

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ**

**Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах**

# **СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ**

**Методичні вказівки до виконання курсової роботи**

Для здобувачів вищої освіти,  
які навчаються на першому (бакалаврському) рівні  
у галузі знань 26 «Цивільна безпека»

**Харків 2023**

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ**

**Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах**

# **СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ**

**Методичні вказівки до виконання курсової роботи**

Для здобувачів вищої освіти,  
які навчаються на першому (бакалаврському) рівні  
у галузі знань 26 «Цивільна безпека»

**Харків 2023**

Рекомендовано до друку кафедрою  
пожежної профілактики в населених  
пунктах НУЦЗ України  
(протокол від 06.11.2023 р. № 5)

**Укладачі:** В. В. Тригуб, Ю. А. Отрош, Н. В. Рашкевич, Е. Е. Щолоков

**Рецензент:** кандидат технічних наук, доцент **О. В. Васильченко**, доцент кафедри наглядно-профілактичної діяльності факультету цивільного захисту НУЦЗ України

**Стійкість** будівель та споруд при пожежі: методичні вказівки до виконання курсової роботи. Для здобувачів вищої освіти, які навчаються на першому (бакалаврському) рівні у галузі знань 26 «Цивільна безпека» / Укладачі: В. В. Тригуб, Ю. А. Отрош, Н. В. Рашкевич, Е. Е. Щолоков – Х.: НУЦЗУ, 2023. – 43 с.

Методичні вказівки з виконання курсової роботи з дисципліни призначено для здобувачів вищої освіти, які навчаються на першому (бакалаврському) рівні вищої освіти у галузі знань 26 «Цивільна безпека». Наведено структуру написання курсової роботи, порядок оформлення рисунків, таблиць, відпрацювання складових роботи. Наведено приклади у додатках.

## ВСТУП

Курсова робота з навчальної дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі» виконується здобувачами вищої освіти, які навчаються за ОПП «Пожежна безпека», «Аудит пожежної безпеки» на 3-му курсі навчання. Тому успішне її відпрацювання сприяє у подальшому якісному відпрацюванню і кваліфікаційної дипломної роботи.

Курсова робота не відноситься до виду аудиторного навантаження і виконується здобувачем вищої освіти самостійно як індивідуальне завдання відповідно до силабусу [1] та робочої програми навчальної дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі» [2]. Індивідуальне завдання відповідно до [3] є однією з форм самостійної роботи здобувача, що передбачає виконання завдання з окремих дисциплін, визначених робочою програмою навчальної дисципліни (підготовка реферату, тез, доповіді, повідомлення, огляду літератури, розрахунків, звіту про практику, розв'язання задач і у т.ч. виконання курсової роботи). Приклад виконання курсової роботи представлено у додатку 1. Окремі види індивідуальних завдань і у тому числі дана курсова робота виконуються здобувачем під керівництвом науково-педагогічного працівника (керівника роботи) у терміни, передбачені робочим навчальним планом та робочою програмою навчальної дисципліни [2]. Курсова робота у цілому [3] є одним із видів індивідуальних завдань і виконується з метою закріплення, поглиблення і узагальнення знань, одержаних здобувачами вищої освіти під час навчання з метою вирішення конкретного фахового завдання і набуття здобувачами вищої освіти вмінь та навичок самостійної роботи з навчальною і науковою літературою. Виконання курсової роботи передбачає проведення певних розрахунків. Назва теми курсової роботи є типовою. Захист курсової роботи проводиться на засіданні комісії (у складі не менше двох науково-педагогічних працівників), яка призначається керівником кафедри в терміни, визначені графіком освітнього процесу та робочим навчальним планом відповідної освітньої програми. Виконання та захист курсової роботи комісія оцінює в балах окремо від навчальної дисципліни. Захист курсової роботи відноситься до підсумкового контролю. Захищені курсові роботи зберігаються на кафедрі відповідно до вимог чинного законодавства.

# 1 МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ З ПОРЯДКУ ВІДПРАЦЮВАННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Типова курсова робота з навчальної дисципліни структурно містить:

- титульний аркуш;
- зміст;
- вступ;
- основну частину (розділи (окремі розрахунки) курсової роботи);
- висновки;
- список використаних джерел.

