

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

## **МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

до практичних занять із навчальної дисципліни

### **«ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,  
освітня програма «Міське будівництво і господарство»,  
«Теплогазопостачання і вентиляція», «Водопостачання та водовідведення»)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О.М. Бекетова**  
**2024**

Методичні рекомендації до практичних занять із навчальної дисципліни «Основи розрахунку будівельних конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво і господарство», «Теплогазопостачання і вентиляція», «Водопостачання та водовідведення») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. М. Пустовойтова, С. М. Золотов – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 49 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. О. М. Пустовойтова  
канд. техн. наук, доц. С. М. Золотов

Рецензент

**П. М. Фірсов**, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельні конструкції Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 15 від 02.02.2024.*

Методичні рекомендації призначені для здобувачів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво». Подано основи розрахунку залізобетонних, металевих та дерев'яних конструкцій, засоби та послідовність виконання розрахунку, список рекомендованих джерел, наведено приклади розрахунку.

## Зміст

<b>МОДУЛЬ 1 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ</b> .....	4
1.1 Компонівка перекриття .....	4
1.2 Приклад розрахунку елементів перекриття цивільної будівлі ..	8
1.2.1 Навантаження на 1 м <sup>2</sup> перекриття .....	8
1.2.2 Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl} = 1.5$ м .....	8
1.2.3 Конструктивний розрахунок плити .....	9
1.2.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок .....	11
1.2.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах .....	13
1.2.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах. ....	13
1.2.7 Конструювання ригелю цивільної будівлі .....	15
1.3 Приклад розрахунку елементів перекриття промислової будівлі...	15
1.3.1 Навантаження на 1 м <sup>2</sup> перекриття. ....	15
1.3.2 Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl} = 1.5$ м .....	16
1.3.3 Конструктивний розрахунок плити .....	17
1.3.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок .....	18
1.3.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах. ....	19
1.3.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах .....	20
1.3.7 Конструювання ригелю. Економічне армування .....	20
<b>МОДУЛЬ 2 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ</b> .....	24
2.1 Центрово-розтягнені елементи .....	24
2.2 Центрово-стиснені елементи. ....	24
2.3 Елементи, що згинаються. ....	26
<b>МОДУЛЬ 3 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ</b> .....	28
3.1 Розрахунок робочого настилу. ....	28
3.2 Розрахунок прогону. ....	34
Список рекомендованих джерел .....	43
Додатки .....	45

# МОДУЛЬ 1 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

## 1.1 Компонівка перекриття

Перекриття компонується зі збірних плит, що укладаються на ригелі.

Залежно від кількості прольотів ригелі крайніх прольотів (P1) і середніх прольотів (P2) відрізняються один від одного як зовнішнім виглядом (опалубкою), так і схемою армування.

Залежно від варіанта будівлі (промислова чи цивільна) перекриття компонується по-різному. Для кожного типу будівлі існують свої рекомендації.

### *А. Цивільна будівля*

Ригелі будівлі мають тавровий профіль із полицями в нижній зоні. В опорі на колону ригель має «підрізку» і прямокутний профіль (рис. 1.1).

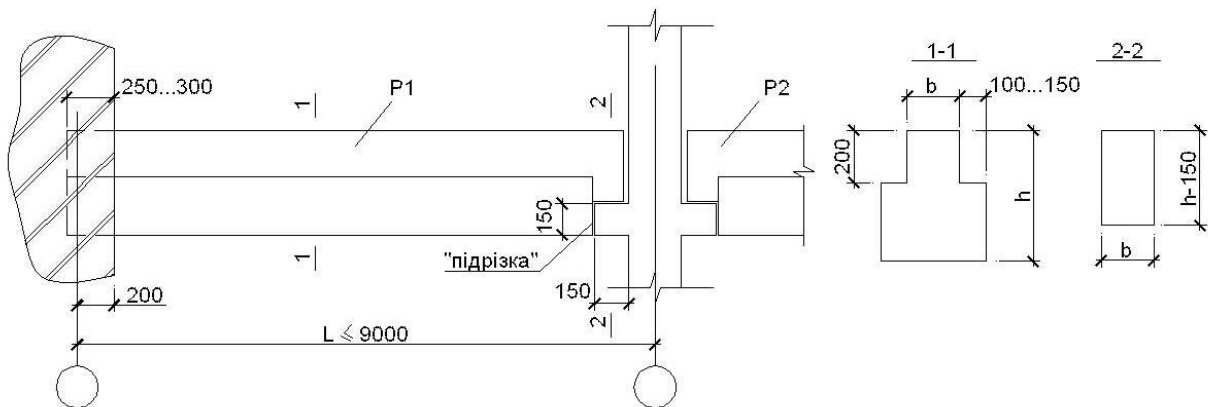


Рисунок 1.1 – Обпирання ригелю цивільної будівлі

Висота ригелю приймається як  $h = (1/10 \dots 1/12)L$ , ширина профілю  $b = (0.3 \dots 0.5)h$ . Фактичні розміри перерізів приймають кратними 50 мм.

Плити (панелі) перекриття мають стандартну номінальну ширину 800–1 400, 1 500, 1 600–2 000 мм (через 200 мм). Висота панелей стандартна – 220 мм. Панелі виконують із круглими порожнинами діаметром 159 мм (рис. 1.2).

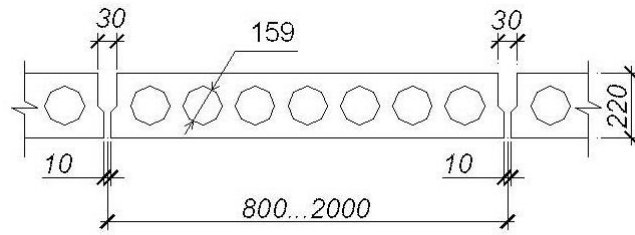


Рисунок 1.2 – Панель із круглими порожнинами

Панелі укладаються на полиці ригелів (у першому прольоті – на стіну).

Вибір типорозмірів панелей приймається таким, щоб перекрити ширину від внутрішньої поверхні стіни до грані колони або між гранями колон. Залишок розмірів, що не перекриваються панелями, заповнюється монолітним залізобетоном. Розміри поперечного перерізу колон приймаються стандартними – 300 мм × 300 мм (при значному навантаженні – 350 мм × 350 мм).

### Б. Промислова будівля

Ригелі мають складний профіль (рис. 1.3).

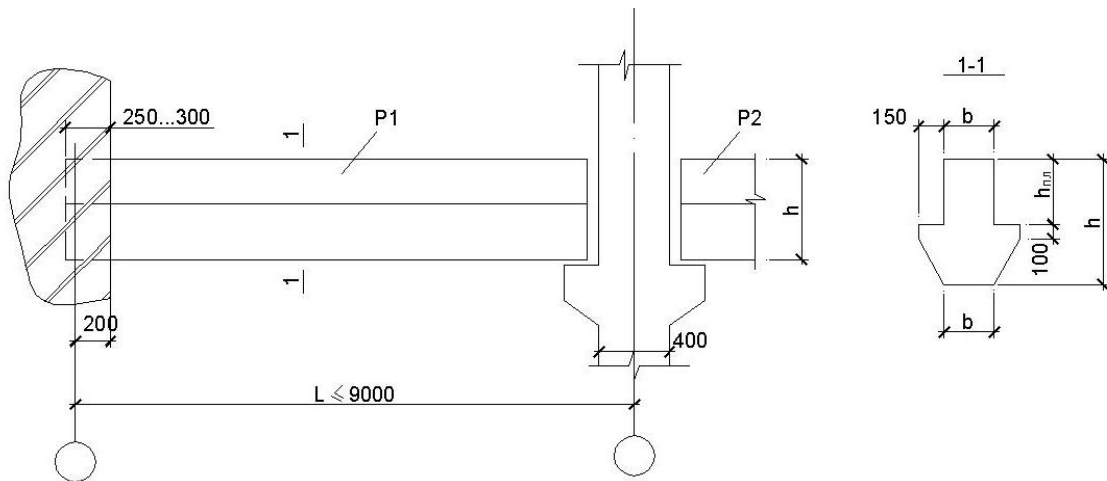


Рисунок 1.3 – Обпирання ригелю промислової будівлі

Розміри перерізу ригелю  $h = (1/10 \dots 1/12)L$ ,  $b = (0.3 \dots 0.5)h$ .

Фактичні розміри перерізу приймають кратними 50 мм.

Плити перекриття мають П-подібний профіль і можуть бути номінальною шириною 1 200 мм і 1 500 мм (рис. 1.4).

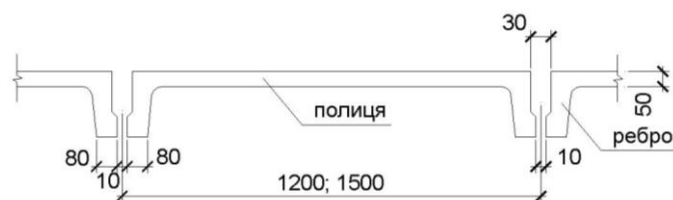
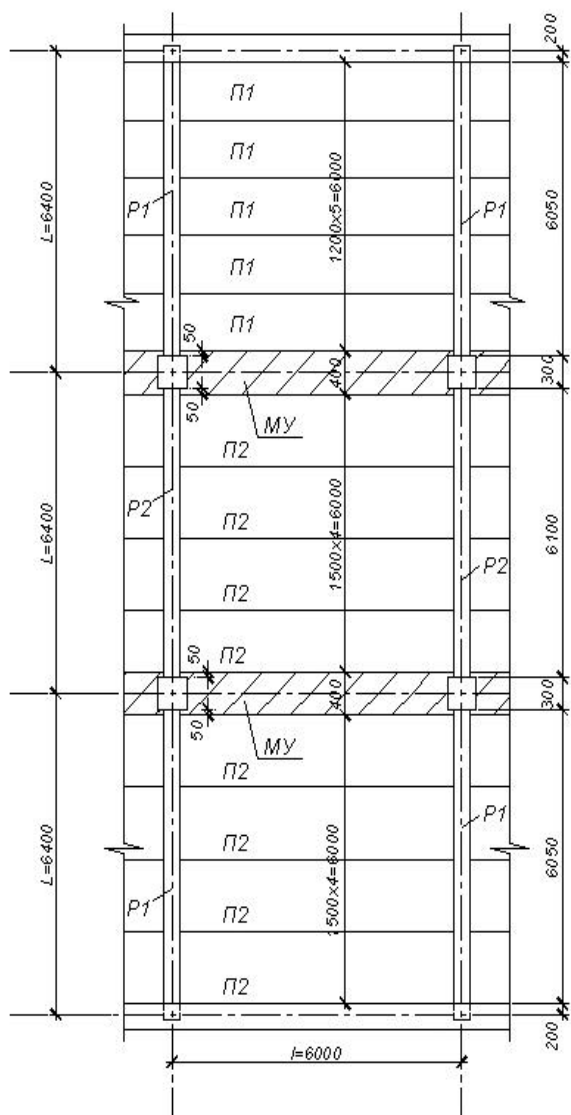


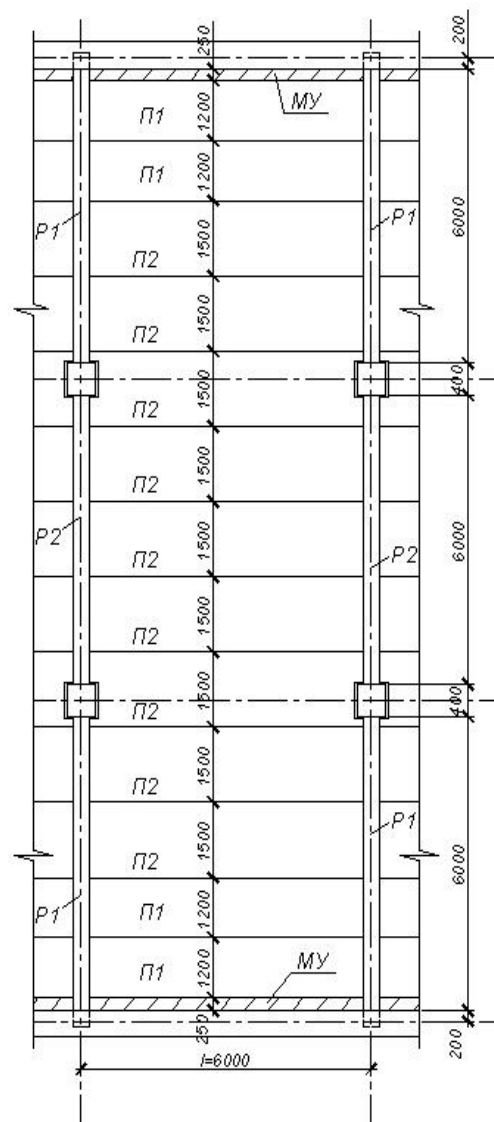
Рисунок 1.4 – Ребристі плити перекриття

Компоновка перекриття виконується такою, щоб перекрити відстань між внутрішніми поверхнями протилежних стін. При цьому ребра плит спираються на полиці ригелів і не можуть збігатися з колонами (переріз колон – 400 мм × 400 мм). Тому розкладку плит рекомендують починати з середини, від колон, у такий спосіб, щоб ребра однієї плити спирались на ригелі суміжних прольотів. Полиця цієї плити має виріз, що охоплює колону. Залишок ширини будівлі, що не перекривається плитами, бетонується монолітно. Найчастіше цей залишок бетонують біля стіни.

