

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних, дорожніх машин і будівництва

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до практичних занять (для підготовки бакалаврів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання)

Кропивницький 2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних, дорожніх машин і будівництва

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до практичних занять (для підготовки бакалаврів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання)

Затверджено на засіданні кафедри
будівельних, дорожніх машин і
будівництва протокол №9 від 02.06.2020 р.

Кропивницький 2020

Залізобетонні та кам'яні конструкції. Методичні вказівки до практичних занять для підготовки бакалаврів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання) / Укл.: Настоящий В.А., Дарієнко В.В., Скриннік І.О., Плотніков О.А., Пукалов В.В. – Кропивницький : ЦНТУ, 2020. – 26с.

Рецензент:

В.В. Яцун – канд. техн. наук, доцент.

© ЦНТУ, 2020.

Практичне заняття №1 „Вступ до курсу залізобетонних і кам'яних конструкцій. Ознайомлення з нормативною літературою“

Питання вхідного контролю

1. Суть залізобетону.
2. Основні переваги та недоліки залізобетону як конструктивного матеріалу.
3. Методи розрахунку будівельних конструкцій, у тому числі і залізобетонних.

Основні нормативні документи для проектування бетонних та залізобетонних конструкцій

Основними нормативними документами з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій є: „ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення“, „ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування“, СНиП 2.03.01-84* „Бетонные и железобетонные конструкции“ й „Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)“, а також ряд інших „Пособий...“ та „Рекомендацій...“, які дають можливість проектувати різні конструкції (попередньо напружені, жаростійкі, просторові й т.ін.).

Указані вище СНиП 2.03.01-84* „Бетонные и железобетонные конструкции“ та „Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)“ мають однакову структуру. Більше того, „Пособие...“ як нормативний документ, що розвиває, пояснює та доповнює „СНиП...“, у нумерації своїх пунктів дублює (в круглих дужках) їх нумерацію в нормах. Відмінністю між цими документами є те, що до „СНиП...“ додатково уведений 6-ий розділ, у якому наведені вказівки щодо розрахунку й проектування залізобетонних конструкцій під час реконструкції будівель та споруд.

У „Пособии по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)“ наведені більш докладні пояснення щодо розрахунку і конструювання елементів. Тут даються приклади розрахунків й усі необхідні для цього допоміжні матеріали (сортамент площі арматурних стрижнів, значення різноманітних коефіцієнтів, що розраховані за формулами СНиП 2.0301-84* та табульовані тощо).

СНиП 2.03.01-84* втратив актуальність з появою ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення“ але „Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)“ є актуальним нормативним документом на території України, тому в розрахунках ми будемо використовувати з нього дані для розрахунку.

Практичне заняття №2 "Розрахунок міцності залізобетонної балки прямокутного перерізу з одиничним армуванням"

Питання вхідного контролю

1. Які є дві можливі схеми руйнування залізобетонних елементів за нормальним перерізом?
2. Накресліть розрахункову схему нормального перерізу залізобетонного елемента прямокутного профілю з одиничним армуванням.
3. Складіть рівняння рівноваги для розрахункової схеми нормального перерізу залізобетонного елемента прямокутного профілю з одиничним армуванням.
4. Які передумови розрахунку нормального перерізу?
5. Сформулюйте умову міцності нормального перерізу елемента з одиничним армуванням.
6. Які основні вимоги до конструювання нормального перерізу елементів, що згинаються?

Приклад 1. Визначення несучої здатності залізобетонної балки з одиничним армуванням

Дано: балка на двох опорах, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $g+V$ із розрахунковим прольотом $l_0=6$ м, має розміри поперечного перерізу $b \times h=200 \times 400$ мм й армована $4\varnothing 18$ А400 ($A_s=1018$ мм²). Балка виготовлена з важкого бетону класу В20.

Визначити несучу здатність балки.

Розв'язуємо задачу першого типу (згідно з [2], п. 3.17, стор.24).

Визначаємо розрахункові характеристики бетону та арматури:

$R_b=10,5$ МПа (для класу В20 і $\gamma_{b2}=0,9$ за [2], табл.8, стор. 12), γ_{b2} – коефіцієнт умов роботи бетону; при дії на конструкцію постійного, довготривалого й короткочасного навантаження дорівнює 0,9 та визначається згідно з [2], п. 3.1, стор. 17; $R_s=365$ МПа (для класу А400, $\varnothing 10...40$ мм за [2], табл. 15, стор. 16).

Підраховуємо робочу висоту перерізу (захисний шар $a=20$ мм для балок при $h>250$ мм, [2], таблиця 43, стор. 157)

$$h_0 = h - a - d_s / 2 = 400 - 20 - 18 / 2 = 371 \text{ мм.}$$

Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону ([2], п. 3.14, стор. 22)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,766}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,766}{1,1}\right)} = 0,627 \text{ (тут } \omega = \alpha_1 - 0,008R_b) = 0,85 -$$

$-0,008 \times 10,5 = 0,766$; $\alpha_1 = 0,85$ для важкого бетону; $\sigma_{scu} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$.

Теоретична висота стиснутої зони $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \times 1018}{10,5 \times 200} = 177 \text{ мм,}$

відповідно відносна висота стиснутої зони $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{177}{371} = 0,477$.

Перевіряємо умову $\xi = 0,477 \leq \xi_R = 0,627$. Умова виконується. Несуча здатність балки $M_u = R_s A_s (h_0 - x/2) = 365 \times 1018 (371 - 177/2) = 104,97 \times 10^6 \text{ Нмм} = 104,97 \text{ кНм}$.

Можна визначити навантаження на балку, при якому буде збережена її несуча здатність: $M = (g + v)l_0^2 / 8$, звідси $g + v = 8M / l_0^2 = 8 \times 104,97 / 6^2 = 23,3 \text{ кН/м}$.

Практичне заняття №3 “Розрахунок необхідної площі поздовжньої арматури в проектуванні залізобетонних балок (плит) прямокутного перерізу з одиничним армуванням”

Питання вхідного контролю

1. Які рівняння рівноваги використовуються під час розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів прямокутного профілю?
2. Як для спрощення розрахунків використовуються таблиці?
3. Порядок визначення площі поздовжньої робочої арматури.
4. Основні конструктивні вимоги до конструювання балок та плит.

Приклад 2. Підбір перерізу поздовжньої робочої арматури залізобетонної балки прямокутного поперечного перерізу з одиничним армуванням

Дано: балка прольотом $l_0 = 6$ м вільно лежить на двох опорах; максимальний момент, який виникає в балці від зовнішнього навантаження, становить $M = 125$ кНм. Балка перерізом $b \times h = 200 \times 550$ мм виготовлена з важкого бетону класу В20, $\gamma_{b2} = 0,9$, арматура А300.

Знайти площу поздовжньої робочої арматури A_s .

Розв'язуємо задачу другого типу згідно з [2], п. 3.18, стор.24.

Визначаємо розрахункові характеристики бетону й арматури: $R_b = 10,5$ МПа (для класу В20 і $\gamma_{b2} = 0,9$ за [2], табл. 8, стор. 12); $R_s = 280$ МПа (для класу А300 за [2], табл. 15, стор. 16).

