

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

АФАНАСЬЄВА Л.В., СКОРУК Л.М.

**РОЗРАХУНОК І ПРОЄКТУВАННЯ
ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ БЕЗКІСЦЕВОЇ
ФЕРМИ ПРОЛЬОТОМ 18 м**

Методичні вказівки

до виконання курсової роботи

*для здобувачів I (бакалаврського) рівня вищої освіти
за ОП «Промислове і цивільне будівництво»
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
галузі знань «Архітектура та будівництво»*

Київ 2024

УДК 624.012

Укладачі: Л.В. Афанасьєва, канд. техн. наук, доцент;
Л.М. Скорук, канд. техн. наук, доцент

Рецензент: В.Д.Кріпак, канд. техн. наук, професор

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 № 2 від 13 вересня 2023 року.

В авторській редакції.

Розрахунок і проектування попередньо напруженої безкісцевої ферми прольотом 18м /уклад. Л.В. Афанасьєва, Л.М. Скорук. – Київ, КНУБА, 2024, – 44 с.

Містять розрахунок і проектування попередньо напруженої безкісцевої ферми прольотом 18м відповідно до вимог діючих ДБН, а також конструювання елементів і вузлів ферми за результатами виконаних розрахунків.

Призначено для використання здобувачами I ступеня вищої освіти «бакалавр», які навчаються за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво» при виконанні курсової роботи з курсу «Залізобетонні конструкції».

© Афанасьєва Л.В.

© Скорук Л.М.

© КНУБА, 2024

Загальні положення

Вивчення і використання державних будівельних норм при проектуванні залізобетонних конструкцій відповідає сучасним вимогам щодо їх міцності, надійності і довговічності.

Метою курсової роботи є ознайомлення і опанування здобувачами особливостей розрахунку залізобетонних елементів відповідно до вимог діючих нормативних документів.

Виконання курсової роботи відповідає завданню дисципліни з курсу «Залізобетонні конструкції» – підготувати випускників-будівельників, рівень знань яких відповідає сучасним вимогам практичної діяльності кваліфікованого працівника в галузі будівництва.

Наведений приклад розрахунку і конструювання залізобетонної попередньо напруженої ферми сприяє вивченню положень нормативів і їх використанню при виконанні практичних розрахунків конструкцій за першою і другою групами граничних станів. Наведені матеріали для виготовлення конструкцій, їх фізико-механічні властивості, а також довідкові дані для розрахунків.

Попередньо напружені залізобетонні ферми можуть використовуватись в якості основних несучих елементів покриття в промислових і цивільних будівлях. Вибір конструктивного рішення ферми залежить від типу будівлі і конструкції покрівлі.

Попередньо напружені безкісцеві залізобетонні ферми використовують для покриттів прольотом 18 і 24м з кроком рам 6 та 12м. Найбільшого поширення набули зазначені ферми з арковим контуром верхнього поясу, враховуючи, що вони вигідно відрізняються розподіленням зусиль в елементах ферми, а також найпростіші у виготовленні порівняно з іншими видами ферм. Безкісцеві ферми найбільш економічні за витратами матеріалів і зручні для розташування технологічного устаткування між фермами.

Безкісцева ферма є багато раз статично невизначена стержньова система. Особливість її статичної роботи є наявність значних згинальних моментів і поперечних сил, що виникають у жорстких вузлах з'єднання елементів ферми.

Висоту ферм у середині прольоту приймають рівною $1/2 \dots 1/3$ прольоту. Відстань між вузлами верхнього поясу відповідає ширині плит покриттів, тобто становить 3.0м. Таким чином, навантаження від плит покриття прикладене до вузлів ферми. У стояках безкісцевої ферми виникають згинальні моменти, що потребує їх додаткового армування.

Елементи безкісцевої ферми – стояки, верхній та нижній пояси проектують прямокутного перерізу, при цьому висота поясів становить: верхнього поясу- 200-350мм, нижнього -220-380мм з урахуванням кроку ферм. Ширину перерізів всіх елементів приймають однаковою 240-280мм для забезпечення необхідної зони спирання плит покриття. Висоту стояків ферми призначають з урахуванням співвідношення $h_c/h_{п} = 0,7...0,8$, де h_c і $h_{п}$ –висоти поперечного перерізу відповідно стояків і поясів ферми.

З метою збільшення тріщиностійкості елементів ферми, а також зменшення концентрації напружень у вузлах примикання стояків до поясів влаштовують «вуги» (потовщення) зі співвідношенням сторін 1:3 або 1:5.

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ БЕЗКІСЦЕВОЇ ФЕРМИ ПРОЛЬОТОМ 18 М

ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Покриття будівлі безліхтарне, виконано з панелей покриття розміром 3х6м. Конструкція покриття забезпечує вузлову передачу навантаження на ферму.

Ферму проектують для будівлі, що відповідає класу наслідків відповідальності СС-2. В цьому випадку коефіцієнт надійності за призначенням дорівнює $\gamma_n = 1,05$. Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f приймають відповідно до вимог діючих ДБН.

Опалубочні креслення ферми наведені на рис. 1.

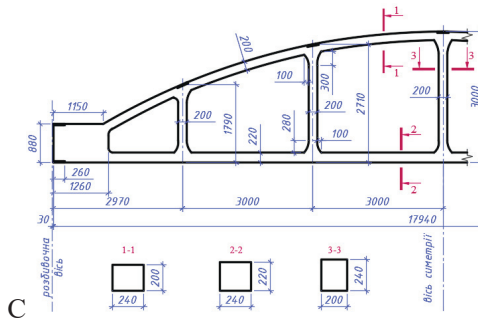


Рис. 1. Опалубочні креслення безкісцевої ферми прольотом 18 м.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ФЕРМИ

1. Місто будівництва – м. Київ. 2. Довжина ферми – 23 940 мм.
3. Бетон класу С25/30 ($f_{cd}=17$ МПа, $f_{ctd}=1,2$ МПа, $f_{ctm}=2,6$ МПа, $E_{cm}=32,5 \cdot 10^3$ МПа).
4. Арматура верхнього поясу класу А400С ($f_{yd}=365$ МПа, $f_{ywd}=285$ МПа, $E=210000$ МПа), напружена арматура нижнього поясу А800 ($f_{pk}=840$ МПа, $f_{po,ik}=765$ МПа, $E_p=190000$ МПа).
5. Ферма бетонується в металічній опалубці з механічним натягом арматури на упори стіни.

2. Використання плит шириною 3м забезпечує вузлову передачу навантаження на ферму. Розрахункова схема ферми наведена на рис. 2а.

3. При розрахунку міцності перерізів нижнього поясу як позацентровано розтягнутого елемента зусилля в ньому визначені без врахування сили попереднього обтиску, умовно передбачаючи, що в момент настання граничного стану в елементі ефект попереднього обтиску в ньому повністю відсутній. (див.рис. 2б).

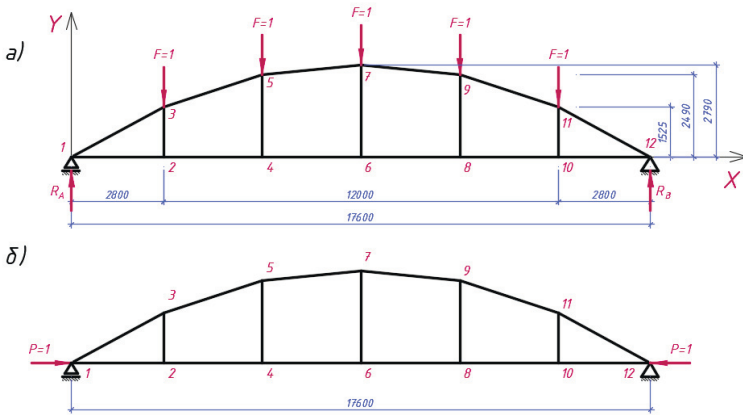


Рис. 2. Розрахункова схема ферми, завантаженої вертикальним вузловим навантаженням.

ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ НА ФЕРМУ І ЗУСИЛЬ В СТРИЖНЯХ

Елементи ферми розраховують за двома групами граничних станів на дію постійних, довготривалих і короточасних навантажень. Збір навантаження на 1м² покриття виконаний для будівлі класу наслідків відповідальності СС2 і для конструкцій класу відповідальності Б. За даними ДБН для розрахунків за першою групою граничних станів коефіцієнт надійності за призначенням становить $\gamma_n=1,05$. Розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття S_m визначається з урахуванням даних (табл.1 додат.9) за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_o C ;$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається для заданого середнього періоду повторюваності T . При рекомендованому $T=100$ років $\gamma_{fm}=1,14$.

Коефіцієнт $C=1,0$ (для покрівлі з ухилом $\alpha \leq 25^\circ$, очищується від снігу, рівнинна місцевість).

