

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

В.Д. КРІПАК
В.М. КОЛЯКОВА
А.П. ГЕДЗІЮК

**ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ
збірної залізобетонної плити
покриття 1,5 х 6 метрів**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
*до виконання курсового проєкту
з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції»*

*для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти,
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія,
ОПП «Промислове і цивільне будівництво»*

Київ 2024

УДК 624

Укладачі: Кріпак В.Д., канд. техн. наук, професор;
Колякова В.М., канд. техн. наук, доцент;
Гедзюк А.П., здобувач першого (бакалаврського) рівня вищої освіти.

Рецензент О.А. Фесенко, кандидат технічних наук, доцент

Відповідальний за випуск О.Д. Журавський, завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н., професор.

Затверджено на засіданні кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, протокол № 16 від 26 березня 2024 року.

Видається в авторській редакції.

Приклад розрахунку збірної залізобетонної плити покриття 1,5 x 6 м. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції» / укл. Кріпак В.Д., Колякова В.М., Гедзюк А.П. Київ: Видавництво Ліра-К, 2024. 82 с. ISBN 978-617-520-867-0

Методичні вказівки містять приклад розрахунку збірної залізобетонної ребристої плити покриття 1,5 x 6 м.

Призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія.

ISBN 978-617-520-867-0

© В.Д. Кріпак, 2024

© В.М. Колякова, 2024

© А.П. Гедзюк, 2024

© КНУБА, 2024

ЗМІСТ

Вступ.....	5
1. Розрахунок плити покриття	6
1.1. Вихідні дані для проєктування	6
1.2. Конструктивна схема збірного покриття.....	7
1.3. Визначення навантажень.....	7
1.3.1. Збір навантаження на 1 м ² покриття	7
1.3.2. Розрахунок полицки на місцевий згин.....	12
1.3.3. Розрахунок поперечних ребер	15
1.3.4. Підбір поздовжньої арматури	18
1.3.5. Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра.....	21
1.3.6. Розрахунок поздовжніх ребер	22
1.3.7. Геометричні характеристики поперечного перерізу плити	28
1.3.8. Визначення втрат попереднього напруження	30
1.3.9. Розрахунок похилих перерізів поздовжнього ребра	35
1.3.10. Розрахунок плити покриття за розкриттям тріщин	37
1.3.11. Визначення прогинів	39
1.4. Розрахунок плити з тріщинами	42
1.4.1. Визначення ширини розкриття тріщин	43
1.5. Визначення прогинів в плиті з тріщинами.	50
ДОДАТКИ	57
Додаток А Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску	58
Таблиця 1. Коефіцієнти надійності γ_n для розрахунку конструкцій	59
Таблиця 2. Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України	60
Таблиця 3. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_m	64
Таблиця 4. Коефіцієнт висоти споруди C_h	64
Додаток Б	65
Таблиця 5. Основні характеристики бетону	65
Таблиця 6. Міцності та деформативні характеристики арматури.....	67
Таблиця 7. Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури	67
Таблиця 8. Граничний коефіцієнт повзучості [11].....	68

Таблиця 9 Максимальні втрати початкових напружень в арматурі у відсотках [11].....	68
Таблиця 10 Втрати попереднього напруження від релаксації на стадії виготовлення конструкції [11]	69
Таблиця 11 Міцність бетону на зсув [16]	69
Додаток В	70
Таблиця 12 Значення коефіцієнтів α_m , ξ і ζ	70
Додаток Г	71
Таблиця 13 Сортамент арматури.....	71
Додаток Д	72
Таблиця 14 Значення кута θ в залежності від значення виразу $(ctg\theta + tg\theta)$...	72
Таблиця 15 Значення коефіцієнтів γ [11, 15].	73
Таблиця 16 Коефіцієнти $\zeta = z/d$ при значеннях μ_{as1}	74
Додаток Е	75
Приклад оформлення креслень ребристої плити покриття 1,5х6,0 м.	75
Схема армування полички та ребра.....	76
Армування плити покриття	77
Приклад оформлення специфікації.....	78
ЛІТЕРАТУРА	79

Вступ

Методичні вказівки розроблені у відповідності з робочою програмою освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції».

Наведено приклад розрахунку збірної залізобетонної плити покриття 1,5 х 6 м., основні розрахунки, конструювання, ілюстрації, в додатках необхідна інформація для виконання курсового проєкту.

Ребристі плити призначені для покриттів промислових та виробничих, а також будь-яких інших споруд, крім цивільного будівництва. Плити 1,5 × 6 м. і 1,5 × 12 м. використовують в якості основного рішення при використанні прогонів у вигляді балок і як добірні елементи при прогонах у вигляді ферм в місцях збільшених снігових відкладень - біля ліхтарів, в зонах перепадів профіля покриття при значних снігових навантаженнях, тому що несуча здатність плит шириною 1,5 м., внаслідок зменшення відстані між поздовжніми ребрами вища, ніж у відповідних плит шириною 3 м.

Ребристі плити 1,5 х 6 м., мають поздовжні ребра перерізом 75 х 300 мм., поперечні ребра перерізом 40 × 150 мм. і поличку товщиною 30 мм. При використанні плит в будівлях обладнаних мостовими кранами, в плитах влаштовують потовщення в кутах - вути, якими забезпечують надійність роботи в умовах систематичного впливу горизонтальних тормозних зусиль від мостових кранів. Поздовжні ребра плит армують напруженою стержнєвою або канатною арматурою, поперечні ребра і полички - зварними каркасами і сітками. Бетон приймають класів С25/30... С32/40.

Матеріал методичних вказівок відповідає вимогам ДБН В.2.6-98:2009 [1], ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2] та ДСТУ Б А.2.4-7:2009 [4].

1. Розрахунок плити покриття

1.1. Вихідні дані для проєктування

1. Будівля багатоповерхова;
2. Район будівництва – м. Київ;
3. Клас наслідків – СС2 (Б);

$$\gamma_n=1,05 \text{ (I група)}, \gamma_n=0,975 \text{ (II група)};$$

4. Розміри будівлі в плані - 18,0 x 24,0 м.;
5. Плита покриття – ребриста 1,5 x 6,0 м.;
6. Тип підлоги – плиткова;
7. Клас бетону плити покриття – С32/40 (див. Додаток Б, *табл. 5*)
 $f_{cd} = 22 \text{ МПа}; f_{ctm} = 3 \text{ МПа};$
 $f_{ck,prism} = 29 \text{ МПа}; f_{ctk,0,05} = 2,1 \text{ МПа};$
 $E_{cm} = 36 \times 10^3 \text{ МПа}$
8. Клас попередньо-напруженої арматури повздожніх ребер А600С (див. Додаток Б, *табл. 7*)

$$f_{pd} = 479,1 \text{ МПа (I група)}; f_{pd} = 575 \text{ МПа (II група)};$$

$$f_{pk} = 630 \text{ МПа}; f_{p0,1k} = 575 \text{ МПа}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа};$$

9. Клас робочої повздожньої арматури поперечних ребер А240С (див. Додаток Б, *табл. 6*):

$$f_{yd}=225 \text{ МПа};$$

10. Клас поперечної арматури ребер В500 (див. Додаток Б, *табл. 6*): сітка плити,

$$f_{yd}=435 \text{ МПа}; f_{ywd}=300 \text{ МПа}; E_s=1,9 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

Розрахунки виконують відповідно до [1], [2], графічні креслення на аркуші формату А2, [3] і [4].

1.2. Конструктивна схема збірного покриття.

Багатоповерхова будівля з повним каркасом, має розміри в плані 18,0 х 24,0 м.

Балки доцільно розташовувати впоперек будівлі для підвищення їх жорсткості. Відстань між колонами в обох напрямках прийнято 6,0 м.

Конструктивна схема збірного покриття наведено на рис.1.

1.3. Визначення навантажень

Збір навантаження на 1 м² покриття виконують відповідно до [5, 6,].

Навантаження на плиту приймають рівномірно-розподіленим.

Загальний вид збірної залізобетонної ребристої плити покриття наведено на рис. 2.

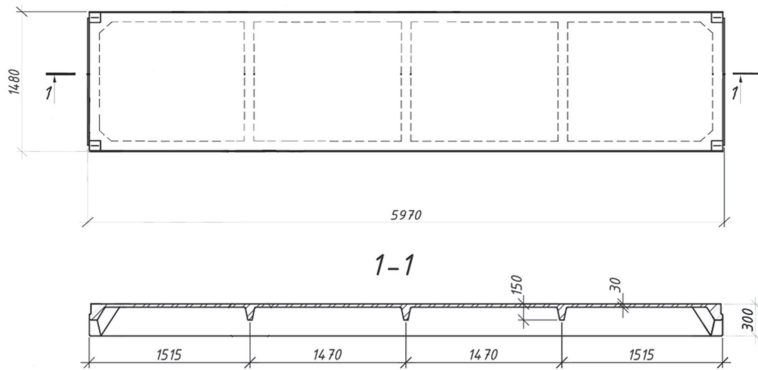


Рис. 2 Ребриста плита покриття (опалубочне креслення)

1.3.1. Збір навантаження на 1 м² покриття

Визначення навантажень на покриття ведемо в табличній формі.

Збір навантаження на 1м² покриття (табл. 1)

Коефіцієнти, які використовують при зборі навантаження :

- γ_n^I - коефіцієнт надійності за відповідальністю для першої групи граничних станів;
- γ_n^{II} - коефіцієнт надійності за відповідальністю для другої групи граничних станів;
- γ_{fm} - коефіцієнт надійності за навантаженням для граничних розрахункових значень навантажень.

Конструктивна схема
покриття

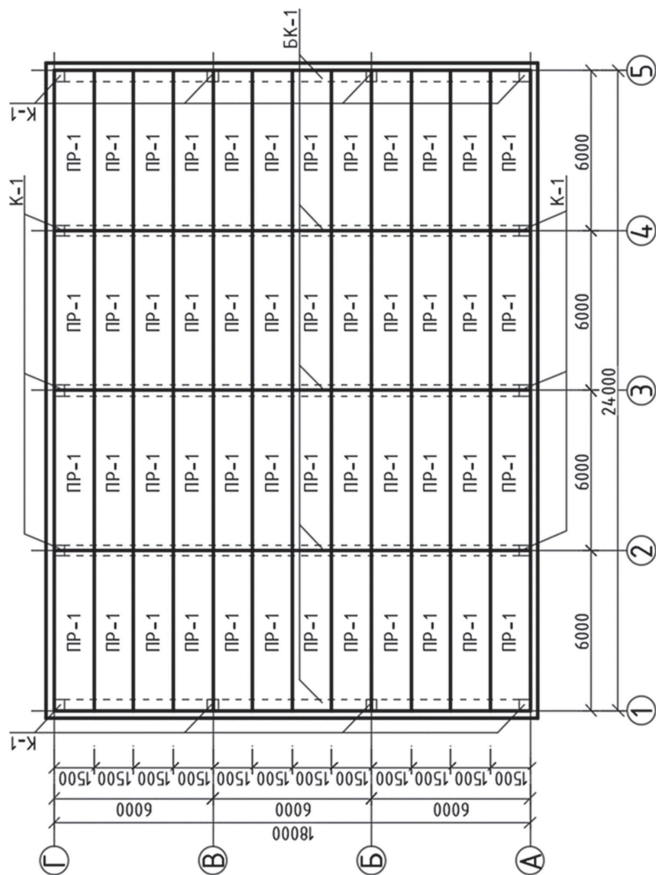


Рис. 1. Конструктивна схема збірного покриття

Таблиця 1.

Збір навантаження на 1 м^2 покриття

Тип навантажень	Характеристичне	Розрахунок за II гр. граничних станів			Розрахунок за I гр. граничних станів		
		γ_n^H	γ_f	Навантаж.	γ_n^I	γ_f	Навантаж.
1	2	3	4	5	6	7	8
<u>1.Постійні:</u>							
1.1.Шар гравію втопленого в дьогтьовій мастіці $0,15 \text{ кН/м}^2$	0,15	0,975	1	0,15	1,05	1,3	0,21
1.2.Три шари рулонного килима на дьогтьовій мастіці $0,1 \text{ кН/м}^2$	0,1	0,975	1	0,098	1,05	1,3	0,14
1.3.Цементна стяжка 20мм $(\rho = 2 \text{ Т/м}^3)$ $2 \times 0,02 \times 9,81 = 0,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	0,39	0,975	1	0,38	1,05	1,3	0,53
1.4.Утеплювач (пінобетон) 100мм $(\rho = 0,55 \text{ Т/м}^3)$ $0,55 \times 0,1 \times 9,8 = 0,54 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	0,54	0,975	1	0,53	1,05	1,3	0,74

Продовження таблиці 1.

