC1} + a_{CRC2} = 0,15 - 0,036 + 0,055 = 0,17 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Тривалодіюча ширина розкриття тріщин

$$a_{CRC} = a_{CRC2} = 0,055 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

3.2.5. Розрахунок прогину плити.

Прогин визначається від нормативного значення постійного і тривалих навантажень. Граничний прогин складає $f = \frac{l}{200} = \frac{618}{200} = 3,09 \text{ см}$ [3, табл. 2.3].

Обчислюють параметри, необхідні для визначення прогину плити з урахуванням тріщин в розтягнутій зоні.

Замінюючий момент рівний згинаючому моменту від постійного та тривалого навантажень $M = 40,61 \text{ кН}\cdot\text{м}$; сумарна повздовжня сила рівна зусиллю попереднього обтиску з урахуванням всіх втрат і при $\gamma_{sp} = 1$; $N_{lot} = P_2 = 136,9 \text{ кН}$; ексцентриситет

$$e_{s,lot} = \frac{M}{N_{lot}} = \frac{4061000}{136900} = 29,66 \text{ см};$$

коефіцієнт $\varphi_{es} = 0,8$ – при тривалій дії навантажень [3, стор. 217],

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1,6 \cdot 8172,23 \cdot 100}{4061000 - 2748897,2} = 0,996 \leq 1.$$

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформації розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами, визначають по формулі [3, стор. 217]

$$\begin{aligned}\psi_s &= 1,25 - \varphi_{es} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) e_s / h_0} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,996 - \frac{1 - 0,996^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,996) \cdot 29,66 / 28} = 0,45 < 1.\end{aligned}$$

Розраховуємо кривизну осі при згині [3, стор. 229]

$$\begin{aligned}\frac{1}{r} &= \frac{M}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_d A_d} \right) - \frac{N_t \psi_s}{h_0} = \frac{4061000}{28 \cdot 25,5 \cdot 100} \times \\ &\times \left(\frac{0,45}{190000 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 27000 \cdot 680} \right) - \frac{136900}{28} \cdot \frac{0,45}{190000 \cdot 4,02 \cdot 100} = 2,329 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.\end{aligned}$$

де $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ – при тривалій дії навантажень;

$$A_b = (\varphi_f + \xi) b \cdot h_0 = b_f^1 \cdot h_f^1 = 116 \cdot 5 = 580 \text{ см}^2.$$

Визначаємо прогин

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 617,5^2 \cdot 2,329 \cdot 10^{-5} = 0,93 \text{ см} < 3,09 \text{ см}.$$

Врахування прогину від повзучості бетону внаслідок обтиску зменшує прогин.

4 РОЗРАХУНОК РИГЕЛЯ

4.1 Визначення зусиль в ригелі поперечної рами

4.1.1. Розрахункова схема і навантаження.

Навантаження на ригель від ребристих плит вважається рівномірно розподіленим. Ширина вантажної смуги на ригель дорівнює кроку поперечних рам – 6,3 м.

Розраховуємо розрахункове навантаження на 1 м довжини ригеля.

Постійна: від перекриття з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$

$$3,584 \cdot 6,3 \cdot 1 = 22,58 \text{ кН/м},$$

від ваги ригеля перерізом 0,25x0,55 м ($\rho = 2500 \text{ кг/см}^3$) з урахуванням коефіцієнтів надійності $\gamma_f = 1,1$ та $\gamma_n = 1$

$$0,25 \cdot 0,55 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1 = 3,8 \text{ кН/м}.$$

Разом

$$g = 22,58 + 3,8 = 26,38 \text{ кН/м}.$$

Тимчасова з урахуванням $\gamma_n = 1$

$$v = 6,3 \cdot 8,52 \cdot 1 = 53,68 \text{ кН/м},$$

в тому числі довготривала

$$6,72 \cdot 6,3 \cdot 1 = 42,34 \text{ кН/м},$$

короткочасна

$$1,8 \cdot 6,3 \cdot 1 = 11,34 \text{ кН/м}.$$

Повне навантаження

$$g + v = 26,38 + 53,68 = 80,1 \text{ кН/м}.$$

4.1.2. Визначення згинальних моментів в розрахункових перерізах ригеля.

Опорні моменти ригеля визначають згідно [3, додаток 11] по формулі

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) \cdot l^2,$$

де α , β - табличні коефіцієнти, залежать від схем завантаження ригеля і коефіцієнта k , який залежить від відношення погонних жорсткостей ригеля і колони.

Переріз ригеля прийнято рівним 25х55 см, переріз колони – 40х40 см, довжина колони $l = 4,5$ м.

Визначають

$$k = \frac{I_{bm} l_{col}}{I_{col} l_{bm}} = \frac{25 \cdot 55^3 \cdot 450}{40 \cdot 40^3 \cdot 580} = 1,3.$$

Обчислення опорних моментів ригеля від постійного навантаження та різних схем завантаження тимчасовим навантаженням наведено у таблиці 4.1.

Прольотні моменти ригеля:

1. В крайньому прольоті – схема завантаження 1 + 2, опорні моменти $M_{1,2} = -187$ кН·м, $M_{2,1} = -219$ кН·м; навантаження $g + v = 80,1$ кН/м;

- поперечні сили на крайній колоні

$$Q_1 = \frac{(g + v)l}{2} - \frac{M_{12} - M_{21}}{l} = \frac{80,1 \cdot 5,8}{2} - \frac{(-187 + 219)}{5,8} = 226,8 \text{ кН};$$

$$Q_2 = 232,29 + 5,52 = 237,8 \text{ кН};$$

- максимальний прольотний момент на крайній колоні

$$M = \frac{Q_1^2}{2(g + v)} + M_{12} = \frac{226,8^2}{2 \cdot 80,1} - 187 = 134 \text{ кН}.$$

2. В середньому прольоті – схема завантаження 1 + 3, опорні моменти $M_{2,3} = M_{3,2} = -212$ кН·м;

Таблиця 4.1 – Опорні моменти ригеля.

№ схеми	Схеми навантаження	Опорні моменти, кН·м			
		M ₁₂	M ₂₁	M ₂₃	M ₃₂
1		-0,063*26,38 *5,8 ² =-55,9	-0,091*26,38 *5,8 ² =-80,76	-0,085*26,38 * *5,8 ² =-75,43	-75,43
2		-0,07*55,68* 5,8 ² =-131,1	-0,074*55,68 5,8 ² =-138,6	-0,012*55,68* 5,8 ² =-22,48	-22,48
3		0,007*55,68* 5,8 ² =13,11	-0,017*55,68 5,8 ² =-31,84	-0,073*55,68* 5,8 ² =-136,7	-136,7
4		-0,062*55,68 5,8 ² =-116,1	-0,095*55,68 5,8 ² =-178	-0,094*55,68* 5,8 ² =-176,1	-0,066* 55,68*5,8 ² =-123,6
Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку опорних моментів		1+2	1+4	1+4	
		-187	-259	-252	-252
Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку прольотних моментів		1+2	1+2	1+3	
		-187	-219	-212	-212

- максимальний прольотний момент на середній колоні

$$M = \frac{(g + v)l^2}{8} - M_{23} = \frac{80,1 \cdot 5,8^2}{8} - 212 = 125 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4.1.3. Перерозподіл моментів під впливом утворення пластичних шарнірів в ригелі.

Опорні моменти $M_{2,1}$ і $M_{2,3}$ в ригелі зменшуються на 30% по схемі завантаження 1 + 4; при цьому намічається утворення пластичних шарнірів на опорі.

До епюри моментів схем завантаження 1+4 додають вирівнюючу епюру моментів так, щоб вирівнялися опорні моменти $M_{21} = M_{23}$ та була забезпечена зручність армування опорного вузла.

Ординати вирівнюючої епюри моментів:

$$\Delta M_{12} = 0,3 \cdot 259 = 78 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Delta M_{23} = 57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{при цьому } \Delta M_{12} \approx -\Delta M_{12}/3 = 78/3 = -26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Delta M_{32} \approx -\Delta M_{23}/3 = -57/3 = -19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Різниця ординат у вузлі вирівнюючих епюр моментів передається на стійки. Опорні моменти на епюрі вирівняних моментів складають:

$$M_{12} = (-55,9 - 131,1) - 26 = -213 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = -259 + 78 = -181 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{23} = -252 + 57 = -195 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{32} = -75,43 - 123,6 - 19 = -218 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4.1.4. Опорні моменти ригеля по грані колони.