Знаходимо робочу висоту перерізу, попередньо задаючись діаметром поздовжньої робочої арматури 20 мм:

$$h_0 = h - a - d_s / 2 = 550 - 20 - 20 / 2 = 520 \text{ мм.}$$

Підраховуємо

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{125 \times 10^6}{10,5 \times 200 \times 520^2} = 0,22.$$

За α_m знаходимо $\xi = 0,248$, $\zeta = 0,871$ ([2], табл. 20, стор. 24) і перевіряємо умову $\xi = 0,248 \leq \xi_R = 0,65$ ([2], табл.19, стор. 22-23).

Площа поздовжньої робочої арматури буде

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{125 \times 10^6}{280 \times 0,871 \times 520} = 985,67 \text{ мм}^2.$$

Підбираємо $4\phi 18$ ($A_s = 1018 \text{ мм}^2$) за ([2], додаток 4, стор.188).

Конструювання перерізу здійснюємо, враховуючи [2], п. 5.33 (стор.154), п. 5.39 (стор.158), п. 5.68 (стор. 166).

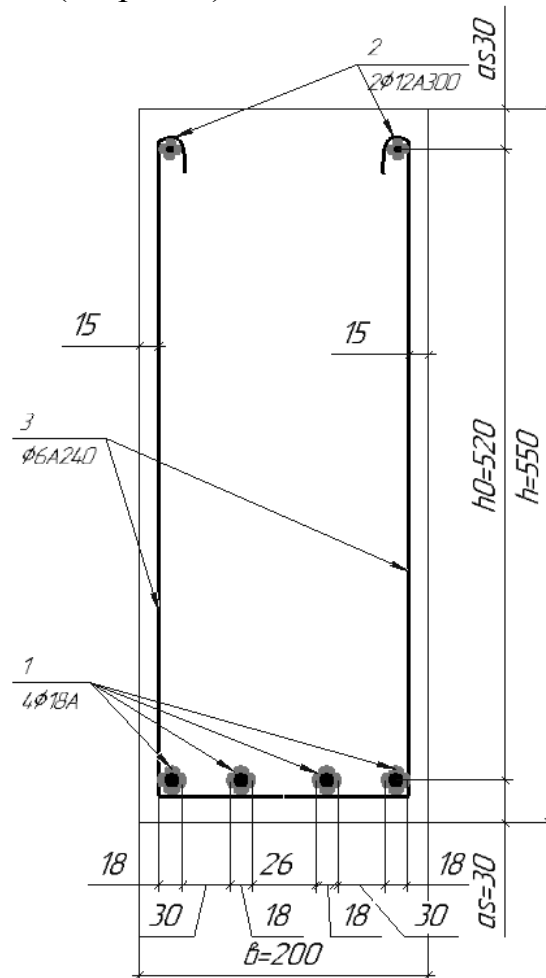


Рис.1. Конструювання прямокутного поперечного перерізу залізобетонної балки з одиничним армуванням

Приклад 3. Визначення необхідної товщини плити та площі робочої поздовжньої арматури в однопролітній монолітній плиті міжповерхового перекриття промислової будівлі

Дано: монолітна залізобетонна плита опирається на цегляні стіни, проліт – відстань між внутрішніми стінами – 2 м, навантаження, яке діє на плиту, $g+v=5,01 \text{ кН/м}^2$. Плиту виконано з бетону класу В15 і застосовано арматуру А240.

Визначити необхідну товщину плити h та площу поздовжньої робочої арматури A_s .

Плита працює за балковою схемою з розрахунковим прольотом $l_0 = 1 + \frac{h}{2} \times 2 = 2000 + \frac{60}{2} \times 2 = 2060 \text{ мм}$ (мінімально можлива товщина плити для промислових будівель приймається не менше ніж 60 мм ([2], п. 5.4, стор. 142)).

Максимальний момент у середині прольоту буде

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = 5,01 \times 2,06^2 / 8 = 2,66 \text{ кНм.}$$

Визначаємо розрахункові характеристики бетону й арматури: $R_b=7,7$ МПа (для класу В15 і $\gamma_{b2}=0,9$ за [2], табл.8, стор. 12); $R_s= 225$ МПа (для класу А240 за [2], табл. 15, стор. 16).

Задаємося оптимальним процентом армування плити в межах $\mu\% = =0,5...0,7\% - \mu\%=0,6$ та знаходимо відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,006 \frac{225}{7,7} = 0,18. \text{ За } \xi \text{ підбираємо } \alpha_m = 0,161 \text{ ([2], табл.20, стор. 24).}$$

За розрахунковий переріз приймається смуга шириною 1000 мм, яка вирізається в напрямку, перпендикулярному прольотові плити. Для цієї смуги і підбирається робоча арматура.

Визначаємо робочу висоту перерізу

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{2,66 \times 10^6}{0,161 \times 7,7 \times 1000}} = 46,32 \text{ мм та загальну товщину плити}$$

$h = h_0 + a + d_s / 2 = 46,3 + 10 + 6 / 2 = 59,3 = 60$ мм ($a=10$ для плит товщиною до 100 мм ([2], табл. 43, стор. 157)).

Уточнюємо робочу висоту перерізу

$$h_0 = h - a - d_s / 2 = 60 - 10 - 6 / 2 = 47 \text{ мм та підраховуємо}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{2,66 \times 10^6}{7,7 \times 1000 \times 47^2} = 0,156.$$

За α_m знаходимо $\zeta = 0,915$ і підбираємо

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{2,66 \times 10^6}{225 \times 0,915 \times 47} = 275 \text{ мм}^2.$$

Підбір діаметра та кроку робочих стрижнів здійснюється виходячи з умов, що на одному метрі ширини плити може розташовуватися від 5 до 10 стрижнів (тобто крок цієї арматури може змінюватися в межах від 100 до 200 мм). Підбираємо 10 \varnothing 6 А240 ($A_{s, \text{факт}} = 283 \text{ мм}^2$) із кроком 100 мм.

Розподільна арматура не розраховується, а приймається за конструктивними вимогами: \varnothing 3 Вр-І із кроком 350 мм.