1	2	3	4	5	6	7	8
1.5. Рулонна пароізоляція $0,05 \text{ кН/М}^2$	0,05	0,975	1	0,05	1,05	1,3	0,068
Всього від покрівлі:	1,23			1,2			$g_1=1,68$
1.6. Панелі покриття з бетонном замонолічування $0,16 \times 9,81 = 1,57 \frac{\text{кН}}{\text{М}^2}$	1,57	0,975	1	1,53	1,05	1,1	1,81
Всього постійні:	2,8			2,73			3,49
2. Тимчасові (короткочасні):							
2.1. Снігове ($S_0=1,55 \text{ кПа}$, м. Київ)	1,55	0,975	1	1,51	1,05	1,4	2,28
2.2. Зосереджена сила від робочого з інструментом 1 кН/М^2	1			0,975		1,2	1,26
$\sum_{\text{довне}}$				4,24			5,77
$\sum_{\text{довготривале}}$				2,73			

1.3.2. Розрахунок полички на місцевий згин

Розрахункові прольоти для середніх ділянок:

- в поперечному напрямку

$$l_{01} = 1480 - 2 \times (15 + 105) = 1240 \text{ мм,}$$

- в поздовжньому напрямку

$$l_{02} = 1470 - 90 = 1380 \text{ мм.}$$

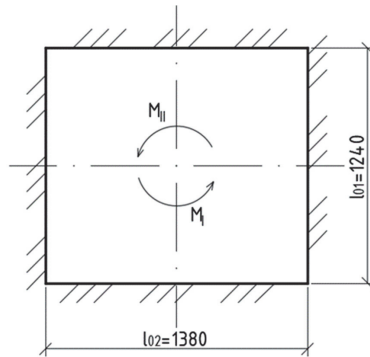


Рис. 3. Схема плити, яка працює на згин.

При співвідношенні сторін $\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{1380}{1240} = 1,113 < 3$, плита покриття зацмлена по контуру та працює на згин в обох напрямках. Розрахункові прольоти l_{01} та l_{02} приймають рівними відстані між внутрішніми гранями ребер.

Розрахункове навантаження від власної ваги полички при її товщині 30мм:

$$g = g_1 + h_f \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f,$$

$$g = 1,68 + 0,03 \times 2,5 \times 9,81 \times 1,05 \times 1,1 = 2,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Тимчасове навантаження: $V = 2,2785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Повне розрахункове навантаження:

$$q = g + V = 2,53 + 2,28 = 4,81 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

При різниці розмірів розрахункових прольотів:

$$0,8 \leq \frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{1380}{1240} = 1,113 < 1,2$$

приймаємо розрахунковий згинальний момент

$$M = \frac{(g + V)l_{02}^2(3l_{02} - l_{01})}{48(l_{01} + l_{02})}$$
$$M = \frac{4,81 \times 1,38^2 \times (3 \times 1,38 - 1,24)}{48 \times (1,24 + 1,38)} = 0,21 \text{ кНм}$$

Оскільки l_{01} та l_{02} приблизно рівні, приймаємо, що

$$M_I = M_{II} = M.$$

Поличку розраховуємо, як переріз прямокутної форми, заармований сіткою з арматури класу В500 Ø3 мм., посередині товщини полички та укладаємо таким чином, щоби забезпечити захисний шар бетону.

а) Арматура спрямована в напрямку l_{02}

Робочу висоту перерізу плити приймаємо:

$$d = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13,5 \text{ мм.}$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim}(\xi_R)^* = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,00264}{0,00264 + 0,0023} = 0,53;$$

$$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,21 \times 10^6}{1000 \times 13,5^2 \times 22} = 0,053;$$

при $\alpha_m = 0,053$, за Додатком В, *табл. 12*, знаходимо відповідні значення ξ та ζ .

$$\alpha_m = 0,053, \text{ тоді } \xi = 0,068, \zeta = 0,973;$$

* - ξ_{lim} позначення граничного значення відносної висоти стиснутої зони відповідно до Eurocod 2 [8];
 ξ_R - позначення граничного значення відносної висоти стиснутої зони, відповідно до [1, 2].

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_{lim}(\xi_R)$, для цього визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони:

$$\xi = 0,068 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,53;$$

$$\xi = 0,068 < \xi_{opt} = 0,2;$$

де $\xi_{opt} = 0,2$ – максимальне значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

Визначаємо необхідну площу перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd}d\zeta} = \frac{0,21 \times 10^6}{435 \times 13,5 \times 0,973} = 36,96 \text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{36,96}{1000 \times 13,5} = 0,003 > \rho_{min} = 0,0005.$$

За сортаментом (Додаток Г, *табл. 13*), приймаємо арматуру Ø3 B500 з кроком 150 мм,

$$A_{s02} = 47 \text{ мм}^2 > A_s = 36,96 \text{ мм}^2$$

b) Арматура спрямована в напрямку l_{01}

Для армування попередньо приймаємо Ø3 B500, тоді робочу висоту перерізу плити приймаємо:

$$d = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13,5 \text{ мм}.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim}(\xi_R) = 0,534,$$

$$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,21 \cdot 10^6}{1000 \cdot 13,5^2 \cdot 22} = 0,053,$$

за Додатком В, *табл. 12*, знаходимо відповідні значення ξ та ζ .

$$\alpha_m = 0,053, \text{ тоді } \xi = 0,068, \zeta = 0,973;$$

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_{lim} (\xi_R)$,

$$\xi = 0,068 < \xi_{lim} (\xi_R) = 0,53$$

$$\xi = 0,068 < \xi_{opt} = 0,2;$$

де $\xi_{opt} = 0,2$ – максимальне значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd}d\zeta} = \frac{0,21 \cdot 10^6}{435 \cdot 13,5 \cdot 0,973} = 36,96 \text{ мм}^2$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{36,96}{1000 \cdot 13,5} = 0,003 > \rho_{min} = 0,0005$$

За сортаментом (Додаток Г, *табл. 13*), приймаємо арматуру Ø3 В 500, з кроком 150 мм,

$$A_{s01} = 47 \text{ мм}^2 > A_s = 36,96 \text{ мм}^2.$$

Тоді для армування плити приймаємо сітку:

$$C1 \frac{\text{Ø3В500} - 150}{\text{Ø3В500} - 150} 1430 \times 5930$$

1.3.3. Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх та середніх поперечних ребер вважається однаковим, тому розрахунок виконують лише для найбільш навантаженого середнього поперечного ребра.

Розрахункова схема (рис. 4) є балка, вільно лежача на двох опорах. Трапеціювата форма епюри пояснюється обпиранням на ребро плит, опертих по контуру.

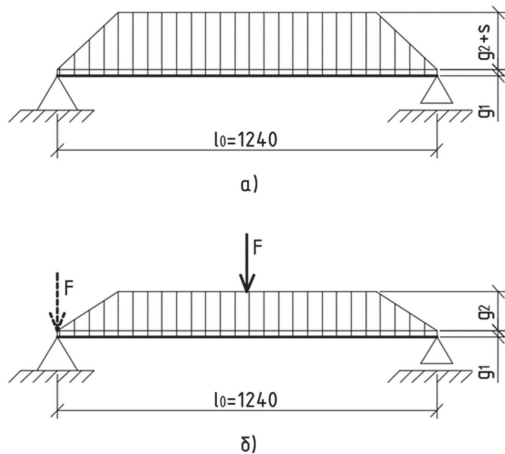


Рис. 4. Розрахункові схеми:

- a - від постійного та снігового навантаження;
- б - від постійного та зосередженого навантажень

Розрахунковий прольот приймають рівним відстані в світу між повздовжніми ребрами (рис.4):

$$l_0 = l_{01} = 1240 \text{ мм};$$

Розрахункові навантаження на ребро складаються із навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраного з ширини $l_1 = 1470 \text{ мм}$:

- маса 1 м поперечно g_1 го ребра - g_1 :

$$g_1 = \left(\frac{b + b_1}{2} \right) \cdot (h - h'_f) \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm} =$$

$$= \left(\frac{0,04 + 0,09}{2} \right) \cdot (0,15 - 0,03) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 1,05 = 0,22 \text{ кН/м};$$

- навантаження від маси плити і покрівлі:

$$g_2 = l_1 g = 1,47 \cdot 3,49 = 5,13 \text{ кН/м};$$

де $g = 3,49$ кН/м, (див. *табл. 1, п.1.6*)

- розрахункове снігове навантаження:

-

$$S = l_1 g = 1,47 \cdot 2,28 = 3,35 \text{ кН/м};$$

де $g = 2,28$ кН/м, (див. *табл. 1, п.2.1*)

Визначення зусиль всередині ребра від розрахункових комбінацій:

1. Зусилля від розрахункових постійного і снігового навантаження:

- максимальний розрахунковий момент посередині ребра

$$M = \frac{(g_1 + g_2 + S)l_0^2}{8} - \frac{(g_2 + S)l_1^2}{24},$$

$$M = \frac{(0,22 + 5,13 + 3,35) \cdot 1,24^2}{8} - \frac{(5,13 + 3,35) \cdot 1,47^2}{24}$$

$$= 0,91 \text{ кНм};$$

- максимальна поперечна сила

$$Q = \frac{(g_1 + g_2 + S)l_0}{2} - \frac{(g_2 + S)l_1}{4},$$

$$Q = \frac{(0,22 + 5,13 + 3,35) \cdot 1,24}{2} - \frac{(5,13 + 3,35) \cdot 1,47}{4} = 2,28 \text{ кН}.$$

2. Зусилля від постійного і зосередженого навантажень:

- згинальний момент від зосередженої сили з врахуванням часткового защемлення ребра:

$$M = \frac{(g_1 + g_2)l_0^2}{8} - \frac{g_2 l_1^2}{24} + \frac{F l_0}{5},$$

$$M = \frac{(0,22 + 5,13) \cdot 1,24^2}{8} - \frac{5,13 \cdot 1,47^2}{24} + \frac{1,26 \cdot 1,24}{5} = 0,88 \text{ кНм};$$

- поперечна сила, з врахуванням зосередженого навантаження, яке розташоване на опорі)

$$Q = \frac{(g_1 + g_2)l_0}{2} - \frac{g_2 l_1}{4} + F$$

$$Q = \frac{(0,22 + 5,13) \cdot 1,24}{2} - \frac{5,13 \cdot 1,47}{4} + 1,26 = 2,69 \text{ кН}.$$

1.3.4. Підбір поздовжньої арматури

При підборі поздовжньої арматури, використовуємо комбінацію 1.

Поперечне ребро $h = 150$ мм., працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною $h_f = 30$ мм.

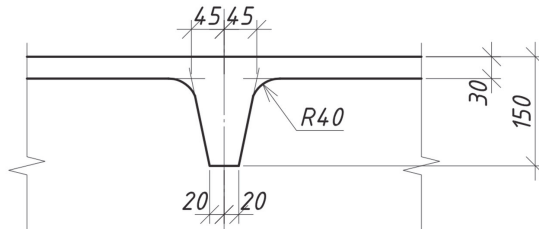


Рис. 5. До визначення ширини полицки

Розрахункова ширина полицки таврового перерізу:

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff1},$$

де:

$$b_{eff1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0,$$

тут:

$$b_1 = \frac{l_1 - b_w}{2} = \frac{1470 - 90}{2} = 690 \text{ мм};$$

тоді перевіряємо умову:

$$\begin{aligned} b_{eff1} &= 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \\ b_{eff1} &= 0,2 \cdot 690 + 0,1 \cdot 1240 = 262 \text{ мм} > 0,2 \times 1240 = 248 \text{ мм}, \end{aligned}$$

Приймаємо: при $b_{eff1} = 248$ мм, тоді

$$b_{eff} = 90 + 2 \cdot 248 = 586 \text{ мм}.$$

За розрахунком приймаємо ширину полицки таврового перерізу плити, $b_{eff} = 586$ мм.

Для армування ребра плити покриття прийнято арматуру А240С.

Робочу висоту ребра визначають з урахуванням попередньо передбаченого діаметра арматури ($\emptyset 10$ мм):

$$d = h - a = 150 - \left(15 + \frac{10}{2}\right) = 130 \text{ мм},$$

де $a = 15$ мм – захисний шар бетону.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim} (\xi_R) = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,00264}{0,00264 + 0,00174} = 0,603;$$

Для визначення алгоритму розрахунку двотаврового перерізу слід визначити висоту прямокутної епюри напружень стиску у бетоні за умови $M \leq M_f$:

$$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0,5 h_f)$$

$$M_f = 586 \cdot 30 \cdot 22 \cdot (130 - 0,5 \cdot 30) = 44,48 \times 10^6 \text{ Нмм}$$

$$= 44,48 \text{ кНм.}$$

При $M = 0,91 \text{ кНм} \leq M_f = 44,48 \text{ кНм}$, умова $M \leq M_f$ виконується, тобто нейтральна вісь проходить в межах полочки та розрахунковий переріз – прямокутний з шириною $b_{eff} = 586 \text{ мм}$.