Приклади можливої компоновки перекриттів у обох типах будівель показані на фрагментах (рис. 1.5).



а) цивільна будівля



б) промислова будівля

Рисунок 1.5 – Розкладка плит перекрыття

## 1.2 Приклад розрахунку елементів перекриття цивільної будівлі

### 1.2.1 Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття

Таблиця 1.1 – Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття

Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
<i>А. Постійне</i>			
Паркет ( $\delta = 2$ см, $\rho = 6$ кН/м <sup>3</sup> ) $0.02 \times 6$	0.12	1.2	0.144
Цементний розчин ( $\delta = 3$ см, $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> ) $0.03 \times 20$	0.6	1.3	0.78
Звукоізоляція – пінобетон ( $\delta = 6$ см, $\rho = 7$ кН/м <sup>3</sup> ) $0.06 \times 7$	0.42	1.3	0.546
Плита залізобетонна (2.7...3.1 кН/м <sup>2</sup> )	3.0	1.1	3.3
Всього постійне			$g = 4.77$
<i>Б. Змінне (за завданням)</i>	3.5	1.2	$v = 4.2$
<i>В. Сумарне</i>			$q = g + v \approx 9.0$

### 1.2.2 Статичний розрахунок плити номінальною

шириною  $b_{пл} = 1.5$  м

Розрахункові зусилля визначають як для однопрольотної вільно опертої балки.

Попередньо приймаємо розміри поперечного перерізу ригелю:  $h = 60$  см,  $b = 25$  см, ширина полиць ригелю – 10 см. Ширина спирання плити на полицю ригеля  $c = 9$  см. Розрахунковий проліт плити дорівнює відстані від центрів спирання плити на полиці ригелів (рис. 1.6):

$$l_0 = l - b - c - 2 \text{ зазору} = 6\,000 - 250 - 90 - 20 = 5\,640 \text{ мм} = 5.64 \text{ м.}$$



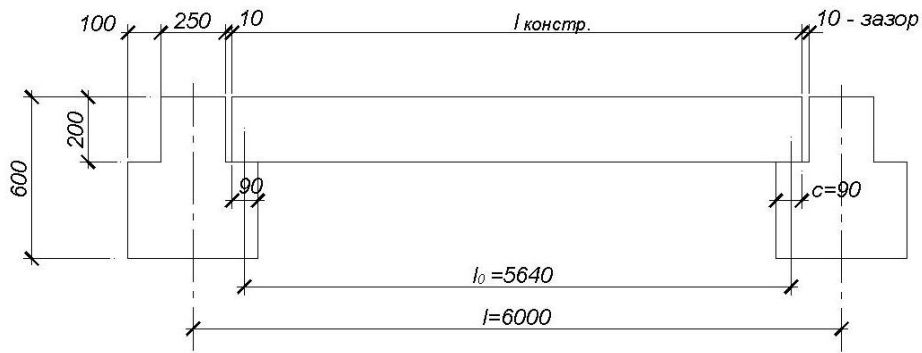


Рисунок 1.6 – Обпирання багатопустотної плити перекриття

Погонне навантаження  $q = q_{1м}^2 \times b_{пл} = 9 \times 1.5 = 13.5$  кН/м.

Розрахункові зусилля

$$M_{max} = ql_0^2 / 8 = 13,5 \times 5.64^2 / 8 = 53.7 \text{ кНм};$$

$$V_{max} = ql_0 / 2 = 13,5 \times 5.64 / 2 = 38.1 \text{ кН}.$$

### 1.2.3 Конструктивний розрахунок плити

Для виготовлення плити приймають бетон класів С12/15, С16/20, С20/25. Залежно від класу приймають розрахункові характеристики міцності бетону (дод. А).

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу С16/20 з розрахунковими міцностями  $f_{cd} = 11,5$  МПа на стиск і  $f_{ctd} = 0.87$  МПа на розтяг.

Робочу арматуру приймаємо класу А400С з розрахунковою міцністю  $f_{yd} = 365$  МПа (дод. В).

Переріз плити має 7 круглих порожнин і розглядається як двотавровий профіль (рис. 1.7).

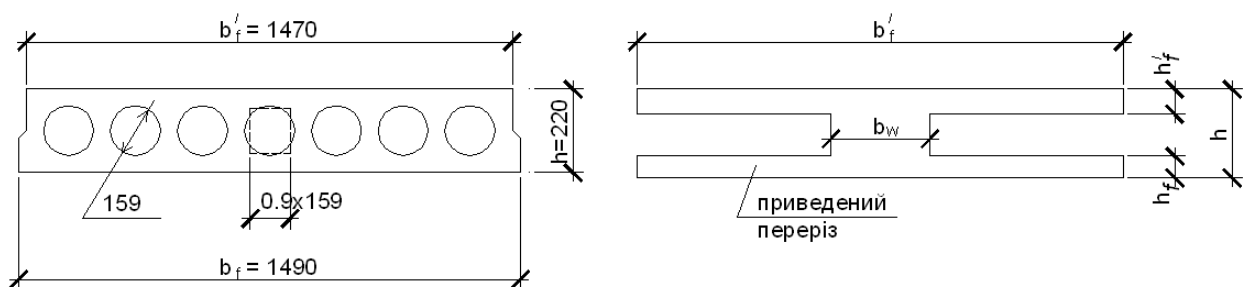


Рисунок 1.7 – Розрахунковий переріз багатопустотної плити перекриття

Для розрахунку приймаємо такі приведені розміри перерізу:  
 $b_{eff} = 147$  см;  $h = 22$  см;  $b_w = 147 - 7 \times 0,9 \times 15,9 = 46,8$  см;  $d = 19,5$  см;  $h_f =$   
 $h'_f = (22 - 0,9 \times 15,9)/2 = 3,845$  см.

Положення нейтрального шару визначаємо величиною моменту  $M_f$ :

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h'_f (d - 0,5 h'_f) = 1,15 \times 147 \times 3,845 (19,5 - 0,5 \times 3,845) =$$

$$= 11\,486 \text{ кНсм} = 114,86 \text{ кНм} > M = 53,7 \text{ кНм}.$$

Нейтральний шар знаходиться в межах стиснутої полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний:

$$\alpha_m = M_{max} / f_{cd} b_{eff} d^2 = 5370 / 1,15 \times 147 \times 19,5^2 = 0,103; \quad \zeta = 0,945 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = M_{max} / \zeta f_{yd} d = 5370 / 0,945 \times 36,5 \times 19,5 = 7,98 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру розташовують по краям перерізу й між порожнинами.

Приймаємо робочу поздовжню арматуру 8Ø12A400C ( $A_s = 9,05$  см<sup>2</sup>, дод. Д).

Ця арматура використовується у вигляді нижньої сітки С1, де поперечна конструктивна арматура приймається Ø3B500 з кроком 250 мм.

Перевіряємо необхідність розрахунку міцності похилих перерізів.

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}) b_w d,$$

де:  $C_{Rd,c} = 0,1385$ ;  $\rho_l = A_s / b_w d = 9,05 / 46,8 \times 19,5 = 0,009\,9$ ;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2; \text{ приймаємо } K = 2.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 \times 2 \sqrt[3]{100 \times 0,0099 \times 15}) 468 \times 195 = 62135 \text{ Н} = 62,13 \text{ кН} > V_{max}$$

$$= 38,1 \text{ кН}.$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно – Ø3B500 з кроком 100 мм. Арматурні каркаси з поперечною арматурою (Кр1) приймаємо довжиною  $1/4l = 1\,500$  мм і розташовуємо в опорних зонах по 4 каркаси в перерізі (рис. 1.8).

У верхній зоні плити розташовуємо конструктивно сітку С2 (Ø3B500 з чарункою 200 мм × 200 мм).

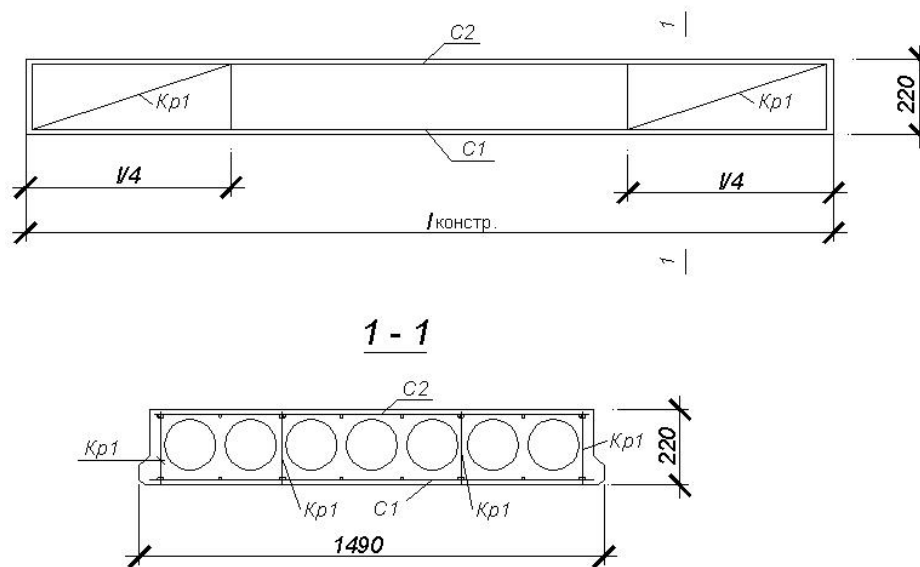


Рисунок 1.8 – Армування багатопустотної плити перекриття

#### 1.2.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок

Ригель розраховують як багатопрольотну нерозрізну балку.

Розрахунковий прольот ригелю крайнього прольоту приймають як відстань від середини його спирання на стіну до центральної осі колони (рис. 1.9). Спирання ригелю на стіну вважають шарнірним, а спирання на колону – жорстким завдяки зварюванню закладених деталей ригелю і колони.

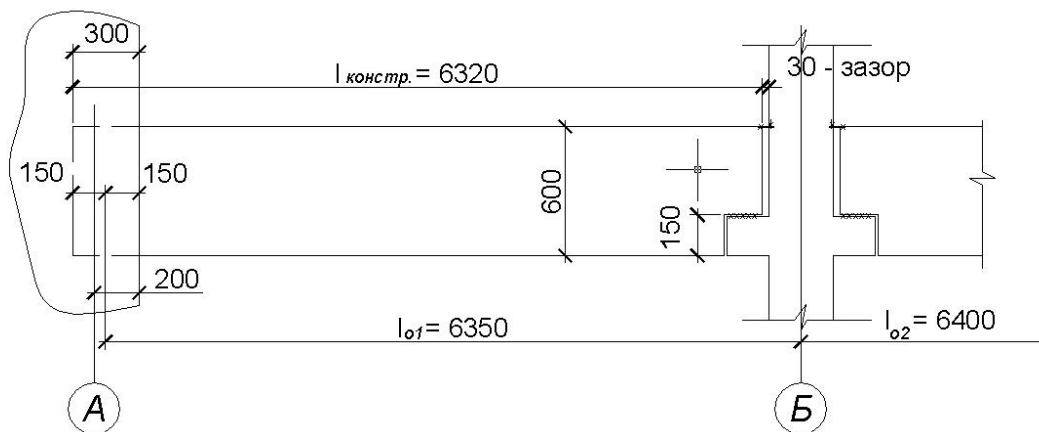


Рисунок 1.9 – Схема обпирання ригелю на колону

Розрахунковий прольот ригелю  $l_0 = 6\,400 - 200 + 150 = 6\,350$  мм = 6.35 м.

Конструктивна довжина ригелю

$$l_{\text{констр.}} = l_0 + 150 \text{ мм} - h_{\text{к}}/2 - \text{зазор} = 6\,350 + 150 - 300/2 - 30 = 6\,320 \text{ мм.}$$

Розрахункове погонне навантаження на ригель:

– *постійне*  $g = g_{1m}^2 \times l + \gamma_f \times$  (власна вага нижньої частини ригелю з полицями)  $= 4.77 \times 6 + 1.1(0.6 - 0.2)0.45 \times 25 = 33.6$  кН/м;

– *змінне*  $v = v_{1m}^2 \times l = 4.2 \times 6 = 25.2$  кН/м;

– *повне*  $q = g + v = 33.6 + 25.2 = 58.8$  кН/м.

Для розрахунку крайнього прольоту розглядають дві розрахункові схеми:

– постійне навантаження всіх прольотів ригелю із змінним навантаженням крайнього прольоту і далі через проліт;

– постійне навантаження всіх прольотів ригелю із змінним навантаженням першого і другого прольотів.