Титульний аркуш надається керівником курсової роботи.

Зміст курсової роботи оформлюється на окремому аркуші, у ньому зазначається структура роботи без урахування титульного аркушу, завершення та самого змісту, тобто зазначається вступ, назва розділів курсової роботи, висновки та список використаних джерел. У змісті також вказується відповідна нумерація сторінок курсової роботи. Назви складових змісту повинні повністю відповідати назвам за текстом курсової роботи.

У вступі зазначається актуальність обраної теми, її важливість вирішення у сучасних умовах, розкриваються ті завдання, які повинна вирішити курсова робота відповідно до змісту роботи. Обсяг вступу повинен становити до 2 аркушів. Вступ розпочинається на окремому аркуші з інтервалом-проміжком від заголовку.

Основна частина курсової роботи містить зміст розділів курсової роботи. У даній курсовій роботі розглядаються три розділи. Перший розділ курсової роботи стосується визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної балки перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей. Другий розділ курсової роботи стосується визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей. Третій розділ – визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної колони першого поверху в будівлі з масовим перебуванням людей. Початок основної частини курсової роботи, тобто заголовки першого розділу, потрібно розпочинати з нового аркушу. Кожний новий розділ курсової роботи розпочинається з нової сторінки.

Між початком тексту розділу та назвою розділу повинен бути проміжок відповідно до інтервалу тексту. Остання сторінка основної частини кожного розділу курсової роботи повинна бути заповнена не менше ніж на 70%.

У кінці кожного розділу курсової роботи повинні бути стислі висновки за розглянутим матеріалом розділу (1-2 речення).

За текстом курсової роботи повинні бути посилання на ті літературні джерела, які використовувалися під час написання курсової роботи

відповідно до списку використаних джерел, вони повинні розташовуватися у хронологічному порядку та виділятися квадратними дужками (наприклад, [1]).

Якщо за текстом курсової роботи містяться схеми, рисунки, таблиці, то необхідні обов'язкові текстуальні посилання на них.

Загальний обсяг основної частини курсової роботи повинен складати в межах 30 сторінок.

Загальні вимоги з оформлення курсової роботи:

- для здобувачів вищої освіти очної (денної) форми навчання курсова робота повинна бути написана власноруч;

для здобувачів вищої освіти заочної (дистанційної) форми навчання: мова – державна, шрифт – TimesNewRoman, розмір – 14, інтервал – 1,5, відступ – 1,25 см, вирівнювання – за шириною, з переносами слів, поля: зліва – 30 мм, решта – 20 мм.

У висновках курсової роботи зазначаються загальні підсумки розглянутої теми курсової роботи відповідно до висновків, зазначених наприкінці кожного розділу. Загальний обсяг висновків повинен становити в межах до 2 аркушів. Висновок розпочинається з нової сторінки.

## 2 ВИЗНАЧЕННЯ ВІДПОВІДНОСТІ КЛАСУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ ПЕРЕКРИТТЯ

**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 [4]:

табличний метод;  
зонний метод.

Перевірка вогнестійкості за табличним методом проводиться за допомогою табл. 2.1, де визначають мінімально допустимі параметри залізобетонних балок, що забезпечують для них необхідний клас вогнестійкості. Після цього порівнюючи задані параметри обраної залізобетонної балки з табличними роблять висновок про її відповідність заданому класу вогнестійкості.

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 (рис. 2.1), де  $n \geq 3$  (при симетричному нагріванні з двох боків на  $n$  паралельних зон ділиться половина товщини перерізу).