Для визначення необхідної площі робочої арматури визначаємо величину:

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} d^2 f_{cd}} = \frac{0,91 \cdot 10^6}{586 \cdot 130^2 \cdot 22} = 0,0042;$$

Відповідно до Додатку В, *табл. 12*, знаходимо відповідні значення ξ та ζ .

$$\alpha_m = 0,0042, \text{ тоді } \xi = 0,051, \zeta = 0,98.$$

Перевіримо варіант руйнування перерізу за умови:

$$\xi < \xi_{lim} (\xi_R),$$

$$\xi = 0,051 < \xi_{lim} (\xi_R) = 0,603,$$

умова виконується, відповідно до [1, 2] руйнування починається з розтягнутої арматури.

Необхідна площа перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta} = \frac{0,91 \cdot 10^6}{225 \cdot 130 \cdot 0,98} = 31,72 \text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування визначаємо при $b = \frac{90+40}{2} = 65$ мм:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{31,72}{65 \cdot 130} = 0,004 > \rho_{min} = 0,0005.$$

За сортаментом (Додаток Г, табл. 13), остаточно приймаємо арматуру Ø8A240C ($A_{s1}^T = 50,3$ мм²).

$$A_{s1}^T = 50,3 \text{ мм}^2 > A_s = 31,72 \text{ мм}^2,$$

тоді

$$d = h - a = 150 - \left(15 + \frac{8}{2}\right) = 131 \text{ мм}.$$

1.3.5. Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра

Максимальна перерізуюча сила на опорі $V_{Ed}(Q) = 2,69$ кН (з другої комбінації), $h = 150$ мм, $d = 131$ мм, $b_w = 40$ мм, $\gamma_c = 1,3$.

1. $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,1385$;

2. $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{131}} = 2,2356 > 2$, приймаємо $k = 2$;

3. Відсоток армування поздовжньої арматури:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{50,27}{40 \cdot 131} = 0,0096 < 0,02;$$

(якщо $\rho_1 > 0,02$, то приймають $\rho_1 = 0,02$, всі розміри в мм),

де $A_{s1} = 50,27$ мм²- площа перерізу прийнятої арматури (н. 1.3.4);

4. Напруження в бетоні від обтиску

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

оскільки, ($N_{Ed} = 0$)

$$5. V_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck,prism}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 29^{\frac{1}{2}} = 0,53\text{МПа};$$

6. Мінімальна несуча здатність на зсув:

$$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,53 + 0) \cdot 40 \cdot 131 = 2,79 \text{ кН} > V_{Ed} = 2,69\text{кН};$$

7. Несуча здатність неармованого перерізу:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck,prism})^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp} \right) b_w d$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,14 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0096 \cdot 29)^{\frac{1}{3}} + 0 \right) \cdot 40 \cdot 131 = 4,4 \text{ кН}$$

$$> V_{Ed} = 2,69 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, отже

$$V_{Ed}(Q) = 2,6931 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 4,39 \text{ кН.}$$

Приймаємо поперечну арматуру конструктивно: Ø3 В500 з кроком 200 мм (кількість стержнів у перерізі $n=1$, тоді $A_{sw} = 7,07 \text{ мм}^2$).

Перевіряємо відсоток армування поперечної арматури:

$$\rho = \frac{A_{sw}}{Sb_w} = \frac{7,07}{200 \cdot 40} = 0,0009.$$

Мінімальний відсоток армування поперечної арматури:

$$\rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{22}}{435} = 0,0009;$$

$$\rho = 0,0009 = \rho_{min} = 0,0009.$$

1.3.6. Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахунковий прольот ребра:

$$l_0 = 5970 - 2 \cdot 50 = 5870 \text{ мм},$$

де 50 мм - відстань від осі балки до точки де прикладена реакція ребра плити.

Розрахункова схема

Розрахункова схема (рис. 6) поперечного ребра ребристої плити покриття, являє собою балку, що вільно лежить на двох опорах.

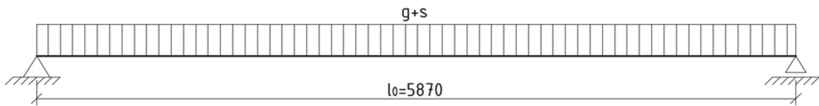


Рис. 6. Розрахункова схема поперечного ребра

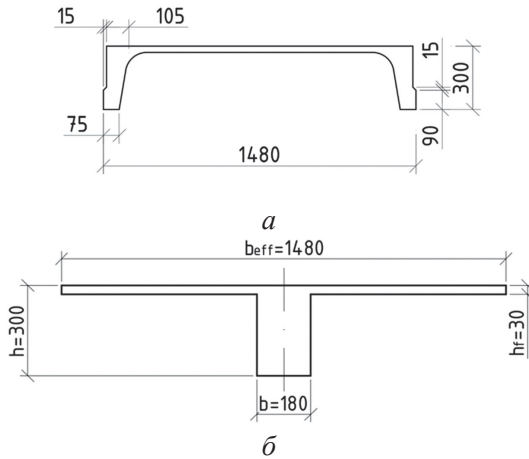


Рис. 7 Ребриста плита:

a - розріз; *б* - розрахунковий еквівалентний переріз

Збір навантаження на 1 м плити зведений в таблицю 2.

Таблиця 2.

Збір навантажень на 1 м плити

Навантаження	Розрахункове навантаження при $\gamma_f = 1$, кН/м	Коефіц. $\gamma_f > 1$	Розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$, кН/м
Постійне			
Плита покриття з бетоном замонопіччування: $1,57 \times 1,48 \times 1,05 = 2,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	2,44	1,1	2,68
Ізоляційний шар: $1,23 \times 1,48 \times 1,05 = 1,91 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	1,91	1,3	2,49
Разом:	$g_n=4,35$		$g=5,17$
Тимчасове			
Снігове навантаження: $1,55 \times 1,48 \times 1,05 = 2,41 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	$s_n=2,41$	1,4	$s=3,37$
Повне навантаження	$g_n=6,76$		$g=8,54$

Зусилля в повздожніх ребрах:

- від повного навантаження при $\gamma_f > 1$:

$$M = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{8,54 \cdot 5,87^2}{8} = 36,78 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = Q = \frac{gl_0}{2} = \frac{8,54 \cdot 5,87}{2} = 25,07 \text{ кН.}$$

- від повного навантаження при $\gamma_f = 1$:

-

$$M = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{6,76 \cdot 5,87^2}{8} = 29,11 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = Q = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{6,76 \cdot 5,87}{2} = 19,84 \text{ кН.}$$

- від постійного навантаження g_n при $\gamma_f = 1$:

$$M = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{4,35 \cdot 5,87^2}{8} = 18,74 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = Q = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{4,35 \cdot 5,87}{2} = 12,77 \text{ кН}.$$

Для армування ребра прийнято клас арматури А600С, передбачаємо використання $\emptyset 14$ мм.

Робоча висота ребра з врахуванням попередньо прийнятої арматури $\emptyset 14$ мм:

$$d = h - a = 300 - \left(20 + \frac{14}{2} \right) = 273 \text{ мм}.$$

Поперечний переріз зводимо до таврової форми. Розрахункова ширина полиці таврового перерізу (рис.7, б):

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff1},$$

де:

$$b_w = 2 \times (15 + 105) = 240 \text{ мм};$$

$$b_{eff1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0,$$

тут:

$$b_1 = \frac{l_1 - b_w}{2} = \frac{1480 - 240}{2} = 620 \text{ мм},$$

тоді:

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot 620 + 0,1 \cdot 5870 =$$

$$= 711 \text{ мм} < 0,2 \cdot 5870 = 1174 \text{ мм},$$

З розрахунку приймаємо $b_{eff1} = 711$ мм,

$$b_{eff} = 240 + 2 \cdot 711 = 1662 \text{ мм};$$

Ширину полицки таврового перерізу плити приймаємо $b_{eff} = 1480$ мм, (рис. 7, б)

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{p0}},$$

де за Додатком Б, *табл. 1*, знаходимо значення ε_{cu3} відповідно до класу бетону.

$$\varepsilon_{p0} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,1}{190000} = 0,0025,$$

тоді

$$\xi_{lim} = \frac{0,00264}{0,00264 + 0,00252} = 0,51.$$

Перевіряємо умову $M \leq M_f$:

$$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0,5 h_f)$$

$$M_f = 1480 \cdot 30 \cdot 22 \cdot (273 - 0,5 \cdot 30) = 252,01 \text{ кНм.}$$

Момент $M = 36,78 \text{ кНм.}$, від повного навантаження при $\gamma_f > 1$

$$M_f = 252,01 \text{ кНм} \leq M = 36,78 \text{ кНм,}$$

умова виконується, тобто нейтральна вісь проходить в полиці і розрахунковий переріз – прямокутний, шириною $b_{eff} = 1480 \text{ мм.}$

Визначаємо величину α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} d^2 f_{cd}} = \frac{36,78 \cdot 10^6}{1480 \cdot 273^2 \cdot 22} = 0,02;$$

відповідно до Додатку В, *табл. 12*, знаходимо відповідні значення ξ та ζ .

При $\alpha_m = 0,02$, тоді $\xi = 0,051, \zeta = 0,98$.

Перевіряємо варіант можливого руйнування, при граничній висоті стиснутої зони $\xi_{lim} = 0,51$.

Умова $\xi = 0,051 < \xi_{lim} = 0,51$ виконується.

Визначаємо коефіцієнт умовної роботи:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_{lim} - 1} \right),$$

тут $\eta = 1,15$.

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \times 0,051}{0,51 - 1} \right) = 1,1813;$$

Оскільки, $\gamma_{s6} = 1,18 > \eta = 1,15$, то приймаємо $\gamma_{s6} = 1,15$.

Таким чином, необхідна площа перерізу поздовжньої попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp1} = \frac{M}{f_{pd} \zeta \gamma_{s6} d'}$$

$$A_{sp1} = \frac{36,78 \cdot 10^6}{479,1 \cdot 0,98 \cdot 1,15 \cdot 273} = 249,54 \text{ мм}^2.$$

Для визначення коефіцієнта армування необхідно обчислити розрахункову сумарну ширину двох ребер:

$$b = 2 \cdot \frac{75 + 105}{2} = 180 \text{ мм.}$$

Коефіцієнт армування при $b = 180$ мм:

$$\rho = \frac{A_{sp1}}{bd} = \frac{249,54}{180 \cdot 273} = 0,0051 > \rho_{min} = 0,0005.$$

Приймаємо, для армування поздовжніх ребер 2Ø14A600С (по одному стержню в кожному ребрі),

$$A_{sp}^T = 307,88 \text{ мм}^2 > A_{sp1} = 249,54 \text{ мм}^2.$$

1.3.7. Геометричні характеристики поперечного перерізу плити

Площа перерізу бетону:

$$A = \sum A_i = b_f h_f + b(h - h_f),$$
$$A = 1480 \cdot 30 + 180 \cdot (300 - 30) = 93000 \text{ мм}^2.$$

Площа перерізу всієї повздовжньої арматури, яка перетинає поперечний переріз плити покриття:

- повздовжня арматура каркасів двох повздовжніх ребер плити покриття, напружена - 2Ø14A600C ($A_{sp} = 307,88 \text{ мм}^2$); не напружена арматура ребер - 4Ø5Bp-1 ($A_s = 78,54 \text{ мм}^2$ A240C);
- повздовжня арматура панелі - 8Ø3Bp-1 ($A'_s = 56,55 \text{ мм}^2$).

Тоді:

$$A_{sp} + A_s + A'_s = 307,88 + 78,54 + 56,55 = 442,96 \text{ мм}^2$$

При, $0,008A = 0,008 \cdot 93000 = 744 \text{ мм}^2 > 442,96 \text{ мм}^2$, то геометричні характеристики приведенного перерізу плити покриття спрощено визначаємо без врахування повздовжньої арматури.

Площа приведенного перерізу панелі:

$$A_{red} = A = 93000 \text{ мм}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані плити:

$$S_{red,00} = b_f \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot (h - h_f) \cdot \frac{h - h_f}{2},$$
$$S_{red,00} = 30 \cdot 1480 \cdot \left(300 - \frac{30}{2} \right) + 180 \cdot (300 - 30) \cdot \frac{300 - 30}{2}$$
$$= 19,22 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перерізу до нижньої грані:

$$y_0 = \frac{S_{red,00}}{A_{red}}$$

$$y_0 = \frac{19,22 \cdot 10^6}{93000} = 206,6 \text{ мм.}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра тяжіння:

$$I_{red} = \frac{b_f^3 \cdot h_f}{12} + b_f \cdot h_f \cdot \left(h - y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{12} + b \cdot (h - h_f) \cdot \left(\frac{h - h_f}{2} - y_0 \right)^2;$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{30^3 \cdot 1480}{12} + 30 \cdot 1480 \cdot \left(300 - 206,6 - \frac{30}{2} \right)^2 \\ &\quad + \frac{180 \cdot (300 - 30)^3}{12} + 180 \\ &\quad \cdot (300 - 30) \times \left(\frac{300 - 30}{2} - 206,6 \right)^2 \\ &= 820,63 \cdot 10^6 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна:

$$\begin{aligned} W_{red} &= \frac{I_{red}}{y_0}, \\ W_{red} &= \frac{820,63 \cdot 10^6}{206,6} = 3971,84 \times 10^3 \text{ мм}^3; \end{aligned}$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону:

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

де $\gamma = 1,75$;

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 3971,84 \cdot 10^3 = 6950,7 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h-y_0},$$

$$W'_{red} = \frac{820,63 \times 10^6}{300-206,6} = 878,7 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону і полицею в розтягнутій зоні ($b_f = 1480$ мм) з коефіцієнтом $\gamma = 1,5$:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red},$$

$$W'_{pl} = 1,5 \cdot 878,74 \cdot 10^4 = 1318,12 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

1.3.8. Визначення втрат попереднього напруження

Призначаємо величину початкового напруження $\sigma_{p,max}$ із врахуванням наступного [11, 15]:

$$0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_{p,max} \leq 0,8f_{pk} \text{ (або } 0,9f_{p0,1k})$$

Відповідно до Додатку Б, *табл. 7*, визначають характеристики попередньо напруженої арматури класу А600С:

$$f_{p0,1k} = 575 \text{ МПа та } f_{pk} = 630 \text{ МПа.}$$

Приймаємо значення $\sigma_{p,max} = 500$ МПа.