З першої схеми (дод. Е) визначають найбільший прольотний згинальний момент

$$M_I = (0.08g + 0.101v)l_{01}^2 = (0.08 \times 33.6 + 0.101 \times 25.2)6.35^2 = 211 \text{ кНм.}$$

З другої схеми (дод. Е) визначають найбільший опорний момент

$$M_B = (-0.1g - 0.117v)l_{01}^2 = (-0.1 \times 33.6 - 0.117 \times 25.2)6.35^2 = -254.4 \text{ кНм.}$$

За рахунок перерозподілу зусиль можна зменшити моменти в прольоті і на опорі:

$$M'_I = 0.9M_I = 0.9 \times 211 = 189.9 \text{ кНм;}$$

$$M'_B = /0.75M_B/ = 0.75 \times 254.4 = 190.8 \text{ кНм.}$$

Поперечні сили

$$V_A = (0.4g + 0.45v)l_{01} = (0.4 \times 33.6 + 0.45 \times 25.2)6.35 = 157.4 \text{ кН;}$$

$$V_B = (-0.6g - 0.617v)l_{01} = (-0.6 \times 33.6 - 0.617 \times 25.2)6.35 = -226.8 \text{ кН.}$$

Для конструктивного розрахунку остаточно приймають

– у прольоті  $M_{np} = M'_I = 189.9$  кНм;

– на опорі  $M_{on} = M'_B - |0.5V_B h_k| = 190.8 - 226.8 \times 0.15 = 156.8$  кНм.

### 1.2.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу C20/25 ( $f_{cd} = 14.5$  МПа,  $f_{ctd} = 1.0$  МПа), робочу арматуру – класу A400C ( $f_{yd} = 365$  МПа).

#### А. Арматура в прольоті

Робочу висоту перерізу приймаємо  $d = 55$  см.

$$\alpha_m = M_{np} / f_{cd} b d^2 = 18\,990 / 1.45 \times 25 \times 55^2 = 0.173; \quad \zeta = 0.904;$$

$$A_s = M_{np} / \zeta f_{yd} d = 18\,990 / 0.904 \times 36.5 \times 55 = 10.46 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø20A400C + 2Ø18A400C ( $A_s = 11.37 \text{ см}^2$ ).

#### Б. Арматура на опорі (робоча висота перерізу $d = 41$ см)

$$\alpha_m = M_{on} / f_{cd} b d^2 = 15\,680 / 1.45 \times 25 \times 41^2 = 0.257; \quad \zeta = 0.85;$$

$$A_s = 15\,680 / 0.85 \times 36.5 \times 41 = 12.32 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28A400C ( $A_s = 12.32 \text{ см}^2$ ).

### 1.2.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах

Розрахунок виконується окремо на поперечну силу  $V_A = 157.4$  кН для повного перерізу з  $h = 60$  см і на поперечну силу  $V_B = 226.8$  кН для перерізу з «підрізкою» на опорі В ( $h = 45$  см).

Як приклад розглядається розрахунок на  $V_{max} = V_B = 226.8$  кН. Розрахунок виконуємо в наступному порядку.

1. Приймаємо поперечну арматуру в двох каркасах з умови зварювання 2Ø10A400C ( $A_s = 1.57 \text{ см}^2$ ); крок хомутів  $s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 41 = 30.75$  см.

2. Визначаємо несучу здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}}) b_w d,$$

де:  $C_{Rd,c} = 0.1385$ ;  $K = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/410} = 1.7 > 2$ ;

$$\rho_1 = 12.32 / 25 \times 41 = 0.012;$$

$$V_{Rd,c1} = (0.1385 \times 1.7 \sqrt[3]{100 \times 0.012 \times 18.5}) = 67\,828 \text{ Н} = 67.83 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0.035 \sqrt{f_{ck} K^3}) b_w d = (0.035 \sqrt{18.5 \times 1.7^3}) 250 \times 410 = 34\,202 \text{ Н} = 34.2 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $V_{Rd,c} = 67.83 \text{ кН} < V_{Ed} = 226.8 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Несуча здатність хомутив

$$V_{Rd,s} = A_{sw}z f_{ywd} ctg\theta ,$$

де  $z = 0.9d = 0.9 \times 41 = 36.9$  см;

величина  $V_{Ed}/b_w d = 226\,800 / 250 \times 410 = 2.21$ ; за графіком (рис. 1.10)

$$ctg\theta = 2.5; tg\theta = 0.4.$$

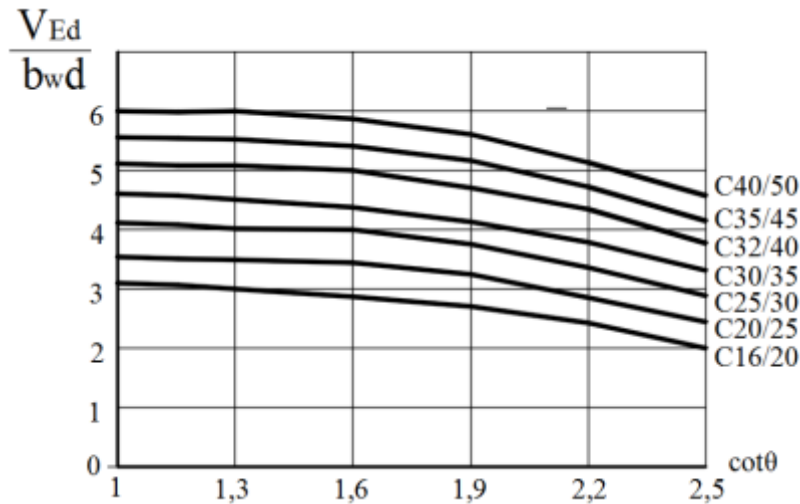


Рисунок 1.10 – Графік визначення  $ctg\theta$

$$V_{Rd,s} = 1.57 \times 36.9 \times 29 \times 2.5/25 = 168 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (ctg\theta + tg\theta),$$

де  $\alpha_{cw} = 1$  при відсутності попереднього напруження;

$v_l = 0.6$  для  $f_{ck} \leq 60$  МПа;

$$V_{Rd,max} = 1 \times 25 \times 36.9 \times 0.6 \times 1.45 / (2.5 + 0.4) = 276,7 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 168$  кН.

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 67.83 + 168 = 230.54 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

На опорі А приймаємо попередньо в двох каркасах  $2\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$ , крок у приопорній зоні  $(0.25l)$   $s_{w1} = 200$  мм. Крок поперечної арматури в середній зоні довжини ригелю приймаємо  $s_{w2} = 400$  мм ( $s_{w2} \leq 0.75h = 450$  мм).

Всі подальші перевірки виконують за раніше наведеним алгоритмом.

## 1.2.7 Конструювання ригелю цивільної будівлі

Прольотну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймають конструктивно ( $2\text{Ø}12\text{A}240\text{C}$ ).

Опорну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр2. Довжина каркасів Кр2 – чверть прольоту ригелю. Нижню арматуру каркасів Кр2 приймають конструктивно. У більшості конструкцій її приймають діаметром нижньої прольотної арматури ( $2\text{Ø}18\text{A}400\text{C}$ ).

Армування полиць ригелю виконують гнучими каркасами Кр3.

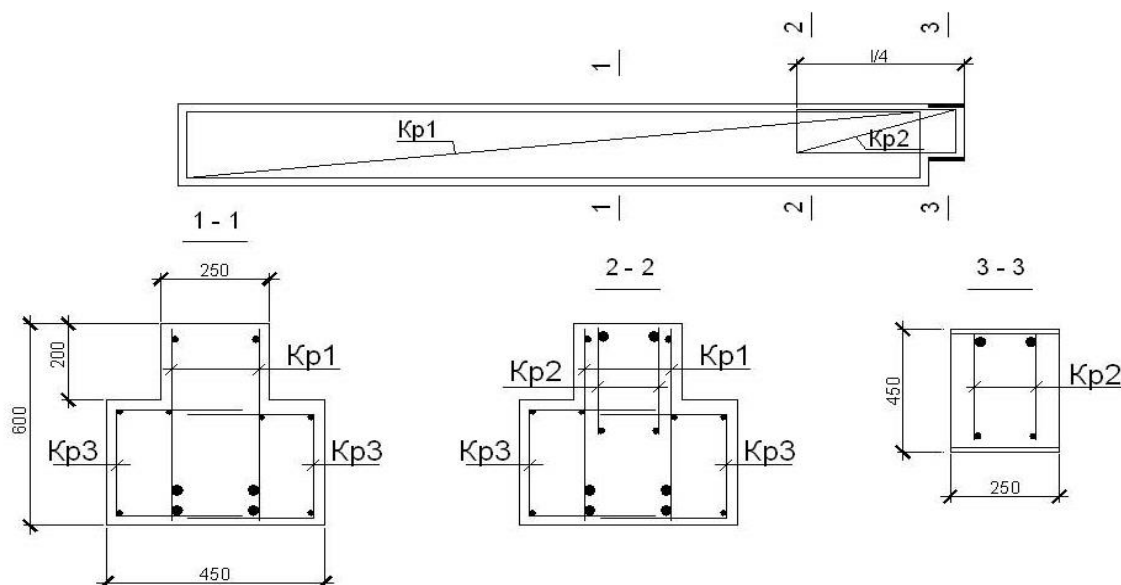


Рисунок 1.11 – Армування ригелю

Схема армування ригелю показана на рисунку 1.11.

## 1.3 Приклад розрахунку елементів перекриття промислової будівлі

### 1.3.1 Навантаження на $1 \text{ м}^2$ перекриття

Таблиця 1.2 – Навантаження на  $1 \text{ м}^2$  перекриття

Найменування навантаження	Характеристичне, $\text{кН/м}^2$	$\gamma_f$	Розрахункове, $\text{кН/м}^2$
1	2	3	4
<i>А. Постійне</i> Мозаїчне покриття ( $\delta=2 \text{ см}$ , $\rho=20 \text{ кН/м}^3$ ) $0.02 \times 20$	0.4	1.3	0.52

Продовження таблиці 1.2

1	2	3	4
Звукоізоляція (пінобетон) 0.06 × 8	0.48	1.3	0.624
Залізобетонна плита (1.8...2.5 кН/м <sup>2</sup> )	2.4	1.1	2.64
Всього постійне	8,0	1.2	g = 3.784 v = 9.6
Б. Змінне (за завданням)			
Сумарне			q = g + v = 13.39

1.3.2 Статичний розрахунок плити номінальної ширини  $b_{nl} = 1.5$  м

Приймаємо розміри поперечного перерізу ригелю:  $h = 65$  см,  $b = 25$  см, ширина опорних полиць 15 см висоту плити приймаємо  $h_{nl} = 35$  см.

Розрахунковий проліт плити визначаємо згідно з рисунком 1.12:

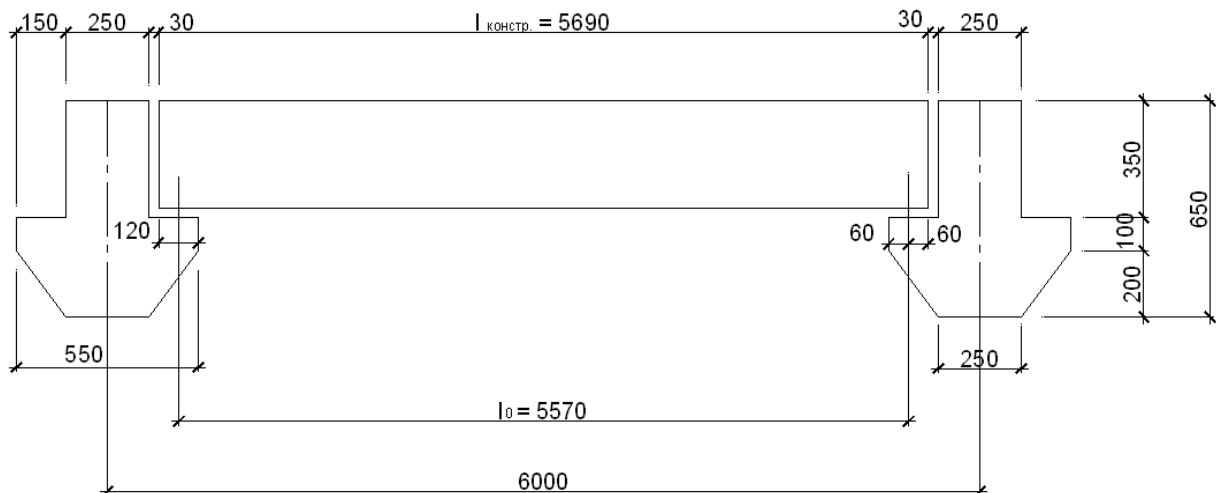


Рисунок 1.12 – Обпирання ребристої плити перекриття

$$l_0 = 6\,000 - 250 - 30 \times 2 - 120 = 5\,570 \text{ мм} = 5.57 \text{ м.}$$

$$\text{Погонне навантаження } q = q_{1\text{м}}^2 \times b_{nl} = 13.39 \times 1.5 = 20.1 \text{ кН/м.}$$

Розрахункові зусилля

$$M_{max} = ql_0^2/8 = 20.1 \times 5.57^2/8 = 78 \text{ кНм,}$$

$$V_{max} = ql_0 / 2 = 20.1 \times 5.57/2 = 56 \text{ кН.}$$



### 1.3.3 Конструктивний розрахунок плити

Приймаємо бетон класу C16/20 ( $f_{cd} = 11.5$  МПа), робочу арматуру – класу A400C ( $f_{yd} = 365$  МПа).

