

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ
ФАКУЛЬТЕТ ПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ
КАФЕДРА ПОЖЕЖНОЇ ПРОФІЛАКТИКИ В НАСЕЛЕНИХ ПУНКТАХ

СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ.
РОЗРАХУНОК БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ЄВРОКОДАМИ

Навчальний посібник

ХАРКІВ – 2022

Рекомендовано до друку вченою радою
факультету пожежної безпеки НУЦЗ України
Протокол від 21.11.2022 р. № 3

Укладачі: В. В. Тригуб, О.В. Васильченко, Ю. А. Отрош, О. В. Миргород,
Н. В. Рашкевич, Е.Е. Щолоков

Рецензенти: доктор технічних наук, професор **М. Г. Сур'янінов**, завідувач кафедри будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури;
кандидат технічних наук, доцент **О.Б. Васильєв**, начальник відділу запобігання надзвичайних ситуацій по Немишлянському району Харківської міської територіальної громади Харківського районного управління ГУ ДСНС України у Харківській області

Стійкість будівель та споруд при пожежі. Розрахунок будівельних конструкцій за Єврокодами: навчальний-посібник / Укладачі: В. В. Тригуб, О.В. Васильченко, Ю. А. Отрош, О. В. Миргород, Н. В. Рашкевич, Е.Е. Щолоков. Х.: НУЦЗУ, 2022.

Навчальний посібник створено з метою полегшення переходу фахівців до нової системи проектування залізобетонних конструкцій EN 1992-1-1 (Загальні правила і правила для будівель) і EN 1992-1-2 (Загальні правила визначення вогнестійкості). Для ілюстрації вимог Єврокодів посібник містить приклади. Посібник як і Єврокоди базується на методі розрахунків за граничними станами, роз'яснює практичне застосування цих розрахунків. Важливим аспектом навчального посібника є можливість простого використання методики традиційного та протипожежного проектування.

Викладений матеріал становить практичний інтерес під час вивчення навчальної дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі» для здобувачів вищої освіти у галузі знань 26 «Цивільна безпека» зі спеціальності 261 «Пожежна безпека».

© Авторський колектив, 2022
© НУЦЗ України, 2022

ЗМІСТ

Вступ

Список літератури

Додатки

Розрахунок 1. Визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної колони

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості R60 залізобетонну колону першого поверху в багатоповерховій будівлі з масовим перебуванням людей за таких умов:

- колона 1-го поверху в будівлі із в'язями жорсткості (рис. 1.1);
- довжина колони $l = 3,5$ м, розміри перетину: ширина $b = 300$ мм, товщина $h = 300$ мм;
- колону виконано з бетону на силікатному заповнювачі класу C20/25, (характеристичний) опір бетону на стиск $f_{ck} = 18,5$ МПа, коефіцієнт надійності бетону $\gamma_c = 1,5$;
- армування залізобетонної колони складається зі сталеві арматури 4Ø16 класу A500С, (характеристичний) опір на розтяг сталеві арматури $f_{yk} = 500$ МПа, коефіцієнт надійності сталі $\gamma_s = 1,15$, відстань до осі арматури $a = 25$ мм;
- розрахункове постійне навантаження на колону складає $G_k = 300$ кН, розрахункове змінне навантаження $Q_k = 100$ кН;
- колона зазнає вогневого впливу з чотирьох сторін;
- будівля категорії С (з можливим скупченням людей), клас наслідків (відповідальності) СС2.

Мета розв'язання: перевірити залізобетонну колону на відповідність нормативному класу вогнестійкості за методикою Єврокоду.

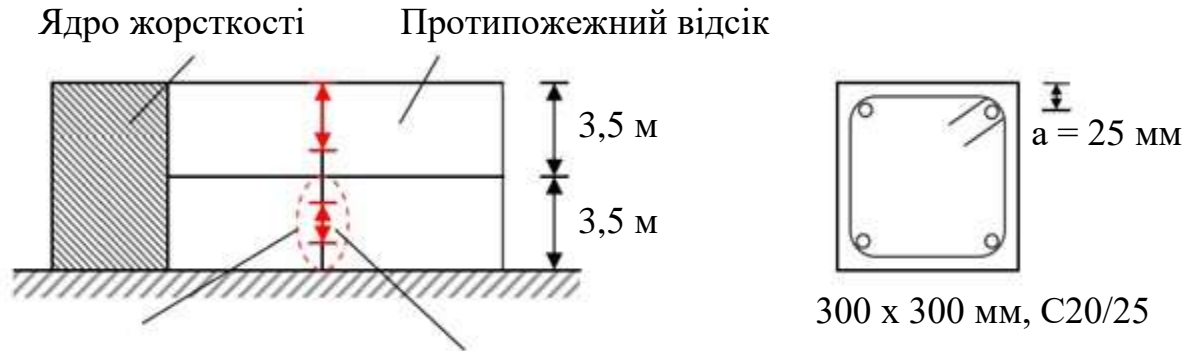
Розрахунок залізобетонної колони на вогнестійкість виконується за методом А, що запропоновано у п.5.3.2 ДСТУ-Н EN 1992-1-2.

Для цього конструкція має зберігати несучу здатність протягом нормованої тривалості пожежі $t_{fi,req}$. Це означає, що вогнестійкість конструкції $t_{fi,d}$ має бути більшою або дорівнювати нормованій тривалості пожежі, тобто $t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$.

Метод А стосується залізобетонних колон, що відповідають таким умовам:

- 1) жорсткість будівлі забезпечена в'язями жорсткості;
- 2) розрахункова довжина колони під час пожежі: $l_{0,fi} \leq 3$ м;
- 3) відстань від поверхні колони до осі поздовжньої арматури a становить від 25 мм до 80 мм;
- 4) відсоток армування колони $(A_s/A_c) \cdot 100 < 4\%$.

Клас вогнестійкості визначають за табличними даними (за мінімальною шириною та мінімальною відстанню до осі арматури) або прямим розрахунком.



Колонна 1-го поверху,
розкріплення колони в
умовах пожежі

Розрахункова довжина
в умовах пожежі

Рисунок 1.1. Загальний вигляд та поперечний переріз колони 1-го поверху

Послідовність розв'язання задачі

1. Перевірка передумов застосування метода А.
2. Перевірка класу вогнестійкості за табличним методом (за співвідношенням розрахункової міцності колони за нормальної температури та розрахункового навантаження під час пожежі).
3. Визначення межі вогнестійкості розрахунковим методом.

Приклад розв'язання

1. Перевірка передумов застосування метода А.

1.1. Визначення розрахункової довжини колони при пожежі $l_{0,fi}$.

Розрахункову довжину колони під час пожежі $l_{0,fi}$ приймають як l_0 за нормальних температур в усіх класах. Для будівель з в'язями жорсткості, якщо вплив за стандартним температурним режимом становить більше 30 хв, розрахункову довжину $l_{0,fi}$ приймають як $0,5 \cdot l$ для міжповерхових перекриттів та $0,5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 \cdot l$ для покриттів, де l – це дійсна довжина колони (від осі до осі).

У разі вогневого впливу Єврокоди рекомендують приймати меншу розрахункову довжину колон порівняно із розрахунковою довжиною колон за нормальної температури.

$$l_{0,fi} = \mu \cdot l = 0,5 \cdot 3,5 = 1,75 \text{ м.}$$

Оскільки $l_{0,fi} = 1,75 \text{ м} < 3 \text{ м}$, умова 2 виконується.

- 1.2. Перевірка передумови, щодо ступеня армування.

Визначення площі армування A_s (також див. додаток 16 практикум):

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n = \frac{3,14 \cdot 16^2}{4} \cdot 4 = 804 \text{ мм}^2,$$

де d – діаметр арматури, мм; n – кількість стрижнів.

Визначення площі поперечного перерізу колони A_c :

$$A_c = b \cdot h = 300 \cdot 300 = 90000 \text{ мм}^2.$$

Перевірка умови

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{804}{90000} = 0,0089 = 0,89\% < 4\%.$$

Умова виконується, можна використовувати табличні дані.

2. Перевірка вогнестійкості за табличним методом.

2.1. Визначення розрахункової несучої здатності колони за нормальних температур:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \\ &= 90000 \cdot \frac{18,5}{1,5} + 804 \cdot \frac{500}{1,15} = 1459565 \text{ Н} \approx 1460 \text{ кН}. \end{aligned}$$

2.2. Визначення розрахункового навантаження під час пожежі:

$$N_{Ed,fi} = K_{N,3} \cdot (G_k + \psi_{fi} \cdot Q_k) = 0,975 \cdot (300 + 0,6 \cdot 100) = 351 \text{ кН}.$$

де $K_{N,3}$ – коефіцієнт надійності за відповідальністю (за додатком 1.5 для будівель класу наслідків СС2 $K_{N,3} = 0,975$); $\psi_{fi} \equiv \psi_2$ – коефіцієнт сполучення для квазіпостійного значення змінного впливу (за додатком 1.4 для будівель категорії «С» $\psi_{fi} = 0,6$).