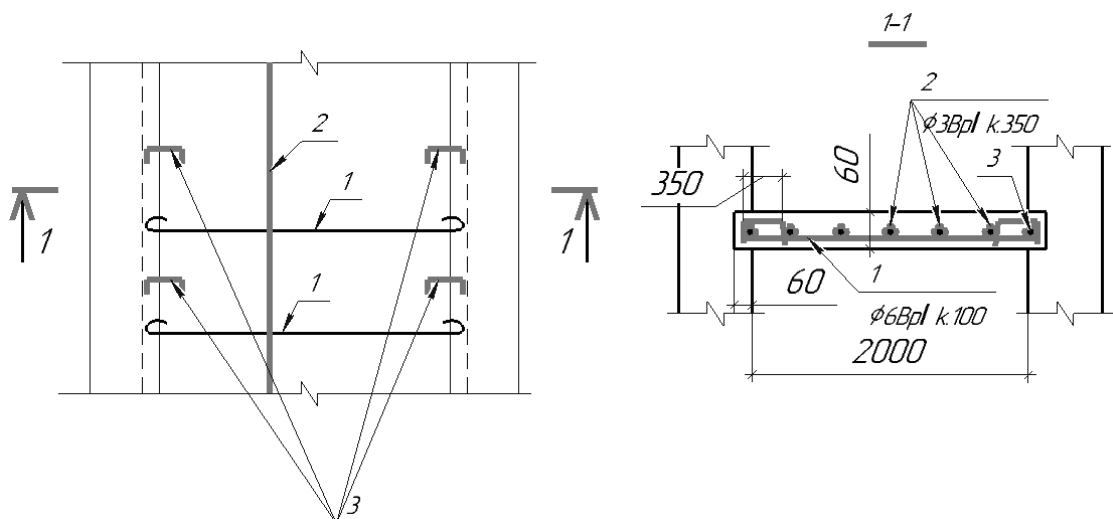


Рис. 2. Конструювання монолітної залізобетонної плити

Практичне заняття №4 "Розрахунок міцності і підбір поздовжньої робочої арматури залізобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу з подвійним армуванням"

Питання вхідного контролю

1. Коли виникає необхідність у подвійному армуванні нормальних перерізів?
2. Нарисуйте розрахункову схему нормального перерізу залізобетонного елемента прямокутного профілю з подвійним армуванням.
3. Складіть рівняння рівноваги для розрахункової схеми нормального перерізу залізобетонного елемента прямокутного профілю з подвійним армуванням.
4. Які передумови розрахунку нормального перерізу?
5. Сформулюйте умову міцності нормального перерізу елемента з подвійним армуванням.
6. Які основні вимоги до конструювання нормального перерізу елементів із подвійним армуванням, що згинаються?

Приклад 4. Перевірка міцності прямокутного поперечного перерізу залізобетонної балки з подвійним армуванням

Дано: балка прямокутного поперечного перерізу $b \times h = 300 \times 800$ мм виготовлена з важкого бетону класу В20, $a_s = 70$ мм, $a'_s = 30$ мм, арматура класу А400, площа перерізу розтягнутої арматури $A_s = 4826$ мм² (6Ø32), стиснутої $A'_s = 339$ мм² (3Ø12), максимальний момент, що діє, 1000 кНм.

Необхідно перевірити міцність перерізу.

Перевірку міцності перерізу виконуємо за [2], п. 3.15, стор. 23-24.

Визначаємо розрахункові характеристики бетону й арматури: $R_b = 10,5$ МПа (для класу В20 і $\gamma_{b2} = 0,9$ за [2], табл.8, стор. 12), $R_s = R_{sc} = 365$ МПа (для класу А400, Ø10...40 мм за [2], табл. 15, стор. 16).

Підраховуємо робочу висоту перерізу балки $h_0 = h - a_s = 800 - 70 = 730$ мм.

Висота стиснутої зони

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{365 \times 4826 - 365 \times 339}{10,5 \times 300} = 519,9 \text{ мм.}$$

За таблицею 18 знаходимо $\xi_R = 0,627$ і $\alpha_R = 0,43$. Оскільки $\xi = x/h_0 = 519,9/730 = 0,712 > \xi_R = 0,627$, міцність перерізу визначаємо за формулою

$$\alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) = 0,43 \times 10,5 \times 300 \times 730^2 + 365 \times 339 \times (730 - 30) = 721813050 + 86614500 = 808,42 \times 10^6 \text{ Нмм} = 808,42 \text{ кНм.}$$

$M_u = 808,42 \text{ кНм} < M = 1000 \text{ кНм}$. Отже, міцність перерізу не забезпечена.

Приклад 5. Підбір перерізу поздовжньої робочої арматури залізобетонної балки прямокутного поперечного перерізу з подвійним армуванням

Дано: балка прямокутного поперечного перерізу $b \times h = 300 \times 800$ мм виготовлена з важкого бетону класу В20, для армування застосовується арматура зі сталі класу А400 із захисним шаром $a_s = a + d/2 = 90$ мм. Максимальний момент у середині прольоту балки від зовнішнього навантаження – 780 кНм.

Знайти площу поздовжньої робочої арматури (відповідно [2], п. 3.19, стор. 25).

Визначаємо міцнісні характеристики бетону й арматури: $R_b = 10,5$ МПа (для класу В20 і $\gamma_{b2} = 0,9$ за [2], табл.8, стор. 12), $R_s = R_{sc} = 365$ МПа (для класу А400, $\varnothing 10 \dots 40$ мм за [2], табл. 15, стор. 16).

Підраховуємо робочу висоту перерізу балки

$$h_0 = h - a_s = 800 - 90 = 710 \text{ мм та}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{780 \times 10^6}{10,5 \times 300 \times 710^2} = 0,49.$$

Визначаємо $\alpha_R = 0,43$ ([2], табл.18, стор.22) і порівнюємо $\alpha_m = 0,49 > \alpha_R = 0,43$. За результатами порівняння робимо висновок про необхідність установлення поздовжньої робочої арматури в стиснуту зону. Визначаємо її необхідну площу

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a_s')} = \frac{780 \times 10^6 - 0,43 \times 10,5 \times 300 \times 710^2}{365(710 - 30)} = 584 \text{ мм}^2.$$

Площі перерізів розтягнутої й стиснутої арматури, які відповідають мінімуму їх суми, для елементів із бетону класу В30 і нижче рекомендується визначати за розрахунком при $\alpha_R = 0,44$ та $\xi_R = 0,55$, згідно з [2], п. 3.19, стор. 25. Рекомендований діаметр стиснутої арматури 12 мм і більше із захисним шаром $a_s' = 30$ мм. Приймаємо 3 $\varnothing 16$ А400 ($A_s = 603$ мм²).

Визначаємо площу розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + A_{s, \text{факт}}' = \frac{0,55 \times 10,5 \times 300 \times 710}{365} + 603 = 3973 \text{ мм}^2. \text{ Підбираємо}$$

за [2], додаток 4, стор. 188: 6 $\varnothing 25 + 2\varnothing 28$ ($A_s = 2945 + 1232 = 4177$ мм²).