Опорний момент ригеля по грані середньої колони зліва $M_{(21)1}$:

1. по схемам завантаження 1 + 4 та вирівняної епюри моментів

$$M_{(21)1} = M_{21} - \frac{Q_2 \cdot h_{loc}}{2} = 259,6 - \frac{283 \cdot 0,4}{2} = 203 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = \frac{(g + v)l}{2} - \frac{M_{21} - M_{12}}{l} = \frac{80,1 \cdot 5,8}{2} + \frac{(-181 + 213)}{5,8} = 238 \text{ кН};$$

$$Q_1 = 232,48 - 5,52 = 227 \text{ кН};$$

2. по схемам завантаження 1 + 3

$$M_{(21)1} = M_{21} - \frac{Q_2 \cdot h_{loc}}{2} = 112 - \frac{218 \cdot 0,4}{2} = 69 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = \frac{(g + v)l}{2} - \frac{M_{21} - M_{12}}{l} = \frac{80,1 \cdot 5,8}{2} + \frac{(-112 + 27)}{5,8} = 218 \text{ кН};$$

3. по схемам завантаження 1 + 2

$$M_{(21),1} = 219 - \frac{238 \cdot 0,4}{2} = 214 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опорний момент ригеля по грані середньої колони (праворуч) $M_{(23),1}$:

1. по схемам завантаження 1 + 4 та вирівняної епюри моментів

$$M_{(23),1} = M_{23} - \frac{Q_2 \cdot h_{loc}}{2} = 195 - \frac{228 \cdot 0,4}{2} = 149 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_2 = \frac{(g + v)l}{2} - \frac{M_{23} - M_{32}}{l} = \frac{80,1 \cdot 5,8}{2} + \frac{(-195 + 218)}{5,8} = 228 \text{ кН};$$

2. по схемам навантаження 1 + 2 $M_{(23),1} < M_{23} = 195 \text{ кН}\cdot\text{м}.$

Отже, розрахунковий опорний момент ригеля по грані середньої колони $M = 214 \text{ кН}\cdot\text{м}.$

Опорний момент ригеля по грані крайньої колони по схемі завантаження 1 + 4 і вирівняної епюри моментів

$$M_{(12),1} = M_{12} - \frac{Q_1 \cdot h_{col}}{2} = 213 - \frac{277 \cdot 0,4}{2} = 158 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4.1.5. Поперечні сили ригеля.

Для розрахунку міцності по перерізам, похилим до повздовжньої вісі, приймають значення поперечних сил ригеля більше, із двох розрахунків: пружнього розрахунку та розрахунку з урахуванням перерозподілу моментів. На крайній опорі $Q_1 = 227 \text{ кН}$, на середній опорі зліва по схемі завантаження 1 + 4

$$Q_2 = \frac{80,1 \cdot 5,8}{2} - \frac{(-259 + 203)}{5,8} = 242 \text{ кН}.$$

На середній опорі справа по схемам завантаження 1 + 4

$$Q_2 = \frac{80,1 \cdot 5,8}{2} - \frac{(-252 + 203)}{5,8} = 241 \text{ кН}.$$

4.2 Розрахунок міцності ригеля по перерізам, нормальним до повздовжньої вісі

4.2.1. Характеристики міцності бетону і арматури.

Бетон важкий класу В20; розрахункові опори при стисканні $R_b = 11,5$ МПа; при розтягу $R_{bt} = 0,9$ МПа; коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 1$; модуль пружності $E_b = 27000$ МПа [3, додатки 1 і 2].

Арматура повздовжня класу А500С (А-III), розрахунковий опір $R_s = 365$ МПа, модуль пружності $E_s = 200000$ МПа.

4.2.2. Визначення висоти перерізу ригеля.

Висоту перерізу ригеля підбираємо по опорному моменту при $\xi = 0,35$, оскільки на опорі момент визначений з урахуванням утворювання пластичного шарніра. Прийнятий переріз ригеля перевіряють прольотному моменту (якщо він більше опорного) так, щоб відносна висота стиснутої зони була $\xi < \xi_R$ і виключався переармований неекономічний переріз. По таблиці 3.1 [3] і при $\xi = 0,35$, знаходимо значення $\alpha_m = 0,289$, і визначаємо граничну висоту стисненої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = 0,63,$$

де ω - для важкого бетону $\omega = 0,85 - 0,008R_b$,

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,77,$$

$$R_s = \sigma_{sR} = 365 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b2} < 1 \text{ [3, стор. 115]}.$$

Мінімальна робоча висота

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{21400000}{0,289 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 100}} = 53,5 \text{ см}.$$

Повна мінімальна висота

$$h = h_0 + a = 53,5 + 4 = 59 \text{ см},$$

де a – захисний шар; $a = 4$ см.

Приймаємо $h = 60$ см, ширину перерізу залишаємо 25 см, бо вона відповідає залежності $(0,3 \dots 0,4) \cdot h$.

Прийнятий переріз в даному випадку не перевіряємо по прольотному моменту, бо $M_1 = 134 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_2 = 214 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Визначаємо площу перерізу арматури у розрахункових перерізах ригеля.

Переріз у першому прольоті – $M = 134 \text{ кН}\cdot\text{м}$; робоча висота ригелю $h = h_0 - a = 60 - 6 = 54 \text{ см}$.

Визначають коефіцієнт α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{M}{R_B \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{13400000}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 54^2} = 0,178.$$

При $\alpha_m = 0,178$ згідно [3, табл. 3.1] $\zeta = 0,904$.

Визначають площу перерізу арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{13400000}{365 \cdot 0,904 \cdot 54 \cdot 100} = 7,52 \text{ см}^2.$$

Приймають згідно [3, додаток 6] 4Ø16 А500С (А-III) с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

Переріз в середньому прольоті – $M = 179 \text{ кН}\cdot\text{м}$; робоча висота ригелю $h = h_0 - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$,

$$\alpha_m = \frac{M}{R_B \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{17900000}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 56^2} = 0,221.$$

При $\alpha_m = 0,221$ згідно [3, табл. 3.1] $\xi = 0,874$.

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{17900000}{365 \cdot 0,874 \cdot 56 \cdot 100} = 10,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28 А500С (А-III) с $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ [3, додаток 6].

Переріз по грані середньої колони

$$\alpha_m = \frac{M}{R_B \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{21400000}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 56^2} = 0,264.$$

Визначаємо $\xi = 0,844$ за таблицею 3.1 [3]

$$A_s = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{21400000}{365 \cdot 0,844 \cdot 56 \cdot 100} = 12,4 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø32 A500C (A-III) с $A_s = 16,09 \text{ см}^2$ [3, додаток 6].

4.3 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нахиленим до поздовжньої вісі

4.3.1. На середній опорі поперечна сила $Q = 242 \text{ кН}$.

Діаметр поперечних стержнів установлюється з умов зварювання їх з поздовжньою арматурою діаметром $d = 32 \text{ мм}$ і приймається рівним $d_{sw} = 9 \text{ мм}$ з площею $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ [3, додаток 9].

При класі A500C (A-III) $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$, оскільки $\frac{d_{sw}}{d} = \frac{8}{32} = \frac{1}{4} < \frac{1}{3}$, вводять коефіцієнт умов роботи $\gamma_{s2} = 0,9$ і тоді $R_{sw} = 0,9 \cdot 285 = 255 \text{ МПа}$.

Число каркасів – 2, при цьому $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стержнів із конструктивних умов визначають

$$s = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ см.}$$

На всіх приопорних ділянках довжиною $l/4$ прийнято крок $s = 20 \text{ см}$, в середній частині прольоту крок

$$s = \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 60}{4} = 45 \text{ см.}$$

4.3.2. Розрахунок міцності прийнятої арматури.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_s}{s} = \frac{255 \cdot 1,01 \cdot 100}{20} = 1290 H / см;$$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 250 \cdot 56 \cdot 100 = 68 \cdot 10^3 H ;$$

$$q_{sw} = 1290 H / см \geq \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{68 \cdot 10^3}{2 \cdot 56} = 608 H / см - \text{умова виконується.}$$

Вимога

$$S_{\max} > S ,$$

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100}{242 \cdot 10^3} = 43,7 см > S = 20 см - \text{виконується.}$$

Розрахунок міцності по нахиленому перерізу

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100 = 127,1 \cdot 10^5 H \cdot см.$$

Оскільки

$$\begin{aligned} q_1 &= q + \frac{v}{2} = 26,38 + \frac{53,68}{2} = 53,22 кНм = \\ &= 532,2 H / см < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 1290 = 720 H / см, \end{aligned}$$

отже значення c визначаємо по формулі

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{127,1 \cdot 10^5}{532,2}} = 154,5 см < 3,33 \cdot h_0 = 3,33 \cdot 56 = 186,48 см.$$

При цьому

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{127,1 \cdot 10^5}{154,5} = 82,3 \cdot 10^3 H > Q_{b\min} = 68 \cdot 10^3 H .$$

Поперечна сила у вершині нахилоного перерізу

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 242 \cdot 10^3 - 532,2 \cdot 154,5 = 158 \cdot 10^3 H .$$

Довжина проекції нахилоного перерізу

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{127,1 \cdot 10^5}{1290}} = 98 \text{ см} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 56 = 112 \text{ см}.$$

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 1290 \cdot 989 = 128 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Умова міцності $Q_b + Q_{sw} = 82,3 \cdot 10^3 + 128 \cdot 10^3 = 210 \cdot 10^3 \text{ Н} > 158 \cdot 10^3 \text{ Н}$ – виконується.