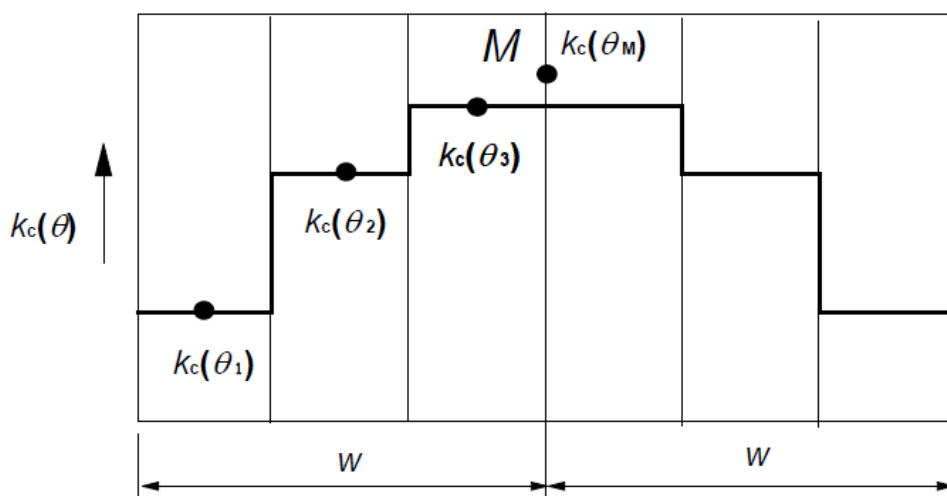


Рисунок 2.1 – Схема розділення перерізу на зони однакової ширини

Таблиця 2.1 – Мінімальні розміри та осеві відстані для вільно опертих залізобетонних балок

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

2. Для кожної з зон визначається середня температура (як приклад, див. рис. 2.2. Для інших поперечних перерізів див. додаток 2).

3. Визначається відповідний коефіцієнт зниження опору на стиск для кожної із зон за діаграмою зниження міцності бетону у залежності від температури (табл. 2.2).

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

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

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i).$$

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

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



$$a_z = w \cdot \left[ 1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right]$$

Таблиця 2.2

Температура бетону, $\theta$ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
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	-	-

6. Після визначення ушкодженої зони, визначається зменшений переріз елемента (рис. 2.3). 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 (як приклад, див. рис. 2.4) в розтягнутій або стиснутій зонах згинального елемента. Далі визначається зменшена міцність арматури в залежності від температури згідно з діаграмами деформування.

$k_s(\theta) = 1,0$	для	$20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,7 - 0,3(\theta - 400)/300$	для	$100\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100$	для	$400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 500\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,1 - 0,47(\theta - 700)/200$	для	$500\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 700\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,1(1200 - \theta)/500$	для	$700\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$