Таблиця 1

Навантаження на 1м² покриття будівлі

№ П/ П	Найменування навантажень	Характеристичне значення навантаження $\gamma_f=1, \text{кН/ м}^2$	Коефіцієнти надійності		Розрахункове значення навантаження $\gamma_f > 1, \text{кН/м}^2$
			за навантаженням γ_f	за призначенням γ_n	
1	Постійне:				
1.1	Захисний шар гравію	0,55	1,3	1,05	0,751
1.2	Три шари рулонного руберойду на мастиці	0,1	1,3	1,05	0,137
1.3	Асфальтова стяжка 20мм	0,02	1,3	1,05	0,027
1.4	Утеплювач: пінобетонні плити 120мм	0,37	1,3	1,05	0,505
1.5	Обмазувальна пароізоляція	0,05	1,3	1,05	0,068
1.6	Власна вага з/б плити покриття 3х6м	1,57	1,1	1,05	1,813
1.7	Власна вага ферми L=18м	0,59*	1,1	1,05	0,681

	Разом:	3,25			3,47
2	Тимчасове:				
	Снігове S_m	1,55	1,14	1,05	1,85
	Разом:	4,80			5,92

*Примітка. В табл.1 надано значення навантаження від власної ваги ферми з урахуванням кроку ферм 6м:

$$2,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81/18 \cdot 6 = 0,59 \text{ кН/м}^2.$$

Вузлове навантаження на ферму становить:

- постійне навантаження:
 - характеристичне $3,25 \cdot 3 \cdot 6 = 58,50 \text{ кН}$;
 - розрахункове $3,47 \cdot 3 \cdot 6 = 62,46 \text{ кН}$.
- тимчасове снігове навантаження:
 - характеристичне $1,55 \cdot 3 \cdot 6 = 27,9 \text{ кН}$;
 - розрахункове $1,95 \cdot 3 \cdot 6 = 35,1 \text{ кН}$.

Статичний розрахунок ферми виконано з використанням обчислювального комплексу SCAD Office 21 відповідно до розрахункової схеми (див.рис.2).

Результати виконаного розрахунку ферми з використанням зазначеного ОК, що містять розрахункові схеми, епюри внутрішніх зусиль елементів ферми, а також таблицю статичного розрахунку наведені в додат.1, 2 та 3 методичних вказівок. В табл.2 наведені результати визначення зусиль з урахуванням розрахункової комбінації навантажень в елементах ферми, в яких отримані найбільші зусилля – M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} – нижній пояс (КЕ 4), верхній пояс (КЕ 17), стояк (КЕ 7). При розрахунку міцності перерізів нижнього поясу як позацентрово розтягнутого елемента зусилля в ньому визначаються без урахування сил попереднього обтиску в передбаченні, що в момент наступу граничного стану ефект від попереднього обтиску відсутній.

Зусилля в елементах ферми

Елемент ферми, № кінцевого елемента	Вид зусиль, одиниці виміру	Зусилля в елементах від діючого навантаження	
		характеристичне $\gamma_f=1,0$	розрахункове $\gamma_f>1,0$
Нижній пояс КЕ4	М, кН.м	4,85	5,48
	N, кН	397,35	448,68
	Q, кН	-1,77	-2,0
Верхній пояс КЕ17	М, кН.м	15,21	17,18
	N, кН	- 427,67	- 482,91
	Q, кН	-4,11	-4,64
Стояк КЕ7	М, кН.м	-16,6	-18,74
	N, кН	-6,22	-7,03
	Q, кН	19,32	21,82

РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМИ ЗА ПЕРШОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

Нижній пояс. Згинальний момент $M_{Ed} = 5,48$ кНм; поздовжня сила $N_{Ed} = 448,68$ кН, поперечна сила $V_{ED} = -2,0$ кН, початковий ексцентриситет $e_0 = M_{ED} / N_{ED} = 5,48/448,68 = 0,012$ м = 12 мм.

Має місце випадок малих ексцентриситетів, тобто $e_0 = 12$ мм < $0,5h - a_1 = 0,5 \cdot 220 - 50 = 110 - 50 = 60$ мм.

Розрахункові ексцентриситети:

$$e_{s1} = 0,5h + e_0 - a_1 = 0,5 \cdot 220 + 12 - 50 = 72 \text{ мм};$$

$$e_{s2} = 0,5h - e_0 - a_2 = 0,5 \cdot 220 - 12 - 50 = 48 \text{ мм}$$

Площа перерізу попередньо напруженої арматури становить:

$$A_{s1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} / f_{pk} (d - a_1) = \frac{448,68 \cdot 10^3 \cdot 72}{840(170-50)} = 320,49 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = N_{Ed} \cdot e_{s2} / f_{pk} (d - a_2) = \frac{448,68 \cdot 10^3 \cdot 48}{840(170-50)} = 213,66 \text{ мм}^2.$$

Переріз нижнього поясу армують симетричною арматурою $4\text{Ø} 14$ А-800 загальною площею 616 мм^2 . Армуння перерізів елементів ферми наведено на рис.3.

ВИЗНАЧЕННЯ ПОПЕРЕДНЬОГО ОБТИСКУВАННЯ НИЖНЬОГО ПОЯСУ З УРАХУВАННЯМ ВТРАТ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ

1. Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу нижнього поясу ферми.

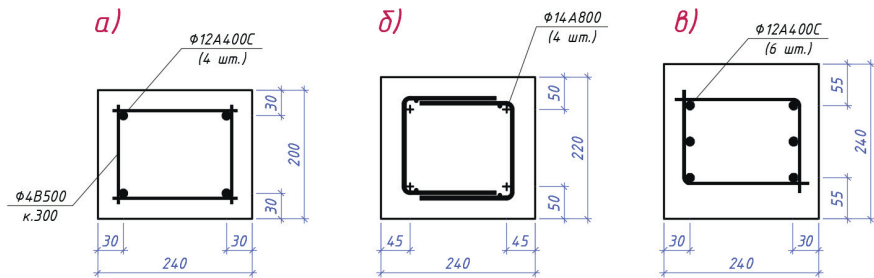


Рис.3 Армуння перерізів елементів безкісцевої ферми:

a) - верхнього поясу; *б)* – нижнього поясу; *в)* - стояку

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_p A_p = 240 \cdot 220 + 5,85 \cdot 616 = 56403,6 \text{ мм}^2,$$

де $\alpha_p = E_p / E_{cm} = 19 \cdot 10^4 / 3,25 \cdot 10^4 = 5,85$.

Статичний момент перерізу відносно нижньої грані поясу:

$$S_{red} = b \cdot h \cdot 0,5h + A_p \cdot \alpha_p \cdot c = 24 \cdot 22 \cdot 110 + 616 \cdot 5,85 \cdot 110 = 45452 \text{ см}^3.$$

Відстань від нижньої грані поясу до центру тяжіння перерізу:

$$Y_0 = 0,5h = 0,5 \cdot 220 = 110 \text{ мм}.$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центру ваги:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + \alpha_p 2A_p (0,5h - \alpha)^2 = 240 \cdot 220^3 / 12 + 5,85 \cdot 308 \cdot 2 (0,5 \cdot 220 - 50)^2 = 22593,3 \cdot 10^4 \text{ мм}^4.$$

Відстань від точки прикладення рівнодіючої зусилля попереднього обтиску до центру тяжіння перерізу:

$$Z_{cp} = Y_0 - c = 110 - 50 = 60 \text{ мм.}$$

Момент опору приведенного перерізу:

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 22593,3 \cdot 10^4 / 110 = 2053,9 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

$$W_{pl} = 1,75 \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 2053,9 = 3594,4 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

2. Визначення втрат попереднього напруження в арматурі нижнього поясу

Без урахування втрат величина попереднього напруження не повинна перевищувати $\sigma_{p,max}$.

Початкове напруження, що прикладено до попередньо напруженої арматури, повинно відповідати умовам:

$$\begin{aligned} \sigma_{p,max} &< 0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа}; \\ \sigma_{p,max} &< 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 765 = 688,5 \text{ МПа}; \\ \sigma_{p,max} &> 0,3 \cdot 765 = 229,5 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Приймаємо значення $\sigma_{p,max} = 600 \text{ МПа}$.

Початкове зусилля стиску бетону:

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = 600 \cdot 616 = 369,6 \text{ кН.}$$

2.1 Миттєві (технологічні) втрати попереднього напруження

2.1.1. Втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу ΔP_r :

$$\Delta P_r = (0,1 \sigma_{p,max} - 20) A_p = (0,1 \cdot 600 - 20) \cdot 616 \cdot 10^{-4} = 24,64 \text{ кН.}$$

2.1.2. Втрати внаслідок температурного перепаду між опорами форми і бетоном ΔP_0 .

При агрегатно-поточній технології форма з упорами при пропарюванні нагрівається разом з виробом, тому температурний

перепад між ними дорівнює нулю, і втрати від температурного перепаду $\Delta P_{\Delta t} = 0$.

2.1.3. Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм ΔP_3 .

За відсутністю відомостей щодо конструкції форми приймаємо $\Delta P_3 / A_p = 30$ МПа, звідки

$$\Delta P_3 = 30 \cdot 10^6 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} = 18,48 \text{ кН.}$$

2.1.4. Втрати внаслідок тертя в арматурі .