Перевірка міцності по стиснутій смузї між нахиленими тріщинами:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1,01}{25 \cdot 20} = 0,002 ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27000} = 7,5 ;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,5 \cdot 0,002 = 1,08 ;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b = 1 - 0,01 \cdot 1 \cdot 11,5 = 0,9 .$$

Умова

$$Q_{\max} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 ,$$

$$Q_{\max} = 242 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,08 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 54 \cdot 100 = 402 \cdot 10^3 \text{ Н} - \text{виконується}.$$

4.4 Конструювання арматури ригеля

Стик ригеля з колоною виконується за допомогою (ванного) зварювання випусків верхніх надпорних стержнів і зварювання закладних деталей ригелю та консолі колони. Ригель армують двома зварними каркасами. Частину повздовжніх стержнів каркасів обривають у відповідності зі зміною огинаючої епюри моментів і по епюрі арматури (матеріалів). Обірвані стержні заводять за місце теоретичного обриву на довжину заробки W .

Робочу арматуру ригелю розміщаємо у двох плоских зварних каркасах, які з'єднуються у просторові за допомогою зварки поперечних горизонтальних стержнів Ø8 мм класу А240С (А-I).

Арматуру для сприйняття від'ємного моменту в прольоті установлюють по епюрі моментів (рис. 4.1). Прийнято 2Ø12 А500С (А-III) з $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Розглянемо переріз першого прольоту. На середній опорі арматура 2Ø32 А500С (А-III) з $A_s = 16,09 \text{ см}^2$;

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{16,09}{25 \cdot 56} = 0,0115; \quad \xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_b} = \frac{0,0115 \cdot 365}{11,5} = 0,4; \quad \zeta = 0,8;$$

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 16,09 \cdot 0,8 \cdot 56 \cdot 100 \cdot 10^{-5} = 260 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

У місці теоретичного обриву арматура 2Ø12 А500С (А-III) з $A_s = 2,26 \text{ см}^2$;

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{2,26}{25 \cdot 56} = 0,0016; \quad \xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_b} = \frac{0,0016 \cdot 365}{11,5} = 0,051; \quad \zeta = 0,972;$$

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 2,26 \cdot 0,972 \cdot 56 \cdot 100 \cdot 10^{-5} = 45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечна сила в цьому перерізі $Q = 78,5 \text{ кН}$; поперечні стержні Ø8 А240С (А-I) в місці теоретичного обриву стержнів 2Ø32 зберігають з кроком $s = 20 \text{ см}$;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_s}{s} = \frac{285 \cdot 1,01 \cdot 100}{20} = 1439,3 \text{ Н / см};$$

довжина анкеровки

$$W_1 = \frac{209,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 1439,3} + 5 \cdot 3,2 = 88,7 \text{ см} > 20d = 20 \cdot 3,2 = 64 \text{ см}.$$

Арматуру в прольоті приймаємо 4Ø22 А500С (А-III) з $A_s = 15,2 \text{ см}^2$;

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{15,2}{30 \cdot 54} = 0,009; \quad \xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_b} = \frac{0,009 \cdot 365}{11,5} = 0,286; \quad \zeta = 0,841;$$

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 15,2 \cdot 0,841 \cdot 54 \cdot 100 \cdot 10^{-5} = 252 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

У місці теоретичного обриву прольотних стержнів залишається арматура 2Ø22 A500C (A-III) з $A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

Поперечна сила в цьому перерізі $Q = 38,1 \text{ кН}$;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_s}{s} = \frac{285 \cdot 1,01 \cdot 100}{20} = 1439,3 \text{ Н / см};$$

довжина анкеровки

$$W_2 = \frac{102 \cdot 10^3}{2 \cdot 1081,2} + 5 \cdot 2,2 = 58 \text{ см} > 20 \cdot d = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}.$$

В такійже послідовності визначаються значення W_3, W_4 .

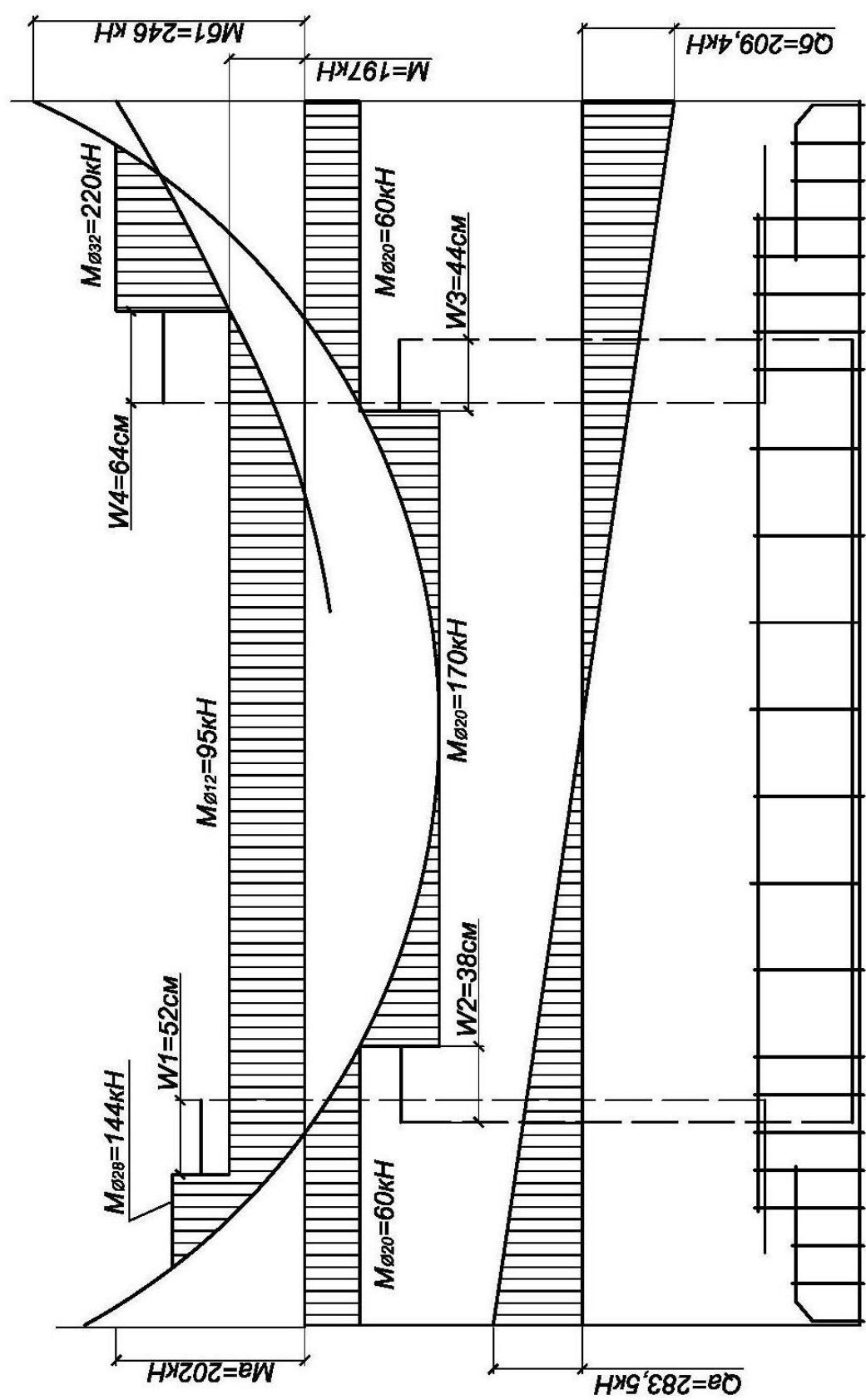


Рисунок 4.1 – Схема армування ригеля.

5 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ СЕРЕДНЬОГО РЯДУ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ

5.1 Визначення зусиль в середній колоні

5.1.1. Визначення поздовжніх сил від розрахункових навантажень.

Вантажна площа середньої колони при сітці колон $5,8 \times 6,3 = 38,54 \text{ м}^2$.

Постійне навантаження від перекриття одного поверху з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$: $3,584 \cdot 38,54 \cdot 1 = 153,8 \text{ кН}$

від ригеля $\frac{5,0}{6,3} \cdot 38,54 = 32,5 \text{ кН}$; від стійки (перерізом $0,4 \times 0,4$; $l = 4,5$; $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$); $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_n = 1$ – $19,2 \text{ кН}$.

Всього $G = 153,8 + 32,5 + 19,2 = 205,5 \text{ кН}$.

Тимчасове навантаження від перекриття одного поверху з врахуванням $\gamma_n = 1$

$$Q = 6,6 \cdot 38,54 \cdot 1 = 283,14 \text{ кН},$$

в тому числі тривале

$$Q = 6,35 \cdot 38,54 \cdot 1 = 272,4 \text{ кН},$$

короткочасне

$$Q = 1,8 \cdot 38,54 \cdot 1 = 77,04 \text{ кН}.$$

Постійне навантаження від покриття при вазі покрівлі і плит 6 кН/м^2 складає

$$Q = 6 \cdot 38,54 \cdot 1 = 257,4 \text{ кН},$$

від ригеля – $32,5 \text{ кН}$;

від стійки – $19,2 \text{ кН}$.