2.3. Визначення коефіцієнта зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі μ_{fi}

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{351}{1460} = 0,24.$$

2.4. Визначення мінімально допустимих розмірів колони та відстані до осі арматури за додатком 1.6:

Значення $\mu_{fi} = 0,24$ знаходиться в інтервалі між $\mu_{fi} = 0,2$ та $\mu_{fi} = 0,5$. Табличні значення необхідно інтерполювати. Для цього рівня навантаження значення мінімально необхідної відстані до осі арматури становить

$$a = 25 + \frac{0,24 - 0,2}{0,5 - 0,2} \cdot \frac{36 - 25}{1} = 27 \text{ мм}$$

Порівняння мінімально необхідних параметрів залізобетонної колони для забезпечення класу вогнестійкості R60 з фактичними параметрами проводять за табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Порівняння параметрів залізобетонної колони

	Ширина колони b_{min} , мм	Відстань від поверхні до осі робочої арматури a_{req} , мм
Мінімально необхідні параметри колони для забезпечення класу вогнестійкості R60	200 (300)	27
Фактичні параметри колони	300	25

Фактична ширина колони $b = 300 \text{ мм} \geq b_{min} = 200 \text{ (300) мм}$ (більше необхідної).

Фактична відстань до осі арматури $a = 25 \text{ мм} < a_{req} = 27 \text{ мм}$ (менше необхідної). Вимоги до вогнестійкості **не забезпечено**.

Клас вогнестійкості R60 не підтверджено табличним методом.

3. Визначення межі вогнестійкості розрахунковим методом

Межу вогнестійкості $t_{fi,d}$ для колон в'язевих каркасів довжиною $l_{0,fi} \leq 6 \text{ м}$ і шириною перерізу $b \geq 200 \text{ мм}$ визначають за наступною формулою (поперечний переріз армовано 4-ма поздовжніми стрижнями):

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1.8}$$

Розрахунок складових цієї формули проводять наступним чином:

$$R_{\eta fi} = 83 \cdot \left[1,00 - \mu_{fi} \cdot \frac{1 + \omega}{\frac{0,85}{\alpha_{cc}} + \omega} \right] = 83 \cdot \left[1,00 - 0,24 \cdot \frac{1 + 0,315}{\frac{0,85}{1,00} + 0,315} \right] = 60,5;$$

$$\text{де } \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{804 \cdot \frac{500}{1,15}}{90000 \cdot \frac{18,5}{1,5}} = 0,315;$$

$$R_a = 1,60 \cdot (a - 30) = 1,60 \cdot (25 - 30) = -8;$$

$$R_l = 9,60 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 9,60 \cdot (5 - 2) = 28,8,$$

де $l_{0,fi}$ – розрахункова довжина колон під час пожежі; $2 \text{ м} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ м}$; значення відповідні до $l_{0,fi} = 2 \text{ м}$ дають надійні результати для колон з $l_{0,fi} < 2 \text{ м}$;

$$R_b = 0,09 \cdot b' = 0,09 \cdot 300 = 27,$$

де $b' = \frac{2 \cdot A_c}{b + h} = \frac{2 \cdot 90000}{300 + 300} = 300$; (для прямокутного поперечного перерізу або діаметру круглого поперечного перерізу допускається $200 \text{ мм} \leq b' \leq 450 \text{ мм}$, а також $h \leq 1,5b$);

$$R_n = 0 \text{ для } n = 4,$$

де n – кількість стрижнів (при $n = 4$ працюють тільки кутові стрижні). При $n > 4$, коли працюють середні стрижні, що менше прогріваються, $R_n = 12$.

Таким чином

$$R = 120 \cdot \left(\frac{60,5 - 8 + 28,8 + 27 + 0}{120} \right)^{1,8} = 99,8 \text{ хв}.$$

Висновок. Розрахунок показав, що фактична межа вогнестійкості залізобетонної колони перевищує необхідну (60 хв) та забезпечує клас вогнестійкості R90.

Вибір варіанту курсової роботи за номером залікової книжки або списку журналу:

Параметр	Передостання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Клас вогнестійкості з/б колони, що вимагається	R60	R90	R120	R180	R240	R240	R240	R90	R120	R180
Розмір перетину колони $b \times h$, мм	300×300	350×350	400×400	450×450	500×500	550×550	600×600	300×300	400×400	500×500
Клас бетону	C25/30	C25/30	C25/30	C30/35	C30/35	C32/40	C32/40	C25/30	C25/30	C30/35
Розрахунковий опір бетону на стиск f_{ck} , МПа	17,0	17,0	17,0	19,5	19,5	22,0	22,0	17,0	17,0	19,5
Коефіцієнт надійності бетону, γ_c	1,5									
	Остання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Розрахункове постійне навантаження, G_k , кН	300	350	400	450	500	550	600	350	400	450
Розрахункове змінне навантаження, Q_k , кН	100	150	200	250	300	300	350	200	250	300
Довжина колони l , м	3,0	3,6	3,9	4,2	4,5	5,7	6,0	4,8	5,1	6,0
Відстань до осі арматури a , мм	25	25	30	30	35	35	35	30	30	35
Армування	4Ø20	4Ø20	4Ø25	4Ø25	4Ø28	8Ø30	8Ø30	4Ø25	4Ø25	8Ø28
Розрахунковий опір сталевій арматурі, f_{yk} , МПа	365									
Коефіцієнт надійності сталі, γ_s	1,15									

Розрахунок 2. Визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної балки

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості R60 залізобетонну балку за таких умов:

– балка розглядається як вільно оперта, довжина прольоту балки $l = 6$ м, розміри прямокутного перерізу балки: ширина $b = 300$ мм, товщина $h = 600$ мм (рис. 3.1);

– балку виконано з бетону на силікатному заповнювачі C20/25, (характеристичний) опір бетону на стиск $f_{ck} = 18,5$ МПа, коефіцієнт надійності бетону $\gamma_c = 1,5$;

– армування залізобетонної балки складається з арматури $4\text{Ø}25$ класу А500С ($A_s = 1964$ мм²), (характеристичний) опір сталевий арматури $f_{yk} = 500$ МПа, коефіцієнт надійності сталі $\gamma_s = 1,2$;

– відстань від нижньої поверхні до осі арматури $a_1 = 45$ мм; відстань від бокових поверхонь до осі арматури $a_2 = 60$ мм;

– розрахункове постійне навантаження на балку складає $g_k = 20$ кН/м², розрахункове змінне навантаження – $q_k = 10$ кН/м²;

– балка зазнає вогневого впливу з трьох сторін – знизу та з боків;

– будівля категорії С (з можливим скупченням людей), коефіцієнт сполучення для квазіпостійного значення змінного впливу – $\psi_2 = 0,7$.

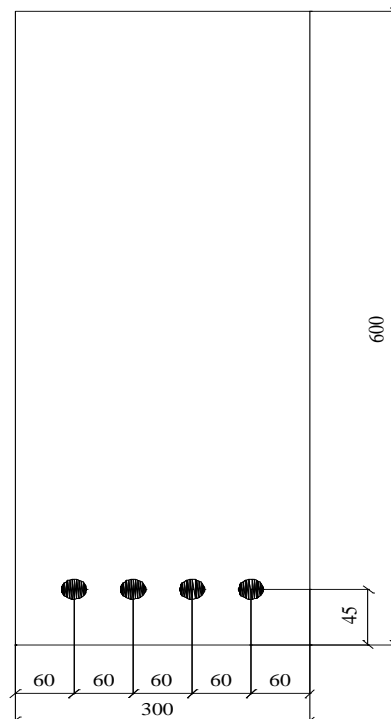


Рисунок 2.1. Поперечний переріз балки

Мета розв'язання задачі: перевірити залізобетонну балку на відповідність нормативному класу вогнестійкості за методикою Єврокоду.

Розрахунок балки на вогнестійкість виконується за методами, що запропоновані у ДСТУ-Н EN 1992-1-2:

- табличний метод;
- зонний метод.

I. Перевірка вогнестійкості за зонним методом

Приклад розв'язання задачі

За допомогою додатка 3.3 визначають мінімально допустимі параметри залізобетонних балок, що забезпечують для них необхідний клас вогнестійкості. Після цього порівнюючи задані параметри обраної залізобетонної балки з табличними можна зробити висновок про її відповідність заданому класу вогнестійкості.

Порівняння мінімально необхідних параметрів залізобетонної балки для забезпечення класу вогнестійкості R60 з фактичними параметрами проводять за табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Порівняння параметрів вільно опертої залізобетонної балки

	Ширина балки b_s , мм	Осьова відстань між нижнім рядом робочої арматури до поверхні плити a , мм
Мінімально необхідні параметри балки для забезпечення вогнестійкості R60	120	40
Фактичні параметри балки	300	45

Фактична ширина балки $b_s = 300 \text{ мм} > b_{min} = 120 \text{ мм}$ (більше необхідної).

Фактична відстань до осі арматури $a = 45 \text{ мм} > a_{req} = 40 \text{ мм}$ (більше необхідної).

Згідно із даними табл. 2 можна побачити, що реальні розміри балки є більшими за мінімально необхідні для забезпечення класу R60, а значить вони забезпечують клас вогнестійкості R60.

Клас вогнестійкості R60 підтверджено табличними даними.