Перевіряємо умову:

$$\sigma_{p,max} = 500 \text{ МПа} < 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 500 \text{ МПа} < 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 500 \text{ МПа} > 0,3f_{p0,1k} = 0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа.}$$

$$P_{max} = \sigma_{p,max} A_p = 500 \times 307,8761 = 153,9381 \text{ кН.}$$

Визначаємо втрати попереднього напруження [15]:

a) Миттєві (технологічні) втрати

Втрати від релаксації напружень [15]:

$$\Delta P_r = (0,1\sigma_{p,max} - 20)A_p,$$

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot 500 - 20) \cdot 307,88 = 9,24 \text{ кН.}$$

Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій [15]:

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5A_p E_p \alpha_c \Delta T,$$

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot 307,88 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 19,01 \text{ кН.}$$

Втрати від деформації сталеві форми при неодноточасному натягу стержнів [15]:

$$\Delta P_3 = A_p \cdot 30 \text{ МПа} = 307,88 \cdot 30 = 9,24 \text{ кН.}$$

Втрати, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори [15]:

$$\Delta P_{el} = \alpha \rho_p \left(1 + \frac{e_{0p}^2 A_c}{I_c} \right) P_{0,c};$$

де:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{307,88}{93000} = 3,31 \times 10^{-3};$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5,28;$$

$$P_{0,c} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} - \Delta P_3$$

$$P_{0,c} = 153,94 - 9,24 - 19,01 - 9,24 = 116,45 \text{ кН};$$

тоді:

$$\begin{aligned} \Delta P_{el} &= 5,28 \cdot 3,31 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + \frac{179,6^2 \times 93000}{820,63 \times 10^6} \right) \cdot 116,45 \\ &= 9,47 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Величина початкової сили напруження арматури $P_{m,0}$ на момент часу $t = t_0$, прикладеної до бетону одразу після натягу не повинна перевищувати величини:

$$P_{m,0} = \sigma_{p_{m,0}} A_p \leq 0,75 f_{pk} A_p \text{ або } 0,85 f_{p0,1k} A_p;$$

тут

$$P_{m,0} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} - \Delta P_3 - \Delta P_{el}$$

$$P_{m,0} = 153,94 - 9,24 - 19,01 - 9,24 - 9,47 = 106,98 \text{ кН.}$$

Перевіримо умову:

$$P_{m,0} < 0,75 f_{pk} A_p$$

$$P_{m,0} = 106,98 \text{ кН} < 0,75 f_{pk} A_p = 0,75 \cdot 630 \cdot 307,88 = 145,47 \text{ кН,}$$

отже, умова виконується.

$$P_{m,0} < 0,85 f_{p0,1k} A_p$$

$$P_{m,0} = 106,98 \text{ кН} < 0,85 f_{p0,1k} A_p = 0,85 \cdot 575 \cdot 307,88 = \\ = 150,47 \text{ кН,}$$

умова теж виконується.

b) Залежні від часу втрати (експлуатаційні втрати)

Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі [15]:

$$\Delta P_t(t) = \sigma_{p,c+s+r} A_p,$$

де:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_{0p}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ - втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу t .

Обраховуємо коефіцієнти:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ – очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу $t \geq 100$ діб.

Приймаємо $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$ (визначаємо за табл. 3.2 [2], або за Додатком Б, *табл. 5*), тоді $\varepsilon_{cd} = -5,1 \times 10^{-4}$ (при відносній вологості 40%);

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \varepsilon_{ca\infty},$$

тут

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (29 - 10) \cdot 10^{-6} = -4,75 \times 10^{-5};$$

$$\beta_{as} = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1 - e^{-0,2 \times 100^{0,5}} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{ca} = 0,865 \cdot (-4,75 \cdot 10^{-5}) = -4,1088 \cdot 10^{-5},$$

Тоді

$$\varepsilon_{cs}(100) = -5,1 \cdot 10^{-4} - 4,11 \cdot 10^{-5} = -5,51 \cdot 10^{-4}.$$

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості бетону за період часу від t_0 до t дорівнює 100 діб. Приймаємо згідно з [2, *табл. 3.1*] або Додаток Б, *табл. 8*.

$\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2$ (для класу бетону C32/40, при відносній вологості 40%);

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} e_{0p}}{I_c},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{36,78 \cdot 10^6 \cdot 179,61}{820,63 \cdot 10^6} = 8,051 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} e_{0p}^2}{I_c}$$

$$\sigma_{cp0} = \frac{106,98 \cdot 10^3}{93000} + \frac{106,98 \cdot 10^3 \cdot 179,61^2}{820,63 \cdot 10^6} = 5,36 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

де

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютна зміна напружень в напруженій арматурі в розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі.

Визначаємо відповідно до таблиць в залежності від рівня напружень σ_p/f_{pk} . (див. Додаток Б, *табл. 9*)

Приймаємо: $\sigma_p = \sigma_{gp0}$

σ_{gp0} – напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат в $t = t_0$) і від дії постійних навантажень.

$$\sigma_{gp0} = \frac{P_{m,0}}{A_p} + \sigma_{cp},$$

$$\sigma_{gp0} = \frac{106,98 \cdot 10^3}{307,88} + 8,05 = 355,53 \text{ МПа.}$$

При $\frac{\sigma_p}{f_{pk}} = \frac{355,53}{630} = 0,56 \approx 0,6$ для 3-го релаксаційного класу арматури, втрати початкового попереднього напруження складають 1,5%:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,015 \cdot 500 = 7,5 \text{ МПа.}$$

Оскільки

$\alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 5,28 \cdot 2 \cdot (-8,05 + 5,36) < 0$,
тоді приймаємо рівним 0.

Тоді маємо:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_{0p}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

$$= \frac{5,51 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 7,5 + 0}{1 + 5,28 \cdot \frac{307,88}{93000} \cdot \left(1 + \frac{93000}{820,63 \cdot 10^6} \cdot 179,613^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2)}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 91,38 \text{ МПа};$$

$$\Delta P_t(t) = \Delta\sigma_{p,c+s+r} A_p = 91,38 \cdot 307,88 = 28,13 \text{ кН}.$$

Середнє значення зусилля попереднього обтиску $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат) не повинно бути більшим, ніж встановлено нормами:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) \leq 0,65 f_{pk} A_p$$

$$P_{m,t} = 106,98 - 28,13 = 78,85 \text{ кН}$$

$$0,65 f_{pk} A_p = 0,65 \cdot 630 \cdot 307,88 = 126,08 \text{ кН}.$$

Перевіряємо умову:

$$P_{m,t} \leq 0,65 f_{pk} A_p$$

$$P_{m,t} = 78,85 \text{ кН} \leq 0,65 f_{pk} A_p = 126,08 \text{ кН},$$

умова виконується.

1.3.9. Розрахунок похилих перерізів поздовжнього ребра

Максимальна перерізуюча сила на опорі $V_{Ed} = 25,07 \text{ кН}$,
 $N_{Ed} = P_{m,t} = 78,77 \text{ кН}$, $h = 300 \text{ мм}$, $d = 273 \text{ мм}$, $b_w = 180 \text{ мм}$,
 $\gamma_c = 1,3$.

Норми [1, 2, 11] рекомендують визначати нормативну міцність бетону при зрізі (зсуві) в залежності від класу бетону при стиску за даними Додатку Б, *табл. 11* або за формулою:

$$1. C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,14;$$

$$2. k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{273}} = 1,86 < 2;$$

3. Відсоток армування поздовжньої арматури:

$$\rho_1 = \frac{A_p}{b_w d}$$

$$\rho_1 = \frac{307,88}{180 \cdot 273} = 0,0063 < 0,02;$$

4. напруження σ_{cp}

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{78,85 \cdot 10^3}{93000} = 0,85 \text{ МПа};$$

$$5. V_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck,prism}^{\frac{1}{2}},$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot 29^{\frac{1}{2}} = 0,48 \text{ МПа.}$$

6. Мінімальна несуча здатність на зсув:

$$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,48 + 0,15 \cdot 0,85) \cdot 180 \cdot 273 = 29,66 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,c,min} = 29,66 \text{ кН} > V_{Ed} = 25,07 \text{ кН.}$$

7. Несуча здатність неармованого перерізу:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck,prism})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d,$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,14 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,0063 \cdot 29)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0,85 \right) \times 180 \\ \times 273 = 39,52 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = 39,52 \text{ кН} > V_{Ed} = 25,07 \text{ кН}.$$

Оскільки, $V_{Rd,c} > V_{Ed}$ поперечну арматуру встановлюємо конструктивно.

Приймаємо: $\varnothing 4$ Вр-1 з кроком 150 мм (кількість стержнів у перерізі $n=2$, тоді $A_{sw} = 25,1327 \text{ мм}^2$).

Перевіряємо відсоток армування поперечної арматури:

$$\rho = \frac{A_{sw}}{Sb_w},$$

$$\rho = \frac{25,133}{150 \cdot 180} = 0,0009.$$

Мінімальний відсоток армування поперечної арматури:

$$\rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}},$$

$$\rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{22}}{435} = 0,00086.$$

$$\rho = 0,0009 > \rho_{min} = 0,00086.$$

1.3.10. Розрахунок плити покриття за розкриттям тріщин

Момент утворення тріщин визначаємо за формулою:

$$M_{w,ult} = \gamma f_{ctm} W_{red} + P_{m,t} (e_{op} + r)$$

де

γ - коефіцієнт, який залежить від форми перерізу і визначається згідно з Додатку Д, *табл. 15*.

e_{op} - ексцентриситет зусилля обтиску P відносно центра ваги приведенного перерізу;

W_{red} - момент опору приведенного перерізу для крайньої розтягнутої фібри.

Момент опору приведенного перерізу для розтягнутої фібри визначають за формулою:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y}$$

де

y - відстань від центра ваги приведенного перерізу до розтягнутої грані [15, стор. 31, формула 2.17]

$$y = \frac{S + \alpha A_{p1} c_p + \alpha A_{p2} (h - c_{p1}) + \alpha A_{s1} c + \alpha A_{ps2} (h - c_1)}{A_{red}}$$

I_{red} - момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги

$$W_{red} = \frac{820,63 \cdot 10^6}{206,6} = 3,97 \times 10^6 \text{ мм}^3;$$

ядрова відстань:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$$

A_{red} - площа приведенного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{p1} + \alpha \cdot A_{p2} + \alpha \cdot A_{s1} + \alpha \cdot A_{s2}$$

де $\alpha = E_s / E_{cm}$.

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{3,97 \cdot 10^6}{93000} = 42,71 \text{ мм.}$$

Переріз таврового профілю з полицкою в стиснутій зоні, відповідно до [11, 15], за Додатком Д, *табл. 15*, визначаємо коефіцієнт γ .

Приймаємо $\gamma = 1,3$.

Отримуємо:

$$M_{w,ult} = \gamma f_{ctm} W_{red} + P_{m,t} (e_{0p} + r)$$

$$\begin{aligned} M_{w,ult} &= 1,3 \cdot 3 \cdot 3,97 \cdot 10^6 + 78,85 \cdot 10^3 \cdot (179,61 + 42,71) \\ &= 33,02 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 33,02 \text{ кНм}; \end{aligned}$$

$M_{Ed} = 29,1131$ кНм –момент від повного навантаження при $\gamma_f = 1$.

Перевіряємо умову $M_{Ed} \leq M_{w,ult}$:

$$M_{Ed} = 29,11 \text{ кНм} \leq M_{w,ult} = 33,02 \text{ кНм}$$

Умова виконується, тріщини в перерізі не утворюються, тому розрахунок за розкриттям тріщин непотрібний.