Всього – $309,1 \text{ кН}$.

Тимчасове навантаження – сніг для І снігового району при коефіцієнтах надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,4$ і по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$

$$Q = 1 \cdot 1,4 \cdot 38,54 \cdot 1 = 60,06 \text{ кН},$$

в тому числі тривале

$$Q = 0,5 \cdot 60,06 = 30 \text{ кН},$$

короткочасне

$$Q = 30 \text{ кН}.$$

Поздовжня сила колони І поверху рами від тривалого навантаження

$$N = 309,1 + 30 + (205,5 + 272,4) \cdot 4 = 2250,7 \text{ кН},$$

те ж від повного навантаження

$$N = 2250,7 + 30 + 77,04 \cdot 4 = 2588,86 \text{ кН}.$$

Поздовжня сила колони підвалу від тривалого навантаження

$$N = 2250,7 + (205,5 + 272,4) \cdot 5 = 4640,2 \text{ кН},$$

те ж від повного навантаження

$$N = 4640,2 + 30 + 77,04 \cdot 4 = 4978,36 \text{ кН}.$$

5.1.2. Визначення згинальних моментів колони від розрахункових навантажень.

Визначають опорні моменти моменти ригеля перекриття підвалу – першого поверху рами. Відношення погонних жорсткостей, що вводяться у розрахунках згідно [3, додаток 11].

Визначаємо максимальний момент колон – при завантаженні 1 + 2 без перерозподілення моментів за формулою

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) \cdot l^2,$$

де $g = 28,6 \text{ кН/м}$, $v_{mp} = 47,52 \text{ кН/м}$, $v_{kp} = 11,88 \text{ кН/м}$, $l = 6,6 \text{ м}$.

При дії тривалих навантажень

$$M_{21} = -(0,10 \cdot 28,6 + 0,062 \cdot 47,52) \cdot 6,6^2 = -252,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{23} = -(0,091 \cdot 28,6 + 0,030 \cdot 47,52) \cdot 6,6^2 = -175,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При дії повного навантаження

$$M_{21} = -252,9 - 0,062 \cdot 11,88 \cdot 6,6^2 = -285 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{23} = -175,5 - 0,030 \cdot 11,88 \cdot 6,6^2 = -190,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Різниця абсолютних значень опорних моментів у вузлі рами:

- при тривалих навантаженнях

$$\Delta M = 252,9 - 175,5 = 77,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- при повному навантаженні

$$\Delta M = 285 - 190,9 = 94,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Згинальний момент колони підвалу згідно [3, додаток 11]:

- від тривалих навантажень

$$M = 0,4 \cdot \Delta M = 0,4 \cdot 77,4 = 30,96 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- від повного навантаження

$$M = 0,4 \cdot \Delta M = 0,4 \cdot 94,1 = 37,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Згинальний момент колони першого поверху:

- від тривалих навантажень

$$M = 0,6 \cdot \Delta M = 0,6 \cdot 77,4 = 46,44 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- від повного навантаження

$$M = 0,6 \cdot \Delta M = 0,6 \cdot 94,1 = 56,46 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розраховуємо згинальні моменти колони, що відповідають максимальним повздовжнім силам; для цієї мети використовують завантаження прольотів по схемі 1.

Від тривалих навантажень:

$$M = (0,10 - 0,091) \cdot 76,12 \cdot 6,6^2 = 29,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- згинальні моменти колон підвалу

$$M = 0,4 \cdot \Delta M = 0,4 \cdot 29,8 = 11,92 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- першого поверху

$$M = 0,6 \cdot \Delta M = 0,6 \cdot 29,8 = 17,88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Від повних навантажень:

$$\Delta M = (0,10 - 0,091) \cdot 88 \cdot 6,6^2 = 34,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- згинальні моменти колон підвалу

$$M = 0,4 \cdot \Delta M = 0,4 \cdot 34,5 = 13,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- першого поверху

$$M = 0,6 \cdot \Delta M = 0,6 \cdot 34,5 = 20,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5.2 Розрахунок міцності середньої колони

5.2.1. Характеристики міцності бетону і арматури.

Клас важкого бетону В25 і клас арматури А500С (А-III) приймаємо такими ж, як і для ригеля.

Комбінація розрахункових зусиль (для колони підвалу)

$$N_{\max} = 4978,36 \text{ кН},$$

в тому числі від тривалих навантажень $N_l = 4640,2$ кН s відповідний момент $M = 13,8$ кН·м, в тому числі від тривалих навантажень $M = 22,2$ кН·м. $M_{\max} = 37,6$ кН·м, в тому числі $M_l = 46,44$ кН·м. Відповідно завантаженню 1 + 2 значення

$$N = 4978,36 - \frac{283,14}{2} = 4836,79 \text{ кН} ,$$

в тому числі $N_l = 4640,2 - \frac{272,4}{2} = 4504 \text{ кН} .$

5.2.2. Підбір перерізу симетричної арматури $A_s = A'_s$.

Розрахунок виконуємо по другій комбінації зусиль.

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36$ см, ширина $b = 40$ см.

Ексцентриситет сили

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{37600}{4836,79} = 7,8 \text{ см.}$$

Випадковий ексцентриситет

$$e_0 = \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см} \quad \text{або} \quad e_0 = \frac{l_{col}}{600} = \frac{572}{600} = 0,953 \text{ см,}$$

але не менше 1 см.

Оскільки ексцентриситет сили $e_0 = 0,78$ см менше випадкового ексцентриситету $e_0 = 1,33$ см, то приймають для розрахунку статично невизначеної системи – випадковий ексцентриситет.

Знаходимо значення моментів в перерізі відповідно осі, що проходить через центр ваги найменше стиснутої (розтягнутої) арматури.

При тривалому навантаженні

$$M_{II} = M_l + N_l \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right) = 30,96 + 4504 \cdot \left(\frac{40}{2} - 4 \right) \cdot \frac{1}{100} = 751,6 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

при повному навантаженні

$$M_1 = 37,6 + 4836,79 \cdot 0,11 = 569,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Відношення

$$\frac{l_0}{r} = \frac{572}{11,56} = 49,5 > 14,$$

де $r = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 40 = 11,56$ см – радіус ядра перерізу.

Вираз для критичної повздовжньої сили для прямокутного перерізу з симетричним армуванням $A_s = A_s'$ (без попереднього напруження) з урахуванням, що $I_b = r^2 \cdot A$, $I_s = \mu_1 \cdot A \cdot (h/2 - a)^2$, $\mu = 2 \cdot A_s / A$ має вигляд

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b \cdot A}{l_0^2} \cdot \left[\frac{r^2}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha \mu_1 \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right],$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону;

l_0 – розрахункова довжина елемента;

I_b – момент інерції бетонного перерізу;

I_s – момент інерції перерізу арматури.

Розрахункову довжину колон багатоповерхових споруд при жорсткому з'єднанні ригелів з колонами в збірних перекриттях приймаємо рівними висоті поверху $l_0 = l$. В нашому розрахунку $l_0 = l = 4,8$ м.

Для важкого бетону

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_1}{M} = 1 + \frac{751,6}{569,65} = 1,32.$$

Значення $\delta = \frac{e_0}{h} = \frac{1,33}{40} = 0,033,$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{572}{40} - 0,01 \cdot 10,3 = 0,254,$$

так як, $\sigma = 0,033 < \sigma_{\min} = 0,254$ приймають $\sigma = 0,254$.