II. Перевірка вогнестійкості за зонним методом

Як альтернативний метод оцінки класу вогнестійкості за граничним станом втрати несучої здатності для залізобетонних згинальних елементів (балок, плит) застосовується зонний метод.

Зонний метод полягає у розділенні перерізу конструкції на ушкоджені зони, не здатні опиратися силовій дії механічного навантаження, та зони, які опираються механічним навантаженням на рівні ненагрітого бетону.

Даний метод заснований на виконанні наступних процедур.

1. При прогріванні конструкції товщина перерізу ділиться на n паралельних зон однакової товщини, де $n \geq 3$ (при симетричному нагріванні з двох боків на n паралельних зон ділиться половина товщини перерізу).

2. Для кожної з зон визначається середня температура.

3. Визначається відповідний коефіцієнт зниження опору на стиск для кожної із зон за діаграмою зниження міцності бетону у залежності від температури.

4. Визначається середній коефіцієнт зниження для перерізу елемента, включаючи коефіцієнт $(1-0,2/n)$.

5. Визначається ширина пошкодженої зони a_z перерізу залізобетонного згинального елемента (балки, плити).

6. Після визначення ушкодженої зони, визначається зменшений переріз елемента. Властивості бетону у зменшеному перерізі відповідають бетону у ненагрітому стані. При розрахунку також враховується і арматурні стрижні, навіть якщо вони не входять до неушкодженої частини перерізу. За даними температури у арматурних стрижнях враховується зниження міцності арматурної сталі.

7. Визначається температура арматурних стрижнів в розтягнутій або стиснутій зонах згинального елемента. Далі визначається зменшена міцність арматури в залежності від температури згідно з діаграмами деформування.

8. Використовуючи приведений у такий спосіб переріз, складають нову розрахункову схему із зниженою міцністю бетону. Арматурні стрижні незалежно від того чи потрапляють вони до приведенного перерізу елемента враховують, застосовуючи знижену міцність арматурної сталі у залежності від їх температури нагріву під тепловим впливом пожежі із номінальним температурним режимом.

9. Далі проводять розрахунок згинального моменту поперечного перерізу залізобетонного згинального елемента в умовах пожежі з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону. Отримане значення згинального моменту характеризує несучу здатність згинального елемента в умовах стандартної пожежі при заданому класі вогнестійкості, тобто це максимальний згинальний момент, який витримує згинальний елемент при заданих вимогах вогнестійкості.

10. Отримане значення згинального моменту залізобетонного елемента в умовах пожежі з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону порівнюється із розрахунковим згинальним моментом цього елемента в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень, що впливають на нього згідно з розрахунковою схемою. Якщо обчислене значення моменту з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону більше, це означає, що заданий клас вогнестійкості забезпечений.

Послідовність розв'язання задачі

1. Визначення розрахункового сполучення навантажень згинального елемента.
2. Визначення максимального згинального моменту в нормальних умовах.
3. Визначення коефіцієнта зниження під час пожежі.
4. Визначення розрахункового згинального моменту в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень.
5. Визначення ширини пошкодженої зони перерізу згинального елемента.
6. Визначення температури арматурних стрижнів в розтягнутій або стиснутій зонах та зменшення їх міцності.
7. Виконання розрахунку згинального елемента на вогнестійкість з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону.
8. Порівняння згинального моменту $M_{Rd,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону з розрахунковим згинальним моментом $M_{Ed,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень.
9. Обґрунтування висновку про відповідність класу вогнестійкості залізобетонного згинального елемента.

Перевірка вогнестійкості залізобетонної балки зонним методом за ДСТУ-Н EN 1992-1-2.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення розрахункового навантаження в залізобетонній балці при вогневому впливі.

При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних впливів, часткові коефіцієнти надійності для першої групи граничних станів приймають згідно з національним додатком [1(табл. А1.1, А1.2)].

Розрахункове сполучення навантажень F_d розраховується двома способами [1 (6.10а, 6.10b)]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot q_{k,i} &= \\ &= 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 10 = 30,5 \text{ кН / м}^2; \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot q_{k,i} &= \\ &= 0,85 \cdot 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10 = 37,95 \text{ кН / м}^2, \end{aligned}$$

де $g_{k,j}$ – характеристичне значення питомого постійного навантаження;

$q_{k,1}$ – характеристичне значення провідного питомого перемінного навантаження;

$q_{k,i}$ – характеристичне значення супутнього питомого перемінного навантаження;

$\gamma_{G,j}$ – частковий коефіцієнт надійності постійного навантаження, $\gamma_{G,j} = 1,35$;

$\gamma_{Q,1}$, $\gamma_{Q,i}$ – часткові коефіцієнти надійності 1 (провідного) та супутніх перемінних навантажень, $\gamma_{Q,1} = 1,5$;

γ_P – частковий коефіцієнт дії попереднього напруження;

P – відповідна репрезентативна величина дії попереднього напруження;

$\psi_{0,i}$ – коефіцієнт сполучення навантажень для характеристичних значень змінного впливу, $\psi_{0,1} = 0,7$;

ξ – коефіцієнт зниження для несприятливого постійного навантаження, $\xi = 0,85$.

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обирають менш сприятливий варіант, тобто у розглянутому випадку використовується формула з більшим значенням:

$$F_d = 37,95 \text{ кН} / \text{м}^2 > 30,5 \text{ кН} / \text{м}^2 .$$

2. Визначення максимального згинального моменту в нормальних умовах.

Максимальний згинальний момент M_{Ed} при рівномірно розподіленому навантаженні в нормальних умовах дорівнює:

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot l^2}{8} = \frac{37,95 \cdot 6^2}{8} = 170,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Визначення коефіцієнта зниження під час пожежі.

Коефіцієнт зниження η_{fi} , що визначає рівень навантаження під час пожежі, для сполучень навантажень розраховують двома способами [2 (2.5a, 2.5b)]:

$$\eta_{fi} = \frac{g_k + \psi_{fi} \cdot q_{k,1}}{\gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot q_{k,1}} = \frac{20 + 0,6 \cdot 10}{1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 10} = 0,693;$$

$$\eta_{fi} = \frac{g_k + \psi_{fi} \cdot q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q,1} \cdot q_{k,1}} = \frac{20 + 0,6 \cdot 10}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10} = 0,684,$$

де ψ_{fi} – коефіцієнт сполучення навантажень для циклічних та квазіпостійних значень, наведених як $\psi_{fi} \equiv \psi_{2,1} = 0,6$ згідно з EN 1991-1-2;

Для подальших розрахунків приймається найменше значення з наведених формул, тобто $\eta_{fi} = 0,684$.

4. Визначення розрахункового згинального моменту (фактичного) в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень.

Розрахунковий згинальний момент $M_{Ed,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень визначають як:

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,684 \cdot 170,8 = 117 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5. Визначення ширини пошкодженої зони перерізу згинального елемента.

Оскільки балка прогривається симетрично з протилежних сторін половину товщини стінки (ширини балки) w розділяється на три паралельні зони однакової товщини (рис. 3.2):

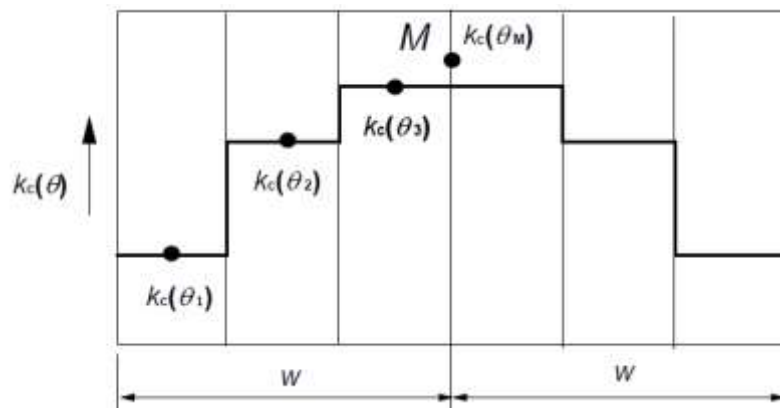


Рисунок 3.2. Схема розділення перерізу на зони однакової ширини

Точка M – довільна точка на центральній лінії еквівалентної стінки, якою користуються для визначення зменшеного опору на стиск всього приведенного поперечного перерізу.

У випадку, що розглядається $w = 150$ мм, а ширина кожної зони складає $w/3 = 50$ мм.

6. Визначення середньої температури для кожної зони.

Вибір графіка температурних кривих з додатку 3.1 у відповідності до заданого перерізу балки ($h = 600$ мм; $b = 300$ мм) та класу вогнестійкості, який розглядається (R60).

Визначення температури для середини кожної зони, відповідно на 25 мм (θ_1), 75 мм (θ_2), 125 мм (θ_3), а також для центру всього перерізу на 150 мм (θ_M) (див. додаток 3.1):

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 445 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \theta_2 &= 135 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \theta_3 &= 100 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \theta_M &= 100 \text{ }^\circ\text{C}. \end{aligned}$$

7. Визначення коефіцієнтів зниження опору на стиск.