Переріз П-подібної плити розглядають як тавровий із полицею в стиснутій зоні.

Розрахунковий переріз плити наведений на рисунку 1.13.

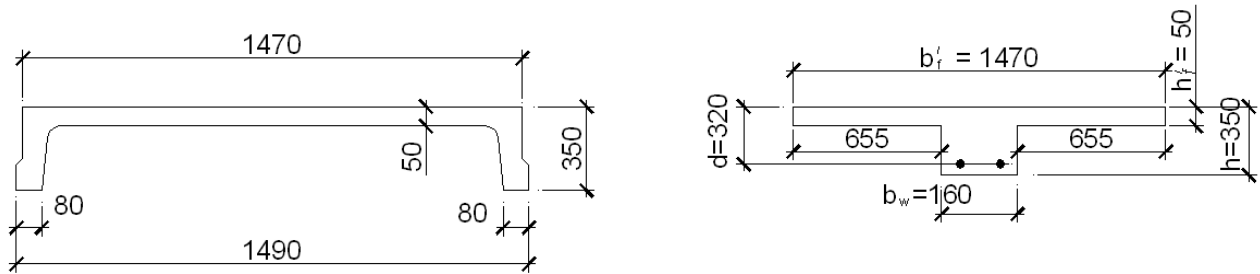


Рисунок 1.13 – Розрахунковий переріз ребристої плити

$$b_{eff} = 2(0.2b_l + 0.1l_o) + b_w = 2(0.2 \times 65.5 + 0.1 \times 557) + 16 = 153.6 \text{ см} > b_{факт.}$$

Приймаємо  $b_{eff} = 147$  см.

Положення нейтрального шару

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h'_f (d - 0.5h'_f) = 1.15 \times 147 \times 5(32 - 2.5) = 24\,934 \text{ кНсм} = \\ = 249.3 \text{ кНм} > M_{max} = 78 \text{ кНм.}$$

Нейтральний шар розташований в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

$$\alpha_m = 7\,800 / 1.15 \times 147 \times 32^2 = 0.045; \quad \zeta = 0.977;$$

$$A_s = 7\,800 / 0.977 \times 36.5 \times 32 = 6.84 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру приймаємо 2Ø22A400C ( $A_s = 7.6 \text{ см}^2$ ) і розташовуємо в двох каркасах (по одному каркасу в ребрі плити).

Верхню арматуру в каркасах приймаємо конструктивно 2Ø12A240С.

Поперечну арматуру приймаємо за умови зварювання з робочою арматурою (Ø6A240С). Крок хомутів  $s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 32 = 24$  см.

Приймаємо  $s_w = 20$  см.

Несуча здатність бетону

$$\rho l = A_s / b_w d = 7.6 / 16 \times 32 = 0.0148,$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1.79 < 2,$$

$$V_{Rd,c1} = (0.1385 \times 1.79^3 \sqrt{100 \times 0.0148 \times 15}) 160 \times 320 = 35\,674 \text{ Н} = 35.67 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0.035 \sqrt{15 \times 1.79^3}) 160 \times 320 = 16\,600 \text{ Н} = 16.6 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $V_{Rd,c} = 35.67 \text{ кН} < V_{Ed} = 56 \text{ кН}$ .

Хомути потрібні за розрахунком.

Несуча здатність хомутів

$$V_{Rd,s} = A_{sw} z f_{ywd} \text{ctg}\theta / s_w; \quad z = 0.9d = 0.9 \times 32 = 28.8 \text{ см}.$$

При величині  $V_{Ed} / b_w d = 56\,000 / 160 \times 320 = 1.093 \text{ Н/мм}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2.5$ .

$$V_{Rd,s} = 0.57 \times 28.8 \times 17 \times 2.5 / 20 = 34.88 \text{ кН}.$$

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 35.67 + 34.88 = 70.55 \text{ кН} > V_{Ed} = 56 \text{ кН}.$$

Полицю плити конструктивно армуємо сіткою С1 – Ø4В500 з чарункою 200 мм × 200 мм (рис. 1.14).

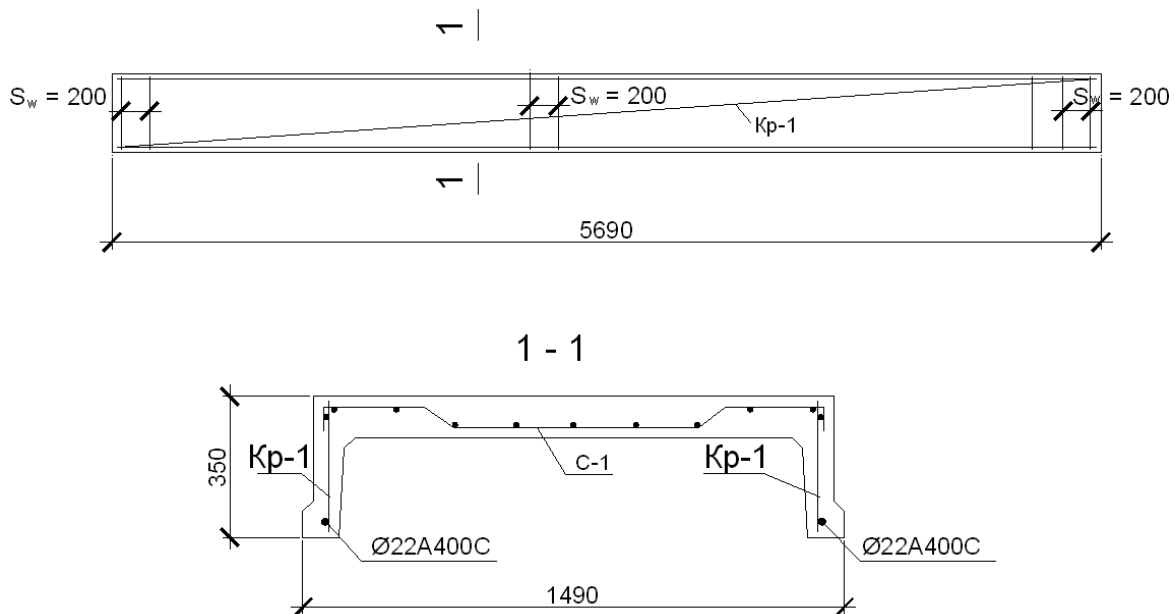


Рисунок 1.14 – Армування ребристої плити перекриття

#### 1.3.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок

Розрахунковий проліт приймають як для ригелю цивільної будівлі ( $l_0 = 6.35 \text{ м}$ ). Конструктивна довжина ригелю дорівнює (рис. 1.15).

$$l_{\text{констр.}} = l_{01} + 150 \text{ мм} - h_{\kappa}/2 - \text{зазор} = 6\,350 + 150 - 200 - 50 = 6\,250 \text{ мм.}$$

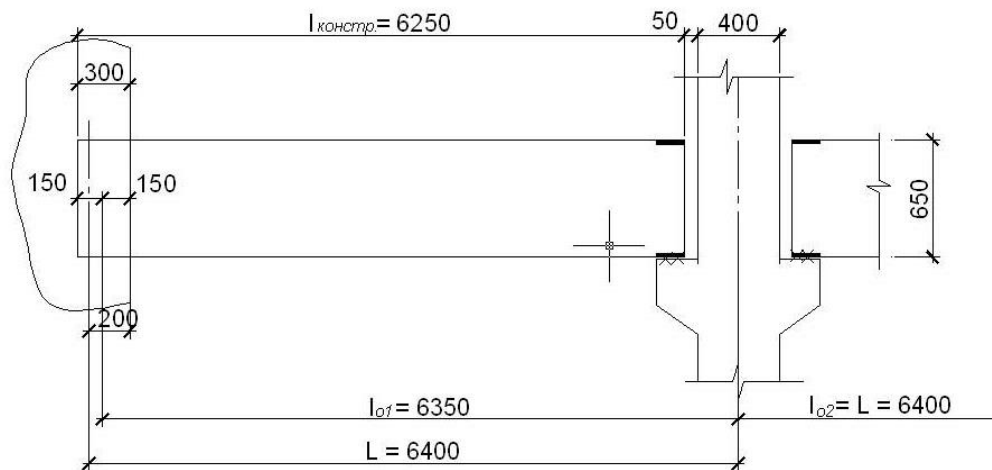


Рисунок 1.15 – Обпирання ригелю крайнього прольоту

Розрахункове погонне навантаження

– постійне  $g = g_{1M}^2 l + \gamma_f \times (\text{власна вага нижньої частини ригеля}) =$   
 $= 3.784 \times 6 + 1.1(0.55 \times 0.35 - 0.15 \times 0.2)25 = 27.2 \text{ кН/м};$

– перемінне  $v = v_{1M}^2 l = 9.6 \times 6 = 57.6 \text{ кН/м};$

– повне  $q = g + v = 27.2 + 57.6 = 84.8 \text{ кН/м.}$

Для розрахунку крайнього прольоту розглядають дві розрахункові схеми (див. п. 2.4), з яких визначають згинальні моменти і поперечні сили:

$$M_I = (0.08 \times 27.2 + 0.101 \times 57.6) 6.35^2 = 322.3 \text{ кНм};$$

$$M_B = (-0.1 \times 27.2 - 0.117 \times 57.6) 6.35^2 = -381.4 \text{ кНм};$$

$$V_A = (0.4 \times 27.2 + 0.45 \times 57.6) 6.35 = 233.7 \text{ кН};$$

$$V_B = (-0.6 \times 27.2 - 0.617 \times 57.6) 6.35 = -329.3 \text{ кН.}$$

За рахунок перерозподілу зусиль розрахункові згинальні моменти в прольоті й на опорі

$$M_{\text{прол}} = 0.9 M_I = 0.9 \times 322.3 = 290 \text{ кНм};$$

$$M_{\text{оп}} = /0.75 M_B / - /0.5 V_B h_{\kappa} / = 0.75 \times 381.4 - 329.3 \times 0.4/2 = 220 \text{ кНм.}$$

### 1.3.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах

Приймаємо бетон класу С20/25, арматуру класу А400С.

### *А. Армування в прольоті*

Робочу висоту перерізу приймаємо  $d = 59$  см для дворядного розташування арматури.

$$\alpha_m = 29\,000 / 1.45 \times 25 \times 59^2 = 0.23; \quad \zeta = 0.867;$$

$$A_s = 29\,000 / 0.867 \times 36.5 \times 59 = 15.53 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\text{Ø}25\text{A}400\text{C} + 2\text{Ø}22\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 17.42 \text{ см}^2$ ).

### *Б. Армування на опорі*

(для однорядного розташування арматури  $d = 61$  см)

$$\alpha_m = 22\,000 / 1.45 \times 25 \times 61^2 = 0.163; \quad \zeta = 0.91;$$

$$A_s = 22\,000 / 0.91 \times 36.5 \times 61 = 10.86 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\text{Ø}28\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 12.32 \text{ см}^2$ ).

### 1.3.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах

Розрахунок виконують на  $V_{Ed} = V_{max} = V_B = 329.3$  кН.

Поперечну арматуру приймаємо в двох каркасах  $2\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 1.01 \text{ см}^2$ ).

Крок поперечної арматури  $s_w \leq 0.75d = 45$  см. Приймаємо в крайніх четвертях прольоту  $s_{w1} = 20$  см, у середині прольоту  $s_{w2} = 40$  см.

Перевірку забезпечення міцності похилих перерізів виконують за наведеним раніше алгоритмом. Вважаємо, що всі перевірки виконані і міцність похилих перерізів з прийнятою арматурою достатня.

### 1.3.7 Конструювання ригелю. Економічне армування

Прольотну робочу арматуру розташовуємо в двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймаємо конструктивно –  $2\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$ .

Опорну робочу арматуру розташовуємо в каркасах Кр1. Ця арматура має рекомендовану довжину чверті прольоту і стикується з верхньою конструктивною арматурою.

Армування полиць ригелю виконують гнутими каркасами Кр2.

Під час конструювання ригелю цивільної або промислової будівлі раціонально розташовувати поздовжню робочу арматуру відповідно до епюри згинальних моментів. Зокрема, у прикладі армування ригелю промислової будівлі можна по всій довжині ригелю укласти лише 2Ø22A400С з площею перерізу 7.6 см<sup>2</sup>, а 2Ø25A400С з площею перерізу 9.82 см<sup>2</sup> укласти тільки в зоні найбільшого згинального моменту. Для визначення меж обривання цієї арматури будуємо епюри розрахункових згинальних моментів і моментів фактичної несучої здатності під схемою армування ригелю (рис. 1.16).

Специфікація складається згідно з прикладом (рис. 1.17).