Відношення модулів пружності

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27000} = 7,4.$$

Задаються коефіцієнтом армування $\mu = \frac{2A_s}{A} = 0,025$ і визначають критичну силу

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 27000 \cdot 40 \cdot 40}{572^2} \cdot \left[\frac{5,6^2}{1,32} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,27} + 0,1 \right) + 7,4 \cdot 0,035 \cdot 11^2 \right] = 34458,4 \text{ кН.}$$

Визначають коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{4836,79}{34458,4}\right)} = 1,16.$$

Значення e дорівнює

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h}{2} - a = 1,33 \cdot 1,16 + \frac{40}{2} - 4 = 17,54 \text{ см.}$$

Визначають граничну відносну висоту стиснутої зони згідно [3, стор. 117]

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{scu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

де $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,77$.

$$\xi_R = \frac{0,77}{\left[1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)\right]} = 0,63.$$

Визначають згідно [3, стор. 683]

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} > \xi_R,$$

$$\alpha_n = \frac{4836790}{1 \cdot 11,5 \cdot 40 \cdot 36 \cdot 100} = 2,92 > \xi_R = 0,63.$$

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha} > \xi_R,$$

$$\xi = \frac{2,92 \cdot (1 - 0,63) + 2 \cdot 7,02 \cdot 0,63}{1 - 0,63 + 2 \cdot 7,02} = 0,69 > 0,63.$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \cdot \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \delta'},$$

$$\text{де } \delta' = \frac{\alpha'}{h_0} = \frac{4}{36} = 0,111,$$

$$\alpha_s = \frac{2,92 \cdot \left(\frac{17,54}{36} - 1 + \frac{5,3}{2} \right)}{1 - 0,111} = 7,02.$$

Так як, $\alpha_s = 7,02 > 0$ необхідну площу арматури визначають за формулою

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{\frac{e}{h_0} \cdot \xi \cdot (1 - \xi / 2)}{1 - \delta'},$$

$$A_s = A'_s = \frac{4836790}{365 \cdot 100} \cdot \frac{\frac{17,54}{36} - \frac{0,69 \cdot (1 - 0,69 / 2)}{2,92}}{1 - 0,111} = 49,6 \text{ см}^2.$$

Прийнято згідно [3, додаток 6] 4Ø40 А500С (А-III) с $A_s = 50,27 \text{ см}^2$;

$$\mu_1 = \frac{4 \cdot 50,27}{40 \cdot 40} = 0,126 \quad - \quad \text{для визначення } N_{cr} \text{ було прийнято } \mu_1 = 0,033 -$$

перерахунок можна не робити.

Опорний тиск ригеля $Q = 209 \text{ кН}$ (дивись розрахунок поперечних сил ригеля); бетон класу В-20, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $\gamma_{b2} = 0,90 \text{ МПа}$; арматура класу А500С (А-III), $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Приймають довжину опорної площадки, $l = 20$ см при ширині ригеля $l_{bm} = 30$ см і перевіряють умову згідно [3, стор. 302]

$$\frac{Q}{\psi \cdot l \cdot b_{bm}} = \frac{209000}{0,75 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 100} = 4,6 \text{ МПа} < R_b = 11,5 \text{ МПа}.$$

Виліт консолі з урахуванням зазору 5 см складає $l_1 = 25$ см, при цьому відстань від грані колони до сили Q

$$a = l_1 - \frac{l}{2} = 25 - \frac{20}{2} = 15 \text{ см.}$$

Висоту перерізу консолі у грані колони приймають рівною $h = (0,7 - 0,8) \cdot b = 0,75 \cdot 60 = 45$ см, при куті стисненої грані 45° , висота консолі у вільного краю $h_1 = 45 - 25 = 20$ см, при цьому $h_1 = 20 \text{ см} \approx \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5$ см.

Робоча висота перерізу консолі $h_0 = h - a = 45 - 3 = 42$ см.

Оскільки $l_1 = 25 \text{ см} < 0,9 \cdot h_0 = 0,9 \cdot 42 = 37$ см, консоль коротка.

Консоль армують горизонтальними хомутами $\emptyset 6$ А240С (А-I) з $A_s = 2 \cdot 0,282 = 0,564 \text{ см}^2$, кроком $s = 10$ см (при цьому $s < 45/4 = 11,25$ см і $s < 15$ см) і відгинами 2 $\emptyset 16$ А500С (А-III) с $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Перевіряють міцність перерізу консолі згідно умови

$$Q < 0,8 \cdot \varphi_{\omega 2} \cdot R_b \cdot b \cdot l \cdot \sin \theta$$

$$\mu_{\omega 1} = \frac{A_s}{b \cdot s} = \frac{0,564}{30 \cdot 10} = 0,0019,$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27000} = 7,4,$$

$$\varphi_{\omega 2} = 1 + 5 \cdot a \cdot \mu_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot 7,4 \cdot 0,0019 = 1,07,$$

$$\sin^2 \theta = \frac{h^2}{h^2 + l_1^2} = \frac{45^2}{45^2 + 25^2} = 0,76,$$

при цьому

$$0,8 \cdot \varphi_{\omega 2} \cdot R_b \cdot b \cdot l \cdot \sin^2 \theta = 0,8 \cdot 1,07 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 20 \cdot 0,76 \cdot 100 = 404 \cdot 10^3 H.$$

Права частина умови приймається не більше

$$3,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 3,5 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 30 \cdot 42 = 397 \text{ кН.}$$

Відповідно

$$Q = 209,4 \cdot 10^3 H < 397 \cdot 10^3 H - \text{міцність забезпечена.}$$

Згинаючий момент консолі у грані колони по формулі

$$M = Q \cdot a = 209,4 \cdot 0,15 = 31,41 H \cdot м.$$

Площа перерізу поздовжньої арматури при $\zeta = 0,9$.

$$A_s = \frac{1,25 \cdot M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{1,25 \cdot 314,1 \cdot 10^4}{365 \cdot 0,9 \cdot 42 \cdot 100} = 2,85 \text{ см}^2.$$

Прийнято 2Ø14 A500C (A-III) з $A_s = 3,08 \text{ см}^2$.

5.3 Конструювання арматури колони

Колона армується просторовими каркасами, які складаються з плоских зварних каркасів. Діаметр поперечних стержнів при діаметрі поздовжньої арматури Ø40 мм A500C (A-III) в підвалі і на першому поверсі відповідно [3, додаток 9] дорівнює 10 мм; приймають Ø10 A500C (A-III) з кроком $s = 400$ мм по розміру сторони перерізу колони $b = 400$ мм, що менше $20 \cdot d = 20 \cdot 40 = 800$ мм. Колону шестиповерхової рами розчленовують на два елемента довжиною кожен в два поверхи. Стик колони виконують за допомогою ванного зварювання випусків стержнів з обетонуванням, кінці колони підсилюють поперечними сітками.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЄМОЇ ЛІТЕРАТУРИ

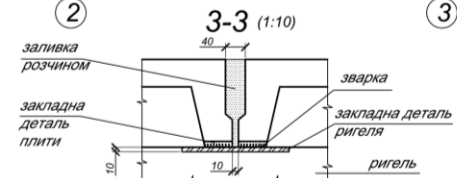
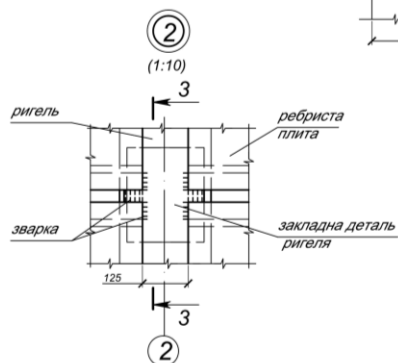
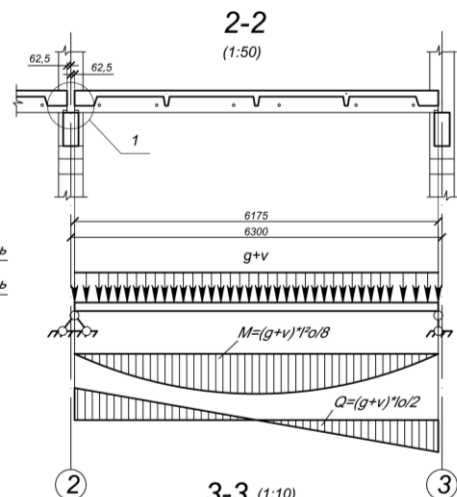
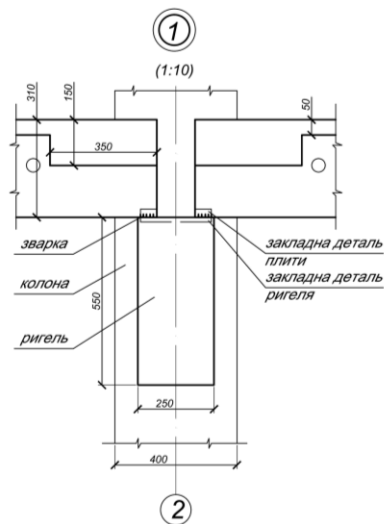
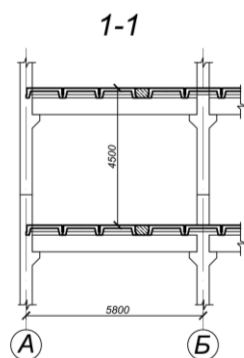
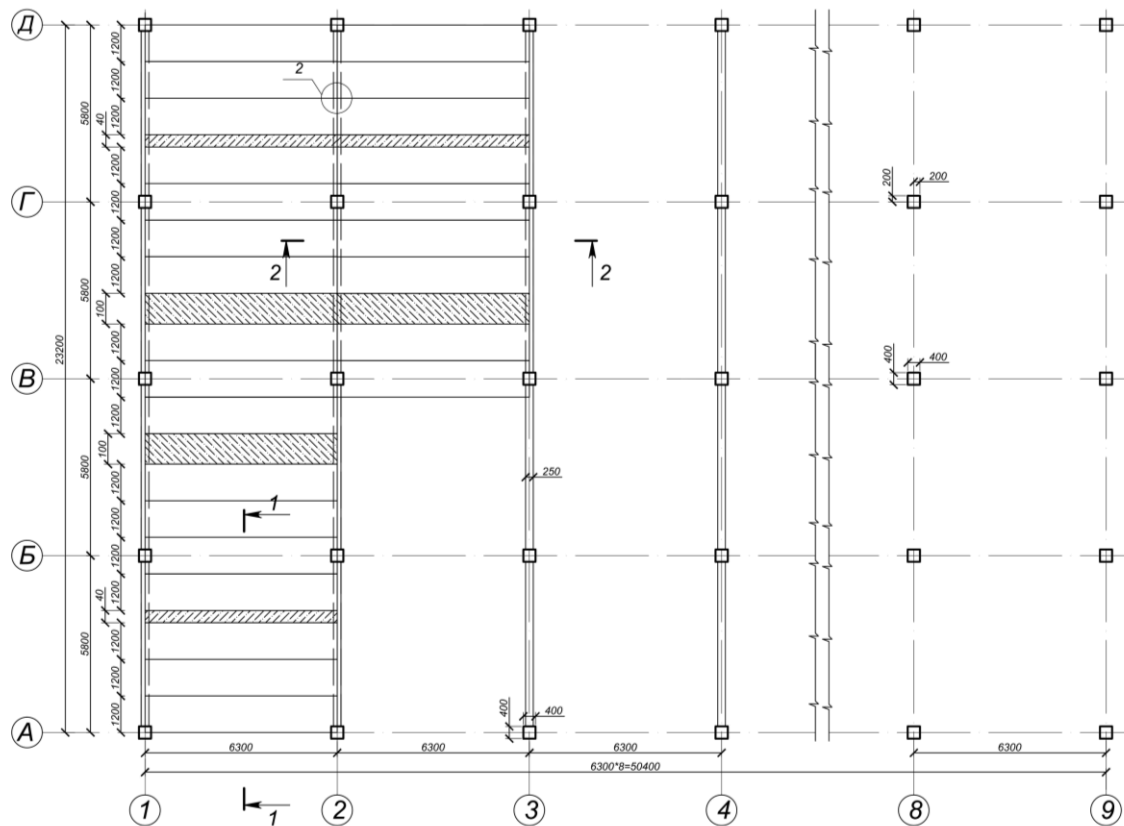
1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с. (Національний стандарт України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 69 с. (Державні будівельні норми України).
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебн. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд., перер. и доп. – М., Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 77 с. (Державні будівельні норми України).
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009 К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 23 с. (Державні будівельні норми України).
6. Кудзис, А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит, спец. вузов. В 2-х частях. Ч. 2. Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений / А.П. Кудзис – М.: Высш. шк., 1989. – 264 с.
7. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006 – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 27 с. (Національний стандарт України).