Відповідні коефіцієнти зниження опору на стиск $k_c(\theta_i)$ визначають за допомогою додатка 3.2 та методу лінійної інтерполяції:

$$k_c(\theta_1) = 0,75 + \frac{445 - 400}{500 - 400} \cdot \frac{0,6 - 0,75}{1} = 0,68;$$

$$k_c(\theta_2) = 0,98;$$

$$k_c(\theta_3) = 0,99;$$

$$k_c(\theta_M) = 0,99.$$

Отримані результати зручно звести у таблицю (табл. 3.2)

Таблиця 3.2 – Коефіцієнти зниження міцності бетону у зонах залізобетонної балки

Номер шару бетону у перерізі балки	1	2	3	4
Відстань від поверхні, мм	25	75	125	150
Середня температура шару, θ , °C	445	135	100	100
Коефіцієнт зниження міцності бетону, $k_c(\theta)$	0,68	0,98	0,99	0,99

8. Визначення середнього коефіцієнта зниження міцності бетону.

Середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини перерізу $k_{c,m}$, що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони визначають, за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) = \frac{(1-0,2/3)}{3} (0,68 + 0,98 + 0,99) = 0,824.$$

9. Визначення ширини пошкодженої зони

Ширину пошкодженої зони a_z перерізу балки визначають за формулою:

$$a_z = w \cdot \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] = 150 \cdot \left[1 - \frac{0,824}{0,99} \right] = 25 \text{ мм.}$$

З розрахунку видно, що ширина пошкодженої зони бетону не досягає арматури. Також це означає, що розміри поперечного перерізу балки зменшились на величину $a_z = 25$ мм з тих сторін, що зазнають вогневого впливу. Так як вогневий вплив здійснюється з трьох сторін, то відповідно, змінюються розрахункові розміри балки (рис. 3.2):

– ширина $b_{fi} = 300 - 2 \cdot 25 = 250$ мм;

– висота $h_{fi} = 600 - 25 = 575$ мм.

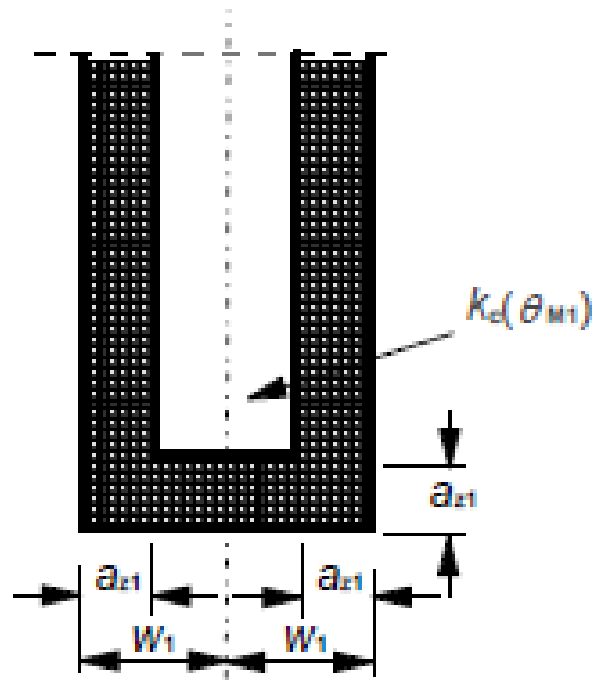


Рисунок 3.2. Приведений поперечний переріз балки

10. Визначення температури арматурних стрижнів.

Температуру в кутових та середніх арматурних стрижнях визначають за допомогою діаграми (додаток 3.1)

- кутові стрижні $\theta_1 = 370$ °С;
- середні стрижні $\theta_2 = 290$ °С.

11. Визначення середнього коефіцієнта зниження.

Відповідні коефіцієнти зниження міцності арматури в залежності від температури $k_s(\theta)$ визначають, виходячи з наступних залежностей:

$k_s(\theta) = 1,0$	для 20 °С $\leq \theta \leq 100$ °С
$k_s(\theta) = 0,7 - 0,3(\theta - 400)/300$	для 100 °С $< \theta \leq 400$ °С
$k_s(\theta) = 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100$	для 400 °С $< \theta \leq 500$ °С
$k_s(\theta) = 0,1 - 0,47(\theta - 700)/200$	для 500 °С $< \theta \leq 700$ °С
$k_s(\theta) = 0,1(1200 - \theta)/500$	для 700 °С $< \theta \leq 1200$ °С

Відповідно:

$$k_{s1}(\theta) = 0,7 - 0,3 \cdot \frac{370 - 400}{300} = 0,73;$$

$$k_{s2}(\theta) = 0,81.$$

Зменшену міцність арматури залежно від температури стрижнів визначають за формулами:

$$f_{sd,fi}(\theta_m) = f_{sd} \cdot k_v(\theta);$$

$$f_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,2} = 417 \text{ МПа};$$

$$k_v(\theta) = \frac{2 \cdot \sum k_{si}(\theta)}{n_v} = \frac{2 \cdot (0,73 + 0,81)}{4} = 0,77,$$

де θ – температура i -того арматурного стрижня;

$f_{sd,fi}$ – розрахунковий опір арматури на розтяг при пожежі, МПа;

f_{sd} – розрахунковий опір арматури на розтяг, МПа;

f_{yk} – нормативний опір сталеві арматури, МПа;

$k_v(\theta)$ – середній коефіцієнт зниження міцності v -того арматурного ряду;

$k_{si}(\theta)$ – коефіцієнт зниження міцності i -го стрижня для температури θ ;

2 – коефіцієнт симетрії;

n_v – кількість арматурних стрижнів у v -тому арматурному ряді.

$$f_{sd,fi}(\theta_m) = 417 \cdot 0,77 = 321,1 \text{ МПа}.$$

12. Розрахунок балки на вогнестійкість.

Розрахунок балки на вогнестійкість виконують як для нормальних температур, користуючись розрахунковою схемою (див. рис. 3.3).

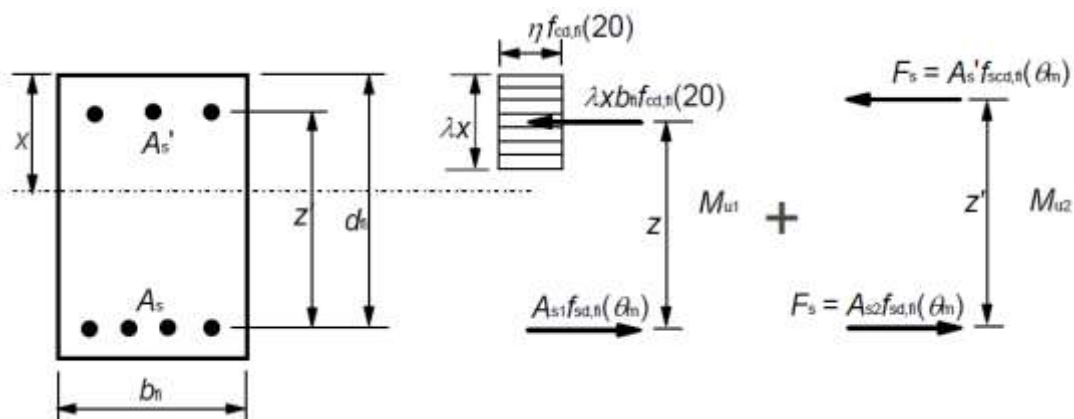


Рисунок 3.3. Розподіл напружень при критичній несучій здатності прямокутного залізобетонного перерізу зі стиснутим армуванням

Граничну несучу здатність приведенного перерізу зі зниженою міцністю арматури визначають за наступними формулами:

$$\lambda \cdot x = \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta)}{f_{cd,fi} \cdot b_{fi}};$$

$$f_{cd,fi} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18,5}{1,5} = 12,33 \text{ МПа};$$

$$\lambda \cdot x = \frac{1964 \cdot 321,1}{12,33 \cdot 250} = 205 \text{ мм};$$

$$z = d_{fi} - 0,5 \cdot \lambda \cdot x;$$

$$d_{fi} = h - a = 600 - 45 = 555 \text{ мм};$$

$$z = 555 - 0,5 \cdot 205 = 452 \text{ мм},$$

де $\lambda \cdot x$ – розмір зони бетону в перерізі, що працює на стиск, мм;
 $f_{cd,fi}$ – розрахунковий опір бетону, МПа;
 z – плече дії стискальних навантажень в перерізі, мм

Граничний згинальний момент в умовах пожежі $M_{Rd,fi}$ з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону (який відповідає несучій здатності балки) визначають за формулою:

$$M_{Rd,fi} = M_{u1} = A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta) \cdot z = 1964 \cdot 321,1 \cdot 452 \cdot 10^{-6} = 285 \text{ кНм}.$$

Порівняння граничного згинального моменту $M_{Rd,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону з розрахунковим (фактичним) згинальним моментом $M_{Ed,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень:

$$M_{Rd,fi} = 285 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed,fi} = 117 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Висновок. Розрахунок зонним методом показав, що для залізобетонної балки клас вогнестійкості **R60** забезпечено.