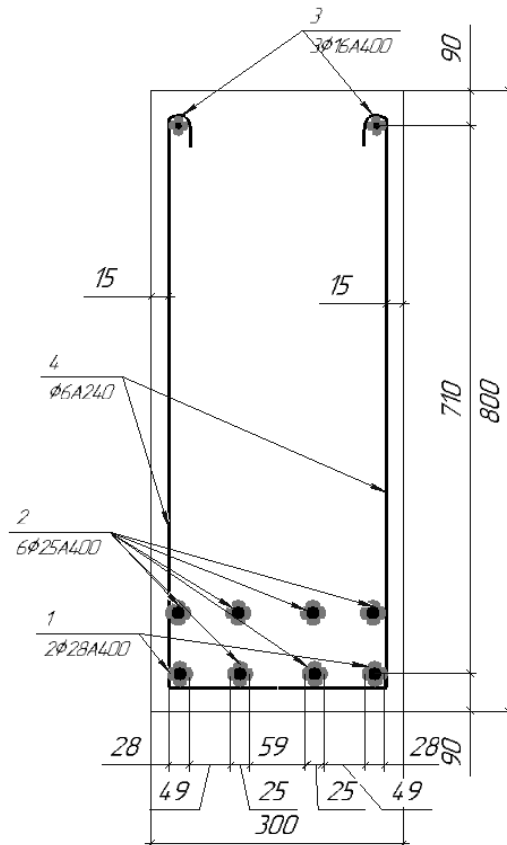


Рис.3. Конструювання нормального перерізу залізобетонної балки з подвійним армуванням

Питання до контрольної роботи №1

1. Описати поведінку бетонної балки під навантаженням.
2. У чому полягає суть залізобетону?
3. За рахунок чого можливий сумісний опір бетону й арматури під навантаженням?
4. Позитивні якості залізобетону.
5. Недоліки ЗБК без попереднього напруження.
6. Суть попереднього напруження ЗБК.
7. Переваги попередньо напружених конструкцій порівняно із звичайними.
8. Галузі застосування ЗБК.
9. Короткий історичний нарис виникнення і розвитку ЗБК.
10. Класифікація ЗБК за напруженим станом.
11. Класифікація ЗБК за способом спорудження (основні позитивні і негативні сторони кожного виду).
12. За якими ознаками класифікується бетон?
13. Фізичні властивості бетону.
14. Міцність бетону.
15. Вплив часу та умов твердіння бетону на його міцність.
16. Вплив технологічних факторів на міцність бетону.
17. Деформації бетону при короткочасній дії навантаження.
18. Міцність бетону при стисканні (кубикова, призмова, при місцевому стисканні).

19. Міцність бетону при розтязі й зрізі.
20. Клас бетону за міцністю на стиск.
21. Класи і марки бетону.
22. Структура бетону.
23. Міцність бетону залежно від тривалості прикладання навантаження.
24. Несилові деформації бетону.
25. Діаграма механічного стану бетонного зразка при стискуванні-розтягуванні (із зазначенням характерних точок).
26. Деформації бетону при багаторазово повторному навантаженні.
27. Класифікація арматури.
28. Види і класи арматури.
29. Арматурні вироби.
30. Фізичні властивості, які повинні мати арматурні сталі.
31. Усадка залізобетону.
32. Повзучість залізобетону.
33. Корозія залізобетону.
34. Види каменів і кам'яних виробів для кам'яної кладки.
35. Розчини, що застосовуються для кам'яної кладки.
36. Конструктивна і фактична міцність кам'яної кладки.
37. Армування кам'яної кладки.
38. Наведіть приклади частин будинків і споруд, які влаштовуються з каменю.
39. Конструктивні схеми будівель.
40. Будівлі з жорсткою конструктивною схемою.
41. Будівлі з пружною конструктивною схемою.

Практичне заняття №5 "Розрахунок нормального перерізу згинаних елементів таврового профілю з одиничним армуванням"

Питання вхідного контролю

1. Які можуть бути випадки роботи та розрахунку елементів таврового профілю за міцністю нормального перерізу?
2. Як розмежувати ці два випадки?
3. Як визначити кількість поздовжньої арматури у кожному з випадків?
4. Які конструктивні вимоги до розміщення арматури в елементах таврового профілю?

Приклад 6. Перевірка міцності нормального перерізу залізобетонної балки таврового профілю

Дано: залізобетонна балка таврового поперечного перерізу з розмірами $b_f'=400$ мм, $h_f'=50$ мм, $b=200$ мм, $h=400$ мм виготовлена з бетону класу В25, армування балки $2\text{Ø}22$ А400 ($A_s=760$ мм²). Максимальний момент від зовнішнього навантаження в середині прольоту становить $M=150$ кНм.

Перевірити міцність нормального перерізу.

Знаходимо міцнісні характеристики бетону та арматури : $R_b=13$ МПа (для класу В25 і $\gamma_{b2}=0,9$ за [2], табл.8, стор. 12), $R_s=365$ МПа (для класу А400, $\text{Ø}10\dots40$ мм за [2], табл. 15, стор. 16).

Визначаємо положення нейтральної осі. При розв'язанні задачі першого типу перевіряємо умову [2], формула 27, стор. 25,

$R_s A_s \leq R_b b_f' h_f'$; $365 \times 760 = 277400$ Н $\geq 13 \times 400 \times 50 = 260000$ Н. Умова не виконується, межа стиснутої зони проходить у поличці.

Висоту стиснутої зони підраховуємо згідно з формулою 29, стор.25,

$$x = \frac{R_s A_s - R_b (b_f' - b) h_f'}{R_b b} = \frac{365 \times 760 - 13 \times (400 - 200) \times 50}{13 \times 200} =$$

$$\frac{277400 - 130000}{2600} = 56,7 \text{ мм}$$

і приймаємо не більше ніж $\xi_R h_0 = 0,604 \times 350 = 211,4$ мм ($\xi_R = 0,604$ (таблиця 22, стор.22), $h_0 = 350$ мм).

Міцність перевіряємо за умовою формули 28, стор. 25:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f').$$

$$150 \text{ кНм} > 13 \times 200 \times 56,7 \times (350 - 0,5 \times 56,7) + 13 \times (400 - 200) \times 50 \times (350 - 0,5 \times 50) = 47417643 + 42250000 = 89667643 \text{ Нмм} = 89,7 \text{ кНм}.$$

Міцність перерізу не забезпечена.

Приклад 7. Підбір перерізу робочої арматури в залізобетонній балці таврового поперечного перерізу

Дано: залізобетонна балка таврового поперечного перерізу з розмірами $b_f'=1500$ мм, $h_f'=50$ мм, $b=200$ мм, $h=400$ мм виготовлена з бетону класу В25. Максимальний момент від зовнішнього навантаження в середині прольоту становить $M=150$ кНм.

Розрахувати площу поздовжньої робочої арматури класом А400.

Визначаємо міцнісні характеристики бетону й арматури : $R_b=13$ МПа (для класу В25 і $\gamma_{b2}=0,9$ за [2], табл.8, стор. 12), $R_s=365$ МПа (для класу А400, $\text{Ø}10\dots40$ мм за [2], табл. 15, стор. 16).

Знаходимо положення нейтральної осі. Для цього при розв'язанні задачі першого типу підраховуємо момент, який сприймає переріз за умови, коли вся поличка стиснута

$$M_f' = R_b b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 13 \times 1500 \times 50 \left(350 - \frac{50}{2} \right) = 316,9 \text{ кНм}, \quad \text{робоча}$$

висота перерізу $h_0 = h - a_s = 400 - 50 = 350$ мм.

Перевіряємо виконання умови $M \leq M_f$ ($150 \text{ кНм} \leq 316,9 \text{ кНм}$) і робимо висновок: нейтральна вісь проходить у межах полицки, й розрахунок площі поздовжньої арматури виконуємо за формулами для прямокутного перерізу, приймаючи за ширину балки ширину стиснутої полицки $b_f' = 1500$ мм ([2], п. 3.22, стор. 25).

$$\text{Визначаємо } \alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{150 \times 10^6}{13 \times 1500 \times 350^2} = 0,062.$$

За α_m знаходимо $\xi = 0,064$, $\zeta = 0,968$ та перевіряємо умову $\xi = 0,064 \leq \xi_R = 0,604$.