8. Проволока из низкоуглеродистой стали холодноотянута для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. ГОСТ 6727-80. – М.: ИПК издательство стандартов, 1998. – 6 с. (Государственный стандарт Союза ССР).
9. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. (Строительные нормы и правила).
10. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови: ДБН В.2.6-53:2008 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2019. – 23 с. (Державні будівельні норми України).

ЗМІСТ

	стор.
ВСТУП	3
СКЛАД КУРСОВОЇ РОБОТИ	4
СТРУКТУРА ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ КУРСОВОЇ РОБОТИ ...	5
1 ЗАГАЛЬНІ ДАННІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ	5
2 КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ЗБІРНОГО ПЕРЕКРИТТЯ	5
3 РОЗРАХУНОК РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ	6
3.1 Розрахунок ребристої плити по граничним станам І групи	6
3.2 Розрахунок ребристої плити по граничним станам ІІ групи	14
4 РОЗРАХУНОК РИГЕЛЯ	22
4.1 Визначення зусиль в ригелі поперечної рами	22
4.2 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нормальним до повздовжньої вісі	27
4.3 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нахиленим до повздовжньої вісі	29
4.4 Конструювання арматури ригеля	29
5 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ СЕРЕДНЬОГО РЯДУ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ	35
5.1 Визначення зусиль в середній колоні	35
5.2 Розрахунок міцності середньої колони	38
5.3 Конструювання арматури колони	44
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	46
ДОДАТКИ	49

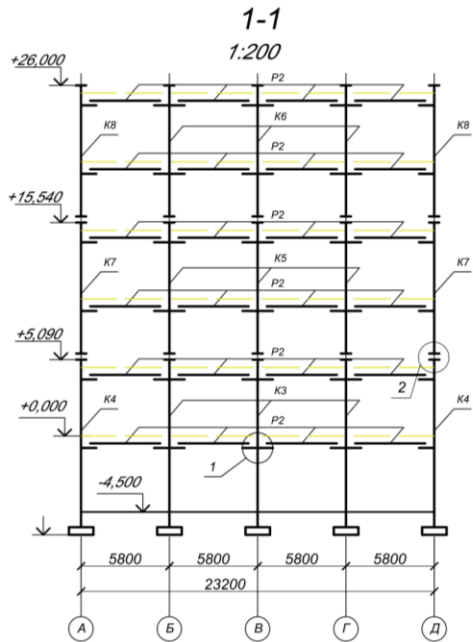
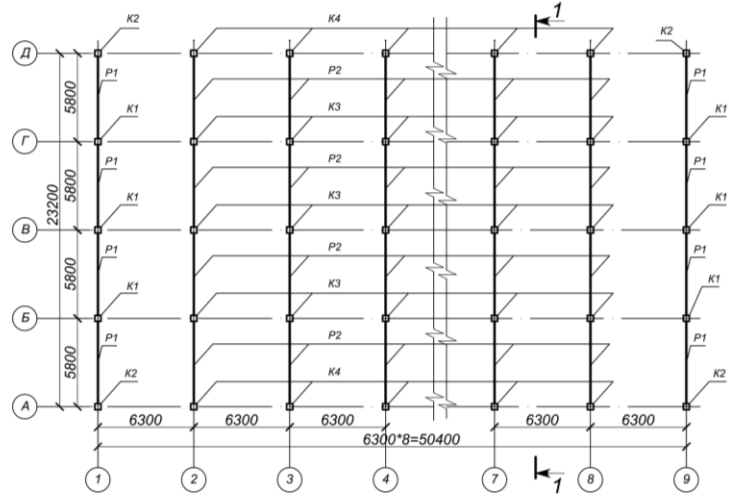
План перекриття з ребристих плит



ЗБК 434 01				Шестиповерхова збірно-монолітна залізобетонна каркасна будівля			Стадія	Маса	Масштаб
Зм.Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Шестиповерхова збірно-монолітна залізобетонна каркасна будівля			кр		1:100
Розробив							Лист	Листів 1	
Лексирів				План перекриття ребристих плит. Розріз 1-1. Розріз 2-2. Розріз 3-3. Розріз 4-4. Вузели 1, 2.			ЦНТУ гр. БІ -		
Т.контр									
Н.контр									
Затвердив									

формат А2

Схема розташування елементів каркасу 1:200



Специфікація елементів каркасу

Марка	Позначення	Найменування	Кількість	Маса од. од.	Примітка
	K1	Колона	18		
	K2	Колона	12		
	K3	Колона	15		
	K4	Колона	10		
	K5	Колона	15		
	K6	Колона	15		
	K7	Колона	10		
	K8	Колона	10		
	P1	Ригель	48		
	P2	Ригель	168		

