

**БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ**

**Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**до курсового проекту з дисципліни**

***"ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ"***

**Частина I**

**РОЗРАХУНОК БАГАТОПОВЕРХОВОЇ  
ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ**

**Харків - 2014**

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд 18 жовтня 2011 р., протокол № 2.

Рекомендується для студентів спеціальності ПЦБ всіх форм навчання.

Укладачі:

доц. С.В. Мірошніченко,  
асистенти О.А. Дудін, О.А. Пługін

Рецензент

доц. О.В. Лобяк

## МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту з дисципліни  
"ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ"

ЧАСТИНА I  
РОЗРАХУНОК БАГАТОПОВЕРХОВОЇ  
ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

Відповідальний за випуск Мірошніченко С.В.

Редактор Еткало О.О.

---

Підписано до друку 20.11.11 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк.арк. 1,25. Тираж 50. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Українська державна академія залізничного транспорту,  
61050, Харків-50, майдан Фейербаха, 7.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2874 від 12.06.2007 р.

УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО  
ТРАНСПОРТУ

Кафедра "Будівельні матеріали, конструкції та споруди"

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту з дисципліни "Залізобетонні та кам'яні конструкції"  
для студентів спеціальності ПЦБ всіх форм навчання

ЧАСТИНА I

Розрахунок багатоповерхової промислової будівлі

Харків 2011

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри "Будівельні матеріали, конструкції та споруди" 18 жовтня 2011р., протокол №2.

Укладачі:

доц. С.В.Мірошніченко,  
асистенти О.А.Дудін, О.А.Плугін

Рецензент

доц. О.В.Лобяк

## ЗМІСТ

|  |    |
|--|----|
| Зміст курсового проекту  | 5  |
| Обсяг курсового проекту  | 5  |
| 1 Компонування збірною залізобетонного балкового перекриття                    | 5  |
| 2 Розрахунок ребристої попередньо напруженої плити із стержневою арматурою     | 9  |
| 2.1 Розрахунок полиці плити  | 9  |
| 2.2 Розрахунок повздовжніх ребер плити за міцністю нормального перерізу        | 14 |
| 2.3 Розрахунок повздовжніх ребер за міцністю похилих перерізів                 | 21 |
| 2.4 Геометричні характеристики приведенного перерізу                           | 24 |
| 2.5 Визначення втрат попереднього натягу арматури                              | 26 |
| 2.6 Розрахунок за граничними станами другої групи                              | 29 |
| 2.6.1 Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента | 30 |
| 2.6.2 Визначення прогину плити   | 33 |
| 3 Розрахунок нерозрізного ригеля   | 37 |
| 3.1 Розрахункові прольоти  | 38 |
| 3.2 Визначення навантажень на 1 пог.м ригеля                                   | 38 |
| 3.3 Визначення зусиль  | 38 |
| 3.4 Добір перерізу ригеля  | 42 |
| 3.5 Добір перерізів повздовжньої арматури за згинальними моментами             | 44 |
| 3.6 Розрахунок похилих перерізів за поперечною силою                           | 45 |
| 3.7 Побудова епюри граничних моментів(епюри матеріалів)                        | 47 |
| 4 Розрахунок і конструювання збірної залізобетонної колони                     | 51 |
| 4.1 Визначення розрахункової довжини колони                                    | 51 |
| 4.2 Визначення навантажень і зусиль на колону першого поверху                  | 52 |
| 4.3 Дані для проектування колони   | 53 |
| 4.4 Визначення площі робочої повздовжньої арматури колони                      | 53 |
| 5 Розрахунок і конструювання збірною залізобетонного                           | 57 |

|   |    |
|---|----|
| фундаменту  |    |
| Список літератури   | 62 |
| Додаток А Розрахункові характеристики бетону та арматури                                  | 63 |
| Додаток Б Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі будь-яких марок | 65 |
| Додаток В Сортамент арматури  | 66 |
| Додаток Г Допоміжні таблиці до розрахунку колони  | 70 |

## **Зміст курсового проекту**

- 1 Компонування конструктивної схеми міжповерхового балкового перекриття із збірних залізобетонних конструкцій.
- 2 Статичний розрахунок, підбір перерізів і конструювання ребристої попередньо напруженої плити перекриття.
- 3 Статичний розрахунок, підбір перерізів і конструювання нерозрізного ригеля перекриття.
- 4 Розрахунок і конструювання колони першого поверху.
- 5 Розрахунок і конструювання центрально-навантаженого фундаменту під колону.
- 6 Виконання робочих креслень розрахованих конструкцій.

## **Обсяг курсового проекту**

Проект складається з пояснювальної записки і графічної частини.

Пояснювальна записка орієнтовно складає 30 – 40 сторінок.

Графічна частина складає 1 – 1,5 аркуша формату А-І.

## **1 КОМПОНУВАННЯ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО БАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ**

До складу конструкції збірного балкового перекриття належать плити, ригелі, колони [3,5,7].

Можливі дві схеми вирішення балкового перекриття: з положенням ригелів паралельно повздовжнім стінам будинку і перпендикулярно.

Вибір напрямку ригелів обумовлюється міркуваннями економічного, архітектурного, конструктивного і технологічного характеру. Наприклад, у будинках з великими віконними прорізами в повздовжніх несучих стінах доцільне перпендикулярне (до повздовжньої осі будинку) розташування ригелів. Це приводить до полегшення віконних перемичок.

З іншого боку, при ребристих плитах з умов кращої освітленості раціонально розташовувати ригелі вздовж будинку.

Відзначимо, що поперечне (до повздовжньої осі будинку) розташування ригелів підвищує жорсткість будинку в поперечному напрямку. З цим у ряді випадків необхідно рахуватися.

Перекрыття можуть мати в поперечному напрямку від двох – трьох прольотів для цивільних будинків і до п'ятьох – шести – для промислових будинків.

У компонованні конструктивної схеми перекрыття входить вибір сітки колон, напрямку ригелів і ширини плит.

Усе це виконується з урахуванням призначення будинку (виробничий або цивільний), величини корисних навантажень, потужності монтажного устаткування і т.ін.

Для виробничих будинків приймається уніфікована сітка колон  $6 \times 6$  або укрупнена сітка  $6 \times 9$ ,  $6 \times 12$ ,  $12 \times 12$  м.

При призначенні сітки колон можуть бути прийняті розміри, відмінні від уніфікованих. Але в усіх випадках ці розміри приймаються кратними 1,0 м – для виробничих, 0,4 – для цивільних будинків.

Витрата залізобетону на перекрыття, кількість типорозмірів елементів повинні бути мінімальними, а вага елементів і їх габарити – максимальними в залежності від вантажопідйомності монтажних і транспортних засобів.

Тому що 60-65 % від загальної витрати залізобетону в збірних балкових перекрыттях припадає на плити, то особливого значення набуває завдання вибору найбільш раціонального конструктивного вирішення цих елементів.

У залежності від будинку, величини прольоту і навантажень приймаються такі типи плит:

- пустотні (при корисних навантаженнях до  $5-6 \text{ кН/м}^2$ ) – з овальними або круглими пустотами;
- ребристі з ребрами вниз (при корисних навантаженнях більш  $6 \text{ кН/м}^2$ ).

Номінальний розмір ширини плит перекрыття приймається для цивільних будинків кратним 200 мм, а для промислових будинків – кратним 100 мм. Відзначимо, що типові плити перекрыття промислових будинків мають номінальну ширину 1200 і 1500 мм.



Конструктивна ширина плити унизу на 10,0 мм менше номінальної.

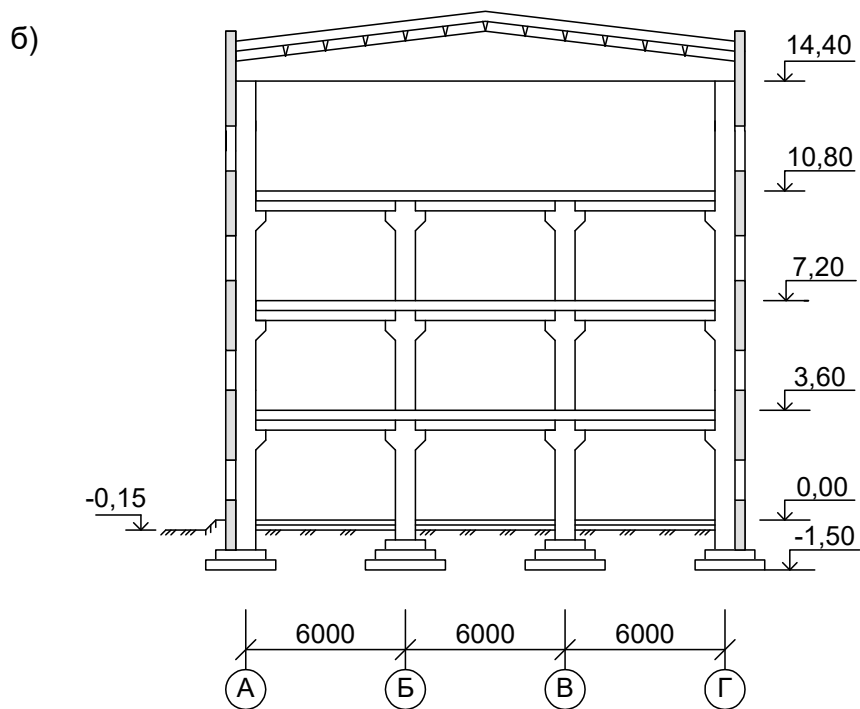
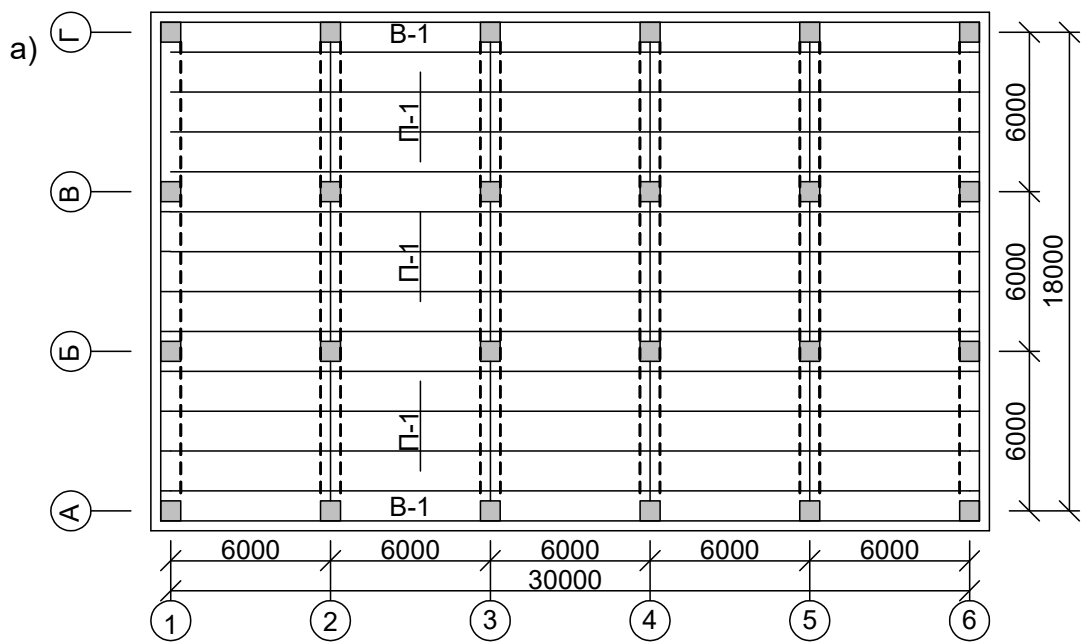
Конструктивна довжина плити також відрізняється від номінальної довжини (для перекриттів промислових будинків конструктивна довжина при обпираннях плити зверху ригеля на 30 мм менше від номінальної).

Розглянемо приклад для розрахунку.

Балкове збірне перекриття 4-поверхового промислового будинку має розмір у плані 18×30 м і сітку колон 6×6 м (рисунок 1.1). Висота зверху – Н = 3,6 м. Зовнішні стіни будинку самонесучі – навісні з панелей.

Покриття – тепле безгорищне. Підлога - асфальтова по шару шлакобетону товщиною 5 см з об'ємною масою 15 кН/м<sup>3</sup>. Нормативне тимчасове (корисне) навантаження на перекриття  $v^n = 11$  кН/м<sup>2</sup>, у тому числі тимчасове короточасне навантаження складає 1 кН/м<sup>2</sup>. Місце будівництва – місто Харків. Характеристики ґрунту: ґрунт суглинок, розрахунковий опір  $R_0 = 0,25$  МПа. Рівень ґрунтових вод – 1,4 м. Плити перекриття повинні бути запроектовані ребристими, тому що  $v^n > 6$  кН/м<sup>2</sup>.

Уздовж довгої сторони будинку запроектовані широкі віконні прорізи зі стрічковим заскленням, над яким недоцільне обпирання плит. Тому приймається поперечне розташування ригелів і повздовжнє розташування плит. Номінальну ширину ребристих панелей перекриття приймаємо рівною 1500 мм, кратною прольоту ригеля – 6000 мм.



а – план будинку; б – поперечний переріз

Рисунок 1.1 – Конструктивна схема будинку

## 2 РОЗРАХУНОК РЕБРИСТОЇ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ ПЛИТИ ІЗ СТЕРЖНЕВОЮ АРМАТУРОЮ

Для плити приймається ребриста форма перерізу і стержневе армування з натягом на упори [4]. Конструкція належить до третьої категорії тріщиностійкості.

Розрахункові дані (додаток А): клас бетону за міцністю на стиск – С25/30

$$f_{ck} = 22,0 \text{ МПа}; f_{cd} = 17 \text{ МПа}; f_{ctk} = 1,8 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа}; E_{cm} = 32500 \text{ МПа}.$$

Арматура класу А600,  $f_{yk} = 590 \text{ МПа};$

$$f_{yd} = 510 \text{ МПа}; E_s = 190000 \text{ МПа}.$$

Каркаси зварні з арматури А240

$$f_{yd} = 225 \text{ МПа}; f_{ywd} = 175 \text{ МПа}; E_s = 210000 \text{ МПа}.$$

Зварні сітки з дротяної арматури класу В500

$$d = 5 \text{ мм}; f_{yd} = 360 \text{ МПа}; f_{ywd} = 260 \text{ МПа}.$$

Натяг арматури на форму здійснюється за допомогою механічних пристосувань. Температурний перепад (різниця температур напруженої арматури і пристроїв, що сприймають зусилля натягу при пропарюванні) не враховуємо, тому що плита і сталева форма пропарюються спільно. Передаточна міцність бетону  $f_{cdp}$  при передачі зусилля обтиснення на бетон складає  $f_{cdp} = 0,7 \times 30,0 = 21 \text{ МПа}.$

### 2.1 Розрахунок полиці плити

Поперечний переріз плити з розмірами і схемою армування необхідно накреслити у масштабі 1:10 у пояснювальній записці.

Номінальна ширина плити  $B_1$  установлена при компонуванні конструктивної схеми. Конструктивна її ширина приймається на 1 см менше (рисунок 2.1), тобто

$$B_k = B_1 - 10 \text{ мм}.$$

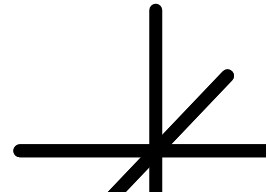


Рисунок 2.1 – Схема армування попередньо напруженої ребристої плити

Ребриста плита армується двома однаковими каркасами К-1 у ребрах і сіткою С1 у полиці плити [5]. Каркаси і сітка зварні. У каркаси об'єднуються:

1 – повздовжня арматура, що встановлюється конструктивно;  
2 – поперечна арматура, що встановлюється за розрахунком на дію поперечної сили;

3 – монтажна арматура, що встановлюється за розрахунком плити на дію згинального моменту, що виникає при її підйомі і монтажі;

4 – робоча повздовжня попередньо напружена арматура, що встановлюється за розрахунком плити на дію згинального моменту, що виникає при експлуатації.

У сітки об'єднується:

5 – робоча розтягнена арматура, що встановлюється за розрахунком полиці плити на місцевий згин;

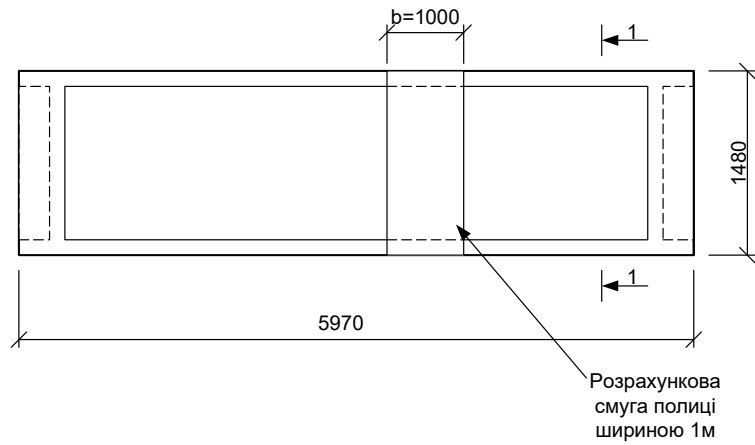
6 – розподільна арматура, що встановлюється без розрахунку.