При натягу арматури на упори сталевих форм втрати внаслідок тертя в арматурі $\Delta P_{\mu} = 0$.

2.1.5. Втрати внаслідок деформацій анкерів ΔP_4 , розташованих біля натяжних пристроїв не враховуються за умови визначення деформацій форм.

Зусилля попереднього напруження $P_{0,c}$ з урахуванням втрат на момент обтискування становить:

$$P_{0,c} = P_{max} - (\Delta P_r + \Delta P_3) = 369,6 - (24,64 + 18,48) = 326,48 \text{ кН.}$$

2.1.6. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону при натязі на упори ΔP_{el} :

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot p_p (1 + e_{0p}^2 A_{red} / I_{red}) P_{0,c} ,$$

де $p_p = A_p / A_c = 616 / 52800 = 11,67 \cdot 10^{-3}$;

$e_{0,p} = Y_0 - a = 110 - 50 = 60$ мм.

2.1.7. Втрати миттєві становлять:

$$\Delta P_c = 5,85 \cdot 11,67 \cdot 10^{-3} (1 + 60^2 \frac{56403,6}{225,9 \cdot 10^6}) \cdot 326,48 = 42,3 \text{ кН.}$$

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

$$P_{m,o} = \sigma_{pmo} \cdot A_p \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p .$$

З урахуванням сумарних технологічних втрат зусилля попереднього напруження на момент обтиску бетону становить:

$$P_{m.o} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_t - \Delta P_{el} - \Delta P_c = 369,6 - 24,64 - 42,3 = 302,66 \text{ кН},$$

$302,66 \text{ кН} < 0,75 \cdot 840 \cdot 616 = 388080 \text{ Н} = 388 \text{ кН}$ – умова виконується.

2.2 Залежні від часу (експлуатаційні) втрати попереднього напруження

Зазначені втрати визначають у віці бетону, що становить $t = 60$ діб, коли конструкція змонтована або складована.

Залежні від часу втрати попереднього напруження, що спричинені повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі, дорівнюють:

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

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – втрати попереднього напруження арматури, викликані усадкою, повзучістю і релаксацією напружень в арматурі в момент часу t :

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

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

ε_{cd} - деформація усадки при висиханні (випаровуванні з бетону вологи);

ε_{ca} - деформації внутрішньої усадки в процесі твердіння.

Номінальне значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ за даними ДСТУ при класі бетону C25/30 та при відносній вологості $RH=60\%$ становить $\varepsilon_{cd,0} = 0,048\%$. Без уточнення $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} = -4,8 \cdot 10^{-4}$

Деформації усадки в процесі твердіння бетону дорівнюють:

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

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

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}); \quad \beta = 1 - e^{-0.2 \cdot 100^{0.5}} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{ca}^{\infty} = -2,5 \cdot (22 - 10) \cdot 10^{-6} = -3,0 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{ca} = 0,865 \cdot (-3,0 \cdot 10^{-5}) = -2,60 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -4,8 \cdot 10^{-4} - 2,60 \cdot 10^{-5} = 5,06 \cdot 10^{-4}.$$

Граничне значення коефіцієнта повзучості $\varphi(t, t_0)$ приймають за даними ДБН (табл.4 додат.2) за період часу від t_0 до $t = 100$ діб, для класу міцності бетону C25/30 при відносній вологості навколишнього середовища 60% $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$.

Напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури під дією постійної комбінації навантажень і власної ваги (постійні, власна вага, тимчасові довготривалі) становлять:

$$\sigma_{cp} = \frac{448,68 \cdot 8,1}{22593,3 \cdot 10^4} \cdot 10^3 = 16,1 \text{ Н/мм}^2$$

Початкові напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля попереднього обтискування з урахуванням миттєвих втрат:

$$\sigma_{cp0} = \frac{p_{m0}}{A_c} = \frac{302,66}{240 \cdot 220} = 5,73 \text{ МПа}$$

Зусилля в попередньо напруженій арматурі з урахуванням втрат:

$$P = P_{m.o} \cdot A_p = 302,66 \cdot 616 = 186,44 \text{ кН}$$

При рівні напружень в арматурі $\sigma_{pm,0} / f_{pk} = 491,3 / 840 = 0,58$ для 3-го класу арматури А800 (табл.5 додат.4) за релаксацією втрати попереднього напруження становлять 1,5 %, що відповідає величині:

$$\sigma_{pr} = 0,015 \cdot 840 = 12,6 \text{ МПа.}$$

Приймаючи $\sigma_{cp} = \sigma_{pg0}$, де σ_{pg0} – напруження в арматурі, що викликані натягом (з урахуванням миттєвих втрат в $t=t_0$) від дії постійних навантажень, які становлять:

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{302,66}{616} + 16,1 = 510,2 \text{ МПа.}$$

Втрати попереднього напруження дорівнюють:

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

Враховуючи, $\alpha_p \varphi(\infty, t_0) (\sigma_{cp0} + \sigma_{cp}) = 5,85 \cdot 2,5 \cdot (16,1 + 5,73) = 319,26 > 0$, то в подальшому розрахунку $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ враховуємо.

$$\Delta \sigma_{p,c+r} = [5,06 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 5,85 \cdot 2,5 \cdot (16,1 + 5,73)] / 1 + (5,85/41320) (1 + 6^2 \cdot 315,08 \cdot 10^3) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5) = 86,17 \text{ МПа.}$$

Повні реологічні втрати становлять:

$$\Delta P_t(t) = 616 \cdot 86,17 = 53081 \text{ Н} = 53,08 \text{ кН.}$$

Середнє значення зусилля попереднього обтискування P_{mt} в момент часу $t > t_0$ з урахуванням всіх втрат не повинно перевищувати величини, що встановлена ДБН:

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

$302,66 - 86,17 = 216,49 < 0,65 \cdot 840 \cdot 616 = 336,34 \text{ кН}$ – умова виконується.

ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ НИЖНЬОГО ПОЯСУ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ

Розрахункова поперечна сила V_{ed} , що виникає в перерізі нижнього поясу дорівнює $2,0 \text{ кН}$ (див.табл.2) сприймається бетоном ($V_{Rd,c}$) і поперечною арматурою ($V_{Rd,s}$):

$$V_{ed} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}.$$

Перевіряємо умову встановлення поперечної арматури $V_{ed} \leq V_{Rd,c}$, виконання якої свідчить, що поперечна сила сприймається бетоном і

поперечна арматура нижнього поясу призначається за конструктивними вимогами.

Опір зсуву бетонного перерізу дорівнює:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K (100 p_l f_{ck})^{1/3} + K_l \sigma_{cp}] b_w d;$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138;$$

$$K = 1 + \sqrt{200/170} = 2,08; p_l = 616/240.170 = 0,015 \leq 0,02;$$

$$K_l = 0,15; \sigma_{cp} = 430,47 / 0,528 = 0,82 \text{ МПа} \leq 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 17 = 3,4 \text{ МПа.}$$

$$V_{Rd,c} = [0,138 \cdot 2,08 (100 \cdot 0,015 \cdot 22)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,4] \cdot 240 \cdot 170 = 35,1 \text{ кН}$$

$V_{Rd,c} = 35,1 \text{ кН} \geq 2,0 \text{ кН}$ – поперечна арматура встановлюється за конструктивними вимогами. Приймаємо $\varnothing 4 \text{ В}500$ з кроком 300 мм.

РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗУ ВЕРХНЬОГО ПОЯСУ

При розрахунку перерізу верхнього поясу враховують зусилля від довготривалих і короточасних навантажень, а також зусилля від попереднього напруження арматури нижнього поясу ферми.

За результатами статичного розрахунку найбільші зусилля M_{ed} і N_{ed} в верхньому поясі виникають в КЕ17. За даними табл.2 зусилля дорівнюють: $M = 17,18 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 482,91 \text{ кН}$.

Переріз верхнього поясу армують симетричною арматурою класу А400С. Верхній пояс безкінцевих ферм – позецентрово стиснутий.

Початковий ексцентриситет дорівнює:

$$e_0 = M_{ed} / N_{ed} = 17,18 / 482,91 = 3,5 \text{ см.}$$

Має місце випадок малих ексцентриситетів. Розрахунковий ексцентриситет дорівнює:

$$e_{s2} = 0,5h + e_0 - a_2 = 0,5 \cdot 200 + 35 - 30 = 105 \text{ мм}$$

Приймаємо симетричне армування. Використовуємо спрощену процедуру визначення арматури .

$A_{s1} = A_{s2} = N_{ed} \cdot e_{s1} - \xi_{eff} (1 - 0,5 \xi_{eff}) b d^2 f_{cd} / (d - a_2) f_{ud}$, де відносна висота стиснутого бетону ξ_{eff} визначають в залежності від величини $\alpha_{c,eff}$ за даними табл. додатку

$$\alpha_{c,eff} = N_{ed} \cdot e_{s2} / f_{cd} b d^2 = 482,92 \cdot 105 / 17 \cdot 240 \cdot 170^2 = 0,430 \quad \xi_{eff} = 1,01 .$$

Площа арматури верхнього поясу становить:

$$A_{s1} = A_{s2} = 482,91 \cdot 50 - 0,613 (1 - 0,5 \cdot 1,01) 240 \cdot 170^2 \cdot 17 / (170 - 30) \cdot 365 < 0 .$$

Армування поясу приймаємо конструктивно, виходячи з мінімального відсотка армування для стиснутих елементів $A_{s \min} = 0,002 A_c$.