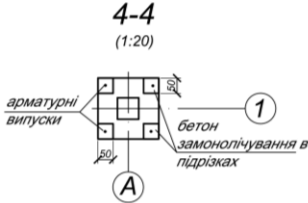
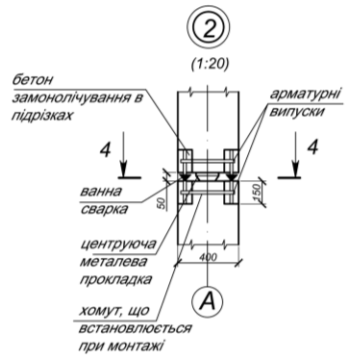
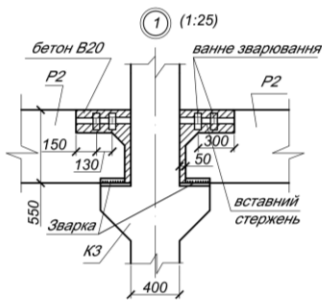
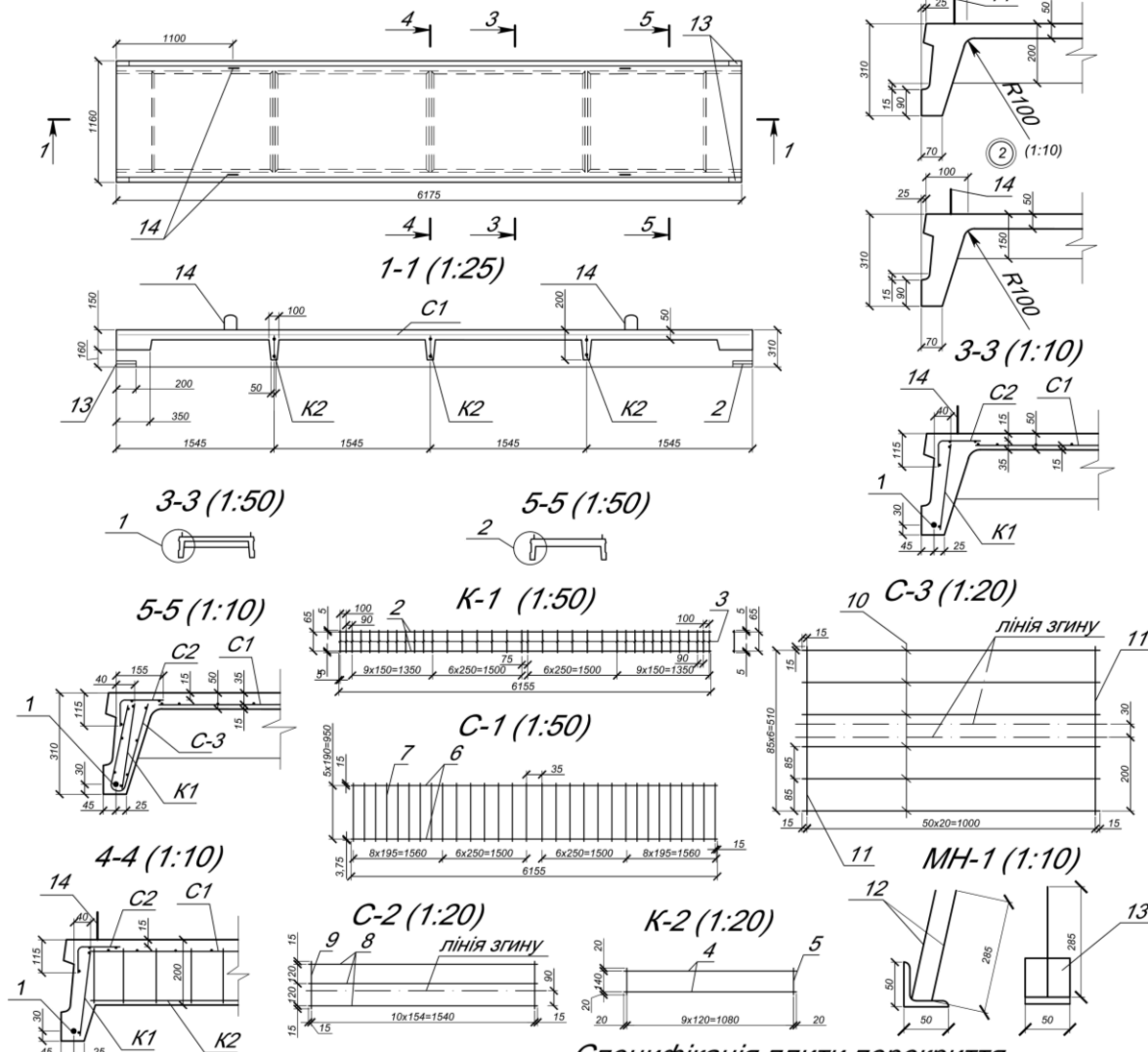


Схема розташування елементів каркасу. Розріз 1-1. Вузли 1, 2.

Арк. 2

формат А2

Схема ребристої плити (1:25)



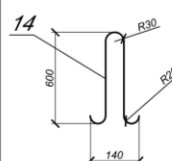
Специфікація арматурних виробів плити

Форма	Зона	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
			Напружена арматура		
	1		Ø16 A800CK L=6340 мм	2	
			Каркас плоский К-1	2	
	2		Ø12 A500C L=6155 мм	4	
	3		Ø4 B500 L=280 мм	72	
			Каркас плоский К-2		
	4		Ø12 A500C L=1120 мм	6	
	5		Ø4 B500 L=180 мм	30	
			Сітка плоска С-1		
	6		Ø4 B500 L=6340 мм	6	
	7		Ø4 B500 L=930 мм	30	
			Сітка плоска С-2		
	8		Ø4 B500 L=1570 мм	3	
	9		Ø4 B500 L=270 мм	11	
			Сітка плоска С-3		
	10		Ø4 B500 L=1030 мм	24	
	11		Ø4 B500 L=540 мм	84	
			Виріб закладний МН-1		
	12		Ø12 A500C L=285 мм	8	
	13		L №50 L=50 мм	4	
			Виріб закладний МН-2		
	14		Ø12 A500C L=640 мм	4	

Специфікація плити перекриття

Форма	Зона	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
			Складальні одиниці		
	1		16 A800CK L=6340 мм	2	
			Каркас плоский К-1	2	
			К-2	3	
			Сітка плоска С-1	1	
			С-2	4	
			С-3	4	
			Деталі		
			Вироби закладні МН-1	4	
			МН-2	4	
			Матеріали		
			Бетон В-25	1/0,876 м³	

МН-2 (1:10)



Відомість витрат сталі на плиту перекриття

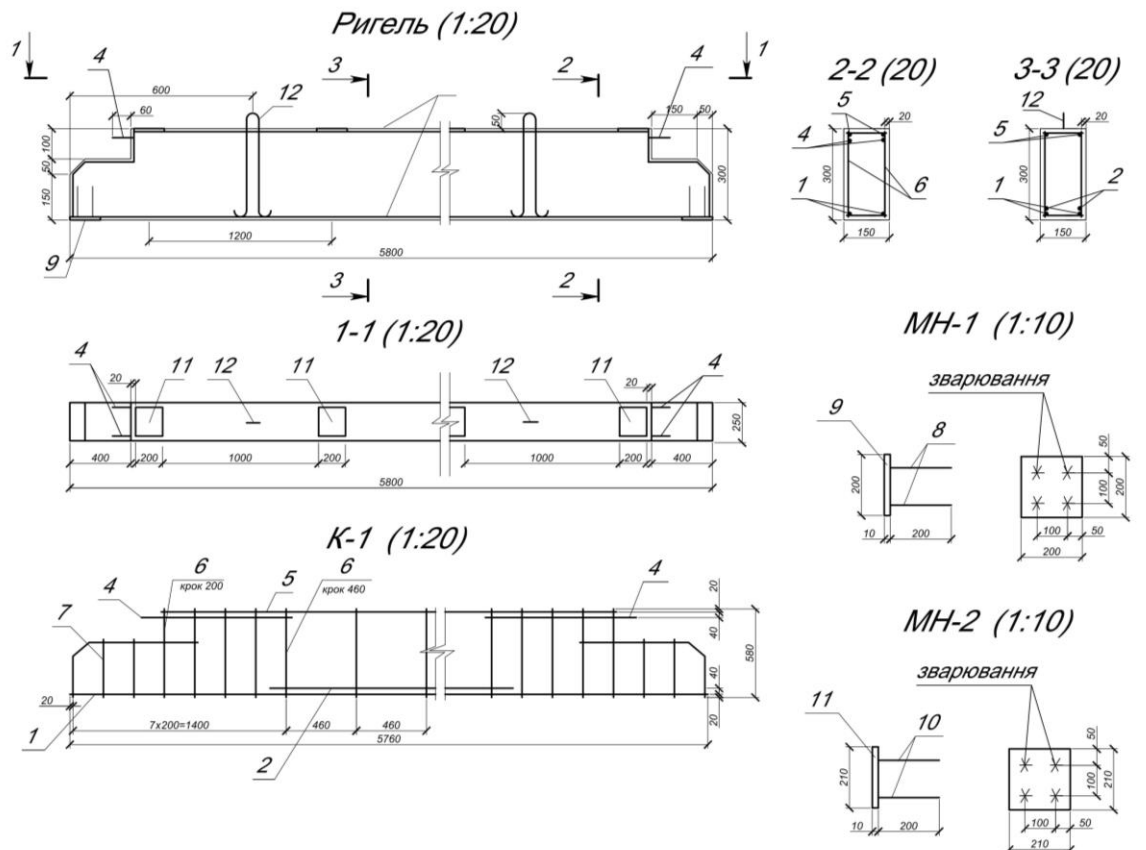
Марка елемента	Напружена арматура класу		Вироби арматурні				Всього		
			Арматура класу						
	A500CK (A-I)	Всього	A500C (A-III)	L №50	B500 (Bp-I)	Всього			
	ДСТУ 3760:2006	ДСТУ 3760:2006	ГОСТ 6727-80	ГОСТ 6727-80	ГОСТ 6727-80	ГОСТ 6727-80			
Ø16	Всього		Ø12	Всього	№50	Всього	Ø4	Всього	
20,6	20,6	20,6	10,61	10,61	3,6	3,6	11,68	11,68	46,49

Розріз ребристої плити, схеми розміщення арматурних каркасів та сіток, ескізи каркасів та сіток, специфікації на плити, відомість витрат сталі.