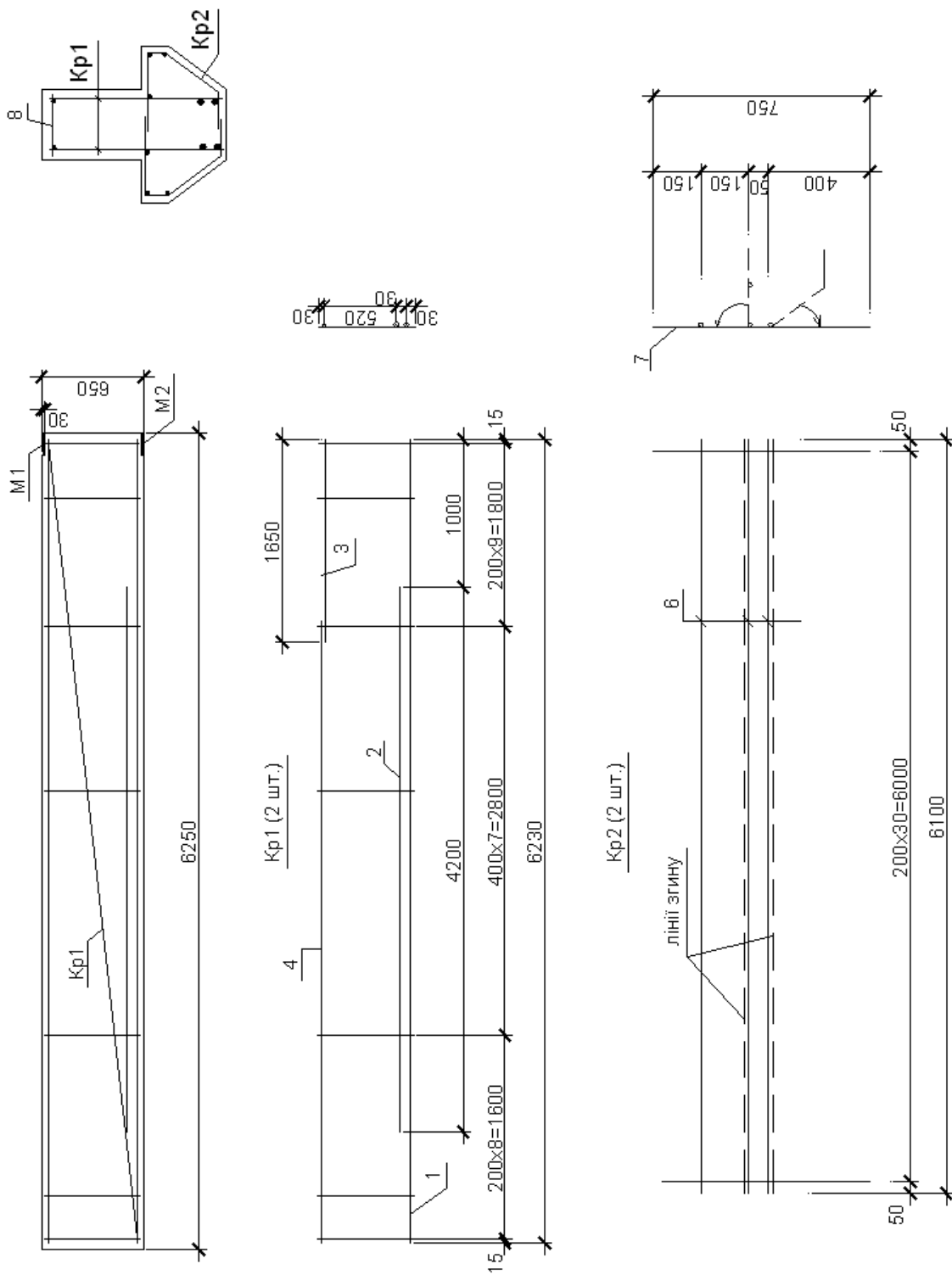


Рисунок 1.16 – Ригель Р1. Схема армування

Специфікація арматурних виробів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіп.	Маса од., кг	Прим.
	ПК-1.5	Плита перекриття	8		
	С1	Сітка арматурна	1	42.7	42.7
		Збірні одиниці			
1	ДСТУ 3760:2006	Ø12 А400С; l=5730	8	5.1	40.8
2	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=1460	23	0.08	1.84
	С2	Сітка арматурна	1	5.38	5.38
		Збірні одиниці			
3	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=1440	23	0.079	1.82
4	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=5730	8	0.32	3.56
	Кр1	Каркас плоский	8	0.27	2.16
		Збірні одиниці			
5	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=200	16	0.011	0.1
6	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=1550	2	0.085	0.17
		<u>Деталі</u>			
15	60	65	10	15	20

Рисунок 1.17 – Специфікація арматурних виробів

## МОДУЛЬ 2 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

### 2.1 Центрово-розтягнені елементи

Визначити напруження, що діють у перерізі центрально-розтягнутого елемента стержневої конструкції покриття, виконаного з прокатного двотаврового профілю № 20. Розрахункова довжина елемента  $l_0$  становить 400 см. Повздовжнє зусилля в елементі  $N = 600 \text{ кН}$ . Матеріал конструкції – сталь С-245 з  $R_y = 24 \text{ кН / см}^2$ . Коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 0,95$ .

Геометричні характеристики двотаврового профілю № 20 за сортаментом прокатної сталі:

Площа поперечного перерізу  $A = 26,8 \text{ см}^2$ ;

Радіуси інерції:  $i_x = 8,28 \text{ см}$ ;  $i_y = 2,07 \text{ см}$ .

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом першої групи.

Якщо переріз елемента не має отворів, то  $A_n = A$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{600}{26,8} = 22,38 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН / см}^2$$

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом другої групи:

$$[\lambda] = 400$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$l_0 = l_x = l_y = 400 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{8,28} = 48,3 < [400]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{2,07} = 193 < [400]$$

### 2.2 Центрово-стиснені елементи

Підібрати переріз центрально стиснутого елемента, виготовленого з двох кутков. Зусилля в елементі  $N = 940 \text{ кН}$ . Розрахункова довжина



$l = 303$  см. Матеріал конструкції – сталь С-245 з  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ . Коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 0,95$ .

$$A^{номр} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину,

$N = 940$  кН;

$l_x = l_y = l = 303$  см;

$\gamma_c = 0,95$

$\lambda_{пр} = 120$ .

Приймаємо в першому наближенні  $\lambda = 90$  тоді  $\varphi = 0,612$ ;

$$A^{номр} = \frac{940}{2 \cdot 0,612 \cdot 24 \cdot 0,95} = 33,68 \text{ см}^2$$

$$i_x^{тр} = i_y^{тр} = \frac{l_{(x,y)}}{\lambda} = 303/90 = 3,36 \text{ см.}$$

Приймаємо переріз з двох рівнобоких кутників  $\perp 160 \times 11$  з  $A_\varphi = 34,42 \text{ см}^2$

$i_x = 4,95$  см;

$i_y = 6,91$  см;

**$z_0 = 4,35$  см.**

робимо перевірки

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = \frac{303}{4,95} = 62,21 < \lambda_{пр} = 120;$$

при  $\lambda_{\max} = 62,21$  визначаємо  $\varphi = 0,795$ .

Виконуємо перевірку міцності прийнятого перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{940}{2 \cdot 0,795 \cdot 34,42} = 17,18 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Маємо недонапруження прийнятого перерізу, тому робимо спробу зменшити переріз кутників:

Приймаємо  $\perp 140 \times 10$  з  $A_\varphi = 27,33 \text{ см}^2$  (дод. Д):

$i_x = 4,33$  см;

$i_y = 6,12$  см;

$$z_0 = 3,82 \text{ см,}$$

робимо перевірки

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = \frac{303}{4,33} = 70 < \lambda_{\text{пр}} = 120;$$

при  $\lambda_{\max} = 70$  визначаємо  $\varphi = 0,754$ .

Виконуємо перевірку міцності прийнятого перерізу верхнього поясу ферми:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{940}{2 \cdot 0,754 \cdot 27,33} = 22,807 \approx 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН / см}^2$$

Умови міцності і жорсткості виконуються.

Отже приймаємо переріз елемента з двох кутників  $\perp 140 \times 10$ .

### 2.3 Елементи, що згинаються

Підібрати переріз згинального елемента двотаврового профілю довжиною  $l = 4,2$  м з урахуванням пластичних деформацій. Зусилля, які виникають в елементі від дії навантаження,  $M_{\max} = 126,4$  кНм;  $Q_{\max} = 84,3$  кН. Матеріал конструкції – сталь С-245 з  $R_y = 24 \text{ кН / см}^2$ . Коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 0,95$ .

Потрібний момент опору перерізу балки

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \cdot \gamma_c},$$

де  $c_1$  – коефіцієнт, що враховує вплив пластичних деформацій;  $R_y$  – розрахунковий опір сталі;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Коефіцієнт  $c_1$  для двотаврових профілів залежить від відношення площі поясу до площі стінки  $\frac{A_f}{A_w}$ . Для прокатних балок можна приймати  $c_1 = 1,12$

незалежно від номера двотавра.

$$W_x \geq \frac{126,4 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 24 \cdot 0,95} = 494,98 \text{ см}^3$$

Приймаємо двотавр № 33. Його характеристики:

$$W_x = 597 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 9840 \text{ см}^4;$$

$$S_x = 339 \text{ см}^3;$$

$$\text{маса } 1 \text{ м } g = 42,2 \text{ кг};$$

$$b_f = 140 \text{ мм}; t_f = 11,2 \text{ мм}; t_w = 7 \text{ мм};$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{12640}{1,12 \cdot 597} = 18,9 \text{ кН/см}^2 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{84,3 \cdot 339}{9840 \cdot 0,7} = 4,14 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \cdot 0,95 = 13,22 \text{ кН/см}^2$$

Тобто балка має достатню міцність.

Прогин посередині прольоту балки

$$f_{\max} = \frac{M^H \cdot L}{\gamma_n 10E \cdot I_x} = \frac{126,4 \cdot 10^2 \cdot 420}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 9840} = 0,0023 \text{ см},$$

де  $\frac{1}{250}$  – граничний прогин балки прольотом 6 м.

Отже, переріз відповідає вимогам міцності, стійкості та жорсткості.

## МОДУЛЬ 3 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Спроекувати і розрахувати настил із дошок і прогони утепленого покриття виробничої будівлі розміром в плані 15 м × 48 м у місті Суми. Покрівля металева з ухилом 1/15 по мінераловатному утеплювачу товщиною 150 мм, щільністю 65 кг/м<sup>3</sup>. Настил одинарний з соснових дошок класу міцності С24. Крок несучих конструкцій 4 м. Клас експлуатації будівлі – 1.

**Вибір конструктивної схеми.** Приймаємо покриття з нерозрізаними прогонами, встановленими на відстані 1,25 м по схилам даху (рис. 3.1).

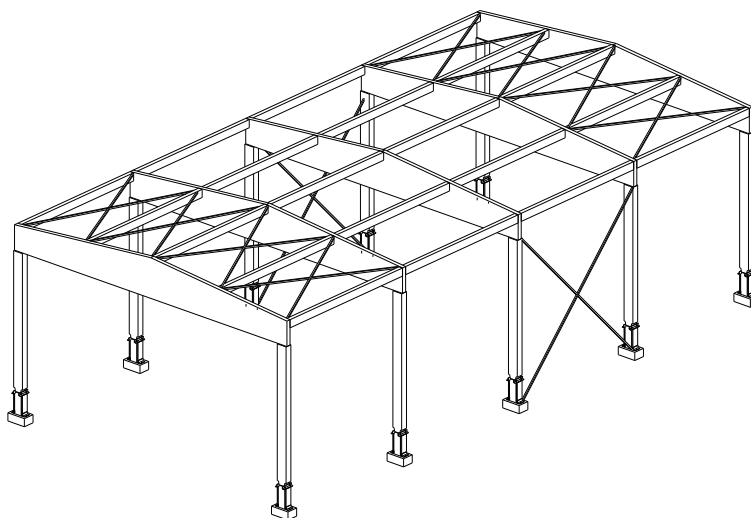


Рисунок 3.1 – Загальний вигляд конструкції будівлі

### 3.1 Розрахунок робочого настилу

Розрахунок за першим сполученням навантажень.

Статичний розрахунок

Навантаження за першим сполученням – експлуатаційним: (постійне і змінне короткочасне навантаження від снігу –  $S$  – розрахунок за першим (на міцність) і другим (на жорсткість) граничними станами).