Ширина ребра і висота плити приймається у залежності від прольоту і величини навантажень. Товщина полиці плити приймається також у залежності від величини навантажень і ширини плити рівною  $h'_{\text{р}} = 30 - 60$  мм.

Загальний вигляд плити показано на рисунку 2.2. Полицю розраховуємо як балку з розрахунковим прольотом, рівним відстані «у світлі» між ребрами  $l_{\text{пол}} = 146 - 22 = 124$  см (22 см – сумарна ширина двох ребер зверху).

Для розрахунку полиці умовно вирізаємо смугу  $b=1$  м=100 см (у напрямку прольоту панелі).

a)



а)  
 $\delta=50$

а – план плити; б – поперечний переріз;  
в – розрахункова схема полиці  
Рисунок 2.2 – До розрахунку полиці плити

Нормативні і розрахункові навантаження наведено у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Нормативні і розрахункові навантаження [2]

| Вид навантаження   | Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>  | Коефіцієнт надійності за навантаженням<br>$\gamma_f$ | Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>                                    |
|--|---|--|---|
| <b>Постійне:</b><br>власна вага полиці плити<br>$h'_f = 5$ см<br>власна вага підлоги   | $g_1^n = 1,25$<br><br>$g_2^n = 1,1$         | 1,1<br><br>1,1                                       | $g_1 = g_1^n \cdot \gamma_f = 1,375$<br><br>$g_2 = g_2^n \cdot \gamma_f = 1,22$ |
| <b>Разом</b>   | <b><math>g^n = 2,35</math></b>              |  | <b><math>g = 2,595</math></b>   |
| <b>Тимчасове повне:</b>  | <b><math>v^n = 11</math></b>                |  | <b><math>v = 13,2</math></b>  |
| тривале короткочасне   | $v_d^n = 10$<br>$v_k^n = 1,0$               | 1,2<br>1,2   | $v_g = v_d^n \cdot \gamma_f = 12$<br>$v_k = v_k^n \cdot \gamma_f = 1,2$         |
| <b>Повне</b>   | <b><math>q^n = g^n + v^n = 13,35</math></b> |  | <b><math>q' = 15,795</math></b>   |
| $g_1^n = h'_f \times \rho_{бет} = 0,05 \times 25 = 1,25$ кН/м <sup>2</sup> $\rho_{бет}$ – об'ємна вага бетону 25 кН/м <sup>3</sup> |   |  |   |

Розрахункове навантаження на 1 пог.м полиці  $q' = 15,8$  кН/пог.м.

Ураховуючи, що защемлення полиці на опорі при анкеруванні і заливанні швів бетоном створює зв'язок, що перешкоджає повороту ребра, розмір розрахункового згинального моменту визначається як для балки, замурованої з двох кінців.

$$M_{np} = -M_{on} = \frac{q'l_p^2}{11} = \frac{15,8 \cdot 1,24^2}{11} = 2,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

#### Підбір перерізу арматури

Визначаємо значення граничної відносної висоти стиснутої зони з урахуванням міцності бетону і механічних властивостей арматури.

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)},$$

де  $w$  – характеристика стиснутої зони бетону, при якій збільшення деформацій арматури від зовнішніх впливів дорівнює нулю:

$$w = \alpha - 0,008 f_{cd};$$

$\alpha$  - коефіцієнт, рівний 0,85 для важкого бетону;  
 $f_{cd}$  – розрахунковий опір бетону стиску, МПа.

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot 17,0 = 0,714;$$

$\sigma_{sc,u} = 500$  МПа для елементів із важкого бетону.

Приймаємо  $\mu = 0,5$  % і  $\sigma_{SR} = f_{yd} = 360$  МПа для арматури класу В500.

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,57.$$

При висоті полиці плити  $h'_f = 5$  см робоча висота полиці  $d_f = h'_f - a$ ;  $a$  приймається у межах 1÷2 см. Приймаємо  $a = 1,0$  см.

$$d_f = 5,0 - 1,0 = 4,0 \text{ см.}$$

Визначаємо  $A_0$  за формулою

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{c2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,21 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 100 \text{ см} \cdot 4,0 \text{ см}} = 0,36,$$

де  $\gamma_{c2} = 0,9$ ;  $b$  – ширина розрахункової смуги полиці 1 пог.м.

Значенню  $A_0 = 0,36$  відповідає  $\alpha_0 = 0,765$  і  $\xi = 0,47$  (додаток Б).

Оскільки умова  $\xi \leq \xi_R$  виконується ( $0,47 < 0,57$ ), то площу арматури визначаємо як для перерізу з одиночною арматурою

$$A_s = \frac{M}{\alpha_0 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{2,21 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}}{0,765 \cdot 4,0 \text{ см} \cdot 360 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2} = 2,01 \text{ см}^2.$$

Приймаємо зварну сітку С-1 марки 250/200/4/8 (рисунок 2.1) із робочою поперечною арматурою  $A_s = 2,52 \text{ см}^2$  на 1 м довжини сітки (таблиця В.2 додатка В).

## 2.2 Розрахунок повздовжніх ребер плити за міцністю нормального перерізу

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо візьмемо розміри перерізу ригеля у залежності від величини його прольоту і величини навантажень:  $h = (1/10 \div 1/15) \cdot l_p$ ,  $b = (0,3 \div 0,5) \cdot h$ , при цьому  $h$  і  $b$  повинні бути кратними 50 мм.

$$h = 1/10 \cdot l_p = 600/10 = 60 \text{ см};$$

$$b = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ см}.$$

Розрахунковий проліт плити визначаємо з урахуванням умов обпирання її на ригель:

$$l_0 = l_n - \frac{b_p}{2} = 600 - \frac{30}{2} = 585 \text{ см} \text{ (рисунок 2.3, а)},$$

де  $l_n$  – номінальний проліт плити, який дорівнює 6 м.

Нормативні і розрахункові навантаження на 1 пог.м плити надані в таблиці 2.2.

*Нормативне навантаження на 1 пог.м плити:*

Довгочасне навантаження (постійне і тривале тимчасове корисне навантаження).

$$q_{\text{довг}} = g^n + (v^n - v_k^n) \cdot b'_f = 4,43 + (11 - 1,0) \cdot 1,46 = 19,03 \text{ кН/пог.м}.$$

До складу тимчасового корисного навантаження  $v^n = 11 \text{ кН/м}^2$  входить нормативне короткочасне корисне навантаження  $v_k^n = 1,0 \text{ кН/м}^2$ ,  $v_k^n \cdot b'_f$  – нормативне короткочасне корисне навантаження на 1 п.м рівне  $1,0 \times 1,46 = 1,46 \text{ кН/пог.м}$ .

Таблиця 2.2

| Вид навантаження | Нормативне навантаження, | Коефіцієнт надійності за | Розрахункове навантаження |
|------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
|------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|



| я   | кН/пог.м  | навантаженням $\gamma_f$ | кН/пог.м                      |
|---|---|--------------------------|-------------------------------|
| <b>Постійне:</b><br>від полиці і<br>підлоги   | $g^n \cdot b'_f =$<br>$2,35 \cdot 1,46 = 3,43$                                    | 1,1                      | 3,77                          |
| від власної<br>ваги ребра   | $g_p^n = 1,0$   | 1,1                      | 1,1                           |
| <b>Разом</b>  | <b><math>g^n = 4,43</math></b>  |                          | <b><math>g = 4,87</math></b>  |
| <b>Тимчасове</b>  | <b><math>v^n \cdot b'_f =</math></b><br><b><math>11 \cdot 1,46 = 16,06</math></b> | <b>1,2</b>               | <b><math>v = 19,27</math></b> |
| <b>Повне</b>  | <b><math>q^n = 20,49</math></b>   |                          | <b><math>q = 24,14</math></b> |
| $g_p^n = (h - h'_f) \cdot b \cdot \rho_{бет} = (0,3\text{м} - 0,05\text{м}) \cdot 0,16\text{м} \cdot 25\text{кН/м}^3 = 1,0\text{ кН/пог.м}$ |   |                          |                               |
| $b'_f$ – ширина плити зверху; $h$ – повна висота панелі (рисунок 2.3)   |   |                          |                               |

*Розрахункове навантаження на 1 пог.м плити від власної ваги*

$$g_{вг} = g_l^n \cdot 1,1 \cdot b'_f + g_p^n \cdot 1,1 = (1,25 \cdot 1,1 \cdot 1,46) + 1,1 = 3,1\text{ кНм.}$$

*Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень:*

- від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{24,14 \cdot 5,85^2}{8} = 103,27\text{ кНм};$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{24,14 \cdot 5,85}{2} = 70,6\text{ кН};$$

- від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{20,49 \cdot 5,85^2}{8} = 87,65\text{ кНм};$$

- від постійного і тривалого нормативного навантаження:

$$M_{довг} = \frac{q_{довг} \cdot l_0^2}{8} = \frac{19,03 \cdot 5,85^2}{8} = 81,41\text{ кНм};$$

- від короткочасного нормативного навантаження:

$$M_{кор} = \frac{v_k^n \cdot b'f \cdot l_0^2}{8} = \frac{1 \cdot 1,46 \cdot 5,85^2}{8} = 6,24 \text{ кНм};$$

- від власної ваги плити:

$$M_{вв} = \frac{g_{вв} \cdot l_0^2}{8} = \frac{3,1 \cdot 5,85^2}{8} = 13,26 \text{ кНм}.$$

Для розрахунку за 1-ю і 2-ю групами граничних станів необхідно фактичний поперечний переріз плити замінити розрахунковим (приведеним). Для пустотних плит розрахунковим поперечним перерізом є двотавр, а для ребристих – тавр (рисунок 2.3, б).

Для визначення розрахункової ширини ребра  $b$  і товщини полиці  $h'_f$  пустотних плит круглі або овальні пустоти для цієї мети приводять до еквівалентного по площі і моменту інерції квадрата або прямокутника.

Сторона квадрата, еквівалентного по площі колу,

$$b_{\varnothing} = h_{\varnothing} = 0,9 \cdot d$$

де  $d$  – діаметр круглого отвору.

Для овальних отворів або отворів будь-якої іншої форми

$$h_{\varnothing} = \sqrt{\frac{12 \cdot I}{A}}; \quad b_{\varnothing} = \frac{A}{h_{\varnothing}},$$

де  $I$  і  $A$  – момент інерції і площа овального або іншої форми отвору.

Розрахункова ширина ребра двотавра, до якої приводиться фактичний переріз пустотної плити,

$$b = b_f - n \cdot b_{\varnothing}$$

де  $n$  – кількість отворів.

Для визначення  $h'_f$  необхідно еквівалентний квадрат або прямокутник своїм центром ваги сполучити з центром ваги отвору, що замінюється.

Розрахункова ширина ребра тавра, до якого приводиться фактичний переріз ребристої плити, дорівнює сумарній ширині ребер плити, а товщина полиці  $h'_f$  приведенного перерізу дорівнює товщині полиці плити.

Установлюємо розрахунковий випадок роботи таврового перерізу. Перевіряємо умову

$$M \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d - 0,5 \cdot h'_f),$$

$103270 \text{ Нм} < 17 \cdot 10^2 \cdot 146 \cdot 5(27 - 0,5 \cdot 5) = 30404500 \text{ Нсм} = 304045 \text{ Нм}$ .  
Умова виконується, отже, нейтральна вісь проходить у межах полиці, тобто  $x \leq h'_f$ .

Обчислюємо коефіцієнт  $A_0$  як для елемента прямокутного перерізу з одиночною арматурою

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{c2} \cdot b'_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{103270 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 146 \cdot 27^2 \cdot 17 \cdot 10^2} = 0,063$$

чому відповідає  $\xi = 0,066$  і  $\alpha_0 = 0,967$

у випадках, коли  $x > h'_f$ , нейтральна вісь проходить у межах ребра,  $A_0$  обчислюємо за формулою

$$A_0 = \frac{M - f_{cd} \left( b'_f - b \right) h'_f \left( d - 0,5 h'_f \right)}{\gamma_{c2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2},$$

де  $b$  – ширина ребра таврового перерізу (рисунок 2.3);  $d = h - a$ ;  $a = 3 \div 5$  см.

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони бетону визначаємо за формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)},$$

де  $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$ ;

$\omega$  – характеристика стиснутої зони бетону  $\omega = \alpha - 0,008 f_{cd}$ .

Для важкого бетону  $\alpha = 0,85$ ;

$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,714$ ;

$\sigma_{SR}$  – напруга в арматурі, МПа, прийнята для арматури класу А600 рівною

$$\sigma_{SR} = f_{yd} + 400 - \sigma_{SP} - \Delta\sigma_{SP},$$

де  $\sigma_{SP}$  – попередня напруга в арматурі.

Граничні величини напруг у арматурі розраховуються за формулами:

$$\text{максимальне: } \sigma_{sp} + p \leq f_{yk};$$

$$\text{мінімальне: } \sigma_{sp} - p > 0,3f_{yk},$$

де  $p$  – припустиме відхилення попередніх напруг;

$f_{yk}$  знаходимо за таблицею А.2.

При механічному засобі натягу арматури  $p = 0,05\sigma_{sp}$ .

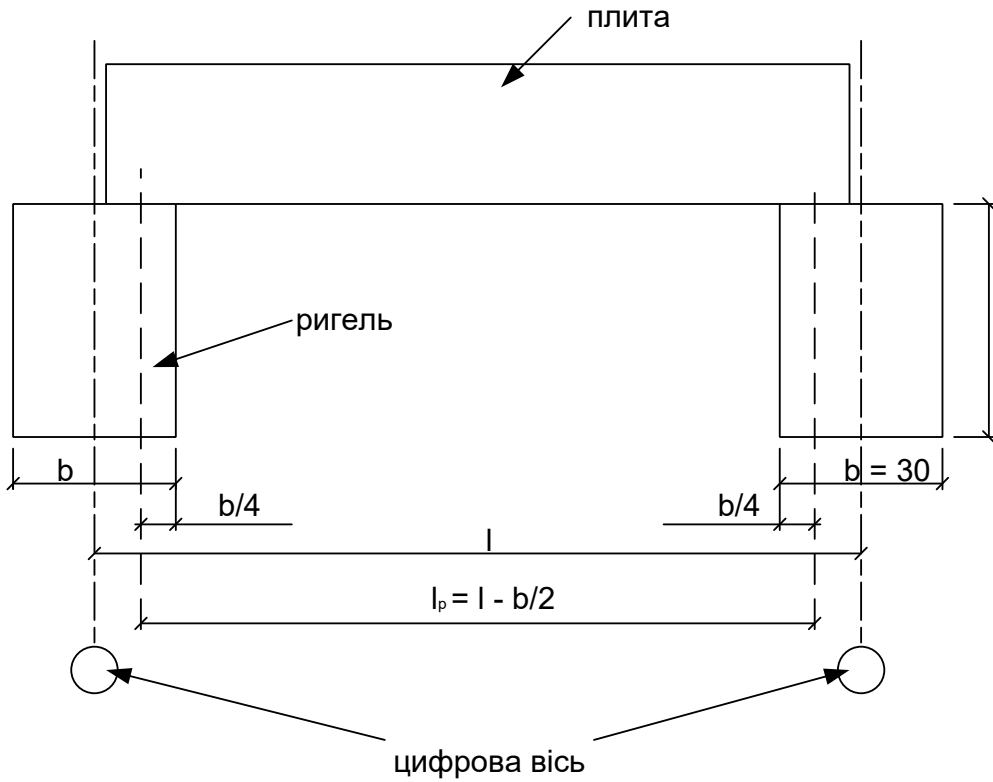
Максимальне значення попередніх напруг

$$\sigma_{sp} = \frac{f_{yk}}{1+0,05} = \frac{590}{1,05} = 562 \text{ МПа}.$$

Мінімальне значення попередніх напруг

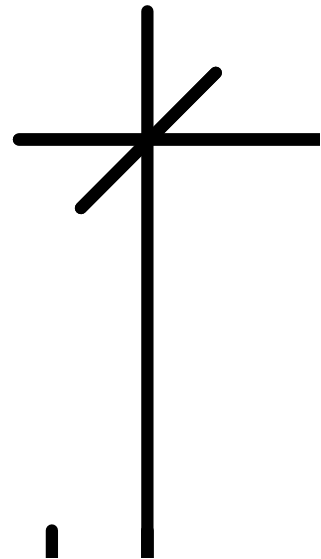
$$\sigma_{sp} = \frac{0,3f_{yk}}{1-0,05} = \frac{0,3 \cdot 590}{0,95} = 186,32 \text{ МПа}.$$

а)



б)

15



а – розрахунковий проліт плити; б – розрахунковий (приведений) переріз плити

Рисунок 2.3 – До розрахунку повздожніх ребер плити

Приймаємо значення попередніх напруг в арматурі, близькі до максимальних

$$\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа} .$$

При механічному засобі натягу для арматури класу А600

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{f_{yd}} - 1200 = 270,6 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{sr} = 510 + 400 - 500 - 270,6 = 139,4 \text{ МПа},$$

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{139,4}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,65 .$$

Оскільки  $\xi < \xi_R$ , тобто  $0,066 < 0,65$ , то розрахунковий опір арматури  $f_{yd}$  мусимо приймати з коефіцієнтом умов роботи арматури  $\gamma_{S6}$ .