1.3.11. Визначення прогинів

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо за формулою:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)},$$
$$E_{c,eff} = \frac{36 \cdot 10^3}{1 + 2} = 12 \cdot 10^3 \text{ МПа},$$

де:

$\varphi(\infty, t_0) = 2$ (згідно з [2, табл. 3.1] при відносній вологості 40%).

Визначаємо геометричні характеристики прямокутного перерізу без тріщин.

Приведена площа перерізу при:

$$A_{s2} = 0 \text{ і } \alpha_e = \frac{E_p}{E_{c,eff}} = \frac{19 \cdot 10^4}{12 \cdot 10^3} = 15,83,$$

$$A_1 = b_w h + b_f h_f + \alpha_e (A_{s1} + A_p)$$

$$A_1 = 180 \cdot 300 + 1480 \cdot 30 + 15,83 \cdot (39,27 + 307,88) = 103896,47 \text{ мм}^2.$$

Приведений статичний момент опору відносно найбільш стиснутої грані бетону поперечного перерізу:

$$S_1 = 0,5h_f b_f^2 + b_w(h - 30)165 + \alpha_e(A_{s1} + A_p)d$$

$$S_1 = 0,5 \cdot 1480 \cdot 30^2 + 180 \cdot (300 - 30) \cdot 165 + 15,8333$$

$$\cdot (39,27 + 307,8761) \cdot 273 = 10,19 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Відстань від стиснутої грані бетону поперечного перерізу до центра ваги приведенного перерізу елемента x_1 :

$$x_1 = \frac{S_1}{A_1},$$

$$x_1 = \frac{10,19 \cdot 10^6}{103896,47} = 98,04 \text{ мм}.$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин $I_{1,red}$:

$$I_{1,red} = \frac{b_f^3 h_f}{12} + b_f h_f (x_1 - 15)^2 + \frac{b_w (h - b_f)^3}{12}$$

$$+ b_w (h - b_f) (165 - x_1)^2 + \alpha_e A_{s2} (x_1 - a_1)^2$$

$$+ \alpha_e (A_{s1} + A_p) (d - x_1)^2;$$

при $A_{s2} = 0$:

$$I_{1,red} = \frac{30^3 \cdot 1480}{12} + 30 \cdot 1480 \cdot (98,04 - 15)^2 + \frac{180 \cdot (300 - 30)^3}{12}$$

$$+ 180 \cdot (300 - 30) (165 - 98,04)^2 + 15,83$$

$$\cdot (39,27 + 307,88) \cdot (273 - 98,04)^2 = 990,90 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Визначасмо кривизну плити від нетривалої дії повного навантаження при $M_{\Sigma Ed} = 29,1131 \text{ кНм}$:

$$k_1 = \frac{M_{\Sigma Ed}}{B_0} = \frac{M_{\Sigma Ed}}{E_{cm} I_{1,red}},$$

$$k_1 = \frac{29,11 \cdot 10^6}{36 \cdot 10^3 \cdot 990,90 \cdot 10^6} = 0,82 \cdot 10^{-6}.$$

Визначимо кривизну плити від нетривалої дії тривалого навантаження $M_{Ed} = 18,7385$ кНм:

$$k_2 = \frac{M_{Ed}}{B_0} = \frac{M_{Ed}}{E_{cm} I_{1,red}}$$

$$k_2 = \frac{18,74 \cdot 10^6}{36 \cdot 10^3 \cdot 990,90 \cdot 10^6} = 0,53 \cdot 10^{-6}.$$

Визначимо кривизну плити від тривалої дії тривалого навантаження при $M_{Ed} = 18,74$ кНм:

$$k_3 = \frac{M_{Ed}}{B_\infty} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} I_{1,red}},$$

$$k_3 = \frac{18,74 \cdot 10^6}{12 \cdot 10^3 \cdot 990,90 \cdot 10^6} = 1,58 \cdot 10^{-6}.$$

Визначимо кривизну плити від тривалої дії сили попереднього напруження $P_{m,t} = 78,847$ кН:

$$k_4 = \frac{P_{m,t} e_{0p}}{E_{c,eff} I_{1,red}},$$

$$k_4 = \frac{78,85 \cdot 10^3 \cdot 179,61}{12 \cdot 10^3 \cdot 990,90 \cdot 10^6} = 1,191 \cdot 10^{-6}.$$

Максимальний прогин в середині прольоту вільно опертої однопрольотної плити, завантаженої, рівномірно розподіленим навантаженням визначаємо за формулою:

$$f_{max} = \alpha_k (k_1 - k_2 + k_3) l_{eff}^2 - \alpha_p k_4 l_{eff}^2 \leq f_{lim} = \frac{l_{eff}}{200},$$

де:

$\alpha_k = \frac{5}{48}$ – для елемента завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням;

$\alpha_p = \frac{1}{8}$ – для напружених стержнів з прямолінійною віссю.

Тоді:

$$f_{max} = \frac{5}{48} \cdot (0,82 - 0,53 + 1,58) \cdot 10^{-6} \cdot 5970^2 - \frac{1}{8} \cdot 1,191 \cdot 10^{-6} \cdot 5970^2 = 1,624 \text{ мм} < \frac{5970}{200} = 29,85 \text{ мм}.$$

За отриманими даними розрахунку можна зробити висновок: максимальний прогин в середині прольоту плити – допустимий та не перевищує граничних значень.

1.4. Розрахунок плити з тріщинами

Нижче наведено варіант розрахунку плити покриття (визначення ширини розкриття тріщин і прогинів), в якій на стадії експлуатації виникають тріщини.

Основні передумови розрахунку плити покриття з тріщинами виконують відповідно до положень [1, 2, 11, 15].

Приймаємо, що в перерізі діють зусилля:

$$M_{\Sigma Ed} = 35 \text{ кНм} \text{ – момент від повного навантаження при } \gamma_f = 1.$$

$$M_{Ed} = 22 \text{ кНм} \text{ – момент від постійного навантаження при } \gamma_f = 1.$$

Момент тріщиноутворення визначаємо за формулою:

$$M_{w,ult} = \gamma f_{ctm} W_{red} + P_{m,t}(e_{0p} + r)$$

Визначаємо основні компоненти формули:

- момент опору приведенного перерізу для розтягнутої грані:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y},$$

$$W_{red} = \frac{820,63 \cdot 10^6}{206,6} = 3,97 \times 10^6 \text{ мм}^3;$$

- відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої ядрової точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}},$$

$$r = \frac{3,97 \cdot 10^6}{93000} = 42,71 \text{ мм.}$$

Переріз таврового профілю з полицкою в стиснутій зоні, відповідно до [11, 15], або за Додатком Д, *табл. 15*, визначаємо коефіцієнт γ .

Отримуємо:

$$M_{w,ult} = 1,3 \cdot 3 \cdot 3,97 \cdot 10^6 + 78,85 \cdot 10^3 \cdot (179,6 + 42,71)$$

$$= 33,02 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 33,02 \text{ кНм.}$$

Перевіряємо умову $M_{\Sigma Ed} \leq M_{w,ult}$:

$$M_{w,ult} = 33,02 \text{ кНм} < M_{\Sigma Ed} = 35 \text{ кНм}$$

Умова $M_{\Sigma Ed} \leq M_{w,ult}$ - не виконується, необхідно провести розрахунок ширини розкриття тріщин.

1.4.1. Визначення ширини розкриття тріщин

Згідно з [1, 15, *стор. 37, формула 3.3*] ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

де:

- $s_{r,max}$ – максимальна відстань між тріщинами;
- ε_{sm} – середня відносна деформація арматури, яку слід визначати при відповідній комбінації навантажень;
- ε_{cm} - середня деформація бетону на ділянці між тріщинами

Повну ширину розкриття тріщин визначають за формулою:

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3},$$

де:

- w_k - повна розрахункова ширина розкриття тріщин від дії зовнішнього навантаження;
- w_{k1} - розрахункова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження;
- w_{k2} - розрахункова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійної комбінації навантажень;
- w_{k3} - розрахункова ширина розкриття тріщин від дії постійної комбінації навантажень.

Необхідно виконати розрахунок кожної компоненти формули окремо.

- 1) Обраховуємо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження - w_{k1}

Визначаємо максимальну відстань між тріщинами у конструктивних елементах, які працюють на згин або розтяг при умові, коли відстань між стержнями в розтягнутій зоні не перевищує визначену величину $(5(c + \emptyset/2))$, дозволяє використовувати формулу [15]:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\emptyset_p}{\rho_{p,eff}};$$

Різницю між середніми відносними деформаціями в арматурі та в бетоні рекомендовано визначати з умови [2, 15, стор. 37]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t(1 + \alpha\rho_{p,eff})f_{ct,eff}}{E_p} \geq \frac{0,6\sigma_s}{E_p}$$

Для початку знаходимо необхідні значення всіх коефіцієнтів для застосування даних формул.

Приріст напружень в попередньо напруженій арматурі визначаємо від дії зовнішнього навантаження, $M_{\Sigma Ed} = 35 \text{ кНм}$:

$$M_s = M_{\Sigma Ed} + P_{m,t} e_{sp},$$

де

e_{sp} - відстань від точки прикладання зусилля обтиску до центра ваги розтягнутої арматури, знаходимо:

$$e_{sp} = y - a_p - e_{op} = 206,6 - 27 - 179,6 = 0,$$

оскільки, умовно знехтувана ненапружена арматура, тоді

$$M_s = 35 \cdot 10^6 + 78,847 \cdot 10^3 \cdot 0 = 35 \text{ кНм}.$$

Для визначення коефіцієнта ζ необхідно обчислити параметр $\frac{e_s}{d}$:

$$\frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P_{m,t} d'}$$

$$\frac{e_s}{d} = \frac{35 \cdot 10^6}{78,85 \cdot 10^3 \cdot 273} = 1,626.$$

Коефіцієнт приведення

$$a_{s1} = 300 / f_{ck,prism} = 300 / 29 = 10,35.$$

$$\mu a_{s1} = \frac{(A_p + A_{s1}) a_{s1}}{b_w d},$$

$$\mu a_{s1} = \frac{(307,88 + 39,27) \cdot 10,35}{180 \times 273} = 0,073.$$

$$\phi_f = \frac{(b_{eff} - b_w) h_f + a_{s1} A_{s2}}{b_w d},$$

$$\phi_f = \frac{(1480 - 180) \cdot 30 + 10,35 \cdot 39,27}{180 \cdot 273} = 0,8.$$

Плече внутрішньої пари сил, знаходимо за формулою, а коефіцієнт ζ за [15, табл. 3.2] або за Додатком Д, табл. 16:

$$z = \zeta d = 0,87 \times 273 = 237,51 \text{ мм};$$

$$\text{Тоді при } \frac{e_s}{d} = 1,626; \mu a_{s1} = 0,0731; \phi_f = 0,8,$$

знаходимо $\zeta = 0,87$

Висота стиснутої зони бетону x , становить:

$$x = (d - z) \times 3 = (273 - 237,51) \times 3 = 106,47 \text{ мм};$$

Тоді напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною:

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P_{m,t}}{A_p + A_{s1}},$$

$$\sigma_s = \frac{35 \times 10^6 / 237,51 - 78,85 \cdot 10^3}{307,88 + 39,27} = 197,37 \text{ МПа.}$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5,2778.$$

ξ_1 -поправочний коефіцієнт міцності зчеплення, який враховує різницю в діаметрах попередньо напруженої A_p і звичайної арматури A_{s1} :

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$$

ξ -коефіцієнт співвідношення міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури [1], рекомендовано приймати при натягу на упори, [15, стор. 37-38]:

- для канатів - $\xi = 0,6$;
- для дроту періодичного профілю - $\xi = 0,7$;
- для стержнів періодичного профілю - $\xi = 0,8$.

Тоді,

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,8 \cdot \frac{5}{14}} = 0,54,$$

де

ϕ_s – діаметр стрижня ненапруженої арматури;

ϕ_p – діаметр стрижня напруженої арматури;

Фактичну площу розтягнутого бетону, що оточує розтягнуту арматуру, визначають :

$$A_{c,eff} = b_w h_{c,eff} = 180 \cdot 64,51 = 11611,8 \text{ мм}^2$$
$$h_{c,eff} \leq \left[\begin{array}{l} 2,5(h - d) = 2,5 \cdot (300 - 273) = 67,5; \\ \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150; \\ \frac{h - x}{3} = \frac{300 - 106,47}{3} = 64,51, \text{ але } \geq 2a = 2 \cdot 27 = 54 \end{array} \right] \text{ мм}$$

Тоді ефективний коефіцієнт армування:

$$\rho_{\rho,eff} = \frac{A_{s1} + \xi_1^2 A_p}{A_{c,eff}},$$
$$\rho_{\rho,eff} = \frac{39,27 + 0,55^2 \cdot 307,88}{11611,8} = 0,011.$$

k_t - коефіцієнт, що залежить від тривалості дії навантаження:

- для короткотривалого навантаження - $k_t = 0,6$;
- для стержнів періодичного профілю - $k_1 = 0,8$;
- при згині - $k_2 = 0,5$;
- захисний шар бетону – $c = 20$ мм.