Таблиця 3.1 – Навантаження (кН/м<sup>2</sup>)

Підрахунок навантажень	Характеристичне значення
Металева покрівля листи	0,1
Утеплювач – мінераловатні жорсткі плити $\rho = 60 \text{ кг/м}^3$ ; $\delta = 150 \text{ мм}$	0,09
Пароізоляція	0,02
Робочий настил із дошок (С24) $\delta = 22 \text{ мм}$ , $\rho_{mean} = 420 \text{ кг/м}^3$ , $g_{наст} = 0,022 \text{ м} \times 4,2 \text{ кН/м}^3$	0,1
$\Sigma$	0,31
Снігове навантаження ( $S_0 = 1,67 \text{ кН/м}^2$ , дод. Е, (ДБН В.1.2-2:2006))	1,67

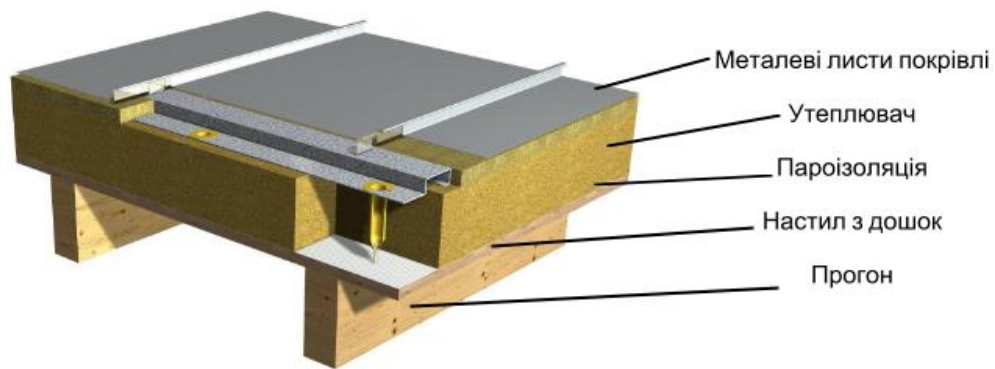
Характеристичне значення снігового навантаження приймається:

$$S_0 = S_k = 1,67 \text{ кН/м}^2.$$

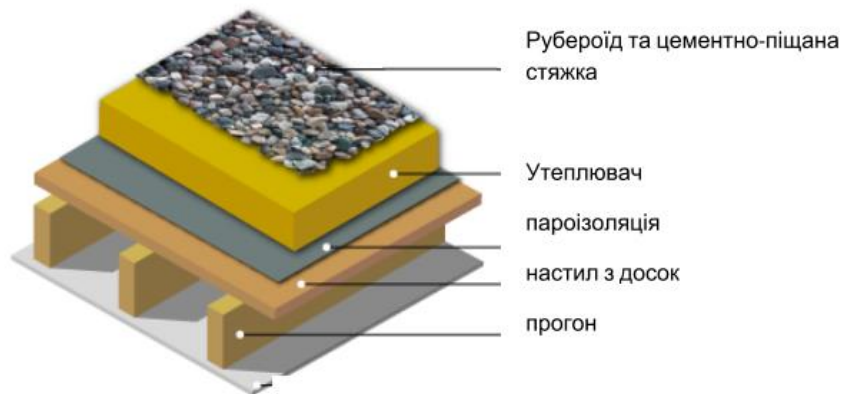
Постійне навантаження:

$$g_k = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

Схематичне зображення складових елементів конструкції покрівлі зображені на рисунку 3.2, де за схемою (рис. 3.2, а) запропоновано покрівлю з металевими листами покриття, а за схемою (рис. 3.2, б) покрівлю з рубероїдом на цементно-піщаній стяжці.



а)



б)

Рисунок 3.2 – Схема розташування шарів покрівлі:

а – покрівля з металевими листами, б – покрівля з руберойдом на цементно-піщаній стяжці

Комбінації навантажень

Граничне значення

$$\sum \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot S_k$$

Експлуатаційне

$$\sum g_k + S_k$$

де  $g_k$  – власна вага;

$S_k$  – снігове навантаження (рис. 3.3).

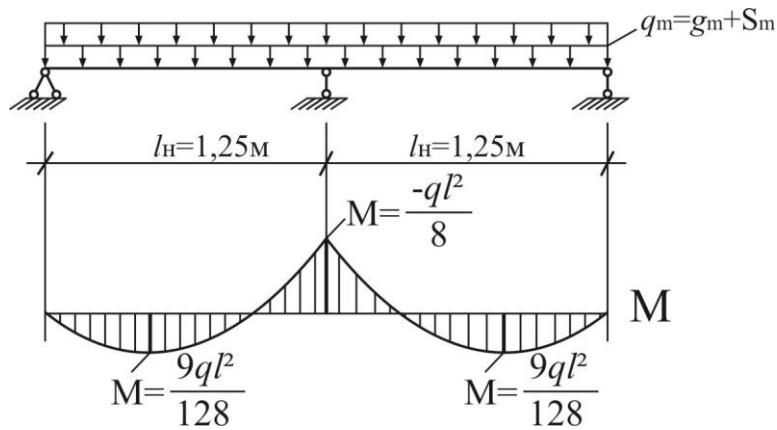


Рисунок 3.3 – Статична схема постійного та снігового навантаження

Приймаємо ширину настилу  $b = 1$  м.

Часні коефіцієнти:

$$\gamma_G = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,35.$$

Дивись значення коефіцієнтів у ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN1990:2002.

Розрахункове значення навантаження:

$$q_d = \sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = g_d + s_d$$

$$q_d = g_d + s_d = 1,35 \cdot 0,31 + 1,5 \cdot 1,67 = 2,93 \text{ кН/м.}$$

#### Конструктивний розрахунок

Скатна складова стискає або розтягає настил (залежно від того, де він закріплений). За малих ухилів ( $\alpha \leq 30^\circ$ ) її можна не враховувати.

Визначаємо товщину настилу.

Перевірка міцності за нормальними напруженнями

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d};$$

$$W_d = \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{0,57 \cdot 10^6 \text{ Нмм}}{16,6 \text{ Н/мм}^2} = 34337,4 \text{ мм}^3.$$

Розрахункове значення міцності деревини при згині

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,3} = 16,6 \text{ Н/мм}^2,$$

де  $f_{\dots,d}$  – розрахункове значення міцності;

$f_{\dots,k}$  – характеристичне значення міцності;

$k_{\text{mod}}$  – коефіцієнт перетворення (див. дод. Е, табл. Е.1);

$\gamma_M$  – часний коефіцієнт властивостей матеріалу (див. дод. А, табл. А.3).

Клас тривалості діючого навантаження «короткочасне», оскільки враховується дія снігового навантаження, яка є короткочасною дією на будівлю.

Розрахунковий опір дошок приймається для деревини класу міцності С24. Ширина настилу  $b_H$  приймається такою, що дорівнює 1 000 мм. Необхідна висота дошок настилу:

$$W = \frac{b_H \cdot h_H^2}{6},$$

де

$$h_H = \sqrt{\frac{6W_d}{b_H}} = \sqrt{\frac{6 \times 34337,4 \text{ мм}^3}{1000 \text{ мм}}} = 14,4 \text{ мм.}$$

Згідно з сортаментом  $h_H = 19$  мм.

Оскільки висота перерізу дошки настилу  $h_H$  менше, ніж 150 мм, то розрахунковий опір необхідно перерахувати так:

$$k_h = \min \left\{ (150/19)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,51; 1,3 \} = 1,3$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,3 \cdot 16,6 = 21,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка жорсткості

$$k_{\text{def}} = 0,6 \text{ (дод. В, табл. 1)}$$

$$\psi_{2,1} = 0,5 \text{ (ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002)}$$

Модуль пружності деревини класу міцності С24

$$E_{0,\text{mean}} = 11\,000 \text{ Н/мм}^2 \text{ (дод. Б, табл. Б.1).}$$

Момент інерції

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 19^3}{12} = 5,72 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$



Початкова деформація

$$w_{inst,G} = \frac{2,13 \cdot g_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{2,13 \cdot 0,31 \cdot 1250^4}{384 \cdot 11000 \cdot 5,72 \cdot 10^6} = 0,07 \text{ мм};$$

$$w_{inst,Q} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{inst,G} = \frac{1,67}{0,31} \cdot 0,07 = 0,38 \text{ мм};$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} = 0,07 + 0,38 = 0,45 \text{ мм} <$$

$$< \frac{l}{300} = \frac{1250}{300} = 4,17 \text{ мм.}$$

Кінцева деформація

$$w_{fin} = w_{inst} + \left( w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,1} \right) \cdot k_{def} =$$

$$= 0,45 + (0,07 + 0,5 \cdot 0,38) \cdot 0,6 =$$

$$= 0,61 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{1250}{150} = 8,3 \text{ мм.}$$

$$w_{net,fin} = w_{fin} + w_S + w_{\Delta\omega} - w_c = 0,61 \text{ мм} < \frac{l}{250} = \frac{1250}{250} = 5 \text{ мм.}$$

Граничні прогини для миттєвої деформації ( $w_{inst}$ ) та кінцевої деформації балки на двох опорах (див. дод. В, табл. В.2).

*Розрахунок за другим поєднанням навантажень*

Для виконання настилу використовуємо дошки шириною  $b_d = 150$  мм (рис. 3.4). У цьому випадку навантаження від робітника (людини) з інструментом 1 кН передається двом дошкам.

Статичний розрахунок

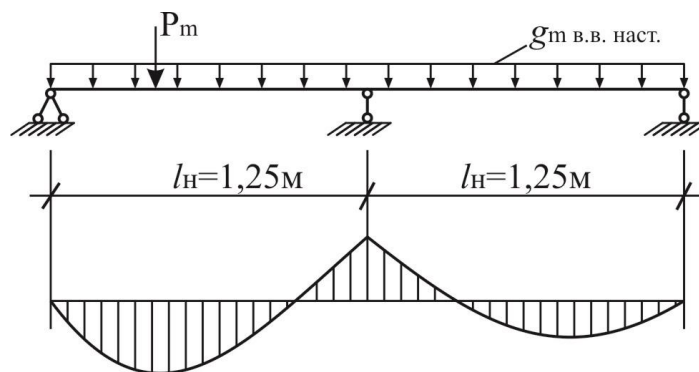


Рисунок 3.4 – Схема навантаження настилу під час монтажу

Власна вага двох дошок:

$$P = 1,2 \text{ кН} \cdot \cos 3^\circ 49' = 1 \times 0,998 \approx 1 \text{ кН}.$$

Навантаження від 2 дошок  $\delta = 19 \text{ мм}$ ;  $b_0 = 150 \text{ мм}$

$$g_{\text{тв.в.наст}} = 2 \times 0,019 \times 0,15 \times 4,2 \text{ кН/м}^3 = 0,024 \text{ кН/м}.$$

Згинальний момент (у перерізі під зосередженим навантаженням)

$$\begin{aligned} M_x &= 0,07 \cdot q_{\text{вв.наст}} \cdot l_H^2 + 0,207 \cdot P \cdot l_H = \\ &= 0,07 \cdot 0,024 \text{ кН/м} \cdot 1,25 \text{ м}^2 + 0,207 \cdot 1 \text{ кН} \cdot 1,25 \text{ м} = 0,261 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

*Конструктивний розрахунок*

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 1,1 \cdot \frac{24}{1,3} = 20,31 \text{ Н/мм}^2,$$

$k_{\text{mod}} = 1,1$  оскільки навантаження на дошки від монтажника є раптовою дією.

$$\sigma = \frac{M(g+p)}{W_{2\text{дошок}}} = \frac{26,1 \text{ кН} \cdot \text{см}}{18,05 \text{ см}^3} = 1,45 \text{ кН/см}^2 = 14,5 \text{ Н/мм}^2 < 20,31 \text{ Н/мм}^2.$$

$$W = 2 \cdot \frac{15 \cdot 1,9^2}{6} = 18,05 \text{ см}^3.$$

Якщо перевірка не виконується, то можна зменшити крок прогонів або збільшити товщину настилу, що ефективніше визначається техніко-економічним аналізом. Оскільки крок прогонів заданий, то потрібно збільшити товщину настилу. Відповідно до сортаменту товщина робочого настилу: 19 мм; 22 мм; 25 мм; 32 мм. Як настил можуть використовуватись листи фанери, ДВП, ДСП та ОСП або OSB.

### 3.2 Розрахунок прогону

Статичний розрахунок прогону

Розрахункова схема прогону – багатопрольотна нерозрізна балка з рівними прольотами по всій довжині (рис. 3.4).