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta ,$$

$\eta$  - коефіцієнт надійності (таблиця А.2) для арматури А600.

$$\eta = 1,2 , \quad \gamma_{S6} = 1,2 - (1,2 - 1) \times \left(2 \frac{0,066}{0,65} - 1\right) = 1,36 ,$$

оскільки  $\gamma_{S6} > \eta$ , тобто  $1,36 > 1,2$ , то приймаємо  $\gamma_{S6} = \eta$ ,  $\gamma_{S6} = 1,2$ .

При розрахунку площі напруженої арматури  $A_{sp}$  треба враховувати і площу  $A_s$  нижньої повздовжньої арматури каркасів, якщо вони встановлені по всій довжині плити.

Для плит, у яких каркаси встановлені тільки на приопорних ділянках, вони не доходять до розрахункового перерізу ( $x=0,5l$ ) і при розрахунку не враховуються.

У даному випадку каркаси йдуть по всій довжині плити і конструктивно повздовжня арматура в них прийнята: нижня діаметром 12 мм, верхня  $d = 10$  мм із сталі класу А240 ( $f_{yd} = 225 \text{ МПа}$ ) (рисунок 2.3, б).

$$A_s = n \cdot d_s = 2 \cdot 1,131 = 2,262 \text{ см}^2 ; \quad A'_s = n \cdot d'_s = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2 ,$$

де  $1,131 \text{ см}^2$  – площа поперечного перерізу стрижня при  $d_s = 12$  мм;  $0,785 \text{ см}^2$  – площа поперечного перерізу верхньої повздовжньої арматури при  $d'_s = 10$  мм;  $n = 2$  – кількість каркасів.

Необхідна площа напруженої арматури з урахуванням ненапруженої арматури визначається за формулою

$$A_{sp} = \frac{M - f_{yd} A_s d \alpha_0}{\gamma_{s6} f_{pk} d \alpha_0} = \frac{103270 \cdot 10^2 - 225 \cdot 10^2 \cdot 2,262 \cdot 27 \cdot 0,967}{1,2 \cdot 510 \cdot 10^2 \cdot 27 \cdot 0,967} = 5,64 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø14 із  $A_{sp} = 6,16 \text{ см}^2$ .

При цьому

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{b \cdot d} = \frac{2,262 + 6,16}{16 \cdot 27} = 0,019.$$

Для випадку, коли  $x > h'_f$ ,

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{cd} (b'_f - b) h'_f}{f_{pk}} - f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \alpha_0.$$

### 2.3 Розрахунок повздовжніх ребер за міцністю похилих перерізів

Опір похилого перерізу залізобетонного елемента на сумісну дію згинального моменту та поперечної сили слід визначати з використанням рівнянь рівноваги, сумісності деформацій та діаграми деформування бетону з урахуванням плоского напруженого стану.

При розрахунку залізобетонного елемента на вплив згинального моменту, повздовжньої та поперечної сил слід використовувати діаграми деформування арматури з урахуванням його поздовжньо-поперечного згину.

При визначенні несучої здатності похилого перерізу залізобетонного елемента на сумісну дію згинального моменту та поперечної сили слід використовувати залежності, які пов'язують напруження та переміщення у перерізі, що проходить через похилу тріщину.

Для перевірки опору похилих перерізів застосовуються такі позначення:

$V_{Rd,c}$  – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без поперечного армування;

$V_{Rd,s}$  – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на границі текучості;

$V_{Rd,max}$  – розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, обмежене руйнуванням умовних стиснутих елементів.

Опір похилих перерізів елемента з поперечним армуванням визначається як

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} + V_{Rd,c}.$$

Установлюємо, чи потрібна постановка поперечної арматури з розрахунку або вона ставиться конструктивно.

Якщо  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  – поперечну арматуру ставимо конструктивно.

Якщо  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  – потрібно розраховувати поперечну арматуру

$$V_{Rd,c} = \varphi_{c3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

де  $\varphi_{c3} = 0,6$  – для важкого бетону;  $\varphi_f$  – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у тавровому перерізі.

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot d}, \text{ але не більш } 0,5;$$

$b'_f$  у нашому випадку дорівнює 146 см, але у розрахунок вводять  $b'_f$  не більш

$$b + 3 \cdot h'_f = 16 + 3 \cdot 4 = 28; \quad b'_f = 28 \text{ см}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(28 - 16) \cdot 4}{16 \cdot 27} = 0,08,$$

$\varphi_n$  – коефіцієнт, що враховує вплив зусилля попереднього обтиснення  $P$ .

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 500 \cdot 10^2 \cdot 6,16 = 308000 \text{ Н}$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = 0,1 \frac{308000}{1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27} = 0,594$$

$(1 + \varphi_f + \varphi_n)$  – у всіх випадках приймається не більш 1,5.

$$(1 + 0,08 + 0,57) = 1,65 \text{ приймаємо } 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1,5.$$

$$V_{Rd,c} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27 = 46656 \text{ Н} = 46,65 \text{ кН}$$

так як  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , тобто 70,6 кН > 46,65 кН, то потрібен розрахунок поперечної арматури.



Визначаємо зусилля в поперечній арматурі (хомутах) на одиницю довжини елемента

$$g_{sw} = \frac{V_{Ed}^2}{4 \cdot \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2},$$

$$\varphi_{c2} = 2,$$

$$g_{sw} = \frac{70600^2}{4 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2} = 296,8 \text{ Н/см.}$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{c2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{g_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2}{296,8}} = 118,94 \text{ см.}$$

оскільки  $C_0 > 2d = 2 \cdot 27 = 54$  см, то уточнене значення  $g_{swl}$  визначається за формулою

$$g_{swl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot d} - \frac{\varphi_{c2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{2 \cdot d \cdot C_0} = \frac{70600}{2 \cdot 27} - \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2}{2 \cdot 27 \cdot 118,94} = 653,63 \text{ Н/см.}$$

При  $C_0 < 2d$  визначається за формулою

$$g_{swl} = \frac{V_{Ed}}{C_0} - \frac{\varphi_{c2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{C_0^2}.$$

$$\text{Крок хомутів } s = \frac{f_{ywd} \cdot n \cdot A_{swl}}{g_{swl}},$$

де  $n$  – кількість рядів поперечної арматури;  $A_{swl}$  – площа перерізу поперечного стрижня.

З умови технології зварювання стрижнів, що мають різні діаметри, в одному й іншому напрямках, приймаємо діаметр поперечних стрижнів.

При  $d = 10$  мм із сталі А240;  $A_{swl} = 0,785$  см<sup>2</sup>;  $f_{ywd} = 175$  МПа;  $n = 2$ :

$$s = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 0,785}{653,63} = 42,03 \text{ см.}$$

Максимально припустимий крок поперечної арматури не повинен перевищувати:

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{V_{Ed}} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2}{70600} = 44,6 \text{ см.}$$

На приопорних ділянках виходячи з конструктивних міркувань при висоті згинального елемента  $h < 450$  мм, крок поперечних стрижнів не повинен перевищувати  $S \leq 1/2h = 300/2 = 150$  мм і  $S \leq 150$  мм.

Виходячи з розрахункового кроку й обмежень, приймаємо  $S = 150$  мм. На іншій довжині крок поперечних стрижнів повинен бути не більш  $S \leq 3/4h$   $S = 3/4 \times 300 = 225$  мм.

Приймаємо  $S = 220$  мм.

## 2.4 Геометричні характеристики приведенного перерізу

Приведена до бетону площа перерізу (рисунок 2.3, б)

$$A_{red} = A_c + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha_1 (A_s + A'_s);$$

$$\alpha = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} = \frac{190000}{32500} = 5,85;$$

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210000}{32500} = 6,46,$$

де  $A_c$  – площа таврового перерізу (рисунок 2.3, б)

$$A_{red} = (146 \cdot 4 + 26 \cdot 16) + 5,85 \cdot 6,16 + 6,46 \cdot (2,262 + 1,57) = 1060,8 \text{ см}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу щодо розтягнутої грані

$$S_{red} = S_c + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_1 \cdot A_s \cdot a_s + \alpha_1 \cdot A'_s \cdot (h - a'_s) =$$

$$= 146 \cdot 4 \cdot 28 + 26 \cdot 16 \cdot 13 + 5,85 \cdot 6,16 \cdot 3 + 6,46 \cdot 2,262 \cdot 2 + 6,46 \cdot 1,57 \cdot (30 - 2) = 22181,3 \text{ см}^3$$

де  $a_{sp} = 0,5 \cdot d_{sp} + a_{зш}$ ;  $a_s = 0,5 \cdot d_s + a_{зш}$ ;  $a_{зш} = 3 \div 5$  см;

$a'_s = 0,5 \cdot d'_s + a'_{зш}$ ;  $a'_{зш} = 2 \div 3$  см;

$S_c = b'_f \cdot h'_f \cdot (h - h'_f/2) + b \cdot (h - h'_f)^2/2$ .

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до розтягнутої грані

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{22181,3}{1060,8} = 20,9 \text{ см}.$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_c + \alpha \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha_1 \cdot (A_s \cdot y_s^2 + A'_s \cdot y_s'^2) = \\ &= \frac{146 \cdot 4^3}{12} + 146 \cdot 4 \cdot 7,1^2 + \frac{16 \cdot 26^3}{12} + 16 \cdot 26 \cdot 7,9^2 + 5,85 \cdot 6,16 \cdot 17,9^2 + \\ &+ 6,46 \cdot (2,262 \cdot 18,9^2 + 1,57 \cdot 7,1^2) = 95650,8 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

де  $y_{sp} = y_0 - a_{sp}$ ;  $y_s = y_0 - a_s$ ;  $y'_s = h - y_0 - a'_s$ ;  $I_b = b \cdot (h'_f)^3 / 12$ .

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна визначений як для пружного матеріалу (пружний момент опору)

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{95650,8}{20,9} = 4576,5 \text{ см}^3.$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону  $W_{pl}$  (пружно-пластичний момент опору) можна обчислити за формулою

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red},$$

де  $\gamma$  – коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перерізу.

Для таврового перерізу з полицею вгорі  $\gamma = 1,75$ .

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 4576,5 = 8008,8 \text{ см}^3.$$

## 2.5 Визначення втрат попереднього натягу арматури

Розмір попередньої напруги арматури прийнято (див. розділ 2.2)  $\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа}$ .

Втрати, що відбуваються до закінчення обтиснення бетону:

а) від релаксації напруженої арматури зі сталі А600 при механічному натягу

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 500 - 20 = 30 \text{ МПа};$$

б) від деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв,

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s;$$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d_{sp} = 1,25 + 0,15 \cdot 14 = 3,35 \text{ мм}$$

де  $d_{sp}$  – діаметр арматури, що натягується,

$$\sigma_3 = \frac{3,35}{6000} \cdot 1,9 \cdot 10^5 = 106,08 \text{ МПа};$$

в) від деформацій сталевих форм  $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$ ;

г) від непружних деформацій від повзучості, що швидко натікає,

$$\sigma_6 = \frac{40\sigma_{cp}}{f_{cdp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} \leq \alpha$$

$$\text{або} \quad \sigma_6 = 40 \cdot \alpha + 85 \cdot \beta \cdot \left( \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} - \alpha \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} > \alpha;$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cdp} \quad \text{—} \quad \text{але} \quad \text{не} \quad \text{більше} \quad 0,8;$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \times 22,5 = 0,81;$$

$$\beta = 5,25 - 0,185 \cdot f_{cdp}, \text{ але не більше } 2,5 \text{ та не менше } 1,1;$$

$f_{cdp}$  – передатна міцність бетону

$$f_{cdp} = 0,75 \cdot C = 0,75 \cdot 30 = 22,5 \text{ МПа},$$

де  $C$  – клас бетону за міцністю на стиск;

$\sigma_{cp}$  визначається з урахуванням витрат ( $\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5$ ).

Зусилля обтиснення  $P_l$  розраховуємо за формулою

$$P_l = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5) = 6,16 \cdot 10^2 \cdot (500 - 30 - 106,8 - 30) = 205251,2 \text{ Н} = 205,2 \text{ кН}$$

$$\sigma_{cp}^1 = \frac{P_l}{A_{red}} + \frac{P_l \cdot e_{op}}{I_{red}} y_0 - \frac{M_{вв}}{I_{red}} y_0.$$

Для спрощення розрахунку місце прикладення зусилля обтиснення  $P_l$  щодо центра ваги приведенного перерізу приймаємо в центрі ваги арматури ( $A_s + A_{sp}$ )

$$e_{op} = y_0 - a_{sp} = 20,9 - 3 = 17,9 \text{ см.}$$

У загальному випадку ексцентриситет  $e_{op}$  визначається за формулою

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y' - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s}{P},$$

де  $\sigma_s$  і  $\sigma'_s$  – напруги в ненапруженій арматурі  $A_s$  і  $A'_s$ , що дорівнюють сумі втрат від усадки і повзучості бетону в зонах розташування арматури  $A_s$  і  $A'_s$ .

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}^1 &= \frac{205251,2}{1060,8} + \frac{205251,2 \cdot 17,9}{95650,8} \cdot 20,9 - \frac{1305000}{95650,8} \cdot 20,9 = \\ &= 193,49 + 802,78 - 258,15 = 1281,42 / \text{см}^2 = 12,8 \text{МПа} \end{aligned}$$

оскільки  $\frac{\sigma_{cp}^1}{f_{cdp}} = \frac{12,8}{22,5} = 0,57$ , що менше  $\alpha = 0,81$ , то

$$\sigma_6 = \frac{40 \cdot 12,8}{22,5} = 22,75 \text{МПа}.$$

Сума перших втрат дорівнює

$$\sigma_{II} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 30 + 106,08 + 30 + 22,75 = 188,83 \text{МПа}.$$

Втрати, що відбуваються після обтиснення бетону:

- втрати від усадки бетону  $\sigma_8 = 35 \text{МПа}$ ;
- втрати від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 130 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} < 0,75$$

$$\text{або} \quad \sigma_9 = 300 \cdot \alpha \cdot \left( \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} - 0,375 \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} > 0,75;$$

$\sigma_{cp}$  – з урахуванням перших втрат  $\sigma_{II}$

$$P_2 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{II}) = 6,16 \cdot (500 - 188,83) \cdot 10^2 = 191680,72 \text{Н} = 191,7 \text{кН}$$

$$\sigma_{cp}^2 = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 \cdot e_{op}}{I_{red}} y_0 - \frac{M_{вв}}{I_{red}} y_0 =$$

$$= \frac{191680,72}{1060,8} + \frac{191680,72 \cdot 17,9}{95650,8} \cdot 20,9 - \frac{1305000}{95650,8} \cdot 20,9 =$$

$$= 180,69 + 749,7 - 285,15 = 645,24 \text{ Н / см}^2 = 6,45 \text{ МПа}$$

оскільки  $\frac{\sigma_{cp}^2}{f_{cdp}} = \frac{6,45}{22,5} = 0,29$ , що менше 0,75, то

$$\sigma_9 = 130 \cdot 0,81 \cdot \frac{6,45}{22,5} = 30,19 \text{ МПа}.$$

Сума інших втрат дорівнює

$$\sigma_{п2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 30,19 = 65,19 \text{ МПа}.$$

Повні втрати попередньої напруги арматури складають:

$$\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 188,83 + 65,19 = 254,02 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтиснення після прояву всіх втрат

$$P_0 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{п}) = 6,16 \cdot (500 - 254,02) \cdot 10^2 = 151523,68 \text{ Н} = 151,5 \text{ кН}.$$

## 2.6 Розрахунок за граничними станами другої групи

Розрахунок за утворенням тріщин у нормальних перерізах проводиться з умови

$$M_r \leq M_{crc},$$

де  $M_r$  – момент зовнішніх сил щодо ядрової точки; при вигині  $M_r = M = 103,27 \text{ кНм}$ ;

$M_{crc}$  – згинальний момент у перерізі перед утворенням тріщин

$$M_{crc} = f_{ctk} W_{pl} + M_{rp};$$

$$M_{rp} = P_0(e_{op} + r),$$

де  $M_{rp}$  – момент від сили обтиснення щодо ядрової точки, найбільш віддаленої від зони, тріщиностійкість якої перевіряється;

$r$  – відстань від центра ваги приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони, тріщиноутворення якої перевіряється:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,8 \frac{4576,5}{1060,8} = 3,45 \text{ см},$$

$e_{op}$  – ексцентриситет прикладення сили обтиснення = 17,9 см.

$$M_{crc} = 1,8 \cdot 10^2 \cdot 8008,3 + 151523,68 \cdot (17,9 + 3,45) = 4676524,6 \text{ Нсм} = \\ = 46,76 \text{ кНм}$$

$$103,27 \leq 46,76$$

умова не виконується, тобто тріщиностійкість не забезпечена, утворюються тріщини. Необхідний розрахунок на припустимий розмір тріщин.