Отже, визначасмо максимальну відстань між тріщинами

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}},$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 20 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{14}{0,011} = 284,36 \text{ мм},$$

Різниця відносних деформацій арматури і бетону:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t(1 + \alpha \rho_{p,eff})^{f_{ct,eff}} / \rho_{p,eff}}{E_p} \geq \frac{0,6\sigma_s}{E_p},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{197,37 - 0,6 \cdot (1 + 5,28 \cdot 0,011) \times 3 / 0,011}{19 \times 10^4}$$

$$= 12,75 \cdot 10^{-5} < \frac{0,6\sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \cdot 197,37}{19 \cdot 10^4} = 62,33 \cdot 10^{-5},$$

умова не виконується, тому приймаємо

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 62,33 \cdot 10^{-5}.$$

Тоді:

$$w_{k1} = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$w_{k1} = 284,36 \cdot 62,33 \cdot 10^{-5} = 0,18 \text{ мм}.$$

2) Обрахуємо w_{k2}

Приріст напружень в попередньо напруженій арматурі від дії зовнішнього навантаження $M_{Ed} = 22 \text{ кНм}$:

$$M_s = M_{Ed} = 22 \text{ кНм}.$$

Параметри прийняті за [15, стор 39, табл. 3.2], або Додаток Д, табл. 16.

$$\frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P_{m,t}d} = \frac{22 \times 10^6}{78,847 \times 10^3 \times 273} = 1,022.$$

При $\frac{e_s}{d} = 1,022$; $\mu\alpha_{s1} = 0,0731$; $\phi_f = 0,8019$, знаходимо $\zeta = 0,87$

Тоді плече внутрішньої пари сил не змінюється:

$$z = \zeta \cdot d = 237,51 \text{ мм};$$

Напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною:

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P_{m,t}}{A_p + A_{s1}},$$

$$\sigma_s = \frac{22 \times 10^6 / 237,51 - 78,847 \times 10^3}{307,8761 + 39,2699} = 39,6971 \text{ МПа.}$$

Різниця відносних деформацій в арматурі та бетоні:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t(1 + \alpha \rho_{\rho,eff})^{f_{ct,eff}} / \rho_{\rho,eff}}{E_p} \geq \frac{0,6\sigma_s}{E_p},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{39,6971 - 0,6 \times (1 + 5,2778 \times 0,011) \times 3 / 0,011}{19 \times 10^4} < 0,$$

приймаємо:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{0,6\sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \times 39,6971}{19 \times 10^4} = 12,5359 \times 10^{-5}.$$

Всі інші коефіцієнти залишаються такими ж як при визначенні w_{k1} .

Тоді:

$$w_{k2} = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

$$w_{k2} = 284,3636 \times 12,5359 \times 10^{-5} = 0,036 \text{ мм.}$$

3) Обрахуємо w_{k3}

Всі дані такі ж, як при обрахунку w_{k2} , проте коефіцієнт k_t приймаємо, як для довготривалого навантаження - $k_t = 0,4$.

Тоді різниця відносних деформацій в арматурі та бетоні:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{39,6971 - 0,4 \times (1 + 5,2778 \times 0,011) \times 3/0,011}{19 \times 10^4} < 0$$

знову приймаємо

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{0,6\sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \times 39,6971}{19 \times 10^4} = 12,5359 \times 10^{-5},$$

тоді:

$$w_{k3} = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

$$w_{k3} = 284,3636 \times 12,5359 \times 10^{-5} = 0,036 \text{ мм.}$$

Отже повна ширина розкриття тріщин:

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}$$

$$w_k = 0,177 - 0,036 + 0,036 = 0,177 \text{ мм.}$$

Перевіряємо умову $w_k < w_{lim}$:

$$w_k = 0,177 \text{ мм} < w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм,}$$

Умова виконується, ширина розкриття тріщин w_k , менша за граничне значення ширини розкриття тріщин $w_{k,lim}$.

1.5. Визначення прогинів в плиті з тріщинами.

Ефективний модуль пружності бетону з урахуванням повзучості визначаємо за формулою:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{36 \times 10^3}{1 + 2} = 12 \times 10^3 \text{ МПа,}$$

де:

$\varphi(\infty, t_0) = 2$ (згідно з [2, табл. 3.1] при відносній вологості 40%).

Визначасмо геометричні характеристики перерізу плити без тріщин. Приведена площа перерізу при $A_{s2} = 0$ і $\alpha_e = \frac{E_p}{E_{c,eff}} = 19 \times 10^4 / 12 \times 10^3 = 15,8333$:

$$A_1 = b_w(h - h_f) + b_f h_f + \alpha_e(A_{s1} + A_p),$$

$$A_1 = 180 \times (300 - 30) + 1480 \times 30 + 15,8333 \times (39,27 + 307,8761) = 98496,4683 \text{ мм}^2.$$

Приведений статичний момент опору відносно найбільш стиснутої грані бетону поперечного перерізу плити покриття:

$$\begin{aligned} S_1 &= 0,5 b_f h_f^2 + b_w(h - 30)165 + \alpha_e(A_{s1} + A_p)d, \\ S_1 &= 0,5 \times 1480 \times 30^2 + 180 \times (300 - 30) \times 165 \\ &\quad + 15,8333 \times (39,27 + 307,8761) \times 273 \\ &= 10,1855 \times 10^6 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Відстань від стиснутої грані бетону поперечного перерізу до центра ваги приведенного перерізу елемента x_1 :

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{S_1}{A_1}, \\ x_1 &= \frac{10,1855 \times 10^6}{98496,4683} = 103,41 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин $I_{1,red}$:

$$\begin{aligned} I_{1,red} &= \frac{b_f^3 h_f}{12} + b_f h_f (x_1 - 15)^2 + \frac{b_w (h - b_f)^3}{12} \\ &\quad + b_w (h - b_f) (165 - x_1)^2 + \alpha_e A_{s2} (x_1 - a_1)^2 \\ &\quad + \alpha_e (A_{s1} + A_p) (d - x_1)^2; \end{aligned}$$

при $A_{s2} = 0$:

$$\begin{aligned} I_{1,red} &= \frac{30^3 \times 1480}{12} + 30 \times 1480 \times (103,41 - 15)^2 \\ &\quad + \frac{180 \times (300 - 30)^3}{12} \\ &\quad + 180 \times (300 - 30) \times (165 - 103,41)^2 \\ &\quad + 15,8333 \times (39,27 + 307,8761) \times (273 - 103,41)^2 \\ &= 988,058 \times 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Для перерізу з тріщинами при використанні дволінійної діаграми деформування висоту стиснутої зони x_{II} визначаємо шляхом порівняння статичних моментів стиснутої і розтягнутої зон перерізу відносно нейтральної осі.

Висота стиснутої зони визначається з рівняння:

$$S_c = \alpha_e (S_{s1} - S_{s2}),$$

де:

S_c, S_{s1}, S_{s2} – статичні моменти відповідно площі стиснутої зони бетону, площі розтягнутої і стиснутої арматури відносно нейтральної осі.

Вважаємо, що нейтральна вісь проходить в стінці, тоді при відсутності розрахункової арматури в стиснутій зоні ($A_{s2} = 0$):

$$\begin{aligned} b_f h_f (x_{II} - 15) + b_w (x_{II} - 30) \left(\frac{x_{II} - 30}{2} \right) &= \alpha_e A_{s1} (d - x_{II}) \\ 1480 \times 30 \times (x_{II} - 15) + 180 \times (x_{II} - 30) \times \left(\frac{x_{II} - 30}{2} \right) & \\ &= 15,8333 \times 39,27 \times (273 - x_{II}) \end{aligned}$$

Розв'язавши рівняння отримуємо:

$$x_{II}^1 = -458,53 \text{ мм (не задовольняє); } x_{II}^2 = 18,29 \text{ мм.}$$

Можна зробити висновок, що нейтральна вісь проходить в межах полицки, необхідно уточнення значення, x_{II}^1 :

$$b_f x_{II} (x_{II} - 15) = \alpha_e A_{s1} (d - x_{II})$$

$$1480 \times x_{II} \times (x_{II} - 15) = 15,8333 \times 39,27 \times (273 - x_{II})$$

В результаті розрахунків отримуємо:

$$x_{II}^1 = -5,665 \text{ мм (не задовольняє); } x_{II}^2 = 20,245 \text{ мм.}$$

Приймаємо $x_{II} = 20,245 \text{ мм.}$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу плити з тріщинами - $I_{II,red}$ при $A_{s2} = 0$ визначаємо як:

$$I_{II,red} = \frac{b_f^3 h_f}{12} + b_f h_f (x_{II} - 15)^2 + \frac{b_w (h - b_f)^3}{12} + b_w (h - b_f) (165 - x_{II})^2 + \alpha_e (A_{s1} + A_p) (d - x_{II})^2;$$

$$I_{II,red} = \frac{30^3 \times 1480}{12} + 30 \times 1480 \times (20,245 - 15)^2 + \frac{180 \times (300 - 30)^3}{12} + 180 \times (300 - 30) \times (165 - 20,245)^2 + 15,8333 \times (39,27 + 307,8761) \times (273 - 20,245)^2 = 1669,3 \times 10^6 \text{ мм}^4.$$

Визначимо кривизну плити від нетривалої дії повного навантаження $M_{\Sigma Ed} = 35 \text{ кНм}$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{\Sigma Ed}}{E_{cm} I_{II,red}} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II,red}}{I_{1,red}}\right) \right],$$

Співвідношення $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ замінюємо на співвідношення

$$\frac{M_{w,ult}}{M_{\Sigma Ed}} = \frac{33,0193}{35} = 0,9434;$$

тоді:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{35 \times 10^6}{36 \times 10^3 \times 1669,3 \times 10^6} \times \\ &\times \left[1 - 1 \times 1 \times 0,9434^2 \times \left(1 - \frac{1669,3 \times 10^6}{988,058 \times 10^6} \right) \right] \\ &= 0,9398 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

де:

β_1 - коефіцієнт, який залежить від умов зчеплення арматури з бетоном, для стержньової арматури періодичного профілю, $\beta_1 = 1$, [15, стор. 61];

β_2 - коефіцієнт, який враховує, тривалість дії навантаження [15, стор. 61]:

- при короткочасному навантаженні – $\beta_2 = 1$;
- при тривалому, а також при повторних навантаженнях – $\beta_2 = 0,5$.

В нашому випадку, при нетривалій дії навантаження, приймаємо коефіцієнт $\beta_2 = 1$

Визначаємо кривизну плити від нетривалої дії постійного навантаження $M_{Ed} = 22$ кНм:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{Ed}}{E_{cm} I_{II,red}} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II,red}}{I_{I,red}} \right) \right],$$

замініємо $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ на співвідношення $\frac{M_{w,ult}}{M_{\Sigma Ed}} = \frac{33,0193}{22} = 1,5$, тоді:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{22 \times 10^6}{36 \times 10^3 \times 1669,3 \times 10^6} \times \\ &\times \left[1 - 1 \times 1 \times 1,5^2 \times \left(1 - \frac{1669,3 \times 10^6}{988,058 \times 10^6} \right) \right] = \\ &= 0,934 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

Визначаємо кривизну плити від тривалої дії постійного навантаження $M_{Ed} = 22$ кНм:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} I_{II,red}} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II,red}}{I_{I,red}} \right) \right], \\ \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{22 \times 10^6}{12 \times 10^3 \times 1669,3 \times 10^6} \times \\ &\times \left[1 - 1 \times 0,5 \times 1,5^2 \times \left(1 - \frac{1669,3 \times 10^6}{988,058 \times 10^6} \right) \right] \\ &= 1,95 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

де

$\beta_2 = 0,5$ – при дії тривалого навантаження.