Вибір варіанту курсової роботи за номером залікової книжки:

Параметр	Передостання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Клас вогне-стійкості з/б балки, що вимагається	R60	R90	R90	R120	R150	R150	R150	R90	R120	R150
Ширина балки b , мм	160	160	300	300	500	500	500	160	300	500
Товщина балки h , мм	300	300	600	600	800	800	800	300	600	800
Відстань до осі арматури a , мм	35	40	45	50	60	60	60	40	55	60
Клас бетону	C25/30	C25/30	C25/30	C30/35	C30/35	C32/40	C32/40	C25/30	C25/30	C30/35
Розрахунковий опір бетону f_{ck} , МПа	17,0	17,0	17,0	19,5	19,5	22,0	22,0	17,0	17,0	19,5
Коефіцієнт надійності бетону, γ_c	1,5									
	Остання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Розрахункове постійне навантаження, g_k , Н/м ²	12	16	18	21	23	30	25	14	20	28
Розрахункове змінне навантаження, q_k , кН/м ²	2	4	6	10	12	16	15	4	8	14
Довжина прольоту балки l , м	4,6	5	5	5	5,6	6	6	5	5	5,6

Розрахунок 4. Визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної плити

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості R60 залізобетонну плиту за таких умов:

- плита розглядається як вільно оперта, довжиною $l = 5$ м, плита прямокутного перерізу шириною $b = 1$ м, товщина $h = 200$ мм;
- плиту виконано з бетону на силікатному заповнювачі C20/25, нормативний опір бетону $f_{ck} = 18,5$ МПа, коефіцієнт надійності бетону $\gamma_c = 1,5$;
- армування залізобетонної плити складається з гарячекатаної арматури $7\text{Ø}10$ класу N ($A_s = 5,5$ см²), нормативний опір сталеві арматури $f_{yk} = 500$ МПа, коефіцієнт надійності сталі $\gamma_s = 1,15$;
- відстань від нижньої поверхні до осі арматури $a_1 = 25$ мм;
- розрахункове постійне навантаження на балку складає $g_k = 6$ кН/м², розрахункове змінне навантаження – $q_k = 3$ кН/м²;
- плита зазнає вогневого впливу знизу;
- будівля категорії С (з можливим скупченням людей), клас наслідків (відповідальності) СС2.

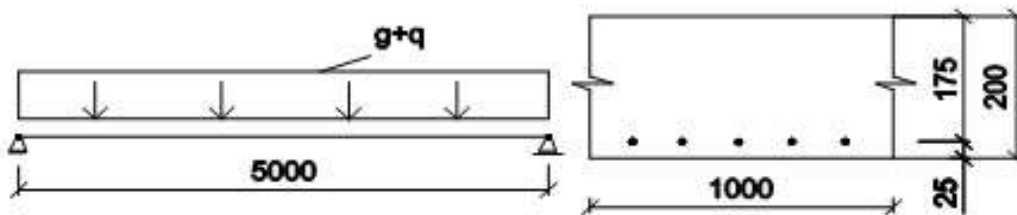


Рисунок 4.1. Розрахункова схема плити

Мета розв’язання задачі: ознайомитися з методом перевірки суцільної залізобетонної плити на відповідність визначеному класу вогнестійкості за методикою Єврокоду.

Розрахунок суцільної залізобетонної плити на вогнестійкість виконується за методами, що запропоновані у ДСТУ-Н EN 1992-1-2:

- табличний метод;
- зональний метод.

I. Перевірка вогнестійкості за табличним методом

Приклад розв’язання задачі

За допомогою додатка 4.1 визначають мінімально допустимі параметри залізобетонних плит, що забезпечують для них необхідний клас вогнестійкості. Після цього порівнюючи задані параметри обраної залізобетонної плити з

табличними можна зробити висновок про її відповідність заданому класу вогнестійкості.

Порівняння мінімально необхідних параметрів суцільної залізобетонної плити для забезпечення класу вогнестійкості R60 з фактичними параметрами проводять за табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Порівняння параметрів вільно опертої суцільної залізобетонної плити

	Ширина балки b_s , мм	Осьова відстань між нижнім рядом робочої арматури до поверхні плити a , мм
Мінімально необхідні параметри балки для забезпечення класу вогнестійкості R60	80	20
Фактичні параметри балки	200	25

Фактична товщина плити $h_{s,prev} = 200$ мм $>$ $h_{s,req} = 80$ мм (більше необхідної). Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Фактична відстань до осі арматури $a_{prev} = 25$ мм $>$ $a_{req} = 20$ мм (більше необхідної). Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Згідно із даними табл. 4.1 можна побачити, що реальні розміри плити є більшими за мінімально необхідні для забезпечення класу R60, а значить вони забезпечують клас вогнестійкості R60.

Клас вогнестійкості R60 підтверджено табличними даними.

II. Перевірка вогнестійкості за зональним методом

Приклад розв'язання задачі

Перевірку вогнестійкості суцільної залізобетонної плити зональним методом проводять за ДСТУ-Н EN 1992-1-2.

4.1. Визначення розрахункового навантаження в залізобетонній балці при вогневому впливі.

При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних впливів, часткові коефіцієнти надійності для першої групи граничних станів приймають згідно з національним додатком [1(таб. A1.1, A1.2)].

Розрахункове сполучення навантажень F_d розраховується двома способами [1 (6.10a, 6.10b)]:

$$\begin{aligned} & \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} = \\ & = 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3 = 11,25 \text{ кН} / \text{м}^2; \\ & \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} = \\ & = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 3 = 11,385 \text{ кН} / \text{м}^2. \end{aligned}$$

де $g_{k,j}$ – характеристичне значення питомого постійного навантаження;

$q_{k,1}$ – характеристичне значення провідного питомого перемінного навантаження;

$q_{k,i}$ – характеристичне значення супутнього питомого перемінного навантаження;

$\gamma_{G,j}$ – частковий коефіцієнт надійності постійного навантаження, $\gamma_{G,j} = 1,35$;

$\gamma_{Q,1}$, $\gamma_{Q,i}$ – часткові коефіцієнти надійності 1 (провідного) та супутніх перемінних навантажень, $\gamma_{Q,1} = 1,5$;

γ_P – частковий коефіцієнт дії попереднього напруження;

P – відповідна репрезентативна величина дії попереднього напруження;

$\psi_{0,i}$ – коефіцієнт сполучення навантажень для характеристичних значень змінного впливу, $\psi_{0,1} = 0,7$;

ξ – коефіцієнт зниження для несприятливого постійного навантаження, $\xi = 0,85$.

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обирають менш сприятливий варіант, тобто у розглянутому випадку використовується формула з більшим значенням:

$$F_d = 11,385 \text{ кН} / \text{м}^2 > 11,25 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

4.2. Розрахункова довжина залізобетонної плити перекриття дорівнює:

$$L_0 = L - 2 \cdot c_1 = 5 - 2 \cdot 0,12 = 4,76 \text{ м}.$$

4.3. Визначення максимального згинального моменту M_{Ed} при рівномірно розподіленому навантаженні в нормальних умовах проводять за формулою:

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot b \cdot L_0^2}{8} = \frac{11,385 \cdot 1 \cdot 4,76^2}{8} = 32,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4.4. Визначення коефіцієнта зниження під час пожежі.

Коефіцієнт зниження η_{fi} , що визначає рівень навантаження під час пожежі, для сполучень навантажень розраховують двома способами [2 (2.5a, 2.5b)]:

$$\eta_{fi} = \frac{K_{N,3} \cdot (g_k + \psi_{fi} q_{k,1})}{K_{N,1} \cdot (\gamma_G g_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6,0 + 0,6 \cdot 3,0)}{1,100 \cdot (1,35 \cdot 6,0 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3,0)} = 0,6145;$$

$$\eta_{fi} = \frac{K_{N,3} \cdot (g_k + \psi_{fi} q_{k,1})}{K_{N,1} \cdot (\xi \cdot \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q,1} q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6,0 + 0,6 \cdot 3,0)}{1,100 \cdot (0,85 \cdot 1,35 \cdot 6,0 + 1,5 \cdot 3,0)} = 0,6065.$$

де $K_{N,3}$, $K_{N,1}$ – коефіцієнти надійності за відповідальністю (за додатком 1.5 для конструкції категорії А будівлі класу наслідків СС2 $K_{N,1} = 1,100$; $K_{N,3} = 0,975$); $\psi_{fi} \equiv \psi_2$ – коефіцієнт сполучення для квазіпостійного значення змінного впливу (за додатком 1.4 для будівель категорії «С» $\psi_{fi} = 0,6$).

Для подальших розрахунків приймається найменше значення з наведених формул, тобто $\eta_{fi} = 0,6065$.

4.5. Визначення розрахункового згинального моменту в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень.

Розрахунковий згинальний момент $M_{Ed,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень визначають як:

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,6065 \cdot 32,3 = 19,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4.6. Визначення температури арматурних стрижнів.

Температуру в арматурних стрижнях суцільної залізобетонної плити, заглиблених на 25 мм, для класу вогнестійкості R60 визначають за допомогою діаграми (Додаток 4.2).

Температура арматури при $a = 25$ мм: $\theta \approx 460$ °С.

4.7. Визначення коефіцієнта зниження міцності сталі, який дорівнює:

$$k_s = f_{s,\theta} / f_{ck},$$

проводять за допомогою додатка 4.3 методом лінійної інтерполяції для значення температури арматури $\theta = 460$ °С:

$$k_s = 0,75 + \frac{460 - 400}{500 - 400} \cdot \frac{0,6 - 0,75}{1} = 0,66.$$

4.8. Визначення розподілу напружень досліджують за рис. 4.2.