### 2.6.1 Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до повздожньої осі елемента

Ширина розкриття тріщин  $a_{crc}$  для конструкцій 3-ї категорії тріщиностійкості:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq 0,4 \text{ мм},$$

де  $a_{crc1}$  – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього навантаження;

$a_{crc2}$  – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантаження;

$a_{crc3}$  – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійного і тривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин визначають за емпіричною формулою

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

де коефіцієнти  $\delta$ ,  $\varphi_l$  і  $\eta$  приймаються в залежності від виду навантаження (згин, розтяг), тривалості навантаження, виду бетону та арматури;  $d$  – діаметр стрижня арматури, мм,

$$\sigma_s = \frac{M - P_0 \cdot (z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp}) \cdot z},$$

де  $e_{sp}$  – відстань від точки прикладення сили  $P$  до центра ваги площі перерізу арматури  $A_s + A_{sp}$  (у нашому випадку  $e_{sp} = 0$ );

$z$  – відстань від центра ваги площі перерізу арматури  $A_s + A_{sp}$  до точки прикладення рівнодіючих зусиль у стиснутій зоні бетону.

Для визначення  $z$  обчислюємо такі параметри:

$$\delta = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = \frac{103,27 \cdot 10^5}{16 \cdot 27^2 \cdot 22 \cdot 10^2} = 0,403;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2 \cdot \nu} A'_s}{b \cdot d},$$

де  $\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}$  для  $A'_s$  класу А240 (А-І)  $E_s = 210000$  МПа,

$$\alpha = \frac{21 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^4} = 6,46,$$

$\nu = 0,15$  для важкого бетону при вологості від 40 до 75 %.

$$\varphi_f = \frac{(146 - 16) \cdot 5 + \frac{6,46}{2 \cdot 0,15} 1,57}{16 \cdot 27} = 1,58;$$

$$\lambda = \varphi_f \cdot \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot d}\right) = 1,58 \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 27}\right) = 1,8;$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot (\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{d} - 5} \leq 1;$$

$\beta = 1,8$  для важкого бетону;

$e_{s,tot}$  – ексцентриситет сили  $N_{tot}$  відносно центра ваги площі перерізу арматури  $S$ ;

$N_{tot}$  – рівнодіюча повздовжньої сили  $N$  та зусилля попереднього обтиснення.

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \frac{103,27 \cdot 10^5}{151,5 \cdot 10^3} = 68,16 \text{ см};$$

$$N_{tot} = P_0$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,403 + 1,806)}{10 \cdot 0,019 \cdot 6,56}} + \frac{1,5 + 1,58}{11,5 \frac{68,16}{27} - 5} = 0,232.$$



Оскільки  $x = \xi \cdot d = 0,232 \cdot 27 = 6,27 \text{ см} > h'_f = 5 \text{ см}$ , то переріз розглядається як тавр і  $z$  визначається в цьому випадку за формулою

$$z = d \left[ 1 - \frac{h'_f \cdot \varphi_f + \xi^2}{2 \cdot (\varphi_f + \xi)} \right] = 27 \left[ 1 - \frac{\frac{5}{27} \cdot 1,58 + 0,232^2}{2 \cdot (1,58 + 0,232)} \right] = 24,6 \text{ см}.$$

При  $x < h'_f$ ;  $z = d - 0,5x$ .

Визначаємо  $a_{crc1}$ ,  $M_n = 87,65 \text{ кНм}$ ,  $e_{sp} = 0$ ,  $\varphi_l = 1$ ,  $\eta = 1$ ,  $\delta = 1$

$$\sigma_s = \frac{87,65 \cdot 10^5 - 151,5 \cdot 10^3 \cdot (24,6 - 0)}{(1,57 + 5,64) \cdot 24,6} = 28405,1 \text{ Н / см}^2 = 284 \text{ МПа};$$

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{284}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,019) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,115 \text{ мм}.$$

Визначаємо  $a_{crc2}$ ,  $M_{доуз} = 81,41 \text{ кНм}$ ,  $e_{sp} = 0$ ,  $\varphi_l = 1$ ,  $\eta = 1$ ,  $\delta = 1$ ,

$$\sigma_s = \frac{81,41 \cdot 10^5 - 151,5 \cdot 10^3 \cdot (24,6 - 0)}{7,21 \cdot 24,6} = 24886,96 \text{ Н / см}^2 = 249 \text{ МПа};$$

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{249}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,019) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,101 \text{ мм}.$$

Визначаємо  $a_{crc3}$ ,  $M_{доуз} = 81,41 \text{ кНм}$ ,  $e_{sp} = 0$ ,  $\eta = 1$ ,  $\delta = 1$ ,

$$\varphi_l = 1,6 - 1,5 \cdot \mu = 1,6 - 1,5 \cdot 0,019 = 1,57;$$

$$\sigma_s = \frac{81,418 \cdot 10^5 - 151,5 \cdot 10^3 \cdot (24,6 - 0)}{7,21 \cdot 24,6} = 24886,96 \text{ Н / см}^2 = 249 \text{ МПа};$$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1,57 \cdot 1 \cdot \frac{249,0}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,019) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,159 \text{ мм}.$$

Повна ширина розкриття тріщин

$$a_{crc} = 0,115 - 0,101 + 0,159 = 0,173 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм},$$

тобто тріщиностійкість панелі забезпечена.

## 2.6.2 Визначення прогину плити

Повна кривизна  $1/r$  для ділянки з тріщинами в розтягнутій зоні визначається за формулою

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4,$$

де  $(1/r)_1$  – кривизна від нетривалої дії всього навантаження;

$(1/r)_2$  – кривизна від нетривалої дії постійного і тривалого навантаження;

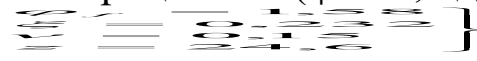
$(1/r)_3$  – кривизна від тривалої дії постійного і тривалого навантаження;

$(1/r)_4$  – кривизна, обумовлена вигином елемента внаслідок усадки і повзучості бетону.

Кривизна  $(1/r)_{1,2,3}$  визначається за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{dz} \left[ \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s + E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot d \cdot E_{cm} \cdot \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \cdot \frac{\psi_s}{(E_s \cdot A_s + E_{sp} \cdot A_{sp})},$$

де  $\psi_c$  – коефіцієнт, який ураховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього стиснутого волокна бетону по довжині ділянки з тріщинами ( $\psi_c = 0,9$  для важкого бетону).

 див. розрахунок тріщиностійкості

$\psi_s$  – коефіцієнт, який ураховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot e_{s,tot}} \leq 1;$$

$\varphi_{ls} = 1$  при нетривалій дії навантаження;

$\varphi_{ls} = 0,8$  при тривалій дії навантаження.

При цьому  $\frac{e_{s,tot}}{d} \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}}$

$$\varphi_m = \frac{f_{ctk} \cdot W_{pl}}{M_r - M_{rp}} \leq 1$$

$$M_{rp} = P_0(e_{op} + r) = 151524 \cdot (17,9 + 3,45) = 3235037,4 \text{ Нсм} = 32,3 \text{ кНм}.$$

Визначаємо  $\varphi_{m1}$  при дії всього навантаження  $M = 103,27$  кНм

$$\varphi_{m1} = \frac{1,8 \cdot 10^2 \cdot 8008,3}{103,27 \cdot 10^5 - 32,3 \cdot 10^5} = 0,203 ;$$

$e_{s, tot}$  при дії всього навантаження

$$e_{s, tot} = \frac{M}{N_{tot}} ; \quad N_{tot} = P_0 = 151524H ;$$

$$e_{s, tot} = \frac{103,27 \cdot 10^5}{151524} = 68,15 \text{ см} ;$$

$\varphi_m$  при дії постійного і тривалого навантаження  $M_{догв} = 81,41 \text{ кНм}$

$$\varphi_{m2,3} = \frac{1,8 \cdot 10^2 \cdot 8008,3}{81,41 \cdot 10^5 - 32,3 \cdot 10^5} = 0,29 ;$$

$e_{s, tot}$  при дії постійного і тривалого навантаження

$$e_{s, tot} = \frac{81,41 \cdot 10^5}{151524} = 53,73 \text{ см} .$$

Визначаємо  $\psi_{s1}$  при нетривалій дії всього навантаження

$$\frac{e_{s, tot}}{h_0} = \frac{68,15}{27} = 2,52 \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1} = 1,2 ;$$

$$\psi_{s1} = 1,25 - 1 \cdot 0,203 - \frac{1 - 0,203^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,203) \cdot 68,15 / 27} = 0,927 ;$$

$\psi_{s2}$  при нетривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\frac{e_{s, tot}}{d} = \frac{53,73}{27} = 1,99 \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1} = 1,2 ;$$

$$\psi_{s2} = 1,25 - 1 \times 0,29 - \frac{1 - 0,29^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,29) \cdot 53,73 / 27} = 0,805 ;$$

$\psi_{s3}$  при тривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\frac{e_{s, tot}}{d} = \frac{53,73}{27} = 1,99 \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5 ;$$

$$\psi_{s3} = 1,25 - 0,8 \cdot 0,29 - \frac{1 - 0,29^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,29) \cdot 59,73 / 27} = 0,863 ;$$

$$\begin{aligned}
(1/r)_1 &= \frac{103,27 \cdot 10^5}{27 \cdot 24,6} \left[ \frac{0,927}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16} + \right. \\
&+ \left. \frac{0,9}{(1,58 + 0,232) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 10^2 \cdot 0,15} \right] - \\
&- \frac{151,5 \cdot 10^3 \cdot 0,927}{27 \cdot (2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16)} = \\
&= 15,5 \cdot 10^3 \cdot (5,63 \cdot 10^{-9} + 1,92 \cdot 10^{-9}) - 3,16 \cdot 10^{-5} = 8,54 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}; \\
(1/r)_2 &= \frac{81,41 \cdot 10^5}{27 \cdot 24,6} \left[ \frac{0,805}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16} + \right. \\
&+ \left. \frac{0,9}{(1,58 + 0,232) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 10^2 \cdot 0,15} \right] - \\
&- \frac{151,5 \cdot 10^3 \cdot 0,805}{27 \cdot (2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16)} = \\
&= 12,26 \cdot 10^3 \cdot (4,89 \cdot 10^{-9} + 1,92 \cdot 10^{-9}) - 2,57 \cdot 10^{-5} = 5,55 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}; \\
(1/r)_3 &= \frac{81,41 \cdot 10^5}{27 \cdot 24,6} \left[ \frac{0,863}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16} + \right. \\
&+ \left. \frac{0,9}{(1,58 + 0,232) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 10^2 \cdot 0,15} \right] - \\
&- \frac{151,5 \cdot 10^3 \cdot 0,863}{27 \cdot (2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16)} = \\
&= 12,26 \cdot 10^3 \cdot (5,25 \cdot 10^{-9} + 1,92 \cdot 10^{-9}) - 2,95 \cdot 10^{-5} = 5,84 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.
\end{aligned}$$

Кривизна, обумовлена вигином плити внаслідок усадки і повзучості бетону,

$$(1/r)_4 = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon'_c}{d}; \quad \varepsilon_c = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s}; \quad \varepsilon'_c = \frac{\sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9}{E_s};$$

де  $\varepsilon_b$ ,  $\varepsilon'_b$  – відносні деформації бетону, які викликані його усадкою та повзучістю від зусилля попереднього обтиснення, які визначаються на рівні центра ваги розтягнутої арматури та крайнього стиснутого волокна бетону відповідно.

$$\varepsilon_c = \frac{27,75 + 35,0 + 30,19}{1,9 \cdot 10^5} = 4,6 \cdot 10^{-4}.$$

При  $\sigma'_6 = 0$  і  $\sigma'_9 = 0$

$$\varepsilon'_b = \frac{35}{1,9 \cdot 10^5} = 1,8 \cdot 10^{-4};$$

$$(1/r)_4 = \frac{4,6 \cdot 10^{-4} - 1,8 \cdot 10^{-4}}{27} = 1,04 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$1/r = 8,54 \cdot 10^{-5} - 5,55 \cdot 10^{-5} + 5,84 \cdot 10^{-5} - 1,04 \cdot 10^{-5} = 7,79 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Повний прогин

$$f = S \frac{1}{r} l_p^2,$$

де  $S$  – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми елемента і виду навантаження.

Для нашого випадку  $S = 5/48$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 7,79 \cdot 10^{-5} \cdot 585^2 = 2,7 \text{ см} < \frac{1}{200} l = \frac{585}{200} = 2,925 \text{ см},$$

тобто умова дотримується.

### 3 РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНОГО РИГЕЛЯ

Ригель являє собою горизонтальний елемент рамної конструкції.

З'єднання збірних (однопрольотних) елементів ригеля в нерозрізну систему виконується при монтажі шляхом зварювання закладних деталей і замонолічування стиків ригеля з колоною [5].

При цьому можливе урахування пластичних деформацій, що приводить до перерозподілу і вирівнювання згинальних моментів між окремими перерізами.

Розрахункові дані

Бетон класу С 12/15;  $f_{cd} = 8,5$  МПа;  $f_{ctd} = 0,75$  МПа.

Арматура: зварні каркаси (повздовжня арматура, поперечна і монтажна арматура) із сталі класу А280, (А-II)  $f_{yd} = 280$  МПа;  $f_{ywd} = 225$  МПа; закладні деталі, петлі для піднімання зі сталі класу А240, (А-I)  $f_{yd} = 225$  МПа.

Переріз ригеля прямокутний; ширина перерізу  $b = 30$  см.

Для підрахунку навантаження від власної ваги ригеля висота його призначається рівною  $1/10$   $l = 600/10 = 60$  см (остаточне значення висоти елемента встановлюється при розрахунку перерізів).

#### 3.1 Розрахункові прольоти

При повному каркасі будинку в крайніх і середніх прольотах розрахункові прольоти ригеля рівні відстані між осями колон.

У нашому випадку  $l_n = 600$  см.

При повному каркасі в крайньому прольоті розрахунковий проліт рахується від осі опори на стіні до осі колони, у середніх прольотах – відстань між осями колон.

### 3.2 Визначення навантажень на 1 пог.м ригеля

Нормативні і розрахункові навантаження на 1 пог.м ригеля надані в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Збір навантаження на ригель

| Вид навантаження       | Розрахунок  | Нормативне навантаження, кН/пог.м    | Коефіцієнт надійності за навантаження м $\gamma_f$ | Розрахункове навантаження, кН/пог.м |
|------------------------|---|--------------------------------------|--|-------------------------------------|
| Постійна вага плити    | $g^n \cdot l_n = 4,43 \cdot 6$                            | 26,58                                | 1,1  | 29,24                               |
| Власна вага ригеля     | $b_p \cdot h_p \cdot \rho_{бет} = 0,2 \cdot 0,6 \cdot 25$ | 3,0                                  | 1,1  | 3,3                                 |
| <b>Разом</b>           |   | <b><math>g_n = 29,58</math></b>      |  | <b><math>g = 32,54</math></b>       |
| <b>Тимчасове повне</b> | <b><math>v^n \cdot l_n = 11 \cdot 6</math></b>            | <b><math>v_{пуз}^n = 66,0</math></b> | <b>1,2</b>   | <b><math>v = 79,2</math></b>        |
| <b>Повне</b>           |   | <b><math>q^n = 95,58</math></b>      |  | <b><math>q = 111,74</math></b>      |

### 3.3 Визначення зусиль

Згинальні моменти і поперечні сили визначаємо як для нерозрізних балок із рівними прольотами і з рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунок краще виконувати у табличній формі за формулами:

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) \cdot l^2; V_{ED} = (\gamma \cdot g + \delta \cdot v) \cdot l,$$

де  $\alpha, \beta$  – табличні коефіцієнти при визначенні М від відповідних навантажень постійними і тимчасовими навантаженнями;  $\gamma, \delta$  –

табличні коефіцієнти при визначенні  $V_{ED}$  від відповідних завантажень постійними і тимчасовими навантаженнями.