Приймаємо симетричне армування: $A_{s1} = A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$ (2 Ø 12 A400 C). Відсоток армування становить: $\rho = 2 \cdot 226 / 240 \cdot 200 = 1,1\%$.

Армування верхнього поясу наведено на рис.3.

РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗУ СТОЯКА ФЕРМИ

Результати статичного розрахунку ферми свідчать, що всі елементи стояків ферми розтягнуті. Розрахунок міцності нормального перерізу стояка на дію повздовжнього зусилля N виконують для KE7, в якому виникає максимальне повздовжнє зусилля $N_{Ed} = 7,03 \text{ кН}$; $M_{Ed} = 18,74 \text{ кНм}$ (див.табл.2).

За результатами розрахунку в стояку виникає повздовжнє зусилля $N_{Ed} = 7,03 \text{ кН}$. При визначенні ненапруженої арматури в стояку за спрощеною процедурою приймаємо, що елемент центрально розтягнутий. З урахуванням зазначеного площа повздовжньої арматури в стояку становить:

$A_{s, tot} = \frac{7,03 \cdot 10^3}{365 \cdot 365} = 0,12 \text{ мм}^2$. Конструктивно приймаємо армування стояку 6Ø12 А400С ($A_s = 678 \text{ мм}^2$).

Армування стояку наведено на рис.3.

РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗУ НИЖНЬОГО ПОЯСУ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

Зазначений розрахунок повинен забезпечити придатність конструкцій до експлуатації протягом всього терміну експлуатації. Виконання цих вимог ґрунтується на обмеженні рівня напружень в бетоні та арматурі, а також на контролі тріщиноутворення, ширини розкриття тріщин і прогинів.

Розраховуємо найбільш навантажений елемент КЕ 4 .

1. Розрахунок за утворенням тріщин (при $\gamma_f = 1,0$).

Момент опору приведенного перерізу для розтягнутої грані поясу дорівнює:

$$W_{red} = 2053,9 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

(див.розділ «Розрахунок за I групою граничних станів»).

Ядрова відстань: $r = W_{red} / A_{red} = 2,05 \cdot 10^6 / 5,64 \cdot 10^4 = 36,3 \text{ мм}$.

Для прямокутного перерізу $\gamma = 1,3$ (за даними табл.1. Додат.6).

Момент утворення тріщин визначають за формулою:

$$M_{v,ult} = \gamma \cdot f_{ctm} \cdot W_{red} + P (e_{op} + r),$$

де ексцентриситет $e_{op} = 0$, враховуючи, що зусилля P прикладено вздовж вісі, що проходить через центр тяжіння перерізу нижнього поясу.

Момент утворення тріщин становить:

$$M_{v,ult} = 1,3 \cdot 2,6 \cdot 2,05 \cdot 10^6 + 216,49 \cdot 10^3 \cdot 36,3 = 14,79 \cdot 10^6 \text{ Н мм},$$

$M_{y,ult} = 14,79 \text{ кН}\cdot\text{м} < 19,07 \text{ кН}\cdot\text{м}$, таким чином, тріщини в поясі виникають. Необхідний розрахунок ширини розкриття тріщин.

Приріст напружень в напруженій арматурі від дії зовнішнього навантаження M_{Ed} становить:

$$M_s = M_{Ed} + P \cdot e_{sp},$$

де $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 4,85 / 397,35 = 0,012 \text{ м} = 12 \text{ мм}$;

$M_{Ed} = N_{Ed} (e_0 + r) = 397,35 (0,012 + 0,036) = 19,07 \text{ кНм}$;

$M_s = 216,49 \cdot 10^3 \cdot 6 + 19,07 \cdot 10^6 = 20,37 \cdot 10^5 \text{ Н мм}$.

Ефективна висота перерізу: $d = h - a_p = 220 - 50 = 170 \text{ мм}$.

Тоді $e_s / d = M_s / P d ; 20,37 \cdot 10^6 / 216,49 \cdot 170 \cdot 10^3 = 0,55$.

Коефіцієнт приведення $a_{sI} = 300 / f_{ck,prism} = 300 / 22 = 13,64$

Прийняв $b = 240 \text{ мм}$, знаходимо необхідні параметри:

$\mu_{a_{sI}} = (A_{pI} + A_{sI}) a_{sI} / b d = 616 \cdot 13,64 / 240 \cdot 170 = 0,206$

За даними (табл.1 додат.7) при $\mu_{a_{sI}} = 0,206$; $e_s / d = 0,55$

Знаходимо $\zeta = 0,68$

Тоді $z = \zeta d = 0,68 \cdot 170 = 116 \text{ мм}$; $x = (d - z) \cdot 3 = 170 - 116 = 54 \text{ мм}$.

$\sigma_s = (M_s / z - P) / A_p = (20,37 \cdot 10^6 / 116 - 216490) / 616 = 250,18 \text{ МПа}$.

Перевіряємо достатність площі розтягнутої арматури в перерізі:

$$A_{sI} \sigma_s + \zeta_I A_p \Delta \sigma_p \geq k_c k_{ct,eff} A_{ct} \sigma_{ct}$$

де -коефіцієнт, що враховує різницю в діаметрах арматури. При застосуванні тільки напруженої арматури $\zeta_I = \sqrt{\zeta} = \sqrt{0,6} = 0,78$;

-коефіцієнт міцності зчеплення арматури з бетоном $\zeta = 0,6$ (за даними табл.3.4 [1]);

- $\sigma_s = f_{yk}$ – напруження в арматурі після утворення тріщин;

- $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$;

- приріст напружень в арматурі A_p від стану нульової деформації бетону на рівні напруженої арматури $\Delta \sigma_p = 200$ МПа;

- $k_c = 0,4$ - для прямокутного перерізу;

- $k = 1,0$ - для стінок елементів при $h < 300$ мм.

Розрахункову ширину розкриття тріщин визначають за формулою:

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}),$$

де $S_{r,max}$ - середня відстань між тріщинами визначається за формулою:

$$S_{r,max} = 3,4c + 0,425 k_1 k_2 \cdot \phi / \rho_{p,eff}$$

$$S_{r,max} = 3,4 \cdot 50 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{14}{0,028} = 170 + 85 = 255 \text{ мм},$$

де $\phi = 14$ мм - діаметр стрижнів;

$c = 50$ мм - захисний шар бетону поздовжньої арматури;

$k_1 = 0,8$ - для стрижнів періодичного профілю;

$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 = (3,2 + 0,18) / 2 \cdot 3,2 = 0,53$ - з урахуванням величини деформацій стиску і розтягу в перерізі нижнього поясу;

$h_{c,eff} \leq h_c$ - висота перерізу, що оточує розтягнуту арматуру:

$$h_c = 2,5 (h - d) = 2,5 (220 - 170) = 125 \text{ мм};$$

$$h_c = h / 2 = 110 \text{ мм};$$

$$h_c = (h - x) / 3 = (220 - 54) / 3 = 55,3 \text{ мм}. \text{ Приймаємо } h_{c,eff} = 55,3 \text{ мм}.$$

$$\rho_{p,eff} = \xi_1^2 A_p / b \cdot h_{c,eff} = 0,78^2 \cdot 616 / 240 \cdot 55,3 = 0,028.$$

Різницю відносних деформацій арматури і бетону $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}$ визначається за формулою:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s};$$

де коефіцієнт k_1 дорівнює 0,6; 0,4 - відповідно для короткотривалого і довготривалого навантаження.

Розрахункова ширина розкриття тріщин W_{k1}

від нетривалої дії повного навантаження становить:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{250,18 - 0,6(1 + 13,64 \cdot 0,028)^{\frac{2,6}{0,028}}}{19 \cdot 10^4} = 130,1 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot 250,18 / 19 \cdot 10^4 = 79,0 \cdot 10^{-5}. \text{ Умова виконується.}$$

$$W_{k1} = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 255 \cdot 130,1 \cdot 10^{-5} = 0,33 \text{ мм.}$$

Розрахункова ширина розкриття тріщин W_{k2} від постійного та тимчасового довготривалого навантаження становить:

$$M_s = 14,21 \cdot 10^5 \text{ Н мм; } \bar{\sigma}_s = 158,34 \text{ МПа.}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{158,34 - 0,4(1 + 13,64 \cdot 0,028)^{\frac{2,6}{0,028}}}{19 \cdot 10^4} = 80,3 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot 250,18 / 19 \cdot 10^4 = 79,0 \cdot 10^{-5}. \text{ Умова виконується.}$$

$$W_{k2} = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 255 \cdot 80,3 \cdot 10^{-5} = 0,20 \text{ мм.}$$

Розрахункова ширина розкриття тріщин W_{k3} від постійного та тимчасового навантаження нетривалої дії становить:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{158,34 - 0,6(1 + 13,64 \cdot 0,028)^{\frac{2,6}{0,028}}}{19 \cdot 10^4} = 59,4 \cdot 10^{-5} \text{ мм.}$$

$$W_{k3} = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 255 \cdot 59,4 \cdot 10^{-5} = 0,15 \text{ мм.}$$

Розрахункова ширина розкриття тріщин:

$$W_k = 0,33 + 0,20 - 0,15 = 0,38 < W_{lim} = 0,4 \text{ мм.}$$

Розрахункова ширина розкриття тріщин не перевищує величину, що рекомендована ДБН.