Відповідно до ДСТУ-Н EN 1992-1-1 для класів бетону до C50/60 приймають такі значення: $\lambda = 0,8$; $\eta = 1,0$.

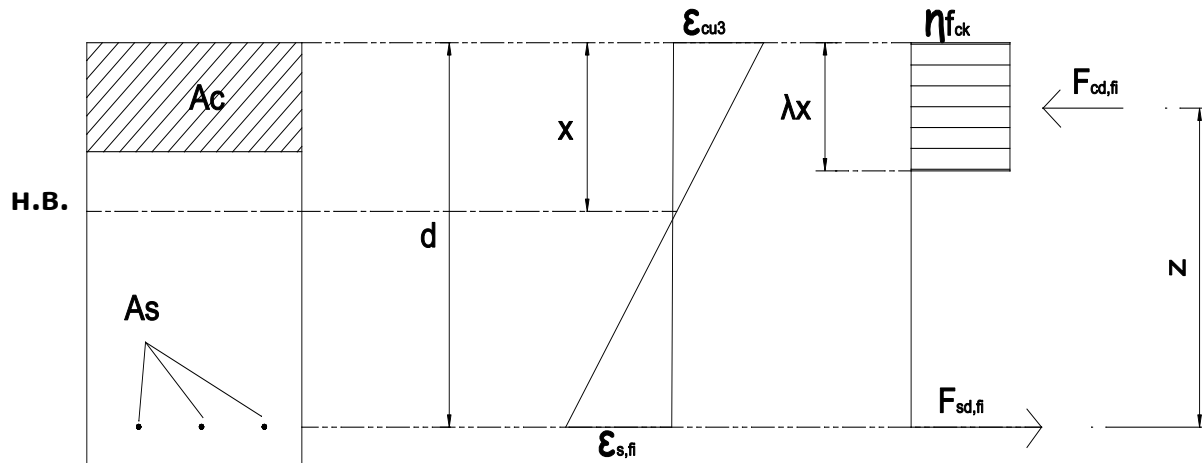


Рисунок 4.2. Розрахункова схема зусиль у перерізі плити

4.8. Визначення зусиль в арматурі розтягнутої зони залізобетонної плити для забезпечення класу вогнестійкості R60 при стандартному режимі пожежі:

$$F_{sd,fi} = A_s \cdot k_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 5,24 \cdot 10^{-4} \cdot 0,66 \cdot \frac{500 \cdot 10^6}{1,15} = 150365 \text{ H} = 150,4 \text{ кН}.$$

Відповідно до умов рівноваги (рис. 4.2) та з урахуванням епюри напружень:

$$F_{cd,fi} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{ck} = F_{sd,fi};$$

$$\lambda \cdot x = \frac{F_{sd,fi}}{b \cdot \eta \cdot f_{ck}} = \frac{150,4}{100 \cdot 1 \cdot 18,5} = 0,08 \text{ см};$$

звідки

$$x = \frac{0,08}{\lambda} = \frac{0,08}{0,8} = 0,1 \text{ см};$$

$$z = h_s - c - \frac{x}{2} = 20 - 2,5 - \frac{0,1}{2} = 17,45 \text{ см},$$

де $\lambda \cdot x$ – розмір зони бетону в перерізі, що працює на стиск, мм;

$f_{cd,fi}$ – розрахунковий опір бетону, МПа;

z – плече дії стискальних навантажень в перерізі, мм

Граничний згинальний момент в умовах пожежі $M_{Rd,fi}$ з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону (який відповідає несучій здатності плити) визначають за формулою:

$$M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} \cdot z = 150,4 \cdot 0,1745 = 26,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Порівняння граничного згинального моменту $M_{Rd,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону з розрахунковим (фактичним) згинальним моментом $M_{Ed,fi}$ в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень:

$$M_{Rd,fi} = 26,25 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed,fi} = 19,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Висновок. Розрахунок зонним методом показав, що для суцільної залізобетонної плити клас вогнестійкості **R60** забезпечено.

Примітки: 1) оскільки стиснута зона не зазнає вогневого впливу, визначати ширину пошкодженої зони a_z не потрібно;

2) для звичайних згинальних конструкцій з мінімальними розмірами перевірка на дію поперечної сили не потрібна.

№ залікової книжки: 00

Вибір варіанту курсової роботи за номером залікової книжки:

Параметр	Передостання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Клас вогнестійкості з/б плити, що вимагається	REI 45	REI 45	REI 60	REI 90	REI 120	REI 120	REI 120	REI 45	REI 60	REI 90
Клас бетону	C25/30	C25/30	C25/30	C30/35	C30/35	C32/40	C32/40	C25/30	C25/30	C30/35
Розрахунковий опір бетону f_{ck} , МПа	17,0	17,0	17,0	19,5	19,5	22,0	22,0	17,0	17,0	19,5
Відстань до осі арматури a , мм	20	20	25	25	30	30	30	20	25	25
	Остання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Розрахункове постійне навантаження, g_k , кН/м ²	4	5	5	6	5	6	7	5	5	4
Розрахункове змінне навантаження, q_k , кН/м ²	1	1	2,5	2	3,5	4	4	1	2	3
Довжина плити l_0 , м	5,1	5,4	5,7	5,7	6,0	6,3	7,2	5,4	5,7	6,3
Ширина плити b , м	1,0	1,2	1,2	1,5	1,8	2,4	1,8	1,0	1,5	1,8
Товщина плити h , мм	180	180	180	200	200	200	200	180	200	200

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT).
2. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT).
3. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2. Практичний посібник / В.Г. Поклонський, О.А. Фесенко, В.Г. Тарасюк та ін. – К.: Інтертехнологія, 2016. – 83 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.

ДОДАТКИ**Додаток 1.1****Коефіцієнти надійності матеріалів для граничних станів (Таблиця А.4)**

Вид матеріалу	Перша група ^{*)}		Друга група		
	γ_c	γ_{ct} ^{**)}	γ_c	γ_{ct}	γ_s
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5/1,3	-	1,0	-
Стрижнева арматура класів					
A240 ^{***)} , A-1	-	-	1,05	-	1,0
A400, A-III діаметром від 6 мм до 40 мм	-	-	1,10	-	1,0
A500С діаметром:					
- від 8 мм до 22 мм	-	-	1,15	-	1,0
- від 25 мм до 32 мм	-	-	1,20	-	1,0
A600, A600С, A600К, A800, A800К, A800СК, A1000	-	-	1,20	-	1,0
Арматура класів:					
B, Bp	-	-	1,25	-	1,0
B500	-	-	1,20	-	1,0
Арматурні канати К-7 та К-15 (К1400 та К1500)	-	-	1,20	-	1,0
*) Для розрахунку за першою групою граничних станів під час аварійних навантажень та розрахунку на прогресуюче обвалення приймають такі коефіцієнти надійності матеріалів: $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_{ct} = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$.					
**) У чисельнику приведені коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd}, 0,05$, у знаменнику - коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd}, 0,95$					
***) Арматурний прокат класів А 240С, А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 приймають згідно з ДСТУ 3760. Сталь гарячекатану для армування залізобетонних конструкцій класу А-III (А400) приймають згідно з ГОСТ 5781. Сталь для армування бетону класу В500 приймають згідно з ДСТУ EN 10080.					

Додаток 1.2**Коефіцієнти надійності для матеріалів при граничних станах (Таблиця 2.1N)**

Розрахункові випадки	γ_c для бетону	γ_s для арматурної сталі	γ_s для попередньо напруженої сталі
Довготривалий і короткотривалий	1,5	1,15	1,15
Аварійний	1,2	1,0	1,0

Додаток 1.3**Розрахункові величини дій (STR/GEO)**

Постійні та перехідні розрахункові ситуації (*)	Постійні дії		Провідна перемінна дія	Супутні перемінні дії (**)	
	Несприятлива	Сприятлива		Головні	Інші
Відповідає (6.10a)	1,35 Gkj, sup	1,0 Gkj, inf		1,5 $\psi_{0,1}Q_{k,1}$	1,5 $\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Відповідає (6.10b)	1,15 Gkj, sup	1,0 Gkj, inf	1,5 $Q_{k,1}$		1,5 $\psi_{0,i}Q_{k,i}$

(*) Згідно ДСТУ-Н Б EN 1990:2008.

(**) Перемінні дії – дії, що розглянуті в таблиці А 1.1.

Додаток 1.4

**Значення коефіцієнтів сполучення ψ для будівель
(ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010)**

Корисні зони споруд за категоріями використання (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Категорія А: житлові приміщення	0,7	0,5	0,35
Категорія В: офісні приміщення	0,7	0,5	0,35
Категорія С: приміщення з можливим скупченням людей	0,7	0,7	0,6
Категорія D: торгівельні площі	0,7	0,7	0,6
Категорія Е: складські приміщення	1,0	0,9	0,8
Категорія F: проїзна частина для транспортних засобів вагою:			
а) не більше 30 кН	0,7	0,7	0,6
б) більше 30 кН, але не більше 160 кН	0,7	0,5	0,3
Категорія Н: дахи	0,7	0	0
Снігові навантаження на будівлях (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3)	0,6	0,5	0,3
Вітрові навантаження на будівлях (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Тепловий вплив (без пожежі) в будівлях (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-50,6)0,5	0,6	0,5	0

Примітка:

ψ_0 – коефіцієнт сполучення для характеристичного значення змінного впливу.