Обчислення згинальних моментів і поперечних сил для різноманітних схем завантаження трипрольотного ригеля постійним і тимчасовим навантаженням наведено в таблиці 3.2.

За даними таблиці 3.2 для різноманітних комбінацій навантажень будуємо епюри моментів і епюри поперечних сил на ригелі (рисунок 3.1) При цьому постійне навантаження (схема завантаження 1) входить у кожену комбінацію навантажень.

*Розрахункові значення  $M$  і  $V_{ED}$*

*Згинальні моменти*

У першому (третьому) прольоті –  $M_1 = 366,32$  кНм.

У другому прольоті –  $M_2 = 243,13$  кНм.

На опорі В (негативний)  $M_B = -443,25$  кНм.

На опорі В за розрахунковий момент приймається момент по грані опори (колони).

$$M_{сп}^B = M_B - V_{ED_B}^{np} \frac{h_{кол}}{2},$$

де  $h_{кол}$  – розмір перерізу колони в напрямку прольоту ригеля;

$$M_{сп}^B = 443,25 - 374,66 \cdot (0,3 / 2) = 387,1 \text{ кНм.}$$

*Поперечні сили*

Поперечні сили –  $V_{ED,A} = 287,1$  кН.

Зліва від опори В –  $V_{ED,B}^л = -403,5$  кН .

Справа від опори В –  $V_{ED,B}^{np} = 374,66$  кН .

Зліва від опори С -  $V_{ED,C}^л = -335,2$  кН .







Рисунок 3.1 – Обвідна еюра зусилль

### 3.4 Добір перерізу ригеля

Добір перерізу ригеля здійснюється за максимальним згинальним моментом.

$$M_{\max} = M_{\text{гр}}^{\text{B}} = 387,1 \text{ кНм.}$$

Прийнята раніше ширина перерізу ригеля  $b = 30$  см.  
Характеристика стиснутої зони бетону:  $w = \alpha - 0,008f_{cd}$ , е  $\alpha = 0,85$   
для важкого бетону;  $w = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,78$ .

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони визначаємо за формулою

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}.$$

Для арматури класу А280  $\sigma_{SR} = f_{yd} = 280 \text{ МПа}$

$$\xi_R = \frac{0,78}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0,78}{1,1}\right)} = 0,67.$$

З умови  $\xi < \xi_R$  приймаємо  $\xi = 0,6$ .

За додатком Б визначаємо для  $\xi = 0,6$ ;  $A_0 = 0,42$ .

Робочу висоту перерізу визначаємо за формулою

$$d = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot b \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{387,1 \cdot 10^5}{0,42 \cdot 30 \cdot 8,5 \cdot 10^2}} = 60,12 \text{ см.}$$

Повна висота перерізу  $h = d + a = 60,12 + 3,5 = 63,62 \text{ см.}$

Остаточню приймаємо  $h = 65 \text{ см}$  і  $d = 61,5 \text{ см.}$

Визначаємо для прийнятого перерізу  $A_0$  за формулою

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{387,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 8,5 \cdot 10^2 \cdot 61,5^2} = 0,401 < A_{OR} = 0,445;$$

$$A_{OR} = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,67 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,67) = 0,445.$$

За додатком Б для  $A_0 = 0,407$  знаходимо

$$\xi = 0,57 < \xi_R = 0,67 \text{ і } \alpha_0 = 0,715.$$

Перевіряємо, чи задовольняє прийнятий переріз умову забезпечення міцності бетону при дії головних стискальних напруг:

$$V_{ED} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d,$$

де  $V_{ED} = 403,5 \text{ кН}$ ,  $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b = 1 - 0,01 \cdot 8,5 = 0,915$ ;  $\varphi_{w1}$  - у першому наближенні приймаємо рівним 1,1

$$403,5кН < 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,915 \cdot 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,615 = 473533Н = 473,5кН ,$$

тобто прийняті розміри ригеля  $30 \times 65$  см достатні і приймаємо їх як остаточні.

### 3.5 Добір перерізів повздовжньої арматури за згинальними моментами

Переріз у першому прольоті ( $M_1 = 366,32$  кНм)

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{366,32 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,380 \rightarrow \alpha = 0,745 ;$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \alpha_0 \cdot d} = \frac{366,32 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,745 \cdot 61,5} = 28,6см^2 .$$

Приймаємо  $3\emptyset 22$  А280 +  $3\emptyset 28$  А280 с  $A_s = 29,87$  см<sup>2</sup>

Оскільки при даних комбінаціях навантажень у першому прольоті відсутній негативний момент, то верхню арматуру каркасів призначаємо конструктивно, приймаючи  $3\emptyset 12$  А240 с  $A_s = 3,39$  см<sup>2</sup>.

Переріз у другому прольоті ( $M_2 = 243,13$  кНм)

$$A_0 = \frac{243,13 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,252 \rightarrow \alpha = 0,851 ;$$

$$A_s = \frac{243,13 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,851 \cdot 61,5} = 16,6см^2 .$$

Приймаємо  $3\emptyset 18$  А280+ $3\emptyset 20$  А280 з  $A_s = 17,04$  см<sup>2</sup>.

Розтягнуту верхню арматуру в другому прольоті визначаємо розрахунком на дію негативного моменту  $M_2 = -113,27$  кНм.

$$A_0 = \frac{113,27 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,117 \rightarrow \alpha = 0,938 ,$$

$$A_s = \frac{113,27 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,938 \cdot 61,5} = 7,01см^2 .$$

Приймаємо  $3\emptyset 18$  А280 з  $A_s = 7,63$  см<sup>2</sup>.

Кількість верхньої арматури в першому прольоті біля опори В призначається з урахуванням монтажної арматури  $3\varnothing 12$  А240. Переріз на опорі В ( $M_{гр} = 387,1$  кНм).

$$A_0 = \frac{387,1 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,401 \rightarrow \alpha = 0,720,$$

$$A_s = \frac{387,1 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,720 \cdot 61,5} = 31,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з боку першого прольоту  $3\varnothing 18 + 3\varnothing 32$  з  $A_s = 31,76 \text{ см}^2$  і з боку другого прольоту  $3\varnothing 18 + 3\varnothing 32$  з  $A_s = 31,76 \text{ см}^2$ .

### 3.6 Розрахунок похилих перерізів за поперечною силою

Для крайнього ригеля  $V_{ED,A} = 287,07 \text{ кН}$ ;  $V_{ED,Л}^B = 403,5 \text{ кН}$ .

Перевіряємо умову необхідності постановки поперечної арматури з розрахунку

$$V_{ED} \leq \varphi_{c3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

де  $\varphi_{c3}$  – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону рівним 0,6.

У даному випадку для прямокутного перерізу при відсутності повздовжньої сили та зв'язів таврових полиць  $\varphi_f = 0$  і  $\varphi_n = 0$ .

Оскільки  $V_{ED} = 403,5 \text{ кН} > 0,6 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5 = 83 \text{ кН}$ , потрібен розрахунок поперечної арматури.

При односторонньому розташуванні в каркасах робочої повздовжньої арматури  $\varnothing 20$  і  $\varnothing 28$  з умови зварювання призначаємо поперечні стрижні  $\varnothing 10$  з  $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$ . Кількість рядів поперечної арматури дорівнює кількості каркасів ( $n = 3$ ).

Визначаємо  $g_{sw}$  (див. розрахунок похилих перерізів повздовжніх ребер плити).

$$g_{sw} = \frac{403500^2}{4 \cdot 2 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 2392 \text{ Н / см}.$$

Визначаємо крок поперечної арматури

$$S = \frac{225 \cdot 10^2 \cdot 0,785 \cdot 3}{2392} = 22,15 \text{ см}.$$

На приопорних ділянках розрахунковий крок поперечної арматури повинен бути не більше від максимального  $S_{\max}$  і не більше від конструктивно призначуваного  $S_{\text{констр.}}$ .

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2}{403500} = 31,64 \text{ см}.$$

При висоті перерізу елемента понад 450 см  $S_{\text{констр.}}$  приймається не більш  $h/3 = 65/3 = 21,67$  см і не більш 500 мм.

На приопорній ділянці довжиною  $l/4 = 6/4 = 1,5$  м приймаємо крок  $S = 20$  см.

У середній частині прольоту при висоті перерізу елемента понад 300 мм встановлюється поперечна арматура з кроком не більш  $3/4h = 3/4 \times 65 = 48,75$  см і не більш 500 мм.

Приймаємо в середній частині ригеля крок 45 см і перевіряємо переріз на сприйняття поперечної сили  $V_{\text{ED},1/4} = 235,9$  кН (рисунок 3.2).

$$g_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot n}{s} = \frac{225 \cdot 10^2 \cdot 0,785 \cdot 3}{45} = 1177,5 \text{ Н / см},$$

$$V_{\text{Rd},s} = 2 \sqrt{\varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 \cdot g_{sw}} =$$

$$= 2 \sqrt{2 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2 \cdot 1177,5} = 283133,8 \text{ Н}.$$

оскільки  $V_{\text{Rd},s} = 283,1$  кН  $\geq Q_{1/4} = 235,9$  кН, то прийняте поперечне армування достатнє.

Аналогічно виконуємо розрахунок на крайній опорі при  $V_{\text{ED}} = 287,1$  кН і на першій проміжній опорі справа при  $V_{\text{ED}} = 374,7$  кН. Результати розрахунку подані в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Крок поперечних стрижнів

| $V_{\text{ED}}$ ,<br>кН | $g_{sw}$ ,<br>Н/<br>см | $S$ ,<br>см | $S_{\max}$ ,<br>см | $S_{\text{констр.}}$ ,<br>см | Приопорна<br>ділянка | Середня частина<br>прольоту |
|-------------------------|------------------------|-------------|--------------------|------------------------------|----------------------|-----------------------------|
| 287,1                   | 1211                   | 43,8        | 44,5               | 20                           | 20                   | 45                          |
| 374,7                   | 2061                   | 27,7        | 34,1               | 20                           | 20                   | 45                          |
|                         |                        | 1           |                    |                              |                      |                             |

Рисунок 3.2 – Армування нерозрізного ригеля

### **3.7 Побудова епюри граничних моментів (епюри матеріалів)**

Побудова виконується в такій послідовності:

- а) визначають згинальні моменти, які сприймає конструкція в розрахункових перерізах при фактично прийнятій арматурі;
- б) знаходять графічно на епюрі моментів за ординатами  $M_u$  місця теоретичного обриву стрижнів;
- в) визначається довжина замурування стрижнів, що обриваються, тобто місця фактичного обриву.

Визначення граничних моментів, сприйманих у перерізах ригеля при фактично прийнятій арматурі, наведено в таблиці 3.4.

Епюра граничних моментів (епюра матеріалів) наведена на рисунку 3.3.

Місця теоретичного обриву стрижнів містяться в точках перетинання епюр граничних моментів із епюрою обвідних моментів (рисунок 3.3). Арматуру, що обривається, заводять за

місця теоретичного обриву на довжину замурування (анкерування), що визначається за формулою

$$W = \frac{V_{ED}}{2 \cdot g_{sw}} + 5\phi \leq 20\phi,$$

де  $\phi$  – діаметр арматури, що обривається;  $V_{ED}$  – максимальна поперечна сила в місці теоретичного обриву арматури;  $g_{sw}$  – зусилля на 1 пог.см, яке сприймають поперечні стрижні в місці обриву повздовжньої арматури.

Таблиця 3.4 – Визначення граничних моментів

| Діаметр і кількість стрижнів                         | Кількість рядів арматури | $d$ , см | $A_s$ , см <sup>2</sup> | $f_{yd}$ , МПа | $\xi = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$ | $\alpha_0$ | $M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \alpha_0 \cdot d$ , кНм |
|--|--------------------------|----------|-------------------------|----------------|---|------------|---|
| Прольотна арматура 1-го прольоту                     |                          |          |                         |                |   |            |   |
| 3Ø22+3Ø2   | 1                        | 61,5     | 29,87                   | 280            | 0,50  | 0,75       | 385,8   |
| 8 3Ø28   | 1                        | 61,5     | 18,47                   | 280            | 0,33  | 0,835      | 265,6   |
| Прольотна арматура 2-го прольоту                     |                          |          |                         |                |   |            |   |
| 3Ø18+3Ø2   | 1                        | 61,5     | 17,04                   | 280            | 0,30  | 0,85       | 249,4   |
| 0 3Ø20   | 1                        | 61,5     | 9,41                    | 280            | 0,17  | 0,915      | 148,3   |
| Опорна арматура. Опора В. З боку крайнього прольоту  |                          |          |                         |                |   |            |   |
| 3Ø18+3Ø3   | 1                        | 61,5     | 31,76                   | 280            | 0,567   | 0,717      | 392,1   |
| 2 3Ø18   | 1                        | 61,5     | 7,63                    | 280            | 0,136   | 0,932      | 122,5   |
| Опорна арматура. Опора В. З боку середнього прольоту |                          |          |                         |                |   |            |   |
| 3Ø18+3Ø3   | 1                        | 61,5     | 31,76                   | 280            | 0,567   | 0,717      | 392,1   |
| 2 3Ø18   | 1                        | 61,5     | 7,63                    | 280            | 0,136   | 0,932      | 122,5   |



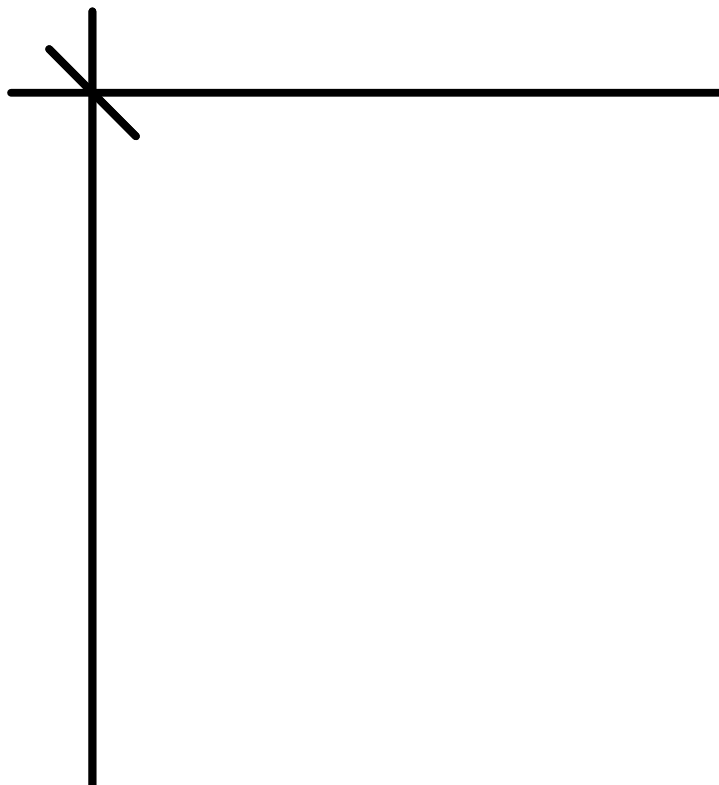


Рисунок 3.3 – Епюра матеріалів нерозрізного ригеля

У крайньому ригелі в нижній зоні обриваються 3Ø22.  
Довжина замурування  $W_1$  при  $V_{ED,1} = 127,05 \text{ кН}$

$$g_{sw1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot n}{S} = \frac{225 \cdot 10^2 \cdot 0,785 \cdot 3}{20} = 2649,3 \text{ Н/см},$$

$$W_1 = \frac{127050}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 2,2 = 34,98 \text{ см},$$

$20 \cdot \emptyset = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}$ . Приймаємо  $W_1 = 35 \text{ см}$ .

Довжина замурування  $W_2$  при  $V_{ED,2} = 219,6 \text{ кН}$

$$g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см}.$$

$$W_2 = \frac{219600}{2 \times 2649,3} + 5 \cdot 2,2 = 52,44 \text{ см}$$

20.  $\emptyset = 44$  см. Приймаємо  $W_2 = 44$  см.

У крайньому ригелі у верхній зоні опорного перерізу обриваються 3 $\emptyset$ 32.

Довжина замурування  $W_3$  при  $V_{ED,3} = 313,2$  кН

$$g_{sw3} = g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см};$$

$$W_3 = \frac{313200}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 3,2 = 75,1 \text{ см};$$

20.  $\emptyset = 20 \cdot 3,2 = 64$  см. Приймаємо  $W_3 = 64$  см.