РОЗРАХУНОК ОПОРНОГО ВУЗЛА ФЕРМИ

Похилі перерізи опорного вузла ферми розраховують на дію поперечних сил і згинальних моментів. Розрахункова схема опорного вузла наведена на рис.4

Похила тріщина AB перетинає напружувальну арматуру $A_p = 616 \text{ мм}^2$ ($4\text{Ø}14 \text{ A800}$) і ненапружену арматуру $A_s = 314 \text{ мм}^2$ ($4\text{Ø}10 \text{ A400C}$), що встановлена в опорному вузлі по довжині анкерування напруженої арматури.

Відповідно до рис.4 геометричні параметри похилого перерізу становлять:

$$\beta = 33^{\circ}20' ; \operatorname{tg} \beta = 0,6545 ; \operatorname{ctg} \beta = 1,53$$

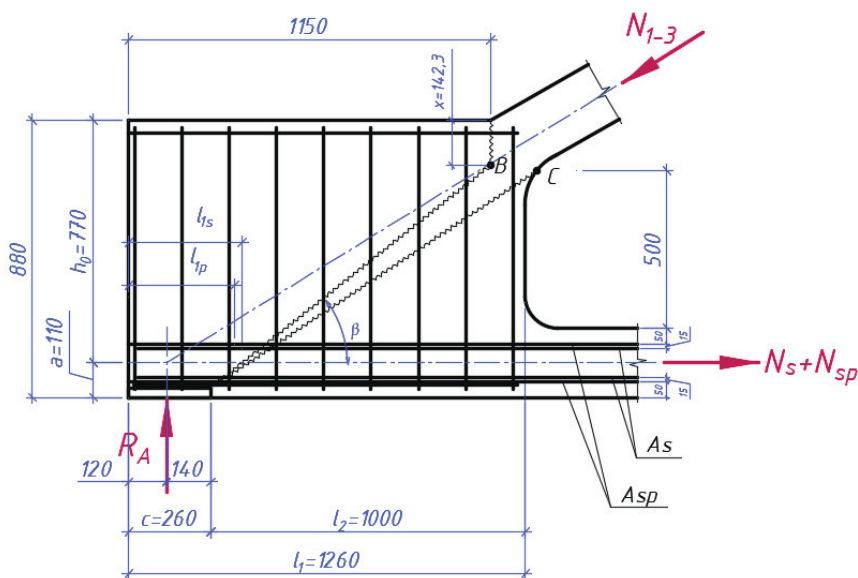


Рис.4 Розрахункова схема опорного вузла ферми

Фактична мінімальна довжина зони анкеровки арматури A_p і A_s становить:

$$l_{lp} = 260 + 5 / \operatorname{tg} \beta = 336 \text{ мм} \leq l_p ; \quad l_{ls} = 260 + 5 / \operatorname{tg} \beta = 359 \text{ мм} \geq l_s .$$

З урахуванням базової довжини l_{rgd} довжина анкерування становить:

$$l_{lp} = l_{ls} = 0,6 \cdot 340 = 210 \text{ мм} .$$

В опорному вузлі ферми виникають зусилля:

- опорна реакція ферми від зовнішнього навантаження

$$R_A = 0,5 \cdot 5 \cdot (62,46 + 35,1) = 97,56 \text{ кН}$$

- зусилля в елементі I_2 верхнього поясу: $N_{I_2} = 482,91 \text{ кН}$;

- зусилля в елементі I нижнього поясу: $N_I = 421,87 \text{ кН}$.

Зусилля в арматурі становлять:

$$N_p = A_p f_{yk} l_p = 616 \cdot 840 \cdot 336 / 210 = 827,90 \text{ кН};$$

$$N_s = A_s f_{yd} l_s = 314 \cdot 400 = 125,60 \text{ кН}.$$

Зусилля, що сприймає поперечна арматура, яка перетинає тріщину:

$$N_{sw} = N - N_p - N_s / \operatorname{ctg} \beta = 421,87 - 827,9 - 125,6 / 1,53 < 0$$

Враховуючи, що $N_{sw} < 0$, то поперечні сили в похилих перерізах опорного вузла повністю сприймає бетон.

Таким чином, поперечна арматура встановлюється за конструктивними вимогами: кількість поперечних стержнів n по довжині проекції похилого перерізу AB дорівнює $n = 14$, крок поперечних стержнів приймаємо $S = 150 \text{ мм}$, переріз поперечної арматури приймаємо $\text{Ø}6 \text{ A400C}$ ($A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$).

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. – 71 с. – *чинний з 01.06.2011*

2. ДСТУ БВ 2.6–156:2010. Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. – 116 с. – *чинний з 01.06.2011*

3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2018. – 30с. – *чинний з 01.01.2019*

4. Бамбура А.М., Сазонова І.З., Дорогова О.В., Войцеховський О.В. Проектування залізобетонних конструкцій // Посібник. – К.: Майстерня книг, 2018, - 239 с.

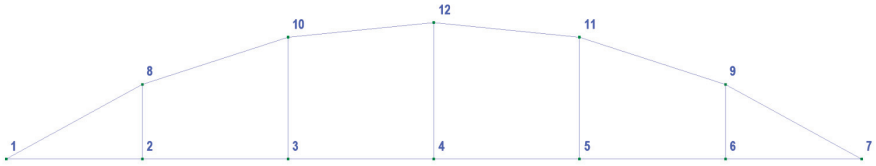
5. Голишев О.Б.та ін. Проектування залізобетонних конструкцій: Довідковий посібник/ О.Б.Голишев О.Б., В.Я.Бачинський, В.П.Поліщук та ін.: Під ред .О.Б.Голишева. К.: Будівельник,1990, - 495 с.

6. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6.-156:2010). Навч.посібник. К.: 2017, -167 с.

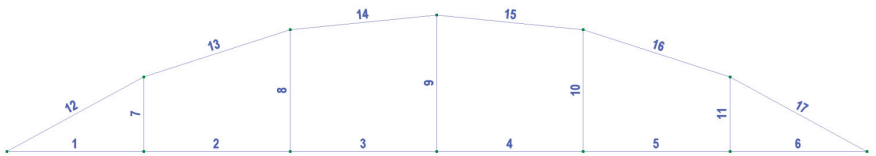
7. Кріпак В.Д. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи за ДБН В.2.6- 98:2009. - К.: КНУБА, 2015, -71 с.

8. Кріпак В.Д., Афанасьєва Л.В., Кулік Т.Р. Методичні вказівки «Будівельні норми України» до виконання індивідуального завдання для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». КНУБА, 2020р. – 72 с.