Визначаємо кривизну плити від тривалої дії сили попереднього напруження $P_{m,t} = 78,847$ кН (див.н.1.3.8, стор 38):

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_4 &= \frac{P_{m,t} e_{op}}{E_{c,eff} I_{II,red}}, \\ \left(\frac{1}{r}\right)_4 &= \frac{78,847 \times 10^3 \times 179,613}{12 \times 10^3 \times 1669,3 \times 10^6} = 0,707 \times 10^{-6}. \end{aligned}$$

Максимальний прогин в середині прольоту вільно опертої однопрольотної плити, завантаженої, рівномірно розподіленим навантаженням, визначаємо за формулою:

$$f_{max} = \alpha_k \left(\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \right) l_{eff}^2 - \alpha_p \left(\frac{1}{r}\right)_4 l_{eff}^2 \leq f_{lim},$$

де:

$\alpha_k = \frac{5}{48}$ - для елемента завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням;

$\alpha_p = \frac{1}{8}$ - для напружених стрижнів з прямолінійною віссю;

$$f_{lim} = \frac{l_{eff}}{200} = \frac{5870}{200} = 29,35 \text{ мм.}$$

Тоді маємо:

$$f_{max} = \frac{5}{48} \times (0,9398 - 0,934 + 1,95) \times 10^{-6} \times 5870^2 - \frac{1}{8} \times 0,707 \times 10^{-6} \times 5870^2 = 3,9748 \text{ мм}$$

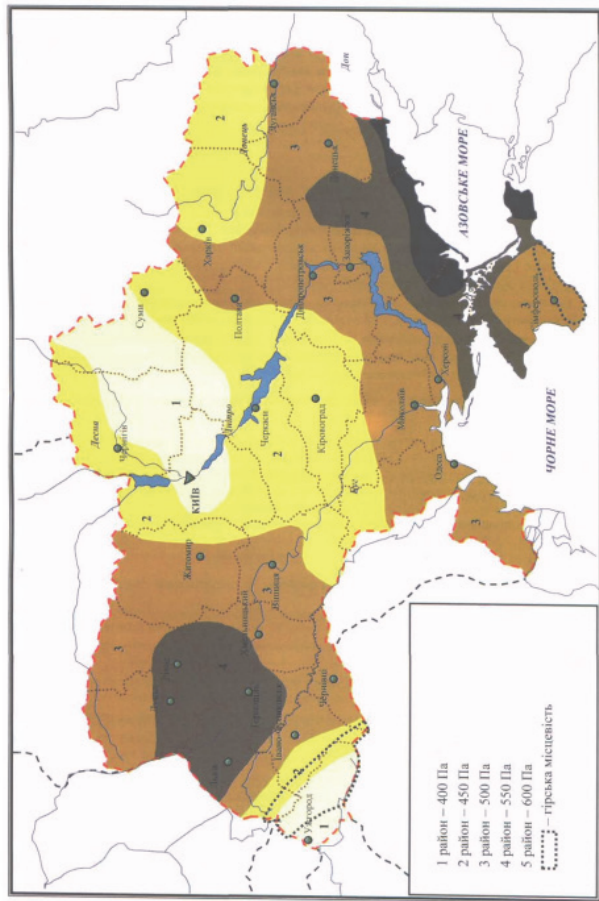
Перевіряємо умову $f_{max} < f_{lim}$,

$$f_{max} = 3,9748 \text{ мм} < f_{lim} = 29,35 \text{ мм.}$$

Умова $f_{max} < f_{lim}$ виконується, максимальний прогин в середині прольоту плити $f_{max} = 3,9748$ мм., є допустимим та не перевищує граничне значення $f_{lim} = 29,35$ мм.

Приклад конструювання та армування ребристої плити покриття наведено в Додатку Е даних методичних вказівок.

ДОДАТКИ



Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску, (стр.26, рис. 9.1., [6])

Таблиця 1.

Коефіцієнти надійності γ_n для розрахунку конструкцій

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	γ_n , які використовують в розрахункових ситуаціях			
		Усталених		Перехідних	
		перша група гранич. станів	друга група гранич. станів	перша група гранич. станів	друга група гранич. станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975
	Б	1,200		1,000	
	В	1,150		0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950
	Б	1,050		0,950	
	В	1,000		0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925
	Б	0,975		0,925	
	В	0,950		0,900	

Таблиця 2.

Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України

W_0 – вітрове навантаження (в паскалях);

S_0 – снігове навантаження (в паскалях);

b – товщина стінки ожеледі (в мм);

W_B – вітрове навантаження при ожеледі (в паскалях);

Міста обласного підпорядкування	W_0 , (Па)	S_0 , (Па)	b , (мм)	W_B , (Па)
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
Київ	370	1550	19	160
Вінницька область				
Вінниця	470	1360	17	220
Жмеринка	480	1360	19	240
Могилів-Подільський	470	1280	19	210
Хмільник	450	1390	18	210
Волинська область				
Луцьк	480	1240	17	210
Володимир-Волинський	500	1200	17	160
Ковель	460	1200	13	160
Нововолинськ	500	1240	15	170
Дніпропетровська область				
Дніпро	470	1340	19	260
Кривий Ріг	440	1110	19	260
Сніжне	490	1510	28	220
Торез	490	1520	27	220
Вугледар	500	1450	22	300
Харцизьк	500	1500	23	250
Шахтарськ	500	1500	25	240
Ясинувата	500	1470	22	250
Житомирська область				
Житомир	460	1460	16	200
Бердичів	460	1410	16	200

Продовження таблиці 2

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
Коростень	480	1450	16	220
Новоград-Волинський	470	1380	22	220
Закарпатська область				
Ужгород	370	1340	11	150
Мукачеве	370	1490	12	110
Запорізька область				
Запоріжжя	460	1110	19	260
Бердянськ	520	1120	26	270
Мелітополь	520	1050	22	340
Токмак	490	1070	19	260
Івано-Франківська область				
Івано-Франківськ	500	1410	21	170
Болехів	550	1520	17	170
Калуш	530	1440	19	180
Коломия	490	1400	22	160
Яремча	470	1530	19	180
Київська область				
Біла Церква	390	1520	16	170
Березань	390	1580	19	190
Бориспіль	380	1570	19	160
Бровари	380	1580	19	160
Васильків	380	1530	16	160
Ірпінь	390	1560	19	160
Переяслав-Хмельницький	390	1560	18	200
Прип'ять	450	1590	19	190
Фастів	380	1510	16	190
Ржищів	390	1540	18	190
Славутич	430	1600	18	190
Кіровоградська область				
Кіровоград	410	1230	22	210
Олександрія	430	1250	21	240
Знам'янка	420	1320	22	210
Світловодськ	430	1310	18	210

1	2	3	4	5
Львівська область				
Львів	520	1310	15	240
Борислав	540	1500	16	180
Дрогобич	560	1440	16	190
Самбір	530	1400	16	190
Стрий	550	1420	16	180
Трускавець	550	1490	16	180
Червоноград	510	1260	16	230
Миколаївська область				
Миколаїв	470	870	22	260
Вознесенськ	450	990	22	270
Очаків	490	830	22	260
Первомайськ	410	1200	22	260
Южноукраїнськ	430	1090	22	260
Одеська область				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1100	23	310
Іллічівськ	480	880	28	330
Котовськ	450	1170	23	270
Южний	490	870	24	310
Полтавська область				
Полтава	470	1450	19	250
Комсомольськ	430	1280	18	240
Кременчук	430	1300	18	230
Лубни	410	1600	16	250
Миргород	420	1540	17	240
Рівненська область				
Рівне	520	1320	18	240
Дубно	530	1270	17	250
Кузнецовськ	460	1260	13	200
Острог	520	1320	17	250
Сумська область				
Суми	420	1670	16	250
Охтирка	450	1600	17	240

Продовження таблиці 2

1	2	3	4	5
Глухів	390	1770	17	230
Конотоп	360	1740	15	220
Лебедин	430	1640	18	220
Ромни	380	1730	19	230
Шостка	390	1790	16	220
Тернопільська область				
Тернопіль	520	1390	17	230
Харківська область				
Харків	430	1600	14	230
Ізюм	430	1460	19	210
Хмельницька область				
Хмельницький	500	1340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1270	19	210
Нетішин	520	1330	18	210
Славута	510	1350	18	210
Шепетівка	500	1370	19	210
Черкаська область				
Черкаси	420	1520	18	220
Ватутіне	410	1420	19	210
Канів	410	1540	15	210
Золотоноша	410	1560	18	210
Сміла	420	1480	18	210
Умань	440	1440	19	210
Чернівецька область				
Чернівці	500	1320	22	210
Чернігівська область				
Чернігів	410	1720	16	160
Ніжин	370	1690	15	180
Прилуки	370	1640	19	210

Таблиця 3.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_{fm}

Т, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

Таблиця 4.

Коефіцієнт висоти споруди C_h

Z (м)	C_h для типу місцевості			
	I	II	III	IV
≤ 5	0,9	0,7	0,40	0,20
10	1,2	0,9	0,60	0,40
20	1,35	1,15	0,85	0,65
40	1,6	1,45	1,15	1,00
60	1,75	1,65	1,35	1,10
80	1,9	1,75	1,50	1,20
100	1,95	1,85	1,60	1,25
150	2,15	2,10	1,85	1,35
200	2,3	2,20	2,05	1,45

Примітка: Проміжні значення коефіцієнта C_h слід визначати лінійною інтерполяцією.

Додаток Б
Таблиця 5.

Основні характеристики бетону

Показн.	Клас міцності бетону										
	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
$f_{ck, prism}$, (МПа)	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
f_{cd} , (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
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
$f_{ctk,0,95}$, (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm} , (ГПа)	18,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
E_{ck} , (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37

Продовження таблиці 5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$E_{cd}(\Gamma\Pi a)$	12,6	16,3	20,0	23,0	25,0	27,0	28,5	30,5	32,0	33,0	34,0
$\varepsilon_{c1,ck}({}^0/_{00})$	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02
$\varepsilon_{c1,cd}({}^0/_{00})$	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cu1,ck}({}^0/_{00})$	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40
$\varepsilon_{cu1,cd}({}^0/_{00})$	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{c3,ck}({}^0/_{00})$	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16
$\varepsilon_{c3,cd}({}^0/_{00})$	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97
$\varepsilon_{cu3,ck}({}^0/_{00})$	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16
$\varepsilon_{cu3,cd}({}^0/_{00})$	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

Таблиця.6

Міцнісні та деформативні характеристики арматури

Характерист. арматури	Клас арматури			
	A240C ДСТУ 3760-98	A400C ДСТУ 3760-98	A500C ДСТУ 3760-98	B500 ДСТУ 'ENV 10080
f_{yk} , МПа	240	400	500	500
f_{vd} , МПа	225	375(365)	435	435
f_{vwd} , МПа	170	285	300	325
E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	$2,0 \cdot 10^5$	$1,9 \cdot 10^5$
ε_{so}	0,00107	0,00174	0,00210	0,0023
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020	0,012

Таблиця.7

Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури

Клас арматури	Характеристики арматури			
	f_{pk} , МПа	$f_{p0,1k} \rightarrow f_{pk}$ МПа	E_p , МПа	ε_{uk}
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,02
A800, A800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Bp1200	1260	1145	190000	0,016
Bp1300	1365	1240	190000	0,016
Bp1400	1470	1335	190000	0,016
Bp1500	1575	1430	190000	0,016
K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-7)	1575	1430	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

Таблиця 8

Граничний коефіцієнт повзучості [11]

Відносна вологість навколиш. середовища, %	Значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_k(\infty, t_0)$ при класі бетону на стиск									
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
Вище 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
40 - 75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5
Нижче 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0

Примітка. Відносну вологість повітря навколишнього середовища приймають згідно відповідних нормативних документів, як середньо місячну відносну вологість найбільш теплого місяця для району будівництва.

Таблиця 9

Максимальні втрати початкових напружень в арматурі у відсотках [11]

Показник	Релаксаційний клас арматури	Вид арматури	Рівень попереднього напруження арматури $\frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}}$		
			0,6	0,7	0,8
Максимальні втрати початкових напружень після 1000 годин витримки при $t=20^\circ\text{C}$	1	Дріг Канати	4,5	8,0	12,0
	2		1,0	2,5	4,5
	3	Стержні	1,5	4,0	7,0

Таблиця 10

**Втрати попереднього напруження від релаксації на стадії
виготовлення конструкції [11]**

Термін, годин	1	5	20	100	200	500	1000
Втрати від релаксації в процентах від втрат, встановлених після 1000 годин витримки при $t=20^{\circ}\text{C}$ (для відповідного релаксаційного класу)	40	60	70	85	90	95	100

Таблиця 11

Міцність бетону на зсув [16]

Клас бетону	C15	C20	C25	C30	C35	C45	C50	C55	C60
$C_{Rd,c}$, МПа	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Додаток В
Таблиця 12

Значення коефіцієнтів α_m , ξ і ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,13	0,950	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,13	0,950	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,13	0,950	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,13	0,950	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,13	0,950	0,039	0,30	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,13	0,950	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,13	0,950	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,13	0,950	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,13	0,950	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,13	0,950	0,077	0,35	0,860	0,241	0,60	0,760	0,365
0,13	0,950	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,13	0,950	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	0,40	0,840	0,269	0,70	0,720	0,403
0,16	0,963	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	0,80	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	0,90	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	1,00	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 Г
Таблиця ІЗ

Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм ² , при кількості										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	71	0,055
4	12,6	25	36	50	63	76	88	101	113	126	0,099
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	196	0,154
6	28,3	57	86	113	142	170	198	226	255	283	0,222
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,395
10	78,9	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	3142	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2271	2661	3041	3421	3801	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4413	4909	3,853
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	6158	4,834
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	6,313
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	10180	7,990
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	12560	9,805

Додаток Д
Таблиця 14

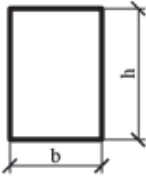
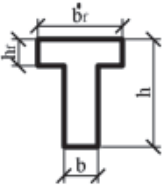
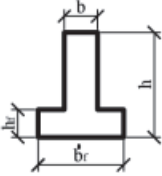
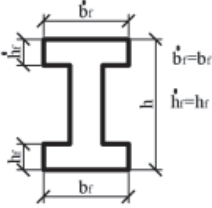
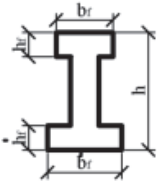
Значення кута θ в залежності від значення виразу $(ctg\theta + tg\theta)$

θ°	$tg\theta$	$ctg\theta$	$(ctg\theta + tg\theta)$	θ°	$tg\theta$	$ctg\theta$	$(ctg\theta + tg\theta)$
21,8	0,400	2,500	2,900	34	0,675	1,483	2,157
22	0,404	2,475	2,879	35	0,700	1,428	2,128
23	0,424	2,356	2,780	36	0,727	1,376	2,103
24	0,445	2,246	2,691	37	0,754	1,327	2,081
25	0,466	2,145	2,611	38	0,781	1,280	2,061
26	0,488	2,050	2,538	39	0,810	1,235	2,045
27	0,510	1,963	2,472	40	0,839	1,192	2,031
28	0,532	1,881	2,412	41	0,869	1,150	2,020
29	0,554	1,804	2,358	42	0,900	1,111	2,011
30	0,577	1,732	2,309	43	0,933	1,072	2,005
31	0,601	1,664	2,265	44	0,966	1,036	2,001
32	0,625	1,600	2,225	45	1,000	1,000	2,000
33	0,649	1,540	2,189				

Примітки: Якщо $(ctg\theta + tg\theta) > 2,9$, то приймаємо $\theta = 21,8^\circ$; якщо $2,0 < (ctg\theta + tg\theta) < 2,9$ то приймаємо відповідне значення кута θ ; якщо $(ctg\theta + tg\theta) < 2,0$, то міцність умовного стиснутого елемента стінки є недостатньою, тобто необхідно збільшувати переріз або клас бетону.