У середньому ригелі у верхній зоні опорного перерізу обриваються 3 $\emptyset$ 32.

Довжина замурування  $W_4$  при  $V_{ED,4} = 124,75$  кН

$$g_{sw4} = g_{sw3} = g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см};$$

$$W_4 = \frac{124750}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 3,2 = 39,54 \text{ см};$$

20.  $\emptyset = 20 \cdot 3,2 = 64$  см. Приймаємо  $W_4 = 64$  см.

У крайньому ригелі в нижній зоні обриваються 3 $\emptyset$ 18.

Довжина замурування  $W_5$  при  $V_{ED,5} = 185,55$

$$g_{sw5} = g_{sw4} = g_{sw3} = g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см};$$

$$W_5 = \frac{185550}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 1,8 = 44,02 \text{ см};$$

20.  $\emptyset = 20 \cdot 1,8 = 36$  см. Приймаємо  $W_5 = 45$  см.

Епюра матеріалів наведена на рисунку 3.3.

#### 4 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ

Колони багатоповерхових будинків приймають квадратного або прямокутного поперечного перерізу [5] з консолями в одній площині (як правило) для обпирання ригелів. Розміри поперечного перерізу колон приймають уніфікованими і не менше 30×30 см.

Розмір збірної залізобетонної колони можна приймати на один або два поверхи з улаштуванням стику на відстані 0,8 м вище рівня плит перекриття. Стики колон виконують жорсткими на зварюванні з подальшим омонолічуванням, із підкладкою, що центрує, або без неї, із повним обпиранням торців колон, що стикуються.

Послідовно розраховують колони всіх поверхів, починаючи з верхнього.

За розрахунковий переріз приймають переріз колони на рівні підлоги даного поверху.

Відповідно до завдання на курсовий проект необхідно розрахувати і запроектувати колону першого поверху.

#### **4.1 Визначення розрахункової довжини колони**

Відповідно до завдання висота поверху дорівнює 3,6 м, кількість поверхів – 4. Приймається, що розрахункова довжина колон багатоповерхових будинків при кількості прольотів не менше двох і з'єднань ригелів і колон як жорсткі в збірному перекритті дорівнює висоті поверху. Відповідно, розрахункова (вільна) довжина колон приймається рівною  $l_0 = H$ , де  $H$  – висота поверху (відстань між центрами вузлів), а для колони першого поверху при відмітці верху фундаменту нижче рівня підлоги на 0,15 м, розрахункова довжина

$$l_0 = H + 0,15 = 3,6 + 0,15 = 3,75 \text{ м.}$$

У загальному випадку колони рамних каркасів багатоповерхових будинків варто розраховувати як позацентрово стиснуті елементи. Зусилля в елементах каркаса можуть бути отримані за допомогою ЕОМ, використовуючи стандартні програми (наприклад Ліра й ін.).

При наявності суцільних торцевих стін, вертикальних діафрагм і при співвідношенні погонних жорсткостей ригеля до погонних жорсткостей колон більш  $4 \div 8$  моменти в колонах незначні і, з метою спрощення розрахунку, ними можна знехтувати.

#### 4.2 Визначення навантажень і зусиль на колону першого поверху

Розраховуємо колону середнього ряду. На колони середніх рядів навантаження від покриття (див. рисунок 1.1, б) не передається.

Навантаження від перекриття на колону розраховуємо з вантажної площі, рівної  $6 \times 6$  м, тобто рівної кроку колон у повздовжньому і поперечному напрямку будинку (див. рисунок 1.1, а) з урахуванням даних таблиці 3.1.

Повне нормативне  $N_1^n = q^n \cdot l_{np} = 95,58 \cdot 6 = 574,48$  кН.

Повне розрахункове  $N_1 = q \cdot l_{np} = 111,74 \cdot 6 = 670,44$  кН.

У тому числі:

короткочасне нормативне  $N_{кр}^n = v_k^n \cdot l_{np} \cdot l_{нпл} = 1,0 \cdot 6 \cdot 6 = 36$  кН.

короткочасне розрахункове

$$N_{кр} = v_k^n \cdot l_{np} \cdot l_{нпл} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1,2 = 43,24$$
 кН,

де  $l_{np}$  – номінальна довжина ригеля;  $l_{нпл}$  – номінальна довжина плити.

Відповідно довгочасне навантаження на колону першого поверху від міжповерхових перекриттів складає:

*нормативне*

$$N_{дл}^n = (N_1^n - N_{кр}^n) \cdot (n - 1) + N_{вв} + N_{крів} + N_{сн} =$$

$$= (574,48 - 36) \cdot (4 - 1) + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,9 \cdot 25 = 1675,04 \text{ кН};$$

*розрахункове*

$$N_{дл} = (N_1 - N_{кр}) \cdot (n - 1) + N_{вв.р} + N_{крів.р} + N_{сн} =$$

$$(670,44 - 43,2) \cdot 3 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,9 \cdot 25 \cdot 1,2 = 1953,24 \text{ кН},$$

де  $N_{вв}$ ,  $N_{вв.р}$  – навантаження від ваги колони відповідно нормативне та розрахункове;

$N_{крів}$ ,  $N_{сн}$  – навантаження від ваги покрівлі та снігове навантаження відповідно. У випадку, коли покрівля спирається на крайні опори (рисунок 1.1, б), навантаження на середню опору буде дорівнювати 0.

$$N_{\text{ср}} = h_k b_k l_k \rho,$$

де  $h_k$ ,  $b_k$  – поперечні розміри колони (попередні). Можна прийняти 0,4х0,4 м;

$l_k$  – загальна довжина колони.

Довжина колон 2, 3 і 4-го поверхів дорівнює 3,6 м. Колона 1-го поверху, тому що верх фундаменту колони розташований на 0,5 м нижче відмітки підлоги 1-го поверху, має довжину 4,1 м. Загальна довжина складе  $3,6 \cdot 3 + 4,1 = 14,9$  м;

*повне розрахункове*

$$N = 670,44 \cdot 3 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,9 \cdot 25 \cdot 1,2 = 2082,84 \text{ кН.}$$

### 4.3 Дані для проектування колони

Відповідно до завдання колону з важкого бетону класу С16/20. Розрахункова міцність бетону з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням  $\gamma_{c2} = 0,9$  складе

$$f_{cd} = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35 \text{ МПа.}$$

Робоча поздовжня арматура зі сталі класу А400  
 $f_{yd} = f_{yd} = 365 \text{ МПа.}$

Колони армують зварними каркасами. Поперечні стрижні (хомути) – із сталі класу А240.

Приймаємо переріз колони (попередньо)  $b \times h = 40 \times 40 \text{ см.}$

### 4.4 Визначення площі робочої поздовжньої арматури колони

Елементи прямокутної форми перерізу із симетричним армуванням армуються стрижнями зі сталі класів А280, А400. При  $\ell_0 \leq 20h$  і наявності тільки випадкових ексцентриситетів розраховують за формулою

$$N \leq \eta \varphi (f_{cd} A + f_{yd} A'_s),$$

де  $A = h_k \cdot b_k$  – площа поперечного перерізу колони;  $A'_s$  – площа перерізу всієї поздовжньої арматури у поперечному перерізі елемента;  $f_{yd}$  – розрахунковий опір поздовжньої арматури

стиску;  $\varphi$  – коефіцієнт повздовжнього згину, що враховує тривалість завантаження, гнучкість і характер армування елемента

$$\varphi = \varphi_b + 2 \times (\varphi_r - \varphi_b) \frac{f_{yd} A_s}{\gamma_{c2} f_{cd} A} \leq \varphi_r,$$

де  $\varphi_b, \varphi_r$  – коефіцієнти, що приймаються за таблицями Г.1, Г.2 у залежності від  $\frac{N_{dl}}{N}$  і  $\frac{l_0}{h}$ .

$$\text{Отже, } \frac{N_{dl}}{N} = \frac{1953,24}{2082,84} = 0,938;$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4,1}{0,4} = 10,25, \quad \varphi_b = 0,89, \quad \varphi_r = 0,90.$$

Оскільки  $\frac{l_0}{h} = 10,25 < 14$  см, то  $\eta = 1$ .

Приймаючи в першому наближенні  $\varphi_b = \varphi_r = 0,90$ , визначаємо

$$f_{yd} \Sigma A_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - f_{cd} \cdot A = \frac{2082,84}{1 \cdot 0,9} - 10,35 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 658,27 \text{ кН},$$

$$\text{тоді } \alpha = \frac{f_{yd} \Sigma A_s}{f_{cd} \cdot A} = \frac{658,27}{10,35 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 10^{-3}} = 0,397 < 0,5.$$

де  $A$  – площа поперечного перерізу колони.

Уточнюємо значення:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha = 0,89 + 2 \cdot (0,9 - 0,89) \cdot 0,397 = 0,898;$$

$$\varphi = 0,89 < \varphi_r = 0,9.$$

Тоді

$$f_{yd} \Sigma A_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - f_{cd} \cdot b \cdot h = \frac{2082,84}{1 \cdot 0,898} - 10,35 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 663,42 \text{ кН}.$$

Обчислюємо значення  $f_{yd} \Sigma A_s$ , близьке до визначеного в першому наближенні. Тому сумарна площа поперечного перерізу арматури  $\Sigma A_s$  буде дорівнювати

$$\Sigma A_s = \frac{f_{yd} \Sigma A_s}{f_{yd}} = \frac{663,42 \cdot 10^3}{365} = 1817 \text{ мм}^2 = 18,17 \text{ см}^2.$$

За таблицею В.1 приймаємо кількість і діаметр повздовжніх стрижнів і уточнюємо фактичну площу поперечного перерізу

робочої повздовжньої арматури колони. Приймаємо  $4\varnothing 25$  А400 із  $A_s = 19,63 \text{ см}^2 > 18,17 \text{ см}^2$ .

Коефіцієнт армування бажано приймати від 1 до 2 %.

$$\mu = \frac{\sum A'_s}{A} = \frac{19,63}{40 \cdot 40} = 0,012 > \mu_{\min} = 0,004.$$

Відповідно до таблиці Г.3 поперечні стрижні зварних каркасів приймаємо діаметром 10 мм (арматура класу А240) і крок поперечних стрижнів  $S = 20 \cdot d = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см}$ .

Конструктивно приймаємо крок поперечних стрижнів  $S = 40 \text{ см}$ .

Армування збірної колони першого поверху надано на рисунку 4.1.

Рисунок 4.1 – Армування колони

## 5 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТУ

У зв'язку з малим ексцентриситетом навантаження, фундамент під колону розраховують як центрально навантажений.

Збірні фундаменти конструюють звичайно у вигляді суцільного блока [5], що складається з плитної частини і підколонника (рисунк 5.1). При цьому для збірних фундаментів рекомендується приймати верх фундаменту (верх підколонника) на відмітці не нижче (- 0,15) м. Відмітка підошви фундаменту приймається за завданням на проектування.

Різниця відміток підошви і верху підколонника фундаменту складає його висоту  $h$ . Фундаменти встановлюють на піщано-гравійну або бетонну підготовку. У залежності від цього приймається мінімальна товщина захисного шару бетону для робочої арматури по підошві фундаменту. Якщо під фундаментом є бетонна підготовка  $a \geq 35 \text{ мм}$ , при її відсутності  $a \geq 70 \text{ мм}$ . Фундамент армується зварними сітками з арматури класу А280, А400. При цьому мінімальний діаметр арматури приймається рівним 10 мм, а крок стрижнів 100÷200 мм.

Конструктивно глибина стакана центрально завантаженого фундаменту приймається не менше 20 діаметрів робочої поздовжньої арматури колони та у межах 1÷1,5  $h_k$ .

Товщина плитної частини повинна бути не менше 200 мм та повинна сприймати зусилля продавлювання під колоною.

Центрально завантажені фундаменти проектуються квадратними в плані і розраховуються на спільну дію постійних і тимчасових навантажень, що передаються колонами, навантажень від власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах.

Розрахункове навантаження (зусилля) на фундамент приймають з розрахунку колони першого поверху (тільки за основним перерізом). Розрахунок фундаменту полягає у визначенні його розмірів у плані, повної висоти, висоти нижнього уступу і площі арматури.

Виконуємо розрахунок під колону середнього ряду.

Вихідні дані



Приймаємо бетон важкий класу С16/20. З урахуванням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{c2} = 0,9$ ;  $f_{ctd} = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$ .

Арматура класу А280 з  $f_{yd} = 280 \text{ МПа}$ . Відповідно до завдання умовний розрахунковий опір ґрунту  $R_0 = 0,28 \text{ МПа}$ .

Розрахункове навантаження на фундамент  $N = 2082,84 \text{ кН}$ .

Глибина закладення фундаменту призначається в залежності від глибини промерзання, типу ґрунту, деформативних властивостей, рівня високих вод і висоти тіла фундаменту. При розрахунку збірного центрально завантаженого фундаменту під колону середнього ряду, де глибина промерзання не враховується, глибина закладення підшви фундаменту призначається  $H_1 = 0,9 \text{ м}$  (наприклад висота фундаменту дорівнює  $0,75 \text{ м}$  і відмітка верху фундаменту від рівня підлоги -  $0,15 \text{ м}$ ). Висоту фундаменту бажано приймати кратною  $150 \text{ мм}$ .

Площа підшви фундаменту

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} H_1} = \frac{2082,84}{0,28 \times 10^3 - 20 \times 0,9} = 7,95 \text{ м}^2,$$

де  $\gamma_{mt}$  – середня щільність матеріалу фундаменту і ґрунту над ним  $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ .

Розміри сторін фундаменту, квадратного в плані:

$$a = b = \sqrt{A_f} = \sqrt{7,95} = 2,82 \text{ м}.$$

Приймаємо розмір фундаменту (розміри сторін бажано приймати кратними  $300 \text{ мм}$ )  $a \times b = 3,0 \times 3,0 \text{ м}$  із площею  $A_f = 9 \text{ м}^2$ .

Напруга на ґрунт від розрахункового навантаження

$$P_{st} = \frac{N}{A_f} = \frac{2082,84}{9} = 231,43 \text{ кН/м}^2 = 0,23 \text{ МПа}.$$

Мінімальну корисну (робочу) висоту фундаменту визначаємо з умови продавлювання:

$$d = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{f_{ctd} + P_{st}}} = -\frac{40 + 40}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{2082,84}{(0,81 + 0,23) \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}}} = 50,76 \text{ см},$$

де  $h_c$ ,  $b_c$  – розміри поперечного перерізу колони.

Тоді  $h = d + 3,5 = 50,76 + 3,5 = 54,26 \text{ см}$ .

Крім того, висота фундаменту за конструктивними вимогами повинна бути прийнята не менше

$$\begin{aligned}h &= 20d + 25 = 20 \cdot 2,5 + 25 = 75 \text{ см}, \\h &= h_c + 25 = 40 + 25 = 65 \text{ см}.\end{aligned}$$

Приймаємо висоту  $h = 75$  см, тоді корисна висота буде дорівнювати:

$$d = h - 3,5 = 75 - 3,5 = 71,5 \text{ см}.$$

Висоту нижнього уступу призначаємо з умов міцності на поперечну силу без поперечного армування:

$$d_1 \geq \frac{C \cdot P_{st}}{\varphi_{c3} \cdot f_{ctd}} = \frac{58,5 \cdot 0,23}{0,6 \cdot 0,81} = 27,68 \text{ см},$$

де  $d_1$  – робоча висота нижнього уступу фундаменту; для важкого бетону  $\varphi_{c3} = 0,6$ ;  $C$  – відстань між краєм фундаменту та краєм піраміди продавлювання (рисунок 5.1).

$$C = (a - h_c - 2 \cdot d) \cdot 0,5 = (300 - 40 - 2 \cdot 71,5) \cdot 0,5 = 58,5 \text{ см},$$

тоді  $h_1 = d_1 + 3,5 = 27,68 + 3,5 = 31,18$  см.

Висоту нижнього уступу фундаменту приймаємо  $h_1 = 40 \text{ см} > 31,18$  см. Тоді корисна висота  $h = 40 - 3,5 = 36,5$  см.

Перевірку продавлювання плитної частини у період монтажу проводимо за формулою

$$P = f_{ctd} \cdot d_{nl} \cdot u_m = 0,81 \cdot 21,5 \cdot 10 \cdot 246 \cdot 10 = 428409 \text{ Н} = 428,4 \text{ кН},$$

де  $d_{nl}$  – корисна товщина плитної частини;  $u_m$  – середнє арифметичне між периметрами верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання у плитній частині.