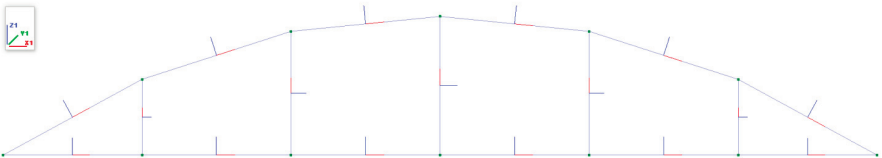
Номера вузлів



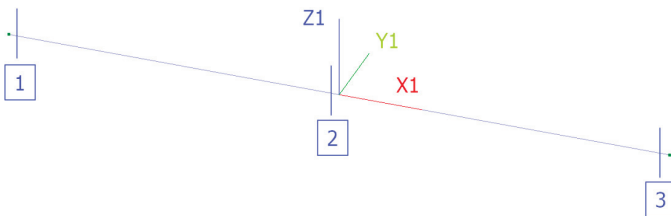
Номера елементів



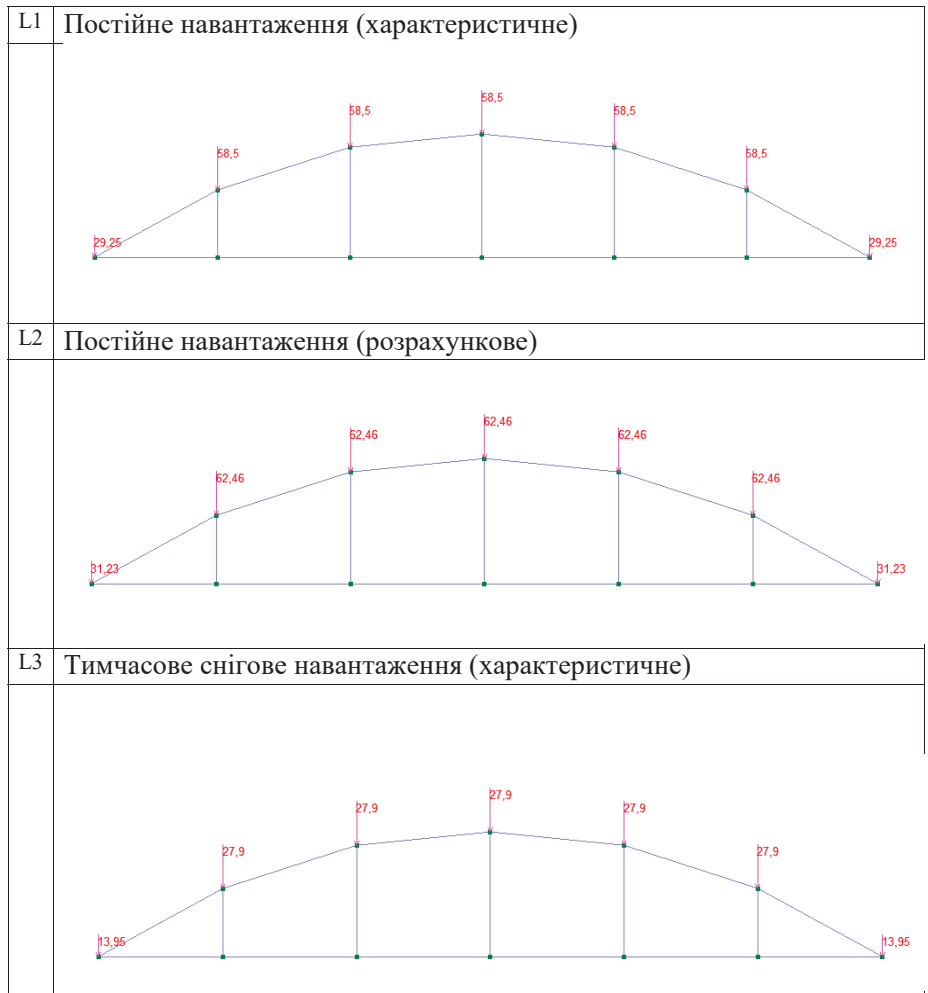
Місцеві осі елементів



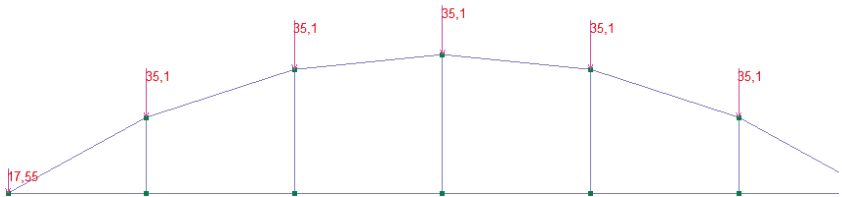
Розміщення розрахункових перерізів по відношенню до місцевих осей елемента:



Імена завантажень	
Номер	Назва
L1	Постійне навантаження (характеристичне)
L2	Постійне навантаження (розрахункове)
L3	Тимчасове снігове навантаження (характеристичне)
L4	Тимчасове снігове навантаження (розрахункове)



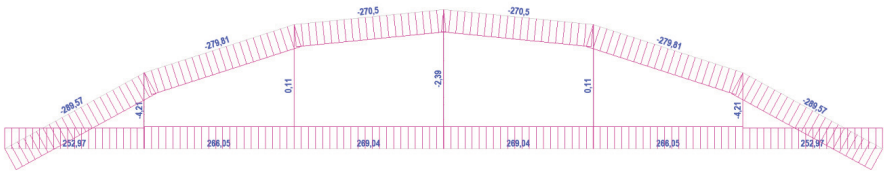
L4 Тимчасове снігове навантаження (розрахункове)



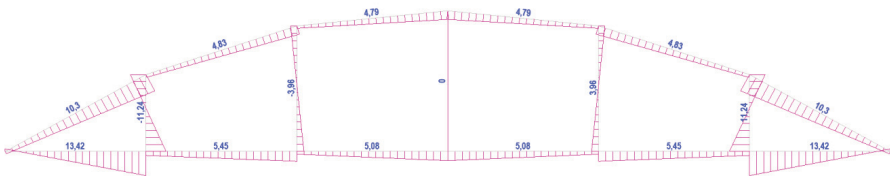
Додаток 2

Епюри зусиль від навантаження L1

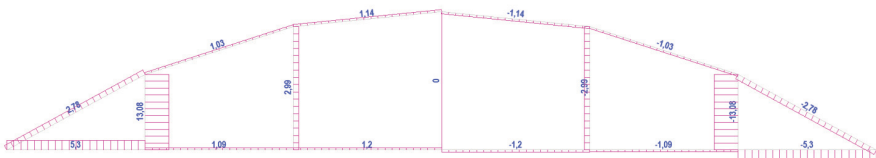
Поздовжня сила N (кН)



Момент M (кН*м)

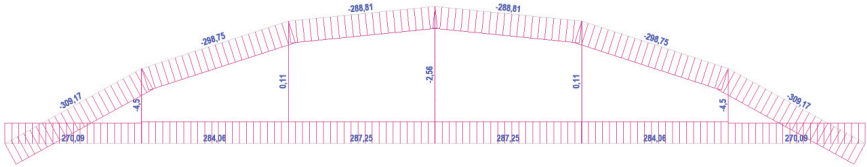


Поперечна сила Q (кН)

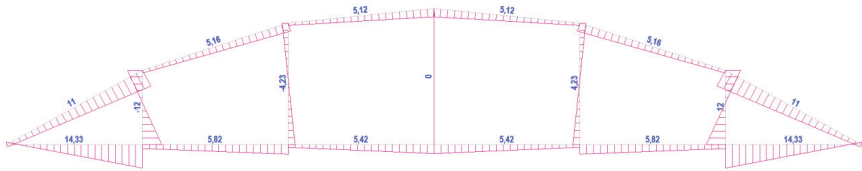


Епюри зусиль від навантаження L2

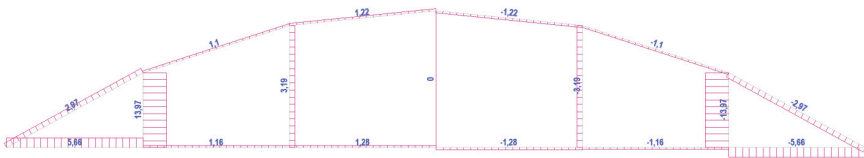
Поздовжня сила N (кН)



Момент M (кН*м)

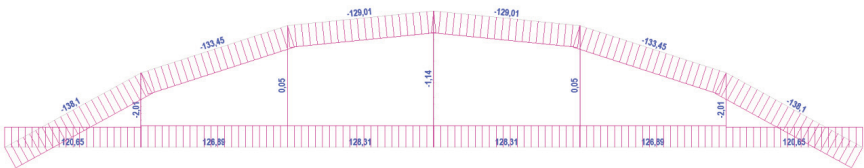


Поперечна сила Q (кН)

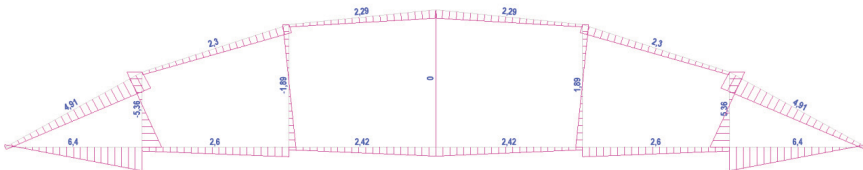


Епюри зусиль від навантаження L3

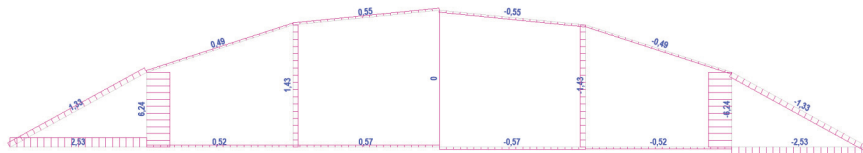
Поздовжня сила N (кН)



Момент М (кН*м)

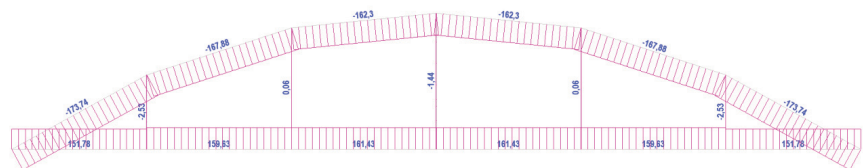


Поперечна сила Q (кН)