Площа поздовжньої робочої арматури буде

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{150 \times 10^6}{365 \times 0,968 \times 350} = 1213 \text{ мм}^2.$$

Підбираємо $4\varnothing 20$ ($A_s = 1256 \text{ мм}^2$).

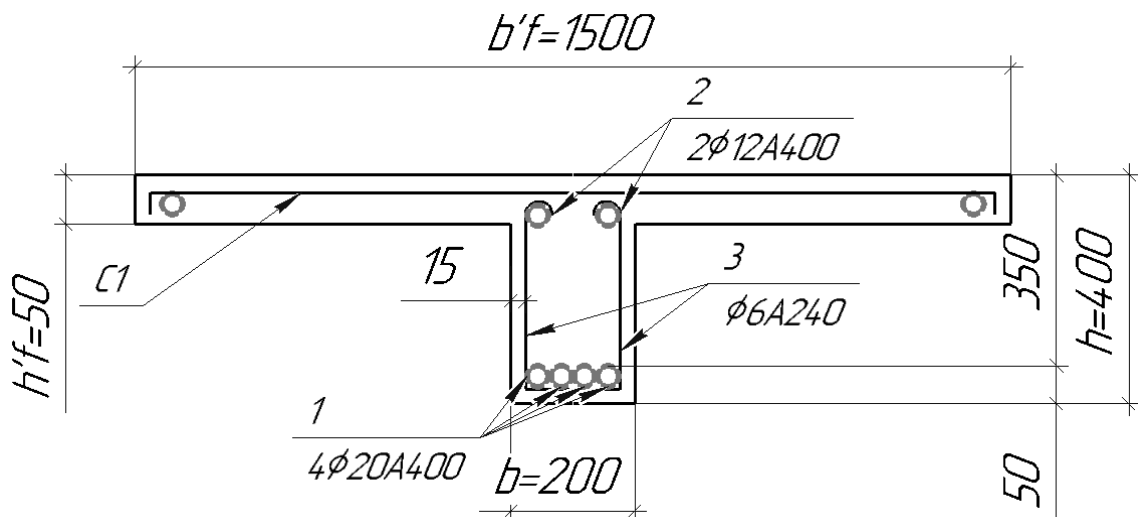


Рис. 4. Конструювання балки таврового поперечного перерізу

Практичне заняття № 6 “Розрахунок міцності похилого перерізу згинаних елементів”

Питання вхідного контролю

1. Які можливі випадки руйнування залізобетонних елементів за похилим перерізом?
 2. Розрахунок похилої стиснутої смуги.
 3. Розрахунок міцності по похилому перерізу на дію згинального моменту.
 4. Розрахунок міцності похилого перерізу на дію поперечної сили.
 5. Розрахункова схема похилого перерізу на дію поперечної сили.
- Передумови розрахунку.

6. Рівняння рівноваги по похилому перерізу на дію поперечної сили.

7. Основні вимоги до конструювання похилих перерізів залізобетонних елементів.

Приклад 8. Розрахунок похилих перерізів згинаних елементів на дію поперечної сили

Дано: залізобетонна балка з поперечним перерізом $b \times h = 250 \times 600$ мм виготовлена з бетону класу В30, для поздовжньої робочої арматури застосовується $\varnothing 20$ АШ, балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $g + V = 60 + 40 = 100$ кН/м. Розрахунковий проліт – 5,2 м.

Виконати розрахунок хомутів та перевірити міцність балки за похилим перерізом.

Підраховуємо максимальну поперечну силу на опорі

$$Q_{\max} = \frac{q l_0}{2} = \frac{100 \times 5,2^2}{2} = 260 \times 10^3 \text{ Н} = 260 \text{ кН.}$$

Призмова міцність бетону $R_b = 15,5$ МПа (для класу В30 і $\gamma_{b2} = 0,9$ за [2], табл.8, стор. 12).

Визначаємо робочу висоту перерізу

$h_0 = h - a - d_s / 2 = 600 - 30 - 20 / 2 = 560$ мм ($a = 30$ мм, оскільки $a \geq 20$ мм при $h > 250$ [2], табл. 43, стор. 157).

Перевіряємо міцність балки на дію поперечних сил за похилою стиснутою смугою між похилими тріщинами за умовою ([2], п. 3.30, стор. 34-35)

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0,$$

де Q приймається на відстані не ближче від опори ніж h_0 і визначається як

$$Q = Q_{\max} - q h_0 = 260 - 100 \times 0,56 = 204 \text{ кН};$$

φ_{w1} ураховує вплив хомутів на несучу здатність перерізу й приймається

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3.$$

Оскільки поперечне армування балки не з'ясоване, приймаємо $\varphi_{w1} = 1$;

φ_{b1} ураховує вплив виду бетону: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \times 15,5 = 0,845$; $\beta = 0,01$

для важкого і дрібнозернистого бетону.

$204 \text{ кН} < 0,3 \times 1 \times 0,845 \times 15,5 \times 250 \times 560 = 550$ кН. Міцність похилої стиснутої смуги забезпечена.

Перевіряємо, чи необхідно поперечну арматуру встановлювати за розрахунком ([2], п. 3.40, стор. 39-40):

а) $Q_{\max} \leq 2,5 R_{bt} b h_0$, тут R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу, приймається згідно з [2], табл. 8, стор. 12 ($R_{bt} = 1,1$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$).

$260 \text{ кН} < 2,5 \times 1,1 \times 250 \times 560 = 385$ кН. Умова (а) виконується.

$$\text{б) } Q \leq \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{c},$$

де Q – поперечна сила в кінці похилого перерізу;

φ_{b4} – коефіцієнт, що визначається за [2], табл.21, стор. 35, залежно від виду бетону (для важкого бетону дорівнює 1,5);

c – довжина проекції похилого перерізу, яка починається від опори, її

значення приймається не більше ніж $c_{\max} = 2,5h_0$.

При розрахунках елементів на дію розподілених навантажень значення c знаходиться залежно від виконання умови 74 [2], стор. 40,

$$q \leq \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b}{(c_{\max} / h_0)^2} : \quad 100 > \frac{1,5 \times 1,1 \times 250}{2,5^2} = 66, \text{ оскільки умова не виконується,}$$

величина c визначається за формулою 75 [2], стор. 40,

$$c = h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b4} R_{bt} b}{q}} = 560 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,1 \times 250}{100}} = 1137,4 \text{ мм} < c_{\max} = 2,5 \times 560 = 1400 \text{ мм.}$$

$$Q = Q_{\max} - qc = 260 - 100 \times 1,1374 = 146,3 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову (б)

$$146,3 \text{ кН} > \frac{1,5 \times 1,1 \times 250 \times 560^2}{1137,4} = 113,7 \text{ кН. Умова (б) не виконується. У разі,}$$

якщо хоч би одна з умов (а) і (б) не виконується, необхідно проводити розрахунок поперечної арматури.