Рисунок 5.1 – Фундамент

Корисна товщина плитної частини  $d_{пл}$  залежить від висоти фундаменту (75 см), глибини стакана (50 см) і товщини захисного шару (3,5 см).

$$d_{пл} = 75 - 50 - 3,5 = 21,5 \text{ см},$$

$$u_m = 2 \cdot (h_k + b_k + 2 \cdot d_{пл}) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 21,5) = 246 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову  $P \geq N_{BB1} \rightarrow 428,4 \text{ кН} \geq 19,68 \text{ кН}$ , тобто умова виконується, де  $N_{BB1}$  – власна вага колони першого поверху.

$$N_{BB1} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,1 \cdot 25 \cdot 1,2 = 19,68 \text{ кН}.$$

Перевірку продавлювання фундаменту проводимо за формулою

$$P = f_{сд} \cdot d \cdot u_m = 0,81 \cdot 71,5 \cdot 10 \cdot 446 \cdot 10 = 2583009 \text{ Н} = 2583 \text{ кН},$$

де  $d$  – робоча висота фундаменту;  $u_m$  – середнє арифметичне між периметрами верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання у фундаменті.

$$u_m = 2 \cdot (h_k + b_k + 2 \cdot d) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 71,5) = 446 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову  $P \geq N \rightarrow 2583 \text{ кН} \geq 2082,84 \text{ кН}$ , тобто умова виконується.

Розрахункові згинальні моменти в перерізах 1-1 і 2-2 відповідно

$$M_1 = 0,125 \cdot P_{st} \cdot (a - h_c)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,23 \cdot (300 \cdot 10 - 40 \cdot 10)^2 \cdot 300 \cdot 10 =$$

$$= 583050000 \text{ Нмм} = 583,05 \text{ кНм},$$

$$M_2 = 0,125 \cdot P_{st} \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,23 \cdot (300 \cdot 10 - 120 \cdot 10)^2 \cdot 300 \cdot 10 =$$

$$= 279450000 \text{ Нмм} = 279,45 \text{ кНм}.$$

Площа арматури в перерізах

$$1-1 \quad A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{583,05}{0,9 \cdot 0,715 \cdot 280 \cdot 10^3} = 32,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 32,36 \text{ см}^2,$$

$$2-2 \quad A_{s1} = \frac{M_2}{0,9 \cdot d_1 \cdot f_{yd}} = \frac{279,45}{0,9 \cdot 0,365 \cdot 280 \cdot 10^3} = 30,38 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 30,38 \text{ см}^2.$$

За робочу арматуру підосви фундаменту приймаємо нестандартну зварну сітку з однаковою в обох напрямках стержневою арматурою класу А280  $\varnothing 12$  із кроком 100 мм.

Таким чином, остаточно приймаємо  $29\varnothing 12$  А280 з  $A_s = 29 * 1,13 = 32,77 \text{ см}^2 > 32,36 \text{ см}^2$ .

Конструкція збірного залізобетонного фундаменту наведена на рисунку 5.1.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.

2 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. – К.: Мінбуд України, 2006.

3 Байков В.Н., Сигалов В.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1991.

4 Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84): В 2 ч. – М.: Стройиздат, 1988.

5 ГОСТ 21.503-80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. – М.: Госкомитет СССР по стандартам, 1981.

6 ГОСТ 8478-81. Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия. – М.: Госкомитет СССР по стандартам, 1981.

7 Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Справочник проектировщика / Под ред. Г.И. Бердичевского. – М.: Стройиздат, 1981.





## ДОДАТОК Б

Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі будь-яких марок

| $\xi$       | $\alpha_0$ | $A_0$ | $\xi$       | $\alpha_0$ | $A_0$ | $\xi$       | $\alpha_0$ | $A_0$ |
|-------------|------------|-------|-------------|------------|-------|-------------|------------|-------|
| <b>0,01</b> | 0,995      | 0,010 | <b>0,25</b> | 0,875      | 0,219 | <b>0,49</b> | 0,755      | 0,370 |
| <b>0,02</b> | 0,990      | 0,020 | <b>0,26</b> | 0,870      | 0,226 | <b>0,50</b> | 0,750      | 0,375 |
| <b>0,03</b> | 0,985      | 0,030 | <b>0,27</b> | 0,865      | 0,234 | <b>0,51</b> | 0,745      | 0,380 |
| <b>0,04</b> | 0,980      | 0,039 | <b>0,28</b> | 0,860      | 0,241 | <b>0,52</b> | 0,740      | 0,385 |
| <b>0,05</b> | 0,975      | 0,049 | <b>0,29</b> | 0,855      | 0,248 | <b>0,53</b> | 0,735      | 0,390 |
| <b>0,06</b> | 0,970      | 0,058 | <b>0,30</b> | 0,850      | 0,255 | <b>0,54</b> | 0,730      | 0,394 |
| <b>0,07</b> | 0,965      | 0,068 | <b>0,31</b> | 0,845      | 0,262 | <b>0,55</b> | 0,725      | 0,399 |
| <b>0,08</b> | 0,960      | 0,077 | <b>0,32</b> | 0,840      | 0,269 | <b>0,56</b> | 0,720      | 0,403 |
| <b>0,09</b> | 0,955      | 0,088 | <b>0,33</b> | 0,835      | 0,276 | <b>0,57</b> | 0,715      | 0,408 |
| <b>0,10</b> | 0,950      | 0,095 | <b>0,34</b> | 0,830      | 0,282 | <b>0,58</b> | 0,710      | 0,412 |
| <b>0,11</b> | 0,945      | 0,104 | <b>0,35</b> | 0,825      | 0,289 | <b>0,59</b> | 0,705      | 0,416 |
| <b>0,12</b> | 0,940      | 0,113 | <b>0,36</b> | 0,820      | 0,295 | <b>0,60</b> | 0,700      | 0,420 |
| <b>0,13</b> | 0,935      | 0,122 | <b>0,37</b> | 0,815      | 0,302 | <b>0,61</b> | 0,695      | 0,424 |
| <b>0,14</b> | 0,930      | 0,130 | <b>0,38</b> | 0,810      | 0,308 | <b>0,62</b> | 0,690      | 0,428 |
| <b>0,15</b> | 0,925      | 0,139 | <b>0,39</b> | 0,805      | 0,314 | <b>0,63</b> | 0,685      | 0,432 |
| <b>0,16</b> | 0,920      | 0,147 | <b>0,40</b> | 0,800      | 0,320 | <b>0,64</b> | 0,680      | 0,435 |
| <b>0,17</b> | 0,915      | 0,156 | <b>0,41</b> | 0,795      | 0,326 | <b>0,65</b> | 0,675      | 0,439 |
| <b>0,18</b> | 0,910      | 0,164 | <b>0,42</b> | 0,790      | 0,332 | <b>0,66</b> | 0,670      | 0,442 |
| <b>0,19</b> | 0,905      | 0,172 | <b>0,43</b> | 0,785      | 0,338 | <b>0,67</b> | 0,665      | 0,446 |
| <b>0,20</b> | 0,900      | 0,180 | <b>0,44</b> | 0,780      | 0,343 | <b>0,68</b> | 0,660      | 0,449 |
| <b>0,21</b> | 0,895      | 0,188 | <b>0,45</b> | 0,775      | 0,349 | <b>0,69</b> | 0,655      | 0,452 |
| <b>0,22</b> | 0,890      | 0,196 | <b>0,46</b> | 0,770      | 0,354 | <b>0,70</b> | 0,650      | 0,455 |
| <b>0,23</b> | 0,885      | 0,204 | <b>0,47</b> | 0,765      | 0,360 |             |            |       |
| <b>0,24</b> | 0,880      | 0,211 | <b>0,48</b> | 0,760      | 0,365 |             |            |       |

Примітка

$$\xi = x / d,$$

$$\alpha_0 = 1 - 0,5\xi,$$

$$A_0 = \xi(1 - 0,5\xi).$$











## Додаток Г

### Допоміжні таблиці до розрахунку колони

Таблиця Г.1 – Коефіцієнт  $\varphi_b$  для елементів із важкого бетону

| $N_l/N$ | $l_0/h$ |      |      |      |      |      |      |      |
|---------|---------|------|------|------|------|------|------|------|
|         | 6       | 8    | 10   | 12   | 14   | 16   | 18   | 20   |
| 0       | 0,93    | 0,92 | 0,91 | 0,90 | 0,89 | 0,86 | 0,83 | 0,80 |
| 0,5     | 0,92    | 0,91 | 0,90 | 0,88 | 0,85 | 0,81 | 0,78 | 0,65 |
| 1,0     | 0,92    | 0,91 | 0,89 | 0,86 | 0,81 | 0,74 | 0,63 | 0,55 |

Таблиця Г.2 – Коефіцієнт  $\varphi_r$  при  $l_0/h$

| $N_l/N$  | $l_0/h$ |      |      |      |      |      |      |      |
|--|---------|------|------|------|------|------|------|------|
|  | 6       | 8    | 10   | 12   | 14   | 16   | 18   | 20   |
| А При площі перерізу проміжних стрижнів, розташованих біля граней паралельних до розглянутої площини, менш $1/3(A_s+A'_s)$   |         |      |      |      |      |      |      |      |
| 0  | 0,93    | 0,92 | 0,91 | 0,90 | 0,89 | 0,87 | 0,84 | 0,81 |
| 0,5  | 0,92    | 0,91 | 0,91 | 0,90 | 0,87 | 0,84 | 0,80 | 0,75 |
| 1,0  | 0,92    | 0,91 | 0,90 | 0,88 | 0,86 | 0,82 | 0,77 | 0,70 |
| Б При площі перерізу проміжних стрижнів, розташованих біля граней паралельних до розглянутої площини, більше $1/3(A_s+A'_s)$ |         |      |      |      |      |      |      |      |
| 0  | 0,92    | 0,92 | 0,91 | 0,89 | 0,87 | 0,84 | 0,80 | 0,75 |
| 0,5  | 0,92    | 0,91 | 0,90 | 0,87 | 0,83 | 0,79 | 0,72 | 0,65 |
| 1,0  | 0,92    | 0,91 | 0,89 | 0,86 | 0,80 | 0,74 | 0,66 | 0,58 |

Таблиця Г.3 – Співвідношення діаметрів повздовжніх та поперечних стрижнів при зварюванні

|   |      |       |       |    |       |       |
|---|------|-------|-------|----|-------|-------|
| Діаметр повздовжніх стрижнів, мм  | 3÷12 | 14;16 | 18;20 | 22 | 25;32 | 36;40 |
| Найменший припустимий діаметр стрижнів іншого напрямку (поперечних), мм | 3    | 4     | 6     | 7  | 8     | 10    |

## ДОДАТОК А

### Розрахункові характеристики бетону та арматури

Таблиця А.1 – Характеристики міцності і деформативності бетону (ДБН В.2.6-98:2009)

|                             | Клас міцності бетону |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        | Аналітична залежність / пояснення                   |
|-----------------------------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
|                             | C8/10                | C12/15 | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/35 | C32/40 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |   |
| $f_{ck, cube}$ (МПа)        | 10                   | 15     | 20     | 25     | 30     | 35     | 40     | 45     | 50     | 55     | 60     |   |
| $f_{cm, cube}$ (МПа)        | 13                   | 19     | 25     | 32     | 38     | 45     | 51     | 58     | 64     | 71     | 77     | $f_{cm, cube} = f_{ck, cube} / (1 - 1,64 V_c)^*$    |
| $f_{ck, prism}$ (МПа)       | 7,5                  | 11     | 15     | 18,5   | 22     | 25,5   | 29     | 32     | 36     | 39,5   | 43     |   |
| $f_{cd}$ (МПа)              | 6,0                  | 8,5    | 11,5   | 14,5   | 17     | 19,5   | 22     | 25     | 27,5   | 30     | 33     | $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$                        |
| $f_{ctm}$ (МПа)             | 1,2                  | 1,6    | 1,9    | 2,2    | 2,6    | 2,8    | 3,0    | 3,2    | 3,5    | 3,8    | 4,1    |   |
| $f_{ctk, 0,05}$ (МПа)       | 0,8                  | 1,1    | 1,3    | 1,5    | 1,8    | 2,0    | 2,1    | 2,2    | 2,5    | 2,7    | 3,0    | $f_{ctk, 0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5 % вибірки           |
| $f_{ctk, 0,95}$ (МПа)       | 1,6                  | 2,0    | 2,5    | 2,9    | 3,4    | 3,6    | 3,9    | 4,2    | 4,6    | 4,9    | 5,3    | $f_{ctk, 0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 95 % вибірки          |
| $E_{cm}$ (ГПа)              | 18                   | 23     | 27     | 30     | 32,5   | 34,5   | 36     | 37,5   | 39     | 39,5   | 40     |   |
| $E_{ck}$ (ГПа)              | 15                   | 20     | 23     | 26     | 29     | 31     | 32     | 34     | 35     | 36     | 37     |   |
| $E_{cd}$ (ГПа)              | 12,6                 | 16,3   | 20     | 23     | 25     | 27     | 28,5   | 30,5   | 32     | 33     | 34     |   |
| $\varepsilon_{cl, ck} (‰)$  | 1,57                 | 1,61   | 1,66   | 1,71   | 1,76   | 1,81   | 1,86   | 1,90   | 1,94   | 1,98   | 2,02   |   |
| $\varepsilon_{cl, cd} (‰)$  | 1,56                 | 1,58   | 1,62   | 1,65   | 1,69   | 1,72   | 1,76   | 1,80   | 1,84   | 1,87   | 1,91   |   |
| $\varepsilon_{cu1, ck} (‰)$ | 4,50                 | 4,40   | 4,15   | 3,85   | 3,55   | 3,25   | 3,00   | 2,83   | 2,63   | 2,50   | 2,40   |   |
| $\varepsilon_{cu1, cd} (‰)$ | 3,75                 | 3,70   | 3,59   | 3,44   | 3,28   | 3,10   | 2,93   | 2,72   | 2,57   | 2,43   | 2,29   |   |
| $\varepsilon_{c3, ck} (‰)$  | 0,50                 | 0,55   | 0,65   | 0,71   | 0,76   | 0,82   | 0,91   | 0,94   | 1,03   | 1,10   | 1,16   | $\varepsilon_{c3, ck} = f_{ck, prism} / E_{ck}$     |
| $\varepsilon_{c3, cd} (‰)$  | 0,48                 | 0,52   | 0,58   | 0,63   | 0,68   | 0,72   | 0,77   | 0,83   | 0,86   | 0,91   | 0,97   | $\varepsilon_{c3, cd} = f_{cd} / E_{cd}$            |
| $\varepsilon_{cu3, ck} (‰)$ | 4,05                 | 3,96   | 3,73   | 3,46   | 3,20   | 2,93   | 2,70   | 2,55   | 2,37   | 2,25   | 2,16   | $\varepsilon_{cu3, ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1, ck}$ |
| $\varepsilon_{cu3, cd} (‰)$ | 3,38                 | 3,33   | 3,23   | 3,10   | 3,00   | 2,80   | 2,64   | 2,45   | 2,31   | 2,19   | 2,06   | $\varepsilon_{cu3, cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1, cd}$ |

\*) – величини  $f_{cm, cube}$  в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації  $V_c$ , який дорівнює 13,5 %.