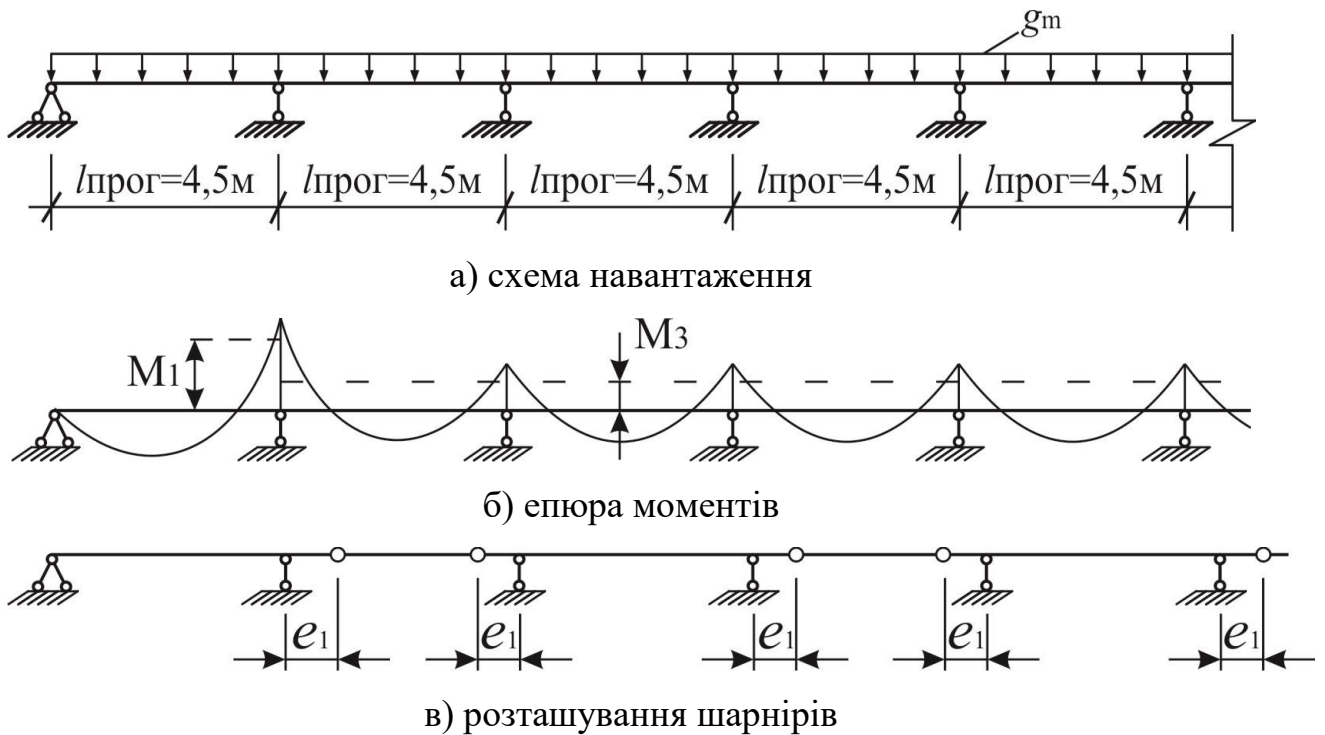


Рисунок 3.5 – Схема навантаження нерозрізного багатопрілітного прогону та епюра згинальних моментів

Навантаження від покриття (табл. 3.1):

$$g_k = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

Снігове навантаження:

$$S_k = 1,67 \text{ кН/м}^2.$$

Приймаємо прогон, який складається з двох дошок, поперечний переріз яких складає 50 мм × 150 мм. Клас міцності прийнятих дошок С30. Матеріал для проектування прогонів може бути використана клеєна деревина, шпоновий брус або LVL та балочна клеєна деревина.

Орієнтовне навантаження від власної ваги прогону

– характеристичне:

$$g_k = 2 \times 0,05 \text{ м} \times 0,15 \text{ м} \times 4,6 \text{ кН/м}^3 / 1,25 \text{ м} = 0,07 \text{ кН/м}^3;$$

– постійне навантаження на прогон з урахуванням його власної ваги:

$$g_k = 0,31 + 0,07 = 0,38 \text{ кН/м}^2,$$

$$q_d = (g_d + s_d) \cdot l_{nn} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 1,67) \cdot 1,25 = 3,76 \text{ кН/м}.$$

Коли відоме значення інтенсивності загального навантаження на прогон (погонне навантаження), можна визначити згинальні моменти:

$$M_{on} = \frac{q_e \cdot l_{прог}^2}{12} = \frac{3,76 \cdot 4^2}{12} = 5,01 \text{ кНм}.$$

$$M_1 = M_2 = \frac{ql^2}{24} \quad l_{прог} = B = 4 \text{ м}.$$

Як зазначено на рисунку 3.5 максимальне значення моменту виникає на опорі  $M_{on}$ , а не у прольоті, окрім першого прольоту будівлі.

#### Конструктивний розрахунок прогону

Перевірка міцності за нормальними напруженнями прийнятого перерізу:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d};$$

звідки 
$$W_d = \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \text{ Нмм}}{20,8 \text{ Н/мм}^2} = 241 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Розрахункове значення міцності деревини при згині

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{30}{1,3} = 20,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Необхідна висота перерізу прогону:

$$h_{номр} = \sqrt{\frac{6W}{2b}} = \sqrt{\frac{6 \times 241 \cdot 10^3}{2 \cdot 50}} = 120,3 \text{ мм}.$$

Приймаємо прогон: 2 мм × 50 мм × 125 мм.

Міцність прийнятого поперечного перерізу прогону з цільної деревини необхідно перерахувати, оскільки висота перерізу менше ніж 150 мм.

$$k_h = \min \left\{ (150/125)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,04; 1,3 \} = 1,04$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,04 \cdot 20,8 = 21,6 \text{ Н/мм}^2$$

Визначене підвищення міцності через масштабний фактор збільшує додатково міцність прийнятого перерізу.

Момент опору та момент інерції прийнятого перерізу прогону:

$$W_x = 2 \cdot \frac{50 \cdot 125^2}{6} \cong 261 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{50 \cdot 125^3}{12} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Дошки для прогонів потрібно приймати таких товщин згідно з сортаментом:  $\delta = 40; 44; 50; 60$  мм. Конструктивно рекомендується приймати висоту прогону залежно від прольоту за співвідношенням:  $h_{пр. \min} \approx B/24$ .

$$B = 4 \text{ м} \quad h_{прог \min} = 125 \text{ мм};$$

$$B = 5 \text{ м} \quad h_{прог \min} = 150 \text{ мм};$$

$$B = 6 \text{ м} \quad h_{прог \min} = 175 \text{ мм}.$$

#### Перевірка міцності прогону при косому згині

Характеристичні значення погонного навантаження на прогон відносно його місцевих осей ( рис. 3.6):

$$g_{y,k} = 0,38 \text{ кН/м}^2 \cdot \sin 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,032 \text{ кН/м}$$

$$g_{z,k} = 0,38 \text{ кН/м}^2 \cdot \cos 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,47 \text{ кН/м}$$

$$S_{y,k} = 1,67 \cdot \sin 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,138 \text{ кН/м}$$

$$S_{z,k} = 1,67 \cdot \cos 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 2,08 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове значення навантаження:

$$q_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot S_k ;$$

$$q_{y,d} = 1,35 \cdot 0,032 + 1,5 \cdot 0,138 = 0,25 \text{ кН/м};$$

$$q_{z,d} = 1,35 \cdot 0,47 + 1,5 \cdot 2,08 = 3,76 \text{ кН/м}.$$

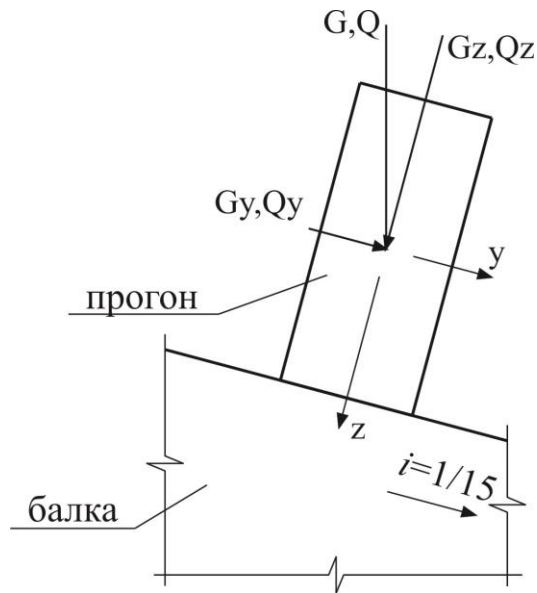


Рисунок 3.6 – Схема дії складових навантаження на прогон

Максимальний згинальний момент

$$M_{1,y,d} = \frac{q_{z,d} \cdot l^2}{12} = \frac{3,76 \cdot 4^2}{12} = 5,01 \text{ кН/м}$$

$$M_{1,z,d} = \frac{q_{y,d} \cdot l^2}{12} = \frac{0,25 \cdot 4^2}{12} = 0,33 \text{ кН/м} .$$

Моменти опору перерізу

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \text{ мм} \cdot 125^2 \text{ мм}}{6} = 0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 ;$$

$$W_{z,d} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{125 \text{ мм} \cdot 100^2 \text{ мм}}{6} = 0,21 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 .$$

Згинаючі напруження у прогоні

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{1,y,d}}{W_{y,d}} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 19,27 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{1,z,d}}{W_{z,d}} = \frac{0,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{0,21 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 1,57 \text{ Н/мм}^2 .$$

Розрахункове значення міцності з урахуванням параметрів перерізу

$$k_h = \min \left\{ (150/125)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,04; 1,3 \} = 1,04 ;$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,04 \cdot 20,8 = 21,6 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$k_h = \min \left\{ (150/100)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,09; 1,3 \} = 1,09;$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,09 \cdot 20,8 = 22,7 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності прогону:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{и} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

де  $k_m = 0,7$  (для прямокутного поперечного перерізу).

$$\frac{19,27}{21,6} + 0,7 \cdot \frac{1,57}{22,7} = 0,892 + 0,7 \cdot 0,069 = 0,94 \leq 1$$

$$0,7 \cdot \frac{19,27}{21,6} + \frac{1,57}{22,7} = 0,7 \cdot 0,892 + 0,069 = 0,69 \leq 1$$

Умова виконується. Міцність забезпечена.

Перевірка жорсткості прогону

$$k_{\text{def}} = 0,6 \quad (\text{див. дод. В, табл. В.1})$$

$$\psi_{2,1} = 0,2 \quad (\text{ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002})$$

$$E_{0,\text{mean}} = 12\,000 \text{ Н/мм}^2 \quad (\text{для деревини класу С30, дод. Б, табл. Б.1})$$

Моменти інерції відносно осей:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 125^3}{12} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{125 \cdot 100^3}{12} = 10,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Початкова деформація:

$$w_{\text{inst},G,y} = \frac{1 \cdot g_{y,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \cdot 0,143 \cdot 4000^4}{384 \cdot 12000 \cdot 16,3 \cdot 10^6} = 0,49 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst},G,z} = \frac{1 \cdot g_{z,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{1 \cdot 0,44 \cdot 4000^4}{384 \cdot 12000 \cdot 10,4 \cdot 10^6} = 2,35 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst},G} = \sqrt{w_{\text{inst},G,y}^2 + w_{\text{inst},G,z}^2} = \sqrt{0,49^2 + 2,35^2} = 2,4 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst},Q,1} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{\text{inst},G} = \frac{1,67}{0,37} \cdot 2,4 = 10,8 \text{ мм};$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} = 2,4 + 10,8 = 13,2 \text{ мм} < \frac{l}{300} = \frac{4000}{300} = 13,3 \text{ мм} .$$

Умова виконується.

$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{inst} + \left( w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,1} \right) \cdot k_{def} = \\ &= 13,2 + (2,4 + 0,2 \cdot 10,8) \cdot 0,6 = \\ &= 15,9 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{4000}{150} = 26,7 \text{ мм}. \end{aligned}$$

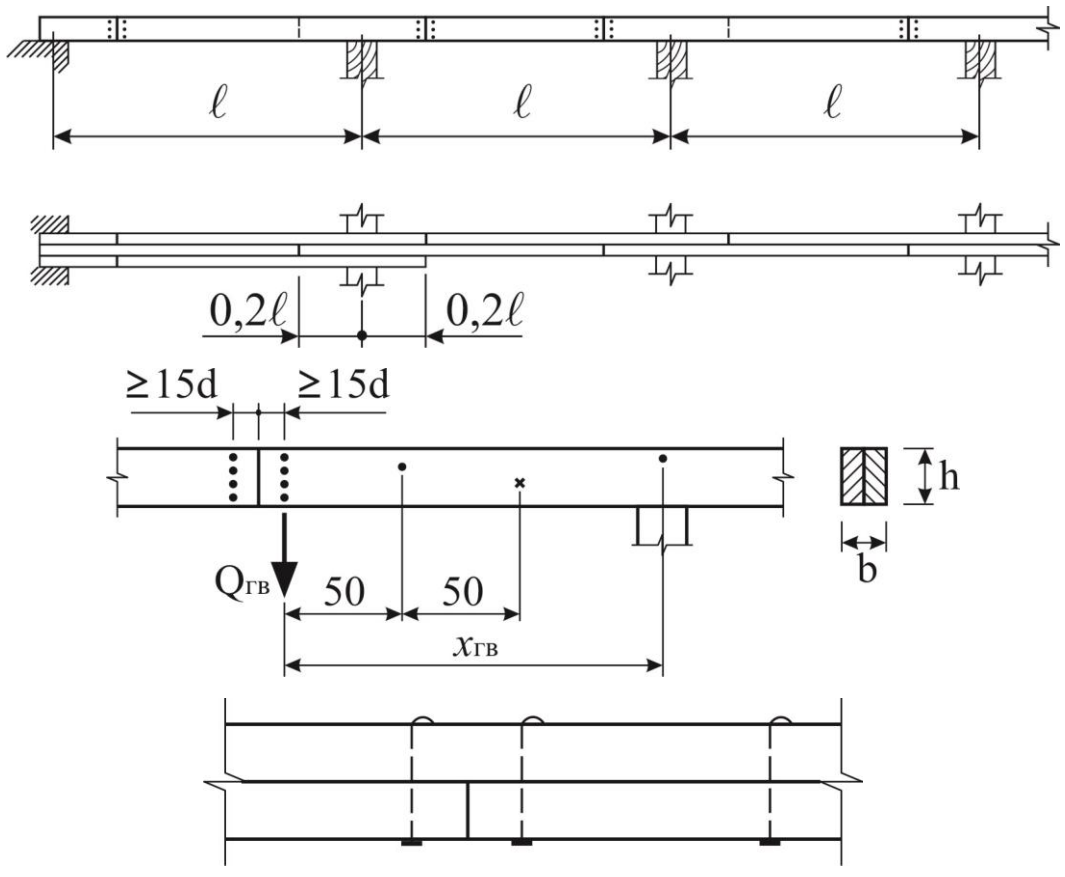
Якщо отриманий при розрахунку прогин перевищує граничне значення, то необхідно прийняти дошки з більшою висотою поперечного перерізу (для цього випадку 150 мм) та повторно виконати перевірку жорсткості (прогину).