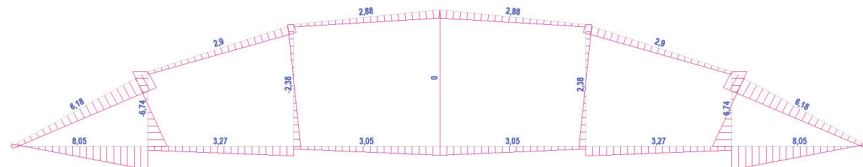


Епюри зусиль від навантаження L4

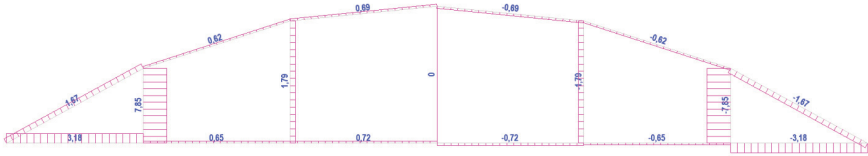
Поздовжня сила N (кН)



Момент М (кН*м)



Поперечна сила Q (кН)



Додаток 3. Таблиця 1

Вибірка величини зусиль								
Назва	Максимальне значення				Мінімальне значення			
	Значення	Елемент	Переріз	Завантаження	Значення	Елемент	Переріз	Завантаження
N	287,25	4	1	2	-309,17	17	1	2
M	14,33	6	1	2	-12	7	1	2
Q	13,97	7	1	2	-13,97	11	1	2

Додаток 3. Таблиця 2

Величини зусиль						
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення			
			N	M	Q	
1	1	1	252,97	-1,43	5,3	
1	1	2	270,09	-1,53	5,66	
1	1	3	120,65	-0,68	2,53	
1	1	4	151,78	-0,86	3,18	
1	2	1	252,97	5,99	5,3	
1	2	2	270,09	6,4	5,66	
1	2	3	120,65	2,86	2,53	
1	2	4	151,78	3,6	3,18	
1	3	1	252,97	13,42	5,3	
1	3	2	270,09	14,33	5,66	
1	3	3	120,65	6,4	2,53	
1	3	4	151,78	8,05	3,18	
2	1	1	266,05	2,18	1,09	
2	1	2	284,06	2,33	1,16	
2	1	3	126,89	1,04	0,52	
2	1	4	159,63	1,31	0,65	
2	2	1	266,05	3,82	1,09	

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M	Q
2	2	2	284,06	4,07	1,16
2	2	3	126,89	1,82	0,52
2	2	4	159,63	2,29	0,65
2	3	1	266,05	5,45	1,09
2	3	2	284,06	5,82	1,16
2	3	3	126,89	2,6	0,52
2	3	4	159,63	3,27	0,65
3	1	1	269,04	1,49	1,2
3	1	2	287,25	1,59	1,28
3	1	3	128,31	0,71	0,57
3	1	4	161,43	0,89	0,72
3	2	1	269,04	3,28	1,2
3	2	2	287,25	3,51	1,28
3	2	3	128,31	1,57	0,57
3	2	4	161,43	1,97	0,72
3	3	1	269,04	5,08	1,2
3	3	2	287,25	5,42	1,28
3	3	3	128,31	2,42	0,57
3	3	4	161,43	3,05	0,72
4	1	1	269,04	5,08	-1,2
4	1	2	287,25	5,42	-1,28
4	1	3	128,31	2,42	-0,57
4	1	4	161,43	3,05	-0,72
4	2	1	269,04	3,28	-1,2
4	2	2	287,25	3,51	-1,28
4	2	3	128,31	1,57	-0,57
4	2	4	161,43	1,97	-0,72
4	3	1	269,04	1,49	-1,2
4	3	2	287,25	1,59	-1,28
4	3	3	128,31	0,71	-0,57
4	3	4	161,43	0,89	-0,72
5	1	1	266,05	5,45	-1,09
5	1	2	284,06	5,82	-1,16
5	1	3	126,89	2,6	-0,52
5	1	4	159,63	3,27	-0,65
5	2	1	266,05	3,82	-1,09
5	2	2	284,06	4,07	-1,16

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M	Q
5	2	3	126,89	1,82	-0,52
5	2	4	159,63	2,29	-0,65
5	3	1	266,05	2,18	-1,09
5	3	2	284,06	2,33	-1,16
5	3	3	126,89	1,04	-0,52
5	3	4	159,63	1,31	-0,65
6	1	1	252,97	13,42	-5,3
6	1	2	270,09	14,33	-5,66
6	1	3	120,65	6,4	-2,53
6	1	4	151,78	8,05	-3,18
6	2	1	252,97	5,99	-5,3
6	2	2	270,09	6,4	-5,66
6	2	3	120,65	2,86	-2,53
6	2	4	151,78	3,6	-3,18
6	3	1	252,97	-1,43	-5,3
6	3	2	270,09	-1,53	-5,66
6	3	3	120,65	-0,68	-2,53
6	3	4	151,78	-0,86	-3,18
7	1	1	-4,21	-11,24	13,08
7	1	2	-4,5	-12	13,97
7	1	3	-2,01	-5,36	6,24
7	1	4	-2,53	-6,74	7,85
7	2	1	-4,21	-1,26	13,08
7	2	2	-4,5	-1,35	13,97
7	2	3	-2,01	-0,6	6,24
7	2	4	-2,53	-0,76	7,85
7	3	1	-4,21	8,71	13,08
7	3	2	-4,5	9,3	13,97
7	3	3	-2,01	4,15	6,24
7	3	4	-2,53	5,23	7,85
8	1	1	0,11	-3,96	2,99
8	1	2	0,11	-4,23	3,19
8	1	3	0,05	-1,89	1,43
8	1	4	0,06	-2,38	1,79
8	2	1	0,11	-0,24	2,99
8	2	2	0,11	-0,26	3,19
8	2	3	0,05	-0,11	1,43

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M	Q
8	2	4	0,06	-0,14	1,79
8	3	1	0,11	3,48	2,99
8	3	2	0,11	3,72	3,19
8	3	3	0,05	1,66	1,43
8	3	4	0,06	2,09	1,79
9	1	1	-2,39	0	0
9	1	2	-2,56	0	0
9	1	3	-1,14	0	0
9	1	4	-1,44	0	0
9	2	1	-2,39	0	0
9	2	2	-2,56	0	0
9	2	3	-1,14	0	0
9	2	4	-1,44	0	0
9	3	1	-2,39	0	0
9	3	2	-2,56	0	0
9	3	3	-1,14	0	0
9	3	4	-1,44	0	0
10	1	1	0,11	3,96	-2,99
10	1	2	0,11	4,23	-3,19
10	1	3	0,05	1,89	-1,43
10	1	4	0,06	2,38	-1,79
10	2	1	0,11	0,24	-2,99
10	2	2	0,11	0,26	-3,19
10	2	3	0,05	0,11	-1,43
10	2	4	0,06	0,14	-1,79
10	3	1	0,11	-3,48	-2,99
10	3	2	0,11	-3,72	-3,19
10	3	3	0,05	-1,66	-1,43
10	3	4	0,06	-2,09	-1,79
11	1	1	-4,21	11,24	-13,08
11	1	2	-4,5	12	-13,97
11	1	3	-2,01	5,36	-6,24
11	1	4	-2,53	6,74	-7,85
11	2	1	-4,21	1,26	-13,08
11	2	2	-4,5	1,35	-13,97
11	2	3	-2,01	0,6	-6,24
11	2	4	-2,53	0,76	-7,85

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M	Q
11	3	1	-4,21	-8,71	-13,08
11	3	2	-4,5	-9,3	-13,97
11	3	3	-2,01	-4,15	-6,24
11	3	4	-2,53	-5,23	-7,85
12	1	1	-289,57	1,43	2,78
12	1	2	-309,17	1,53	2,97
12	1	3	-138,1	0,68	1,33
12	1	4	-173,74	0,86	1,67
12	2	1	-289,57	5,87	2,78
12	2	2	-309,17	6,26	2,97
12	2	3	-138,1	2,8	1,33
12	2	4	-173,74	3,52	1,67
12	3	1	-289,57	10,3	2,78
12	3	2	-309,17	11	2,97
12	3	3	-138,1	4,91	1,33
12	3	4	-173,74	6,18	1,67
13	1	1	-279,81	1,59	1,03
13	1	2	-298,75	1,7	1,1
13	1	3	-133,45	0,76	0,49
13	1	4	-167,88	0,95	0,62
13	2	1	-279,81	3,21	1,03
13	2	2	-298,75	3,43	1,1
13	2	3	-133,45	1,53	0,49
13	2	4	-167,88	1,93	0,62
13	3	1	-279,81	4,83	1,03
13	3	2	-298,75	5,16	1,1
13	3	3	-133,45	2,3	0,49
13	3	4	-167,88	2,9	0,62
14	1	1	-270,5	1,35	1,14
14	1	2	-288,81	1,44	1,22
14	1	3	-129,01	0,64	0,55
14	1	4	-162,3	0,81	0,69
14	2	1	-270,5	3,07	1,14
14	2	2	-288,81	3,28	1,22
14	2	3	-129,01	1,46	0,55
14	2	4	-162,3	1,84	0,69
14	3	1	-270,5	4,79	1,14