Таблиця А.2 – Розрахункові характеристики арматурних сталей

| Вид і клас арматури                                     | Діаметр, мм | Нормативний опір, МПа | Коефіцієнт надійності | Розрахункові опори арматури, МПа |  |                 | Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}$ , МПа |
|---|-------------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|--|-----------------|--|
|   |             |                       |                       | розтягу                          |  | стиску $f_{yd}$ |  |
|   |             |                       |                       | повздовжньої $f_{yd}$            | поперечної: хомутів і відгинів $f_{ywd}$ |                 |  |
| Гарячекатана кругла (гладка) А240                       | 6 – 40      | 235                   | 1,05                  | 225                              | 175                                      | 225             | 2,1  |
| Гарячекатана періодичного профілю: А280                 | 10 – 80     | 295                   | 1,05                  | 280                              | 225                                      | 280             | 2,1  |
| А400  | 6 – 8       | 390                   | 1,1                   | 355                              | 285                                      | 355             | 2,0  |
|   | 10 – 40     | 390                   | 1,07                  | 365                              | 290                                      | 365             | 2,0  |
| А600  | 10 – 28     | 590                   | 1,15                  | 510                              | 405                                      | 400             | 1,9  |
| А800  | 10 – 32     | 785                   | 1,15                  | 680                              | 545                                      | 400             | 1,9  |
| А1000   | 10 – 28     | 980                   | 1,2                   | 815                              | 650                                      | 400             | 1,9  |
| Дріт арматурний звичайний періодичного профілю Вр500    | 3           | 410                   | 1,1                   | 375                              | 270 (300)                                | 375             | 1,7  |
|   | 4           | 405                   |                       | 365                              | 265 (295)                                | 365             | 1,7  |
|   | 5           | 395                   |                       | 360                              | 260 (295)                                | 360             | 1,7  |
| Дріт арматурний високоміцний круглий (гладкий) В-II     | 3           | 1490                  | 1,2                   | 1240                             | 990                                      | 400             | 2,0  |
|   | 4           | 1410                  |                       | 1180                             | 940                                      |                 |  |
|   | 5           | 1335                  |                       | 1110                             | 890                                      |                 |  |
|   | 6           | 1255                  |                       | 1050                             | 835                                      |                 |  |
| Дріт арматурний високоміцний періодичного профілю Вр-II | 3           | 1460                  | 1,2                   | 1215                             | 970                                      | 400             | 2,0  |
|   | 4           | 1370                  |                       | 1145                             | 915                                      |                 |  |
|   | 5           | 1255                  |                       | 1045                             | 835                                      |                 |  |
|   | 6           | 1175                  |                       | 980                              | 785                                      |                 |  |

|  |   |      |  |     |     |  |
|--|---|------|--|-----|-----|--|
|  | 7 | 1100 |  | 915 | 730 |  |
|--|---|------|--|-----|-----|--|

## Додаток В

### Сортамент арматури

Таблиця В.1 — Розрахункові площі поперечних перерізів і маса арматури, сортамент гарячекатаної стержневої арматури періодичного профілю, звичайного і високоміцного дротів

| Діаметр, мм | Розрахункові площі поперечних перерізів, см <sup>2</sup> , при числі стрижнів |       |      |      |      |      |      |      |      |      | Маса, кг/м       | Діаметр, мм | Сортамент гарячекатаної арматури періодичного профілю із сталі класів |      |      |       |      |       | Сортамент арматурного дроту |            |               |
|-------------|---|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------------------|-------------|---|------|------|-------|------|-------|-----------------------------|------------|---------------|
|             | 1   | 2     | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   |                  |             | A280  | A400 | A600 | At600 | A800 | At800 | At1000                      | звичайного | високоміцного |
|             |   |       |      |      |      |      |      |      |      |      |                  |             |   |      |      |       |      |       |                             |            |               |
| 3           | 0,071   | 0,140 | 0,21 | 0,28 | 0,35 | 0,42 | 0,49 | 0,57 | 0,64 | 0,71 | 0,055<br>(0,051) | 3           | -   | -    | -    | -     | -    | -     | -                           | ×          | ×             |
| 4           | 0,126   | 0,25  | 0,38 | 0,50 | 0,63 | 0,76 | 0,88 | 1,01 | 1,13 | 1,26 | 0,098<br>(0,090) | 4           | -   | -    | -    | -     | -    | -     | -                           | ×          | ×             |
| 5           | 0,196   | 0,39  | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 | 0,154<br>(0,139) | 5           | -   | -    | -    | -     | -    | -     | -                           | ×          | ×             |
| 6           | 0,283   | 0,57  | 0,85 | 1,13 | 1,42 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,55 | 2,83 | 0,222            | 6           | -   | ×    | -    | -     | -    | -     | -                           | ×          | ×             |
| 7           | 0,385   | 0,77  | 1,15 | 1,54 | 1,92 | 2,31 | 2,69 | 3,08 | 3,46 | 3,85 | 0,302            | 7           | -   | ×    | -    | -     | -    | -     | -                           | ×          | ×             |
| 8           | 0,503   | 1,01  | 1,51 | 2,01 | 2,01 | 3,02 | 3,02 | 4,02 | 4,53 | 5,03 | 0,395            | 8           | -   | ×    | -    | -     | -    | -     | -                           | ×          | ×             |



Продовження таблиці В.1

| 1  | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9      | 10     | 11     | 12    | 13 | 14 |   |   |   |   |   | 15 | 16 |   |   |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|----|----|---|---|---|---|---|----|----|---|---|
| 9  | 0,636 | 1,27  | 1,91  | 2,54  | 3,18  | 3,82  | 4,45  | 5,09   | 5,72   | 6,36   | 0,499 | 9  | -  | × | - | - | - | - | -  | -  | - | - |
| 10 | 0,785 | 1,57  | 2,36  | 3,14  | 3,93  | 4,71  | 5,5   | 6,28   | 7,07   | 7,85   | 0,617 | 10 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 12 | 1,131 | 2,26  | 3,39  | 4,52  | 5,65  | 6,79  | 7,92  | 9,05   | 10,18  | 11,31  | 0,888 | 12 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 14 | 1,539 | 3,08  | 4,62  | 6,16  | 7,69  | 9,23  | 10,77 | 12,31  | 13,85  | 15,39  | 1,208 | 14 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 16 | 2,011 | 4,02  | 6,03  | 8,04  | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08  | 18,10  | 20,11  | 1,578 | 16 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 18 | 2,545 | 5,09  | 7,63  | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36  | 22,90  | 25,45  | 1,998 | 18 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 20 | 3,142 | 6,28  | 9,41  | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,14  | 28,28  | 31,42  | 2,466 | 20 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 22 | 3,801 | 7,6   | 11,4  | 15,20 | 19,00 | 22,81 | 16,61 | 30,41  | 34,21  | 38,01  | 2,984 | 22 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 25 | 4,909 | 9,82  | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27  | 44,13  | 49,09  | 3,853 | 25 | ×  | × | × | × | × | × | ×  | -  | - | - |
| 28 | 6,158 | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,95 | 43,10 | 49,26  | 55,42  | 61,58  | 4,834 | 28 | ×  | × | × | - | - | - | -  | -  | - | - |
| 32 | 8,042 | 16,08 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,25 | 56,30 | 64,34  | 72,38  | 80,42  | 6,313 | 32 | ×  | × | × | - | - | - | -  | -  | - | - |
| 36 | 10,18 | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,90 | 61,08 | 71,26 | 81,44  | 91,62  | 101,80 | 7,99  | 36 | ×  | × | - | - | - | - | -  | -  | - | - |
| 40 | 12,56 | 25,12 | 37,68 | 50,24 | 62,80 | 75,36 | 87,92 | 100,48 | 113,04 | 125,60 | 9,87  | 40 | ×  | × | - | - | - | - | -  | -  | - | - |

## Примітки

- 1 Значком × відмічені прокатні діаметри.  
2 У дужках указана маса дроту Вр500

Таблиця В.2 — Сортамент і розрахункові площі перерізів зварних сіток [6]

| Марка сітки | Розрахункові площі перерізів                                  |  |
|-------------|---|--|
|             | усіх повздовжніх стрижнів, см <sup>2</sup> , при ширині В, мм |  |
|             |   |  |

|             | 900  | 1100 | 1300 | 1400 | 1500  | 1700 | 2300  | 2500  | 2700  | 2900  | 3500 | Поперечних<br>стрижнів, см <sup>2</sup> ,<br>на 1 м довжини |
|-------------|------|------|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|------|---|
| 1           | 2    | 3    | 4    | 5    | 6     | 7    | 8     | 9     | 10    | 11    | 12   | 13  |
| 200/250/3/3 | 0,43 | 0,50 | -    | 0,57 | 0,64  | 0,71 | 0,92  | 0,99  | 1,07  | 1,14  | -    | 0,28  |
| 150/250/3/3 | 0,50 | 0,57 | -    | 0,71 | 0,78  | 0,85 | 1,14  | 1,28  | 1,35  | 1,42  | -    | 0,28  |
| 200/250/4/3 | 0,76 | 0,88 | -    | 1,01 | 1,13  | 1,26 | 1,64  | 1,76  | 1,89  | 2,02  | -    | 0,28  |
| 150/250/4/3 | 0,88 | 1,01 | -    | 1,26 | 1,39  | 1,51 | 2,02  | 2,27  | 2,39  | 2,52  | -    | 0,28  |
| 200/200/3/3 | -    | 0,50 | 0,57 | 0,57 | 0,64  | 0,71 | 0,92  | 0,99  | 1,07  | 1,14  | 1,35 | 0,36  |
| 200/200/5/3 | -    | 1,37 | 1,57 | 1,57 | 1,76  | 1,96 | 2,55  | 2,74  | 2,94  | 3,14  | 3,72 | 0,36  |
| 150/150/3/3 | -    | 0,57 | 0,71 | 0,71 | 0,78  | 0,85 | 1,14  | 1,28  | 1,35  | 1,42  | 1,70 | 0,47  |
| 200/250/5/4 | 1,18 | 1,37 | -    | 1,57 | 1,76  | 1,96 | 2,55  | 2,74  | 2,94  | 3,14  | -    | 0,50  |
| 150/250/6/4 | 1,98 | 2,26 | -    | -    | 3,11  | -    | 4,53  | 5,09  | 5,38  | 5,66  | -    | 0,50  |
| 100/250/6/4 | 2,83 | 3,40 | -    | -    | 4,53  | -    | 6,79  | 7,36  | 7,92  | 8,49  | -    | 0,50  |
| 250/200/3/4 | 0,36 | 0,43 | 0,43 | -    | -     | 0,57 | 0,78  | -     | -     | 0,99  | 1,14 | 0,63  |
| 100/100/3/3 | -    | 0,85 | 0,99 | 1,07 | 1,14  | 1,28 | 1,70  | 1,85  | 1,99  | 2,13  | 2,56 | 0,71  |
| 150/250/9/5 | 4,45 | 5,09 | -    | -    | 7,00  | -    | 10,18 | 11,45 | 12,08 | 12,72 | -    | 0,78  |
| 100/250/9/5 | 6,36 | 7,63 | -    | -    | 10,18 | -    | 15,26 | 16,54 | 17,81 | 19,08 | -    | 0,78  |
| 250/150/3/4 | 0,36 | 0,43 | 0,43 | -    | -     | 0,57 | 0,78  | -     | -     | 0,99  | 1,14 | 0,84  |
| 250/150/4/5 | 0,63 | 0,76 | -    | -    | -     | 1,01 | 1,39  | -     | -     | 1,76  | 2,02 | 1,31  |
| 100/100/5/5 | -    | 2,35 | 2,74 | 2,94 | 3,14  | 3,53 | 4,70  | 5,10  | 5,49  | 5,88  | 7,06 | 1,96  |
| 250/200/4/8 | 0,63 | 0,76 | 0,76 | -    | -     | 1,01 | 1,39  | -     | -     | 1,76  | 2,02 | 2,52  |
| 200/200/8/8 | -    | -    | -    | -    | -     | -    | 6,54  | 7,04  | -     | -     | -    | 2,52  |

Продовження таблиці В.2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|

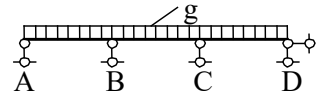
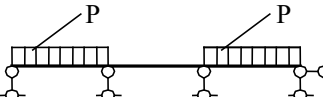
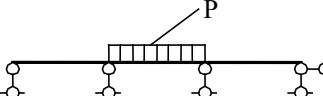
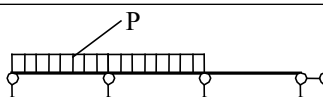
|             |      |      |      |      |      |      |       |       |       |       |       |      |
|-------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 150/150/7/7 | -    | 3,08 | 3,85 | 3,85 | 4,24 | 4,62 | 6,16  | 6,93  | 7,32  | 7,70  | 9,24  | 2,57 |
| 200/200/9/9 | -    | -    | -    | -    | -    | -    | 9,27  | 8,90  | -     | -     | -     | 3,18 |
| 100/100/7/7 | -    | 4,62 | 5,39 | 5,78 | 6,16 | 6,93 | 9,24  | 10,01 | 10,78 | 11,55 | 13,86 | 3,85 |
| 250/150/5/9 | 0,98 | 1,18 | 1,18 | -    | -    | 1,57 | 2,16  | -     | -     | 2,74  | 3,14  | 4,24 |
| 150/150/9/9 | -    | -    | -    | -    | -    | -    | 10,18 | 11,45 | -     | -     | -     | 4,24 |
| 100/100/8/8 | -    | -    | -    | -    | -    | -    | 12,07 | 13,08 | -     | -     | -     | 5,03 |
| 100/100/9/9 | -    | -    | -    | -    | -    | -    | 15,26 | 16,54 | -     | -     | -     | 6,36 |

Таблиця В.3 — Сортамент арматурних канатів класу К-7

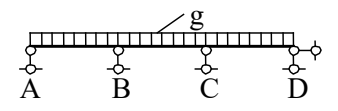
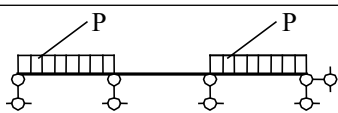
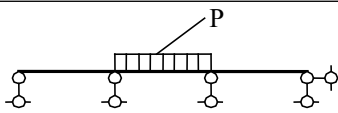
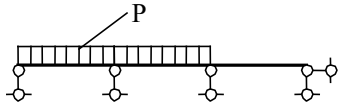
| Номінальний діаметр каната, мм | Діаметр дроту, мм | Площа поперечного перерізу каната, см <sup>2</sup> | Теоретична маса 1м довжини каната, Н |
|--------------------------------|-------------------|--|--------------------------------------|
| 4,5                            | 1,5               | 0,127  | 1,00                                 |
| 6,0                            | 2,0               | 0,227  | 1,73                                 |
| 7,5                            | 2,5               | 0,354  | 2,79                                 |
| 9,0                            | 3,0               | 0,510  | 4,02                                 |
| 12,00                          | 4,0               | 0,906  | 7,14                                 |
| 15,00                          | 5,0               | 1,416  | 11,16                                |



Таблиця 3.2

| Схема | Схема завантаження  | Згинальні моменти, кНм   |  |   |
|-------|---|--|--|---|
|       |   | $M_1$  | $M_2$                                      | $M_B$   |
| 1     |  | $\alpha \cdot g \cdot l^2 =$ $= 0,08 \cdot 32,54 \cdot 5,9^2 = 90,62$      | $0,025 \cdot 32,54 \cdot 6^2 = 29,29$      | $-0,1 \cdot 32,54 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -115,2$   |
| 2     |  | $\beta \cdot v \cdot l^2 =$ $= 0,1 \cdot 79,2 \cdot 5,9^2 = 275,7$         | $-0,05 \cdot 79,2 \cdot 6^2 =$ $= -142,56$ | $-0,05 \cdot 79,2 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -140,19$  |
| 3     |  | $\beta \cdot v \cdot l^2 =$ $= -0,025 \cdot 79,2 \cdot 5,9^2 =$ $= -68,92$ | $0,075 \cdot 79,2 \cdot 6^2 = 213,84$      | $-0,05 \cdot 79,2 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -140,19$  |
| 4     |  | ---  | ---  | $-0,117 \cdot 79,2 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -328,05$ |
|       | Максимальні зусилля   | 1 + 2<br>366,32  | 1 + 3<br>243,13                            | 1 + 4<br>-443,25                                      |

Продовження таблиці 3.2

| Схем<br>а | Схема завантаження  | Поперечні сили, кН  |   |  |  |
|-----------|---|---|---|--|--|
|           |   | $V_{ED,A}$  | $V_{ED,II_B}$   | $V_{ED,III_B}$                           | $V_{ED,II_C}$                                    |
| 1         |  | $\gamma \cdot g \cdot l =$<br>$= 0,4 \cdot 32,54 \cdot 5,9 = 76,79$         | $-0,6 \cdot 32,54 \cdot 5,9 =$<br>$= -115,19$         | $0,5 \cdot 32,54 \cdot 6 = 97,62$        | $-0,5 \cdot 32,54 \cdot 6 =$<br>$= -97,62$       |
| 2         |  | $\delta \cdot v \cdot l =$<br>$= 0,45 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$<br>$210,28$   | $-0,55 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$<br>$= -257$            | ---                                      | -----  |
| 3         |  | $\delta \cdot v \cdot l =$<br>$= -0,05 \cdot 79,2 \cdot 5,9 = -$<br>$23,36$ | $-0,05 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$<br>$= -23,36$          | $0,5 \cdot 79,2 \cdot 6 = 237,6$         | $-0,5 \cdot 79,2 \cdot 6 =$<br>$= -237,6$        |
| 4         |  | $\delta \cdot v \cdot l =$<br>$= 0,383 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$<br>$178,97$  | $-0,617 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$<br>$=$<br>$= -288,31$ | $0,583 \cdot 79,2 \cdot 6 =$<br>$277,04$ | -<br>$0,417 \cdot 79,2 \cdot 6 =$<br>$= -198,16$ |
|           | Максимальні<br>зусилля  | 1 + 2<br>287,07   | 1 + 4<br>-403,5                                       | 1 + 4<br>374,66                          | 1 + 3<br>-335,22                                 |