Задаємося діаметром та кроком хомутів: приймаємо $2\text{Ø}8\text{A1}$ (розрахунковий опір поперечної арматури розтягу $R_{sw} = 175$ МПа ([2], табл. 15, стор. 16) із кроком 200 мм (конструктивні вимоги до кроку хомутів викладено в [2], п. 5.69, стор. 166).

Визначаємо зусилля, яке сприймається хомутами на одиницю довжини балки ([2], формула 54, стор.35),

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 101}{200} = 87,4 \text{ Н/мм.}$$

Мінімальне поперечне зусилля, котре сприймається бетоном над похилою тріщиною, розраховується як ([2], п. 3.31, стор. 35)

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0,$$

де φ_{b3} – коефіцієнт, який залежить від виду бетону і визначається за таблицею 21, [2], стор. 35, $\varphi_{b3} = 0,6$ (для важкого бетону).

$$Q_{b,\min} = 0,6 \times 1,1 \times 250 \times 560 = 92,4 \text{ кН.}$$

Для хомутів, що встановлюються за розрахунком, повинна виконуватися умова $q_{sw} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2h_0}$ ([2], формула 57, стор. 36). У нашому випадкові

$$87,4 \geq \frac{92,4 \times 10^3}{2 \times 560} = 82,5.$$

Крім того, перевіряємо виконання умови $s \leq s_{\max}$ (визначається згідно з [2], п. 3.29, стор. 34) $s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \times 1,1 \times 250 \times 560^2}{260 \times 10^3} = 497,5 \text{ мм. } 200 \text{ мм} < 498 \text{ мм.}$

Прийнятий крок хомутів менше від максимально можливого.

Підраховуємо момент, який сприймається бетоном над небезпечною похилою тріщиною: $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \times 1,1 \times 250 \times 560^2 = 172,48 \text{ кНм}$ ([2], формула 52, стор. 35).

Визначаємо проекцію небезпечного похилого перерізу відповідно до [2],

п. 3.32, стор. 36. У разі, якщо $q > 0,56q_{sw}$ ($100 > 0,56 \times 87,5 = 49$), с розраховується як

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q + q_{sw}}} = \sqrt{\frac{172,48 \times 10^6}{100 + 87,4}} = 959,4 \text{ мм.}$$

Визначаємо поперечне зусилля, що може витримати стиснута зона бетону над небезпечною похилою тріщиною ([2], формула 51, стор. 35)

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{172,48 \times 10^6}{959,4} = 179,8 \text{ кН. } Q_b = 179,8 \text{ кН} \geq Q_{b,\min} = 92,4 \text{ кН.}$$

Поперечна сила в кінці небезпечного похилого перерізу

$$Q = Q_{\max} - qc = 260 - 100 \times 0,959 = 164,1 \text{ кН.}$$

Підраховуємо c_0 – проекцію небезпечної похилої тріщини – як ([2], формула 56, стор. 36)

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{172,48 \times 10^6}{87,4}} = 1404,8 \text{ мм, але не більше ніж } c = 959,4 \text{ мм і не}$$

більше ніж $2h_0 = 2 \times 560 = 1120$ мм, та не менше ніж $h_0 = 560$ мм. Ураховуючи вищенаведене, приймаємо $c = 959$ мм.

Визначаємо поперечне зусилля, яке сприймається хомутами ([2], формула 50, стор. 35),

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 87,4 \times 0,959 = 83,8 \text{ кН.}$$

Виконуємо перевірку міцності похилого перерізу на дію поперечної сили при прийнятому поперечному армуванні за умовою ([2], формула 50, стор. 35)

$Q = 164,1 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 179,8 + 83,8 = 263,6 \text{ кН.}$ Умова виконується, поперечна арматура прийнята правильно.

Прийнятий крок хомутів зберігається на приопорних ділянках, що дорівнюють при рівномірно розподіленому навантаженні $\frac{1}{4}$ прольоту – $5,2/4 \cong 1,2$ м. На іншій частині прольоту – 2,8 м при висоті перерізу $h > 300$ мм поперечна арматура встановлюється з кроком не більше ніж $3/4 h$ і не більше ніж 500 мм ([2], п. 5.69, стор. 166). Приймаємо крок поперечної арматури на центральній частині прольоту 400 мм $< 3/4 \times 600 = 450$ мм.

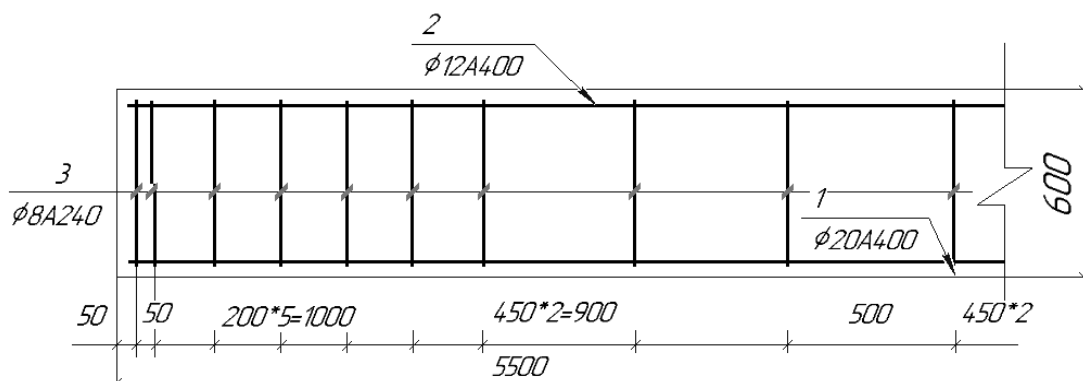


Рис. 5. Конструювання поперечного армування балки

Практичне заняття № 7 “Розрахунок елементів кам’яних конструкцій”

Питання вхідного контролю

1. Які характеристики міцності кам’яної кладки Ви знаєте?
2. Розрахунок кам’яних конструкцій на центральний стиск. Основні положення розрахунку та рівняння рівноваги.
3. Розрахунок кам’яних конструкцій на місцевий стиск. Основні положення розрахунку і рівняння рівноваги.
4. Розрахунок кам’яних конструкцій на позацентровий стиск. Основні положення розрахунку та рівняння рівноваги.

Приклад 9. Розрахунок кам’яних конструкцій на центральний стиск

Дано: на кам’яний стовп перерізом 510×510 мм із цегли звичайної глиняної напівсухого пресування марки М75, викладеного на цементному розчині марки М25, діє центрально прикладена поздовжня сила величиною $N_{\text{пер}} = 250$ кН. Розрахункова довжина стовпа $l_0 = 3,6$ м.

Перевірити несучу здатність стовпа.

За таблицею 2 [4] розрахунковий опір кам’яної кладки $R = 1,1$ МПа.

Несуча здатність центрально стиснутого кам’яного елемента визначається за виразом (10) [4]

$$N = m_g \varphi R A.$$

Коефіцієнт, що враховує довготривалість дії навантаження m_g , знаходимо за формулою (16) [4]. Оскільки $h = 51$ см $>$ 30 см, то $m_g = 1$.