Оскільки в крайніх прольотах виникає згинальний момент більше ніж опорний, то встановлюємо додаткову дошку такого саме перерізу. По довжині дошки скріплюємо цвяхами  $120 \times 4$  в шаховому порядку через 500 мм, як показано на рисунку 3.7, а. Стики дошок прогону розміщуємо в розбіг на відстані  $X = 0,21 \cdot l_{\text{прог}}$  від осі опори. Прогон також може бути виконаним як брус з цільної деревини такого саме перерізу, як і прогон з дошок, але з'єднуватись косим прирубом із двома болтами (рис. 3.7, б).

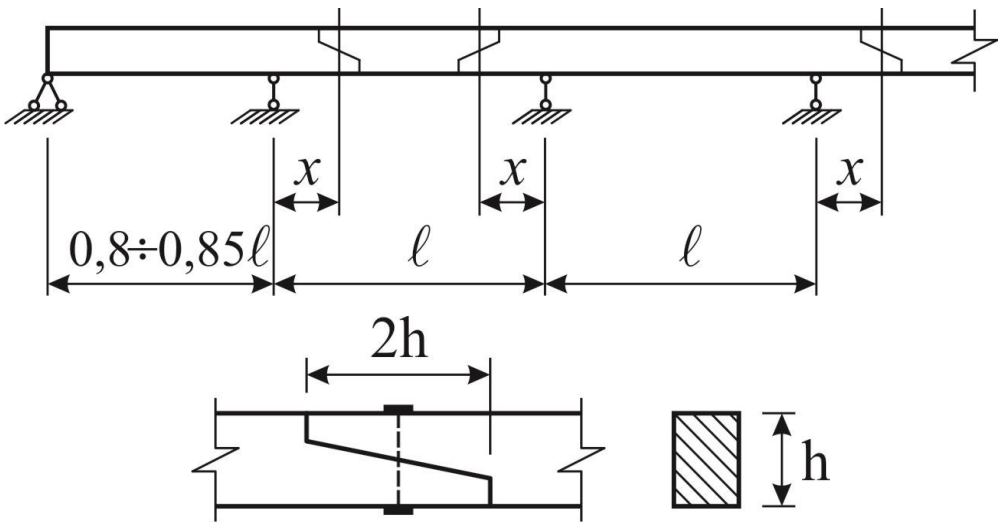
Нерозрізні багатопролітні прогони можуть також виконуватись як з клеєної деревини, так і з шпонового бруса (ЛВЛ). Довжина таких прогонів може сягати 12–13 м (обмежена через габарити автотранспорту), що значно зменшить кількість з'єднань у прогонах.

Під час установа прогонів на балки з похилими верхніми кромками потрібно у місцях кріплення встановлювати бобишки дерев'яні або металеві, як показано на рисунку 3.8.



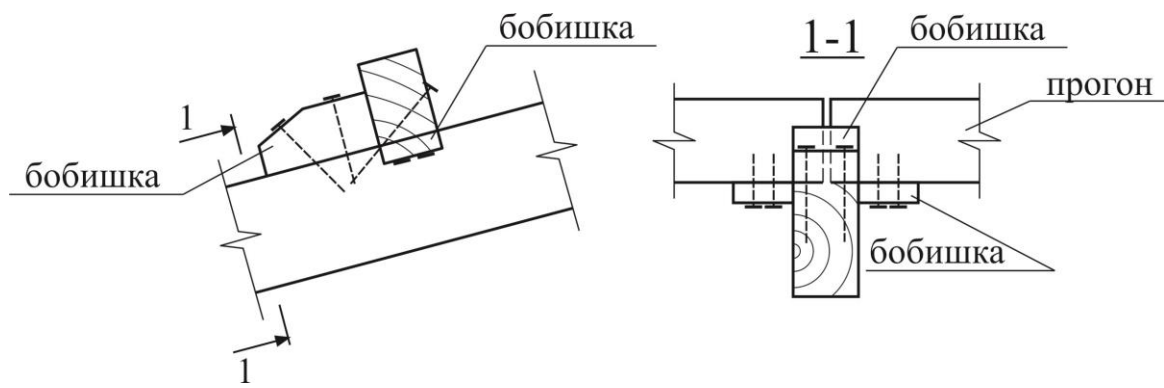


а) стик прогону з дошок на цвяхах

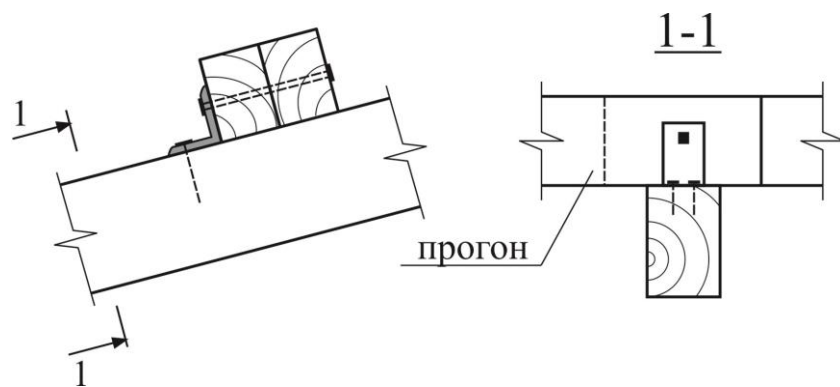


б) стик прогону з брусу на болтах

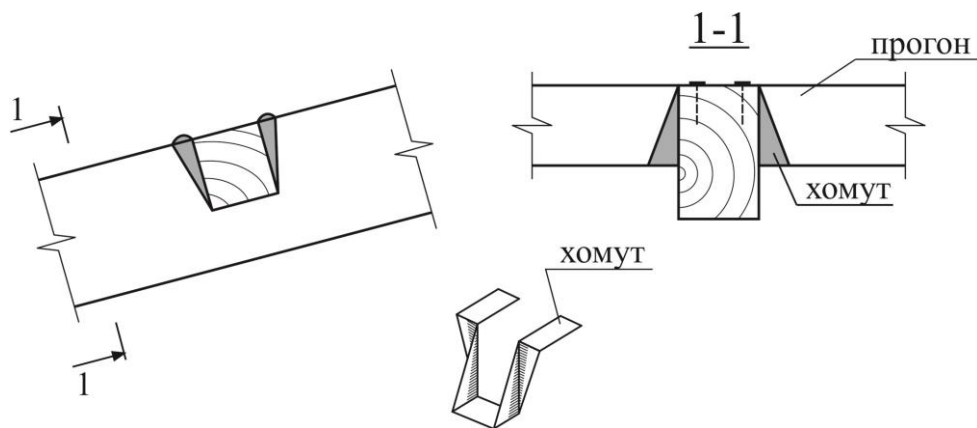
Рисунок 3.7 – Стик прогону з дошок та з брусу



а) бобишка



б) металевий кутик



в) хомут

Рисунок 3.8 – Кріплення прогону з бобишкою

## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [Електрон. ресурс] / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Електрон. текст. дані. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с. – Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/42750/>, вільний (дата звернення 18.06.2024). – Назва з екрана.

2. ДБН В.2.6.-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2011–06–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – Режим доступу: <http://kbu.org.ua/assets/app/documents/dbn2/110.1.%20ДБН%20В.2.6-98~2009.%20Конструкції%20будинків%20і%20споруд..pdf>, вільний (дата звернення 18.06.2024). – Назва з екрана.

3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2014–06–10. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. – 205 с. – Режим доступу: <https://www.mts-ua.com/images/My/Docs/2.6-198-2014.pdf>, вільний (дата звернення: 17.06.2024). – Назва з екрана.

4. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2014–10–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінбуд України, 2014 – 44 с. – Режим доступу: <https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2018/08/DBN-A.2.2-3-2014.pdf>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

5. ДБН А.1.1-94:2010. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2010–12–16. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінбуд України, 2010 – 38 с. – Режим доступу: [43](https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/zmina-</a></p></div><div data-bbox=)

%E2%84%96-2-dbn-a.1.1-94\_2010\_removed.pdf, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

6. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Конструкції будинків і споруд. [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2018–02–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : "Укрархбудінформ" – 117 с. – Режим доступу: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/V26-161.pdf>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

7. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2007–10–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с. – Режим доступу: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/37.1.-DBN-V.1.2-22006.-SNBB.-Navantazhennya-i-vplivi.-Nor.pdf>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

## Додаток А

Таблиця А.1 – Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу; модуль пружності

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за I групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_{cm} \cdot 10^3$ , МПа	Примітка
	при стиску $f_{cd}$	при розтягу $f_{ctd}$		
C8/10	6.0	0.53	18.0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
C12/15	8.5	0.73	23.0	
C16/20	11.5	0.87	27.0	
C20/25	14.5	1.0	30.0	
C25/30	17.0	1.2	32.5	
C30/35	19.5	1.33	34.5	
C32/40	22.0	1.4	36.0	

## Додаток Б

Таблиця Б.1 – Значення граничного коефіцієнта  $\alpha_R$

Клас арматури	Клас важкого бетону		
	C12/15	C16/20	C20/25
A240C	0.423	0.420	0.418
A400C	0.387	0.385	0.381
A500C	0.370	0.367	0.363
B500	0.361	0.358	0.354

## Додаток В

Таблиця В.1 – Розрахункові опори арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$ , МПа
	при розтягу		при стиску $f_{yd}'$	
	у поздовжньому напрямку $f_{yd}$	у поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів $f_{ywd}$		
A240C	225	170	225	21
A400C	365	285	365	21
A500C				
Ø8...22	435	300	435	21
Ø25...40	415	300	415	
B500	415	300	375	19

Додаток Г

Таблиця Г.1 – Значення коефіцієнтів  $\alpha_m$ ,  $\xi$  та  $\zeta$

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	-	-	-

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

Додаток Д

Таблиця Д.1 – Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B-1, Bp-1	B-II, Bp-II,
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

## Додаток Е

Таблиця Е.1 – Характеристичні значення міцності цільної деревини хвойних порід (Н/мм<sup>2</sup>) згідно з EN 338:2009

Вид напруженого стану		Класи міцності								
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35
(Н/мм <sup>2</sup> )										
Згин	$f_{m,g,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35
Розтяг поперек	$f_{t,90,g,k}$	0,4								
Стиск вздовж	$f_{c,0,g,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25
Стиск поперек	$f_{c,90,g,k}$	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	
Зсув	$f_{v,g,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0			
(кН/мм <sup>2</sup> )										
Середнє значення модуля пружності вздовж волокон	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13
Щільність (кг/м <sup>3</sup> )										
Щільність	$\rho_{g,mean}$	350	370	380	390	410	420	450	450	460

Таблиця Е.2 – Характеристичні значення міцності та пружні характеристики клеєної деревини (Н/мм<sup>2</sup>) згідно з EN 14080:2013

Вид напруженого стану		Класи міцності							
		Gl24h	Gl24c	Gl28h	Gl28c	Gl30h	Gl30c	Gl32h	Gl32c
(Н/мм <sup>2</sup> )									
Згин	$f_{m,g,k}$	24	24	28	28	30	30	32	32
Розтяг поперек	$f_{t,90,g,k}$	0,5							
Стиск вздовж	$f_{c,0,g,k}$	24	21,5	28	24	30	24,5	30	24,5
Стиск поперек	$f_{c,90,g,k}$	2,5							
Зсув	$f_{v,g,k}$	3,5							
(кН/мм <sup>2</sup> )									
Середнє значення модуля пружності вздовж волокон	$E_{0,mean}$	11,5	11,0	12,6	12,5	13,6	10,8	4,2	13,5
Середнє значення модуля зсуву	$G_{0,5}$	0,54							
Щільність (кг/м <sup>3</sup> )									
Щільність	$\rho_{g,mean}$	420	400	460	420	480	430	490	440



*Електронне навчальне видання*

Методичні рекомендації  
до практичних занять з навчальної дисципліни

**«ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,  
освітня програма «Міське будівництво і господарство»,  
«Теплогазопостачання і вентиляція», «Водопостачання та водовідведення»)*

Укладачі: **ПУСТОВОЙТОВА** Оксана Михайлівна  
**ЗОЛОТОВ** Сергій Михайлович

Відповідальний за випуск *А. В. Набока*  
Редактор *О. В. Михаленко*  
Комп'ютерне верстання *О. М. Пустовойтова*

План 2024, поз. 2М

---

Підп. до друку 18.06.2024. Формат 60 × 84/16.  
Ум. друк. арк. 2,8.

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.  
Електронна адреса: office@kname.edu.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 5328 від 11.04.2017.