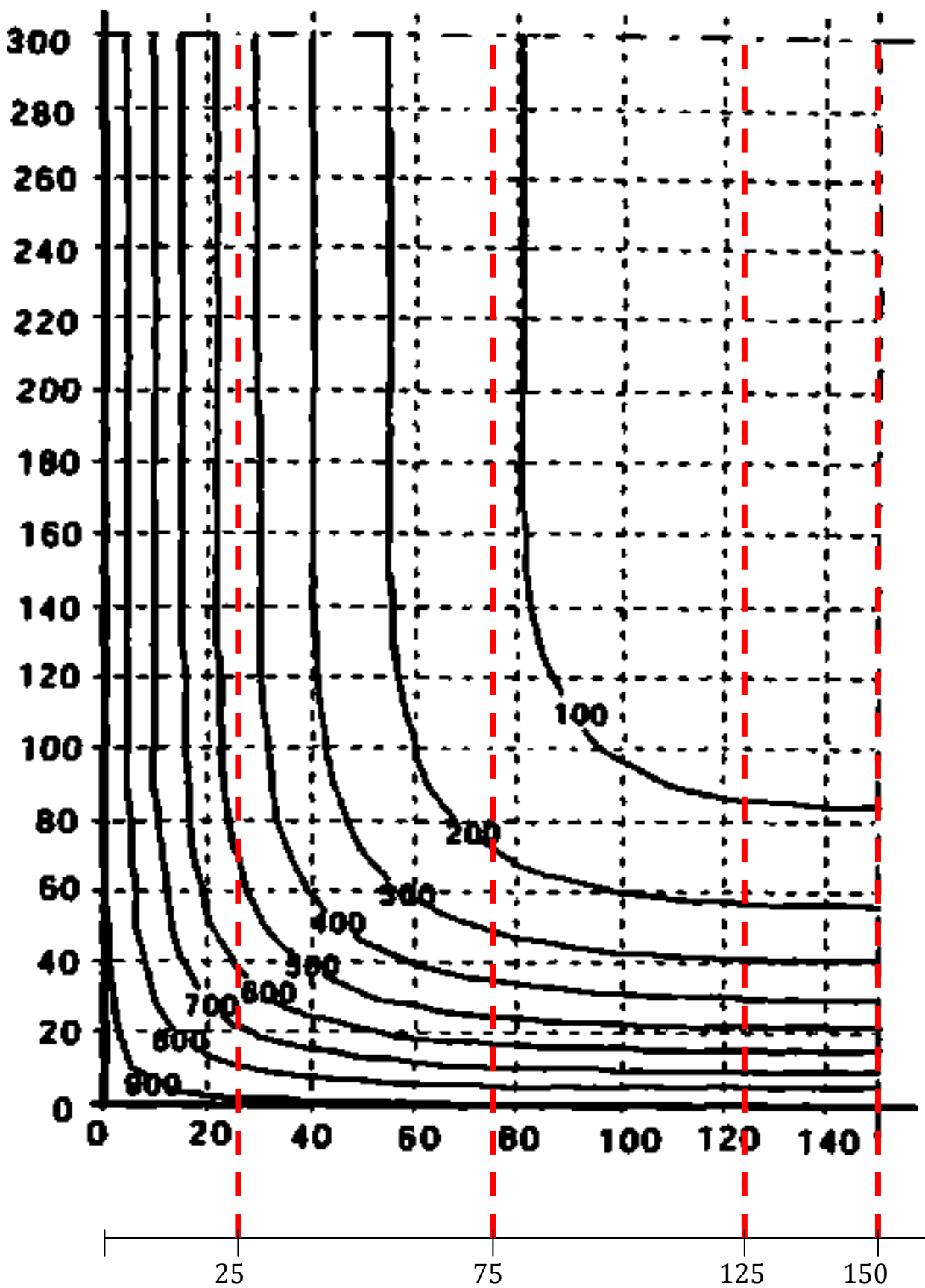


Рисунок 2.2 – Температурні криві балки  $h \times b = 600 \times 300 \text{ мм}$ , °C; R60.

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

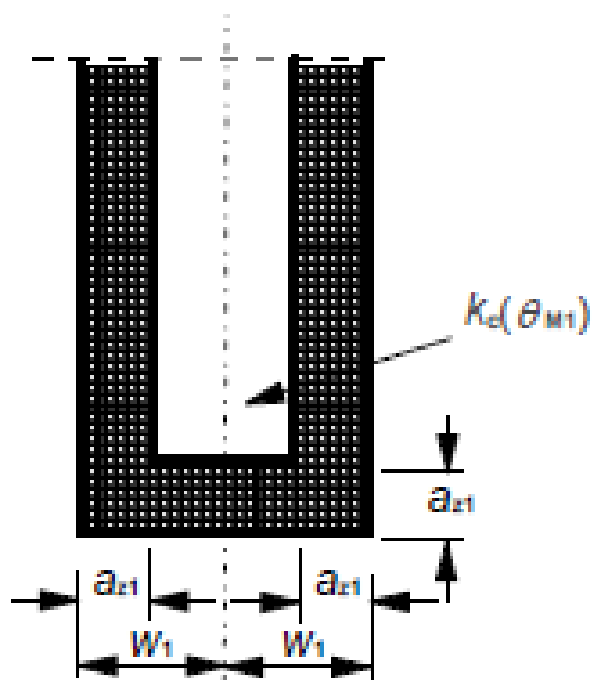


Рисунок 2.3 – Приведений поперечний переріз балки

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.