Вплив поздовжнього згину враховується коефіцієнтом φ (п.4.2) [4] залежно від значення відносної гнучкості

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3600}{510} = 7,06$$

та пружної характеристики кам’яної кладки α . Пружна характеристика визначається за таблицею 25 [4] – $\alpha = 500$. При цьому $\varphi = 0,88$.

Площа поперечного перерізу стовпа $A = 0,51 \times 0,51 = 0,26$ м².

Несуча здатність елемента

$$N = m_g \varphi R A = 1 \times 0,88 \times 1100 \times 0,26 = 251,7 \text{ кН}.$$

Оскільки $N = 251,7$ кН $>$ $N_{\text{пер}} = 250$ кН, то несуча здатність кам’яного стовпа забезпечена.

Приклад 10. Розрахунок кам’яних конструкцій на місцевий стиск

Дано: на цегляну стіну безпосередньо (без бетонної подушки) обпирається залізобетонна балка (рис.6). Цегла – звичайна глиняна напівсухого пресування марки М100 на цементному розчині марки М25. Розрахункове місцеве навантаження (опорна реакція балки) $N_{\text{пер}} = 60$ кН.

Необхідно перевірити міцність кладки на зминання.

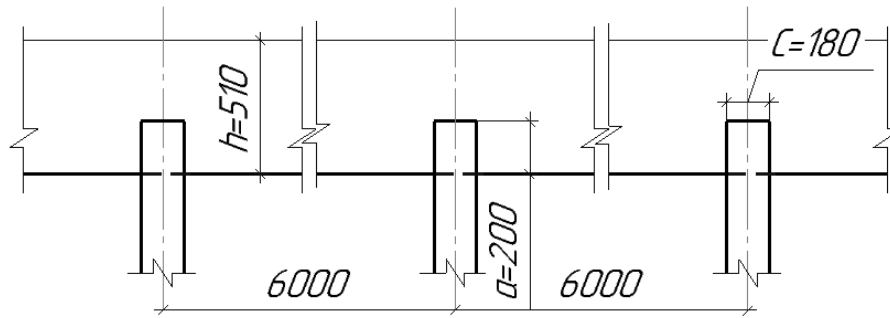


Рис. 6. Схема завантаження цегляної стіни місцевими силами

Згідно з рисунком 9 [4], оскільки $b = c + h + h = 0,18 + 0,51 + 0,51 = 1,2$ м
 $>$
 $> 2h = 2 \times 0,51 = 1,02$ м, то розрахункова площа (п.4.16 [4]) буде рівною
 $A = a \times b = 0,2 \times 1,2 = 0,24$ м²,

а площа зминання

$$A_c = 0,18 \times 0,2 = 0,036 \text{ м}^2.$$

Розрахунковий опір кам'яної кладки на центральний стиск $R = 1,3$ МПа (табл.2 [4]).

При цьому розрахунковий опір кам'яної кладки на місцевий стиск (зминання)

$$R_c = \xi R,$$

$$\text{де } \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{0,24}{0,036}} = 1,882 < \xi_1 = 2.$$

Тут ξ_1 приймаємо за таблицею 21 [4].

$$R_c = 1,882 \times 1,3 = 2,45 \text{ МПа}.$$

Несуча здатність кам'яної кладки на місцевий стиск (17) [4]

$$N_c = \psi d R_c A_c,$$

де ψ – коефіцієнт повноти епюри стиску. Оскільки бетонна подушка відсутня, то $\psi = 0,5$; $d = 1,5 - 0,5\psi = 1,5 - 0,5 \times 0,5 = 1,25$.

$$N_c = \psi d R_c A_c = 0,5 \times 1,25 \times 2450 \times 0,036 = 55,1 \text{ кН}.$$

Оскільки $N_c = 55,1$ кН $<$ $N_{\text{пер}} = 60$ кН, то несуча здатність кам'яної кладки на місцевий стиск не забезпечена.

Приклад 11. Розрахунок кам'яних конструкцій на позацентровий стиск

Дано: простінок цивільної будівлі поперечним перерізом 770×510 мм із цегли напівсухого пресування марки М125 на цементному розчині М50 завантажений поздовжньою силою $N_{\text{пер}} = 400$ кН та згинальним моментом у напрямі меншого розміру перерізу $M_{\text{пер}} = 15$ кНм. Висота поверху $H = 3,3$ м. Необхідно перевірити несучу здатність простінка.

За даних умов (згідно з п.4.3 [4]) $l_0 = H = 3,3$ м.

Оскільки $h = 510$ мм $>$ 300 мм, то $m_g = 1$. Для прийнятих матеріалів пружна характеристика кладки (табл.15 [4]) $\alpha = 500$ та розрахунковий опір

кладки $R = 1,7$ МПа.

Відносна гнучкість елемента

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3300}{510} \cong 6,5,$$

коефіцієнт поздовжнього згину в передбаченні центрального стиску (табл.18 [4]) $\varphi = 0,90$.

Ексцентриситет прикладання зовнішнього зусилля

$$e_0 = \frac{M_{per}}{N_{per}} = \frac{15}{400} = 0,04\text{м.}$$

При цьому висота стиснутої зони

$$h_c = h - 2e_0 = 510 - 2 \times 40 = 430 \text{ мм.}$$

Відношення $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3300}{430} = 7,7$. Коефіцієнт поздовжнього згину

стиснутої зони $\varphi_c = 0,86$.

Коефіцієнт поздовжнього згину для позацентрового стискання (15) [4]

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,90 + 0,86}{2} = 0,88.$$

Площа стиснутої зони перерізу (14) [4]

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) = 0,77 \times 0,51 \left(1 - \frac{2 \times 0,04}{0,51} \right) = 0,331 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнт ω (табл.19 [4])

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,04}{0,51} = 1,08 < 1,45.$$

Несуча здатність простінка (13) [4]

$$N = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 1 \times 0,88 \times 1700 \times 0,331 \times 1,08 = 534,8 \text{ кН.}$$

Оскільки $N = 534,8 \text{ кН} > N_{per} = 400 \text{ кН}$, то несуча здатність простінка забезпечена.

Питання до контрольної роботи №2

1. Чим характеризується стадія I роботи залізобетонних конструкцій?
2. Чим характеризується стадія II роботи залізобетонних конструкцій?
3. Чим характеризується стадія III роботи залізобетонних конструкцій?
4. Основні положення методу розрахунку конструкцій за допустимими напруженнями.
5. Основні положення методу розрахунку конструкцій за руйнівними зусиллями.
6. Основні положення методу розрахунку за граничними станами.
7. Суть коефіцієнта надійності за призначенням.
8. Опишіть передумови розрахунку міцності нормального перерізу.
9. Нарисуйте розрахункову схему нормального перерізу прямокутного профілю з одиничним армуванням. Напишіть рівняння рівноваги.
10. Нарисуйте розрахункову схему нормального перерізу прямокутного

профілю з подвійним армуванням. Напишіть рівняння рівноваги.

11. Що таке відносна висота стиснутої зони бетону?

12. Що таке граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону?

13. Яке співвідношення повинне виконуватися між ξ та ξ_R при проектуванні конструкцій?

14. Опишіть процес руйнування конструкцій при $\xi \leq \xi_R$.