Таблиця 15

Значення коефіцієнтів γ [11, 15].

Переріз	Коефіцієнт γ	Форма поперечного перерізу
1. Прямокутний	1,30	
2. Тавровий із полчкою, розташованою в стиснутій зоні	1,30	
3. Тавровий с полчкою, розташованою в розтягнутій зоні: а) при $b/b' \leq 2$ б) при $b'/b > 2$	1,20 1,15	
4. Двотавровий симетричний : а) при $b'/b = bf/b \leq 2$ б) при $2 < b'/b = bf/b \leq 6$ в) при $b'/b = bf/b > 6$	1,30 1,25 1,20	
5. Двотавровий не симетричний і якщо виконується умова $b'/b \leq 3$: а) при $bf/b \leq 2$ б) при $2 < bf/b \leq 6$ в) при $bf/b > 6$	1,20 1,15 1,10	

Таблиця 16

Коефіцієнти $\zeta = z/d$ при значеннях μa_1

φf	es/d	Коефіцієнти $\zeta = z/d$ при значеннях μa_1 рівних										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
0,2	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
	0,7	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7		0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
0,6	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
	0,8	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81

Приклад оформлення креслень ребристої плити покриття
1,5х6,0 м.

Опалубочне креслення та
схема армування ПР-1

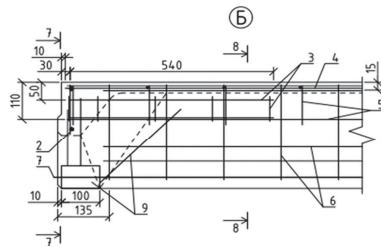
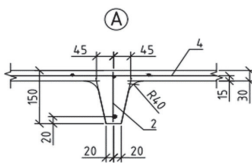
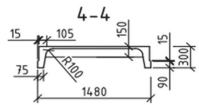
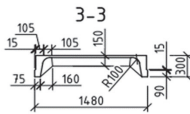
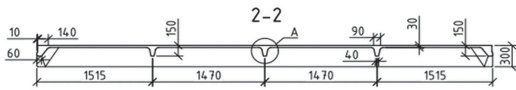
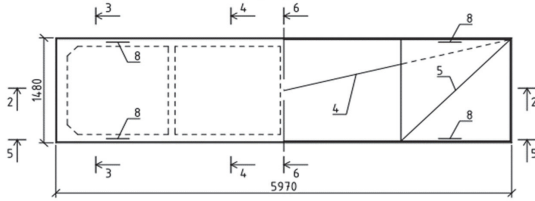
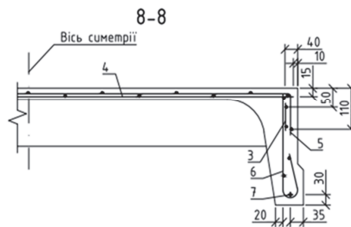
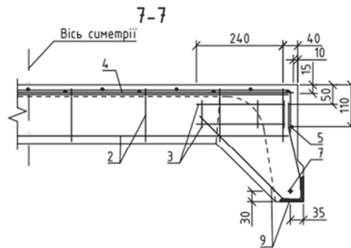
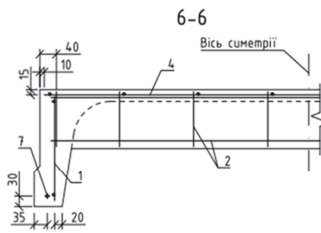
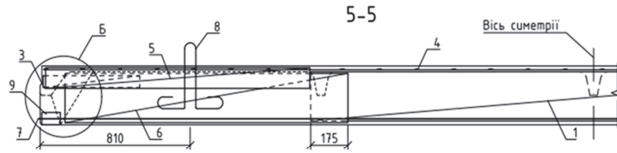
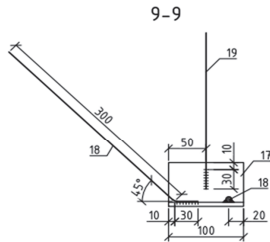
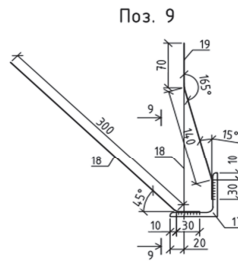
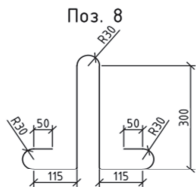
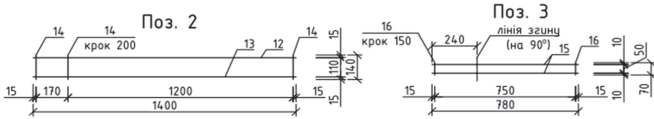
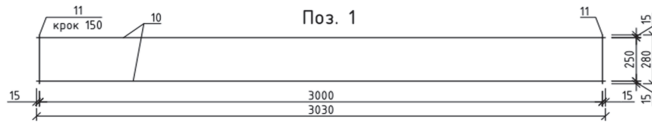


Схема армування полицки та ребра



Армування плити покриття



- Примітки:
1. Район будівництва – м. Київ;
 2. Натяг арматури здійснюється механічним способом;
 3. Захисний шар не менше 10 мм.

Приклад оформлення специфікації

Специфікація до схеми армування

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од., кг	Примітки
<u>Складальні одиниці</u>					
Каркаси					
1		KP№1	2	3,03	
2		KP№2	5	3,77	
3		KP№3	4	0,708	
Сітки					
4		C1 Ø38P-I-200 Ø38P-I-200 1430x5930	1	4,969	
5		C2 Ø38P-I-200 Ø38P-I-200 1430x1630	2	2,85	
6		C3 Ø58P-I-200 Ø48P-I-150 430x1540	4	4,719	
Деталі					
7		Ø14A600С ДСТУ 3760:2006 l=5970	2	14,447	
8		Ø8A240С ДСТУ 3760:2006 l=1210	4	1,912	
9		Д1	4	3,172	
<u>Матеріали</u>					
		Бетон класу С32/40			Об'єм 0,6 м ³

Специфікація на зварні вироби

Марка виробу	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса од., кг	Маса виробу, кг
KP№1	10	Ø5Вр-I ГОСТ 6727-80 l=3030	2	0,933	1,515
	11	Ø4Вр-I ГОСТ 6727-80 l=280	21	0,582	
KP№2	12	Ø4Вр-I ГОСТ 6727-80 l=1400	1	0,139	0,754
	13	Ø8A240С ДСТУ 3760:2006 l=1400	1	0,553	
	14	Ø3Вр-I ГОСТ 6727-80 l=140	8	0,062	
KP№3	15	Ø4Вр-I ГОСТ 6727-80 l=780	2	0,154	0,177
	16	Ø3Вр-I ГОСТ 6727-80 l=70	6	0,023	
Д1	17	L 63x6 ГОСТ 8509-93 l=100	1	0,572	0,928
	18	Ø8A240С ДСТУ 3760:2006 l=330	2	0,261	
	19	Ø8A240С ДСТУ 3760:2006 l=240	1	0,095	

ЛІТЕРАТУРА

Нормативне забезпечення:

1. ДБН В 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 71с. – *чинний з 01.06.2011.*
2. ДСТУ Б В 2.6-156:2010. Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 116с. – *чинний з 01.06.2011.* Основні вимоги до проектної і робочої документації: ДСТУ Б А.2.4- 4:2009. – Офіц. вид. – [На заміну ДСТУ Б А.2.4-4-99]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с. -*чинний від 2010-01-01*
3. ДСТУ Б А.2.4-7-2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. – К.: Вид-во стандартів, 1996, - 54 с. – *чинний з 01.01.2010.*
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1: ДБН В.1.2-14-2018. –[На заміну від ДБН В.1.2-14-2009]. – К.: УкрНДІпроектстальконструкція: Мінрегіон-буд України, 2019. – 32 с. -*чинні від 01.09.2022*
5. ДБН В 1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування.- Київ. Мінбуд України, 2006.- 75с. – *чинний від 01.01.2007.*
6. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови К: ДП «УкрНДНЦ», 2019,- 29с. – *чинний від 01.08.2019.*
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.- Київ. МІНБУД України, 2006.-15с. – *чинний від 01.01.2007.*

8. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2) /Брюссель, CEN, 2004, 225с.
9. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): Заміна 1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010.-Київ: ДП «Укрархбуд-інформ», 2014.-54 с.- чинний з 07.01.2014.

Підручники:

10. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник [для студ. вищ. навч. закл.] / А.М. Павліков; ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
11. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. / А.М. Павліков, Д.В. Кочкар'юв ; [за ред. д.т.н., проф. Павлікова А.М.] ; ПолтНТУ. – Полтава, ТОВ «АСМІ», 2019. – 238 с.
12. Программный комплекс ЛИРА-САПР®. Руководство пользователя. Обучающие примеры Ромашкина М.А.,Титок В.П. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. Электронное издание, 2018г. – 254 с.

Навчальні посібники:

13. Кріпак В.Д. Основи проектування залізобетонних конструкцій за Європейськими нормами: навч. посіб. /В.Д. Кріпак.- Київ: КНУБА, 2023.- 145 с.
14. Бамбура А.М., Сазонова О.В., Дорогова О.В., Войцехівський О.В. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник.- К.:ДП НДІБК, 2018.-240 с.
15. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов О.В., Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі. Навчальний посібник. -К.:КНУБА, 2018.-191с.

16. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізо-бетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів. Навчальний посібник.- К.:КНУБА, 2017.- 168 с.
17. Кріпак В.Д. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами 11 другої групи за ДБН В.2.6-98:2009.К. 2015 - 70 с.
18. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних елементів за ДБН В.2.6- 98:2009.К. 2012 - 72 с.

Інформаційні ресурси:

<http://library.knuba.edu.ua/> - Бібліотека Київського національного університету будівництва та архітектури.

<https://org2.knuba.edu.ua/course/view.php?id=2032> – Освітній сайт Київського національного університету будівництва та архітектури.

<http://www.dnabb.org> – Державна наукова архітектурно-будівельна бібліотека ім. В.Г.Заболотного, м. Київ, Контрактова пл., 4

<http://www.nbuv.gov.ua> – Національна бібліотека України ім. Вернадського, м. Київ, пр. Голосіївський, 3

Навчальне видання

КРПАК Володимир Денисович
КОЛЯКОВА Віра Маркусівна
ГЕДЗЮК Андрій Петрович

**ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ
збірної залізобетонної плити
покриття 1,5 x 6 метрів**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
*до виконання курсового проєкту
з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції»*

*для здобувачів першого (бакалаврського) рівню вищої освіти,
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія,
ОПП «Промислове і цивільне будівництво»*

Підписано до друку 29.03.2024р. Формат 60x841/16
Папір офсетний . Гарнітура Таймс. Друк цифровий.
Ум.друк.арк. 4,76. Облік.-вид.арк. 2,43.
Тираж 50 прим.

Видавець:
Київського національного університету будівництва і архітектури

03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31

Виготовлювач:

ТОВ «Видавництво Ліра-К» Свідоцтво No3981, серія ДК.
03142, м. Київ, вул. В. Стуса, 22/1
тел.: (050) 462-95-48; (067) 820-84-77
Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net