ψ_1 – коефіцієнт сполучення для циклічного значення змінного впливу.

ψ_2 – коефіцієнт сполучення для квазіпостійного значення змінного впливу.

Додаток 1.5**Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю K_N [4, таб.5]**

Клас споруди	Категорія відповідальності конструкції	Значення коефіцієнтів K_N , які використовуються в розрахункових ситуаціях		
		усталених (1)	перехідних (2)	аварійних (3)
СС3 значні наслідки	А	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	В	1,150	0,950	
СС2 середні наслідки	А	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	В	1,000	0,925	
СС1 незначні наслідки	А	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	В	0,950	0,900	

Примітка:

- А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до непридатності до експлуатації будівлі (споруди) чи її частини (А1 – головні несучі конструкції);
- Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А;
- В – конструкції, відмова яких не призводить до порушення функціонування будівлі (споруди) в цілому або інших конструкцій або їх елементів.

Додаток 1.6**Мінімальні розміри колони та відстань до осі арматури для колон прямокутного та круглого перерізів**

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм.			
	Ширина колони/ відстань до осі робочої арматури, b_{min}/a			
	Колона, що зазнає впливу більше ніж з однієї сторони			Зазнає впливу з однієї сторони
	$\mu_{fi}=0,2$	$\mu_{fi}=0,5$	$\mu_{fi}=0,7$	$\mu_{fi}=0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

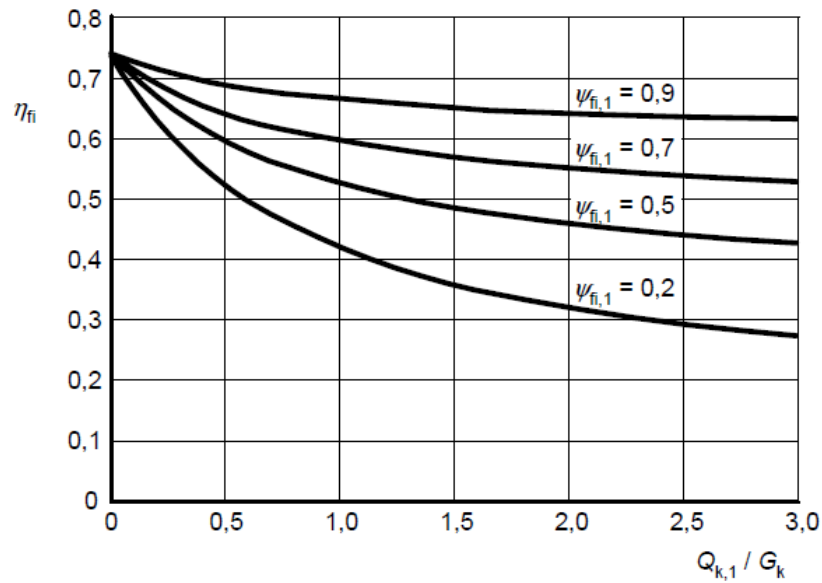
** Мінімум 8 стрижнів

Для попередньо напружених колон повинно позначатися збільшення відстані до осі арматури згідно з 4.2.2 (4).

Додаток 1.7**Відповідність класів бетону**

(за ДБН В.2.6-98:2009, ДСТУ БВ 2.7 – 176:2008 та ДСТУ БВ 2.7-43-96)

Класи міцності бетону на стиск		Середня міцність R, МПа	Середня міцність R, кгс/см ²	Найближча марка бетону за міцністю
ДБН В.2.6-98:2009	ДСТУ БВ 2.7 – 176:2008			
	В 3,5	35	35,69	M50
	В 5	5	50,98	M75
	В 5,5	8	81,57	M100
C8/10	В 12	13	130,97	M150
C12/15	В 15	19	196,5	M200
C16/20	В 20	25	261,9	M250
C20/25	В 25	32	327,4	M350
C25/30	В 30	38	392,9	M400
C30/35	В 35	45	458,4	M450
C32/40	В 40	51	523,9	M500
C35/45	В45	58	589,4	M600

Додаток 1.8**Зміна коефіцієнта зниження η_{fi} залежно від співвідношення навантажень $Q_{k,1}/G_k$** 

Додаток 1.9**Галузі використання найбільш популярних марок бетону**

М-100 В 7.5	<p>Використовується, в основному, при проведенні <i>підготовчих робіт перед заливкою монолітних плит і стрічок фундаментів: на піщану подушку укладається тонкий шар бетону низької марки, і після застигання цього шару починають виконувати арматурні роботи.</i></p> <p>Бетони вказаної марки використовують в <i>шляховому будівництві, як бетонну подушку та для встановлення бордюрного каменю.</i></p>
М-150 В 12.5	<p>Використовується в основному як і бетон марки М 100, крім того, його використовують <i>при виготовленні стяжок, підлог, фундаментів під невеликі спорудження, бетонуванні доріжок тощо.</i></p>
М-200 В15	<p>Використовується в основному при виготовленні <i>бетонних стяжок підлог, фундаментів, відмосток, доріжок тощо.</i> Одна з найбільш часто використовуваних марок бетону. В індивідуальному будівництві використовують для заливання <i>стрічкових, плитних і пале-ростверкових фундаментів; виготовлення бетонних сходів, підпорних стін, площадок, доріжок, відмостків тощо.</i></p> <p>На заводах ЗБВ і комбінатах ЗБК з бетону цієї марки виготовляють <i>шляхові плити тощо.</i> Гощі бетони вказаної марки використовують в <i>шляховому будівництві як і бетони марок М100-150.</i></p>
М-250 В 20	<p>Використовується в основному для виготовлення <i>монолітних фундаментів, у т.ч. стрічкових, плитних, пале-ростверкових; бетонних відмостків, доріжок, площадок, стрічок заборів, сходів, підірних стін, малонавантажених тощо.</i> Займає специфічне проміжне місце між більш популярними бетонами М 200 і М 300.</p>
М-300	<p>Використовується в основному для виготовлення <i>монолітних фундаментів: стрічкових, плитних, пале-ростверкових; відмосток, доріжок, стрічок заборів, сходів, підірних стін, плит перекриттів, монолітних стін тощо.</i></p>
М-350 В 25	<p>Використовується для виготовлення <i>монолітних фундаментів, пале-ростверкових ЗБК, плит перекриттів, колон, ригелів, балок, монолітних стін, чаш басейнів та інших відповідальних конструкцій.</i> Найбільш використовуваний бетон при виробництві ЗБВ. Зокрема, з конструкційного бетону М-350 виробляють аеродромні шляхові плити ПАГ, призначені для експлуатації в умовах екстремальних навантажень. Багатопустотні плити перекриття також виробляються з цієї марки бетону.</p>
М-400 В 30	<p>Використовуються при виготовленні <i>мостових конструкцій, гідро-технічних споруд, банківських сховищ, спеціальних ЗБК і ЗБВ: колон, ригелів, балок, чаш басейнів та інших конструкцій зі спецвимогами.</i></p>
М-450 В 35	<p>Використовуються для виготовлення <i>мостових конструкцій, гідротехнічних споруд, спеціальних ЗБК, колон, ригелів, балок, банківських сховищ, метро, гребель, дамб та інших конструкцій зі спецвимогами.</i></p>
М-500 В 40	<p>Використовується для виготовлення <i>мостових конструкцій, гідро-технічних споруд, спеціальних ЗБК, колон, ригелів, балок, банківських сховищ, метро, гребель, дамб та інших конструкцій зі спецвимогами.</i></p>

Додаток 1.10**Механічні характеристики арматурної сталі**

Клас арматурного прокату	Температура електронагрівання °C	Механічні характеристики					Випробовування на згинання в холодному стані	
		Границя плинності фізична (умовна), σ_T ($\sigma_{0,2}$), Н/мм ²	Тимчасовий опір розриванню, σ_B , Н/мм ²	Відносне видовження після розривання, δ_5 , %	Відносне рівномірне видовження після розривання, δ_p , %	Повне відносне видовження за максимального навантаження, δ_{max} , %	Кут згину, град	Діаметр оправки (d_n – номінальний діаметр прутка)
		не менше ніж						
A240C	–	240	370	25	–	–	180	$0,5d_n$
A400C	–	400	500	16	–	5	90	$3d_n$
A500C	–	500	600	14	–	5	90	$3d_n$
A600, A600C, A600K	400	600	800	12	4	5	45	$5d_n$
A800, A800K, A800CK	400	800	1000	8	2	3,5	45	$5d_n$
A1000	450	1000	1250	7	2	3,5	45	$5d_n$

Примітка 1. Початковий модуль пружності $E \cdot 10^{-4}$ приймають рівним 20 Н/мм² – для класу A400C, 19 Н/мм² – для всіх інших класів.

Примітка 2. Величина δ_{max} є факультативною до 01.01.2012 р., але визначення її обов'язкове для накопичення статистичних даних.