формат А2

Арх

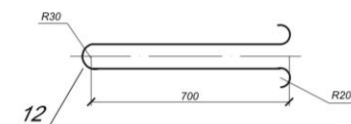
3



Відомість витрат сталі на ригель

Марка елемента	Вироби арматурні							Вироби арматурні				Загальні витрати		
	Арматура класу							Арматура класу		Прокат марки				
	A240C (A-I)			A500C (A-III)				A500C (A-III)		ВСт3				
	ДСТУ 3760:2006			ДСТУ 3760:2006				ДСТУ 3760:2006		ГОСТ 8752-88				
	Ø8	Всього	Ø12	Ø20	Ø28	Ø32	Всього	Ø10	Всього	10	Всього			
	13,2	13,2	26,6	95,8	12,6	16,2	151,2	164,4	1	1	3,1	3,1	4,1	168,5

МН-3 (1:10)



Специфікація арматурних та закладних виробів ригеля

Форми	Зона	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
			Каркас плоский К-1		
	1		Ø20 A500C L=5760 мм	2	
	2		Ø32 A500C L=3240 мм	2	
	3		Ø32 A500C L=640 мм	2	
	4		Ø28 A500C L=604 мм	2	
	5		Ø12 A500C L=5280 мм	2	
	6		Ø8 A240C L=580 мм	17	
	7		Ø8 A240C L=380 мм	4	
			Виріб закладний МН-1		
	8		Ø10 A500C L=200 мм	4	
	9		Лист 10x200x200	1	
			Виріб закладний МН-2		
	10		Ø10 A500C L=200 мм	4	
	11		Лист 10x210x210	1	
			Виріб закладний МН-3		
	12		Ø12 A500C L=1640 мм	2	

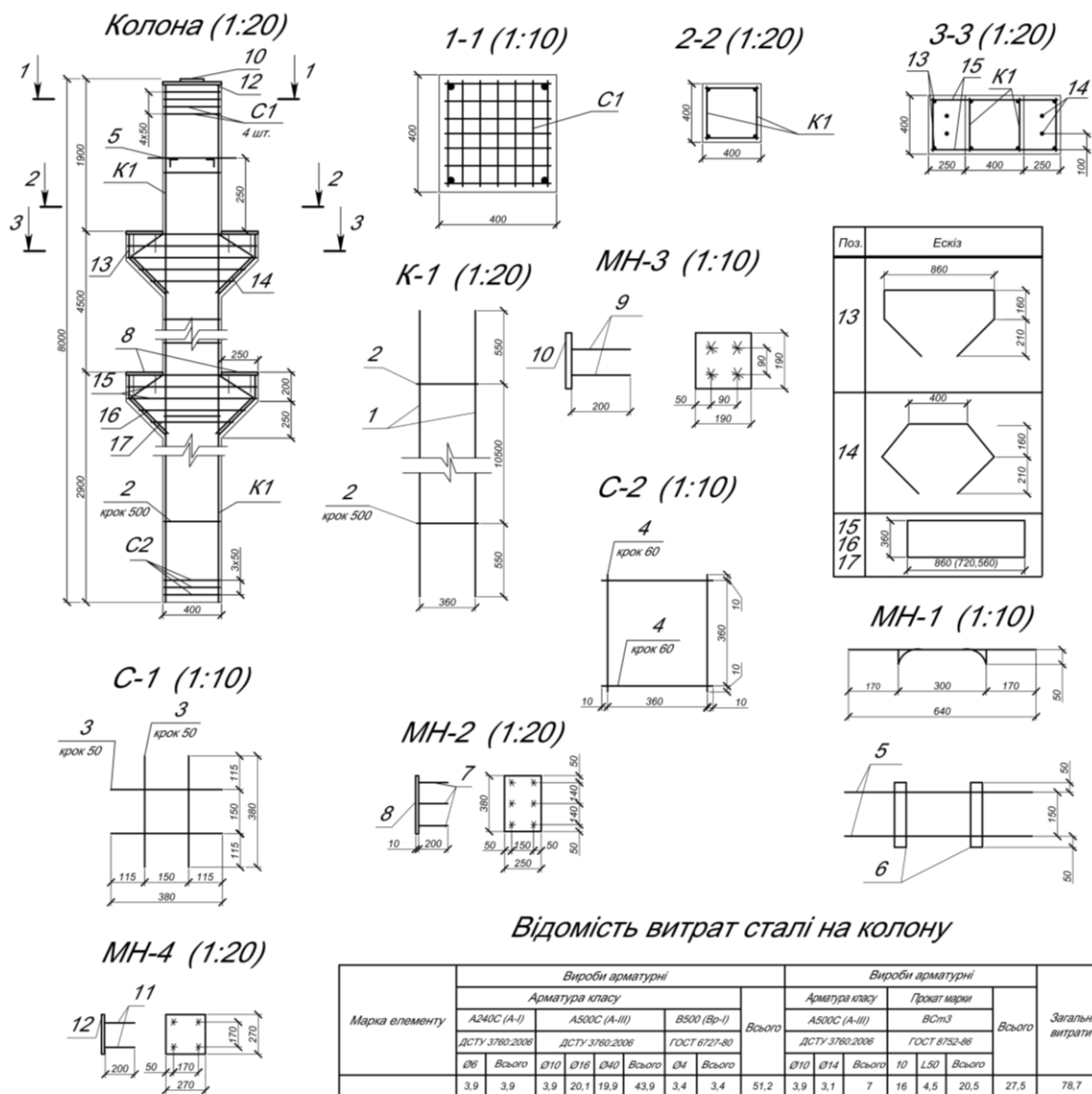
Специфікація ригеля

Форми	Зона	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
			Ригель		
			Складальні одиниці		
			Каркас плоский К-1	2	
			Деталі		
			Вироби закладні МН-1	2	
			МН-2	5	
	12		МН-3	2	
			Матеріали		
			Бетон В-25		V=0,87 м³

Ригель, розрізи 1-1, 2-2, 3-3. Каркас К-1, закладні вироби МН-1, МН-2, МН-3. Специфікації на ригель.

Арх. 4

формат А2



Відомість витрат сталі на колону

Марка елемента	Вироби арматурні							Вироби арматурні							Загальні витрати		
	Арматура класу				Всього	Арматура класу			Прокат марки		Всього						
	A240C (A-I)	A500C (A-III)	B500 (Bp-I)	A500C (A-III)		BСт3											
	ДСТУ 3780:2006	ДСТУ 3780:2006	ГОСТ 8727-80	ДСТУ 3780:2006		ГОСТ 8752-88											
	Ø6	Всього	Ø10	Ø16		Ø20	Всього	Ø4	Всього	Ø10		Ø14	Всього	Ø10		Л50	Всього
	3,9	3,9	3,9	20,1	19,9	43,9	3,4	3,4	51,2	3,9	3,1	7	16	4,5	20,5	27,5	78,7

Специфікація арматурних та закладних виробів колони

Форми	Сфера	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
			Каркас плоский К-1	2	
	1		Ø40 A500C L=7600 мм	22	
	2		Ø10 A500C L=360 мм	2	
			Сітка плоска C-1	20	
	3		Ø4 B500 L=380 мм	2	
	4		Сітка плоска C-2	20	
			Виріб закладний МН-1	2	
	5		Ø14 A500C L=640 мм	2	
	6		Куттик 50x50x5 L=250	2	
			Виріб закладний МН-2	6	
	7		Ø10 A500C L=200 мм	1	
	8		Лист 10x250x380	1	
			Виріб закладний МН-3	4	
	9		Ø10 A500C L=200 мм	1	
	10		Лист 10x190x190	1	
			Виріб закладний МН-4	4	
	11		Ø10 A500C L=200 мм	1	
	12		Лист 10x270x270	1	

Специфікація колони

Форми	Сфера	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
			Колона		
			Складальні одиниці		
			Каркас плоский К-1	2	
			Сітка плоска C-1	4	
			C-2	3	
			Деталі		
			Вироби закладні МН-1	2	
			МН-2	4	
			МН-3	1	
			МН-4	1	
	13		Ø10 A500C L=380 мм	44	
	14		Ø16 A500C L=1600 мм	4	
	15		Ø16 A500C L=1560 мм	4	
	16		Ø6 A240C L=2440 мм	4	
	17		Ø6 A240C L=2160 мм	2	
	18		Ø6 A240C L=1840 мм	2	
			Матеріали		
			Бетон В-25	V=1,52 м³	

Колона, розрізи 1-1, 2-2, 3-3. Каркас К-1, С-1, С-2, закладні вироби МН-1, МН-2, МН-3, МН-4. Специфікації на колону.

Арх.

формат А2

5

Навчально-методичне видання

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсової роботи
(Проектування залізобетонних конструкцій каркасної будівлі)

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньої програми "Будівництво та цивільна інженерія"
спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
всіх форм навчання

Електронне видання

Укладачі – канд. техн. наук, доцент Джирма С.О.
канд. техн. наук, доцент Яцун В.В.

© ЦНТУ, м. Кропивницький,
пр. Університетський, 8
© Джирма С.О.
© Яцун В.В.