15. Опишіть процес руйнування конструкцій при $\xi > \xi_R$.

16. Нарисуйте розрахункову схему нормального перерізу таврового елемента (варіант розміщення нейтральної осі – в поличці). Напишіть рівняння рівноваги.

17. Нарисуйте розрахункову схему нормального перерізу таврового елемента (варіант розміщення нейтральної осі – в ребрі). Напишіть рівняння рівноваги.

18. Які два випадки положення нейтральної осі можуть бути при розрахунку міцності нормальних перерізів елементів таврового профілю ?

19. Як визначається випадок положення нейтральної осі при розрахунку міцності нормальних перерізів елементів таврового профілю?

20. Нарисуйте розрахункову схему похилого перерізу прямокутного елемента при розрахунку на дію поперечної сили. Напишіть рівняння рівноваги.

21. Нарисуйте розрахункову схему похилого перерізу прямокутного елемента при розрахунку на дію згинального моменту. Напишіть рівняння рівноваги.

22. Що означає позначення R_{sw} ? У чому необхідність його введення.

23. Чим сприймається поперечна сила в похилому перерізі?

24. При виконанні яких конструктивних умов забезпечена міцність похилого перерізу на дію згинального моменту?

25. Як урахується при розрахунку міцності похилого перерізу на дію поперечної сили наявність полички в стиснутій зоні?

26. Як урахується при розрахунку міцності похилого перерізу на дію поперечної сили наявність поздовжньої сили?

27. Нарисуйте схему руйнування похилого перерізу від переважаючої дії поперечної сили.

28. Нарисуйте схему руйнування похилого перерізу від переважаючої дії згинального моменту.

29. Нарисуйте схему руйнування по похилій стиснутій смузі між похилими тріщинами.

30. Які вимоги ставляться до конструкцій, що належать до I категорії тріщиностійкості?

31. Які вимоги ставляться до конструкцій, що належать до II категорії тріщиностійкості?

32. Які вимоги ставляться до конструкцій, що належать до III категорії тріщиностійкості?

Список рекомендованої літератури

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. /Госстрой СССР.–М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.–78 с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры /к СНиП 2.03.01-84/ ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР.–М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.–192 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
- 5.Залізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко. За ред. П.Ф. Вахненка. –К.: Вища шк., 1999. –508 с., іл.
- 6.СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. –М.: Стройиздат, 1983. –40 с.
- 7.Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции.– 2-е издание, перераб. и доп.–К.: Будивэльнык, 1990.–184 с.

ДОДАТКИ

(завдання для самостійної роботи)

Вихідні дані до прикладів 1-2, 4-5

№ варіанта	Ширина перерізу балки, b, мм	Висота перерізу балки, h, мм	Площа перерізу розтягнутої арматури, A _s , мм ²	Площа перерізу стиснутої арматури, A _s ', мм ²	Клас бетону, В	Коефіцієнт умов роботи бетону, γ _{b2}	Клас розтягнутої арматури	Клас стиснутої арматури	Величина a _s ', мм	Згинальний момент, М, кНм	
										для задач 1, 2, 4	для задачі 5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	200	400	760	226	15	1	A400	A300	26	82	120
2	150	300	760	157	20	1,1	A300	A240	30	56	70
3	200	500	1847	760	25	0,9	A300	A300	32	100	250
4	300	600	2463	462	30	0,9	A400	A300	30	400	700
5	300	700	4826	339	35	1	A240	A400	40	680	1200
6	300	800	2945	402	40	1,1	A400	A300	40	755	1600
7	300	600	1847	157	35	1	A300	A240	40	290	780
8	400	800	3217	1018	30	0,9	A400	A400	30	742	1500
9	200	600	2463	616	25	1.1	A300	A300	40	280	450
10	400	600	2036	308	20	0,9	A300	A400	50	220	600
11	200	400	628	157	15	1	A400	A400	30	80	110
12	300	600	1520	452	30	0,9	A400	A300	30	250	700
13	400	800	4072	616	35	1,1	A300	A400	40	810	2000
14	300	600	3217	509	40	0,9	A400	A300	30	630	800
15	500	600	3770	628	20	0,9	A300	A300	30	380	700
16	250	510	982	157	15	1	A240	A240	30	100	250
17	280	600	1473	462	20	1,1	A400	A300	40	280	500
18	300	600	1847	236	25	0,9	A300	A300	30	270	550
19	240	500	1232	402	15	0,9	A400	A400	30	140	180
20	310	600	1473	462	20	1	A400	A240	40	250	500
21	220	550	1609	308	25	1,1	A300	A300	30	200	400
22	250	500	1232	157	30	0,9	A400	A400	40	200	380
23	320	640	1140	157	15	1,1	A240	A240	30	150	530
24	350	700	2413	462	20	0,9	A300	A300	30	400	700
25	300	600	1847	236	20	1,1	A400	A240	30	350	500

Вихідні дані для прикладу 6

№ варіанта	Розміри бетонного перерізу, мм				Клас бетону ($\gamma_{b2}=0,9$), В	Клас розтягнутої арматури	Величина a_s , мм	Згинальний момент, М, кНм
	b	b_f'	h_f'	h				
1	200	600	60	400	20	A300	40	150
2	150	400	50	300	15	A400	40	50
3	400	800	80	450	30	A400	80	400
4	170	700	60	350	25	A240	40	170
5	200	700	70	420	20	A400	60	220
6	470	1000	80	500	30	A400	50	500
7	220	800	80	480	25	A300	70	400
8	160	650	70	370	20	A400	40	150
9	250	800	80	600	25	A300	50	600
10	300	840	80	550	35	A400	50	550
11	200	800	90	650	20	A400	60	620
12	250	900	80	700	20	A300	40	700
13	150	740	80	400	25	A400	70	250
14	500	800	60	500	30	A300	60	500
15	320	900	70	600	15	A300	50	400
16	220	600	80	600	20	A240	50	400
17	200	700	80	580	25	A300	40	580
18	240	800	70	590	15	A400	60	350
19	220	750	60	480	20	A240	50	250
20	200	800	60	520	25	A300	40	400
21	180	650	80	610	15	A400	60	320
22	200	680	70	600	25	A300	50	400
23	220	700	60	550	20	A400	40	350
24	240	720	70	530	15	A300	60	250
25	200	740	60	580	15	A240	50	230

Навчально-методичне видання
Залізобетонні та кам'яні конструкції

Методичні вказівки до практичних занять (для підготовки бакалаврів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання)/ Укл.: Настоящий В.А., Дарієнко В.В., Скриннік І.О., Плотніков О.А., Пукалов В.В. – Кропивницький : ЦНТУ, 2020. – 26с.
Рецензент В.В. Яцун.

Комп'ютерний набір та верстка Н.А. Томаченко

Тиражування на різнографі Ю.М. Рубан

Здано до друку _____. Підписано до друку " ____ " 2020р.
Формат 60x84 1/16 (А5). Папір газетний. Умов. друк. арк. 1,5.

Тираж 150 прим. Зам. № ____/2020.

РВЛ ЦНТУ. м. Кропивницький, пр. Університетський, 8. Тел.: 597-541, 559-245.