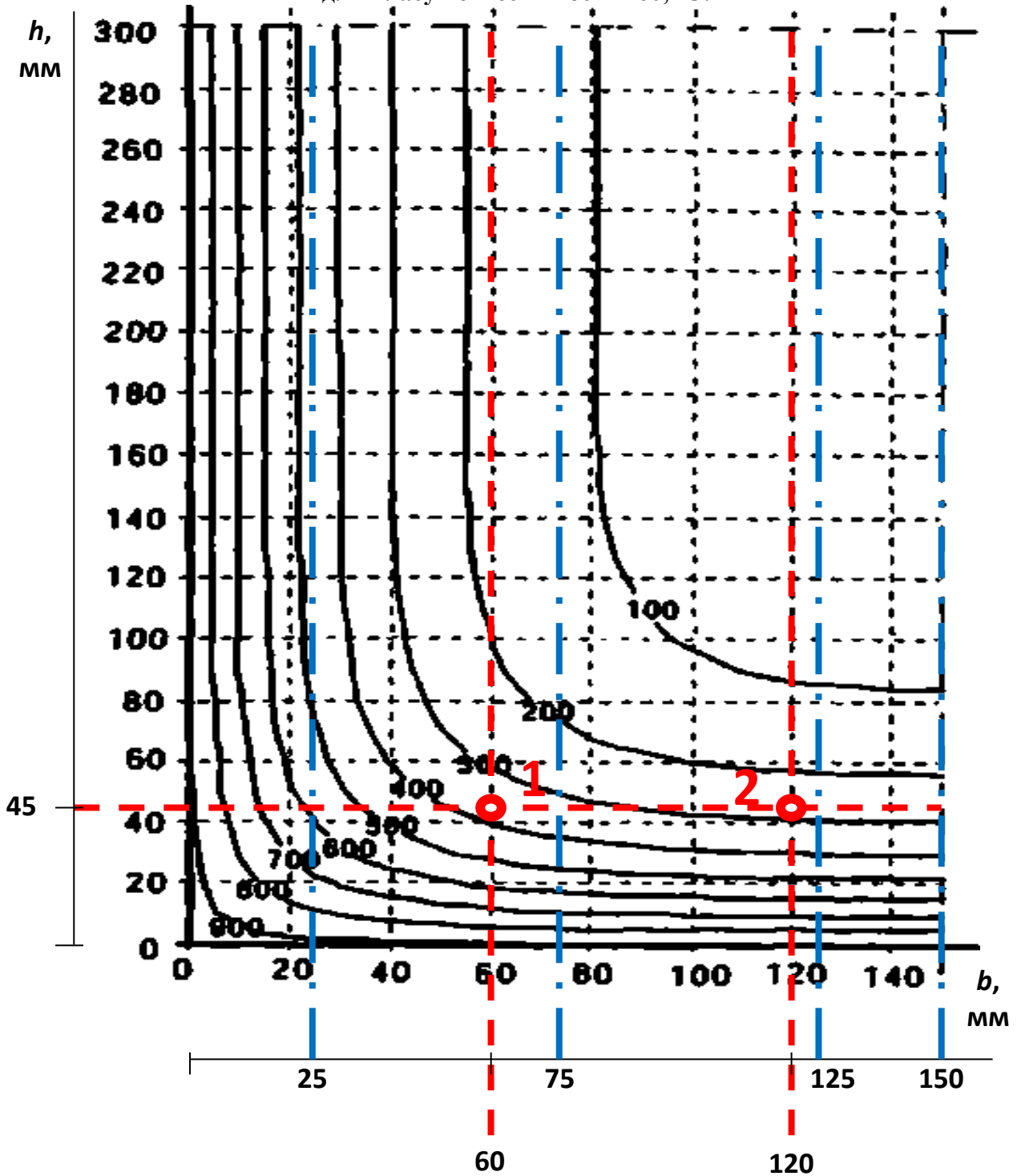
Додаток 1.11**Коефіцієнти зниження для діаграм деформування вуглецевих сталей**

Температура сталі $\theta_a, ^\circ\text{C}$	Коефіцієнти зниження при температурі сталі θ_a відносно значень f_y і E_a при $20\text{ }^\circ\text{C}$		
	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) розрахункової границі текучості $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) межі пружності $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно E_a) для похилої лінійної ділянки області пружних деформацій $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	1,000	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,420	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,025	0,045
1100	0,020	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,000	0,000

Примітка. Значення коефіцієнтів для проміжних температур визначається інтерполяцією.

Додаток 3.1

Ізотерми температурного поля перерізу залізобетонної балки ($h = 600$ мм; $b = 300$ мм)
для класу вогнестійкості R60, °C:



Приклади користування:

- . - . - знаходження температури для середини визначених зон;
- - - - - знаходження температури в кутових (1) та середніх (2) арматурних стрижнях

Додаток 3.2

Значення типових параметрів діаграми «напруження – деформація» для звичайного бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі при підвищених температурах

Температура бетону, θ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{cl,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{cl,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Додаток 3.3

Мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих балок виготовлених із ненапруженого та попередньо напруженого залізобетону

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм						
	Можливі сполучення a та b_{min} , де a – середня відстань до осі арматури, а b_{min} – ширина балки				Товщина стінки балки, b_w		
					Клас WA	Клас WB	Клас WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R30	$b_{min}=80$ $a=25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R60	$b_{min}=120$ $a=40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R90	$b_{min}=150$ $a=50$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R120	$b_{min}=200$ $a=65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R180	$b_{min}=240$ $a=80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R240	$b_{min}=280$ $a=90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

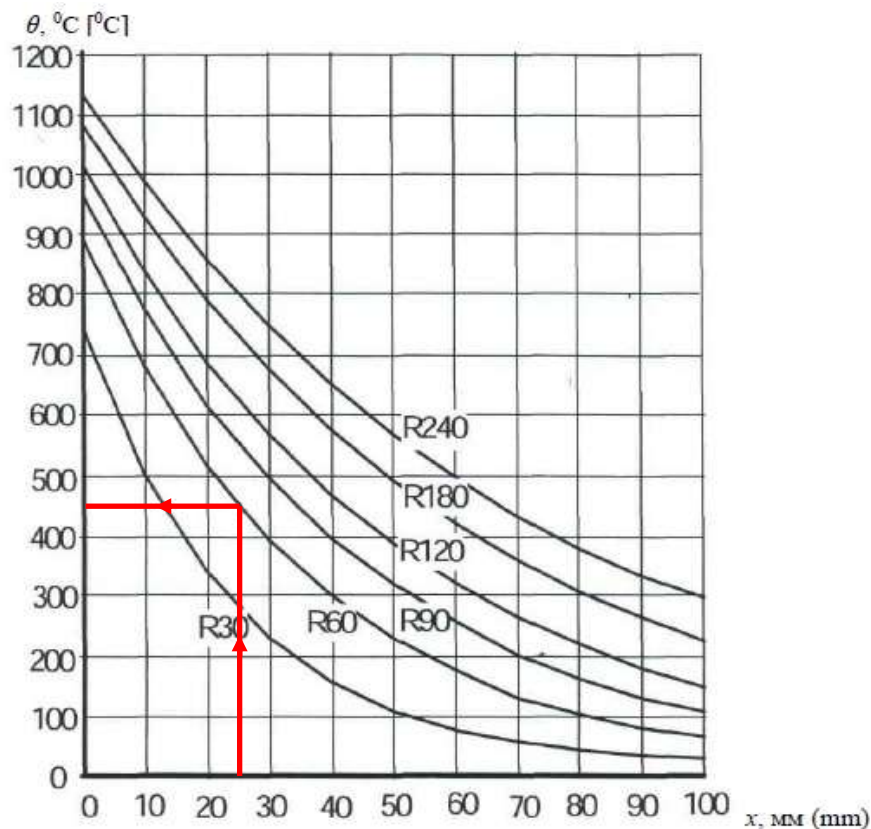
Додаток 4.1

Мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих суцільних залізобетонних плит, що працюють в одному та двох напрямках з ненапруженою та попередньо напруженою арматурою

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм			
	Товщина плити $h_{\text{в}}$, мм	Відстань до осі арматури a		
		в одному напрямку	в обох напрямках	
			$l_x/l_y \leq 1,5$	$1,5 < l_x/l_y \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Додаток 4.2

Температурні криві плит ($h = 200$ мм) для класів вогнестійкості R60 – R240



Додаток 4.3

Значення параметрів діаграми “напруження-деформація” для звичайного бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі за підвищених температур

Температура бетону, θ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{cl,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{cl,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Навчальне видання

Тригуб Володимир Віталійович
Васильченко Олексій Володимирович
Отрош Юрій Анатольович
Миргород Оксана Володимирівна
Рашкевич Ніна Владиславна
Щолоков Едуард Едуардович

**СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ.
РОЗРАХУНОК БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ЄВРОКОДАМИ****Навчальний посібник**

Підписано до друку 10.05.2022. Формат 60x84/16.

Ум. друк. арк. 8.

Вид. № 50/20.

Сектор редакційно-видавничої діяльності
Національного університету цивільного захисту України
61023, м. Харків, вул. Чернишевська, 94
www.nuczu.edu.ua