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M	Q
14	3	2	-288,81	5,12	1,22
14	3	3	-129,01	2,29	0,55
14	3	4	-162,3	2,88	0,69
15	1	1	-270,5	4,79	-1,14
15	1	2	-288,81	5,12	-1,22
15	1	3	-129,01	2,29	-0,55
15	1	4	-162,3	2,88	-0,69
15	2	1	-270,5	3,07	-1,14
15	2	2	-288,81	3,28	-1,22
15	2	3	-129,01	1,46	-0,55
15	2	4	-162,3	1,84	-0,69
15	3	1	-270,5	1,35	-1,14
15	3	2	-288,81	1,44	-1,22
15	3	3	-129,01	0,64	-0,55
15	3	4	-162,3	0,81	-0,69
16	1	1	-279,81	4,83	-1,03
16	1	2	-298,75	5,16	-1,1
16	1	3	-133,45	2,3	-0,49
16	1	4	-167,88	2,9	-0,62
16	2	1	-279,81	3,21	-1,03
16	2	2	-298,75	3,43	-1,1
16	2	3	-133,45	1,53	-0,49
16	2	4	-167,88	1,93	-0,62
16	3	1	-279,81	1,59	-1,03
16	3	2	-298,75	1,7	-1,1
16	3	3	-133,45	0,76	-0,49
16	3	4	-167,88	0,95	-0,62
17	1	1	-289,57	10,3	-2,78
17	1	2	-309,17	11	-2,97
17	1	3	-138,1	4,91	-1,33
17	1	4	-173,74	6,18	-1,67
17	2	1	-289,57	5,87	-2,78
17	2	2	-309,17	6,26	-2,97
17	2	3	-138,1	2,8	-1,33
17	2	4	-173,74	3,52	-1,67
17	3	1	-289,57	1,43	-2,78
17	3	2	-309,17	1,53	-2,97

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M	Q
17	3	3	-138,1	0,68	-1,33
17	3	4	-173,74	0,86	-1,67

Додаток 4. Таблиця 1

Характеристики міцності і деформативності бетону

ДБН	Клас міцності бетону								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	35	45	50	55	60
$f_{cm,cube}$, МПа	19	25	32	38	45	58	64	71	77
f_{cd} , МПа	8,5	11,5	14,5	17	19,5	25	27,5	30	33
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm} , ГПа	23	27	30	32,5	34,5	37,5	39	39,5	40
E_{ck} , ГПа	20	23	26	29	31	34	35	36	37
E_{cd} , ГПа	16,3	20	23	25	27	30,5	32	33	34
$\epsilon_{c1,ck}$, ‰	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,9	1,94	1,98	2,02
$\epsilon_{c1,cd}$, ‰	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,8	1,84	1,87	1,91
$\epsilon_{cu1,ck}$, ‰	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	2,83	2,63	2,5	2,4
$\epsilon_{cu1,cd}$, ‰	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,72	2,57	2,43	2,29
$\epsilon_{c3,ck}$, ‰	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,94	1,03	1,1	1,16
$\epsilon_{c3,cd}$, ‰	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,83	0,86	0,91	0,97
$\epsilon_{cu3,ck}$, ‰	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,55	2,37	2,25	2,16
$\epsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,33	3,23	3,1	3,0	2,8	2,45	2,31	2,19	2,06

Значення граничного коефіцієнта повзучості

Відносна вологість %	$\varphi(\infty, t_0)$ для бетону класу								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
>75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1
40...75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	1,9	1,7	1,6	1,5
<40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	2,7	2,5	2,3	2,0

Характеристики гарячекатаної арматури

Характеристики	Класи арматури				
	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8-22	Ø25-40	
f_{yk} , МПа	240	400	500		500
f_{yd} , МПа	225	365	435	415	415
f_{ywd} , МПа	170	285	300		300
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} , ‰	1,07	1,74	2,17		2,29
ϵ_{ud} , ‰	25	25	20		20

Характеристики попередньо напруженої арматури

Клас арматури	Фізико-механічні характеристики					
	f_{pk} , МПа	$f_{p0,1k}$, МПа	f_{pd} , МПа	ϵ_{uk}	ϵ_{ud}	E_p , ГПа
A600, A600C, A600CK	630	575	480	0.02	0.018	190
A800, A800C, A800CK	840	765	637	0.018	0.0162	190
A1000	1050	955	796	0.018	0.0162	190
B _p 1200	1260	1145	916	0.016	0.0144	190
B _p 1300	1365	1240	992	0.016	0.0144	190

V _p 1400	1470	1335	1068	0.016	0.0144	190
V _p 1500	1575	1430	1144	0.016	0.0144	190
K1400 (K-7)	1470	1335	1112	0.014	0.0126	180
K1500 (K-7)	1575	1430	1192	0.014	0.0126	180
K1500 (K-19)	1575	1430	1192	0.014	0.0126	180

Додаток 4. Таблиця 5

Максимальні втрати початкових напружень в арматурі в процентах

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	1	Дріт	4,5	8,0	12,0
	2	Канати	1,0	2,5	4,5
	3	Стержні	1,5	4,0	7,0

Додаток 4. Таблиця 6

Втрати попереднього напруження від релаксації на стадії виготовлення конструкцій

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

Додаток 4. Таблиця 7

Коефіцієнт тертя μ для попередньо напруженої арматури

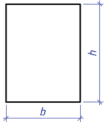
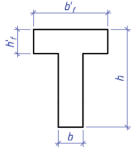
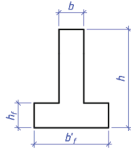
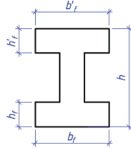
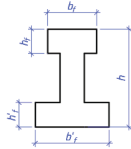
Тип арматури	Коефіцієнт тертя μ				
	Внутрішня арматура	Зовнішня незчеплена арматура			
		Незмащені канали		Змащені канали	
		сталеві	поліетіленові	сталеві	поліетіленові
Дротова	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
Канати	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
Деформовані стрижні	0.65	-	-	-	-
Гладкі стрижні	0.33	-	-	-	-

Додаток 5. Таблиця 1

Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (‰) для нормального твердіння на цементі

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (МПа)	Відносна вологість (у %)					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Значення коефіцієнтів γ

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

Додаток 7. Таблиця 1

φ_f	e_s/d	Коефіцієнти $\zeta = z/d$ при значеннях рівних										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,1	0,70	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,80	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,90	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,00	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,10	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,1$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,90	0,87	0,86	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,00	0,89	0,88	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	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,90	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,00	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
0,6	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,90	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,00	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	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,90	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82

	1,00	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	≥1,2	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + a_{s1}A'_{p2} + a_{s1}A'_{s2}}{bd}; \quad e_s = \frac{M_s}{P}; \quad \mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{p1} + a_{s1}A'_{s2}}{bd}.$												

Додаток 8. Таблиця 1

Максимальний крок стрижня для обмеження тріщиноутворення

Напруження в арматурі σ_s , МПа	Максимальний крок стрижнів, мм при ширині тріщин		
	$w_k = 0,4$, мм	$w_k = 0,3$, мм	$w_k = 0,2$ мм
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Додаток 9. Таблиця 1

Характеристичні значення кліматичних навантажень міст України

Місто	Снігове навантаження s_0 , кПа	Вітрове навантаження w_0 , кПа
Вінниця	1,36	0,47
Дніпропетровськ	1,34	0,47
Донецьк	1,50	0,50
Житомир	1,46	0,46
Запоріжжя	1,11	0,46
Івано-Франківськ	1,41	0,50
Кіровоград	1,23	0,41
Київ	1,55	0,37

Луганськ	1,35	0,46
Луцьк	1,24	0,48
Львів	1,31	0,52
Миколаїв	0,87	0,47
Одеса	0,88	0,46
Полтава	1,45	0,47
Рівне	1,32	0,52
Севастополь	0,77	0,46
Сімферополь	0,82	0,46
Суми	1,67	0,42
Тернопіль	1,39	0,52
Ужгород	1,34	0,37
Харків	1,60	0,43
Херсон	0,76	0,48
Хмельницький	1,34	0,50

Навчальне видання

АФАНАСЬЄВА Людмила Володимирівна
СКОРУК Леонід Миколайович

**РОЗРАХУНОК І ПРОЄКТУВАННЯ
ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ БЕЗКІСЦЕВОЇ ФЕРМИ
ПРОЛЬОТОМ 18 м**

Методичні вказівки до виконання курсової роботи
для здобувачів ступеня вищої освіти «бакалавр»,
які навчаються за спеціальністю 192
«Будівництво та цивільна інженерія»
освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво»

Підписано до друку 24.01.2024. Формат 60x84_{1/16}
Папір офсетний . Гарнітура Таймс. Друк на різнографі.
Ум.друк.арк. 2,55. Облік.-вид.арк. 1,61.
Тираж 50 прим.

Видавець:
Київського національного університету будівництва і архітектури

03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31

Виготовлювач:
ТОВ «Видавництво Ліра-К» Свідоцтво №3981, 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