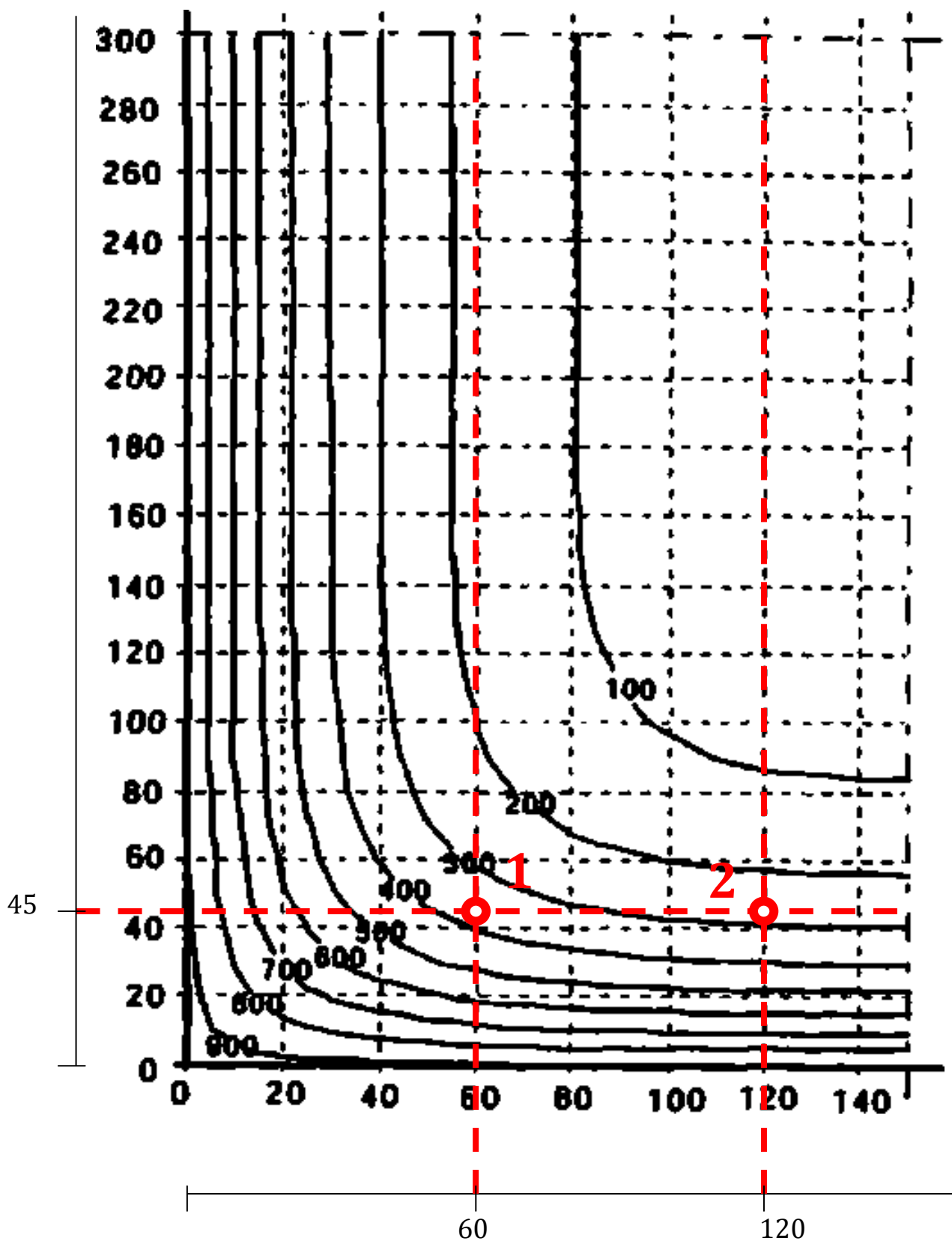


Рисунок 2.4 – Температурні криві балки  $h \times b = 600 \times 300 \text{ мм}$ ,  $R60$   
 (1 – кутові стрижні; 2 – середні стрижні)

## Послідовність розв'язання задачі зонним методом

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.

## Вибір варіанту курсової роботи (розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної балки перекриття у відповідності до Єврокоду 2) 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	R90	R180	R240	R30	R120	R60	R120
Ширина балки $b$ , мм	300	160	500	300	500	500	160	300	160	500
Товщина балки $h$ , мм	600	300	800	600	800	800	300	600	300	800
Відстань до осі арматури $a$ , мм	45	50	55	60	65	70	45	50	55	60
Клас бетону	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 35	C32/ 40	C35/ 45	C40/ 50	C40/ 50	C25/ 30	C30/ 30	C32/ 40
Розрахунковий опір бетону $f_{ck}$ , МПа	18,5	22	25,5	29	32	36	36	22	25,5	29
Коефіцієнт надійності бетону, $\gamma_c$	1,5									
	Остання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Розрахункове постійне навантаження, $g_k$ , Н/м <sup>2</sup>	20	18	16	14	12	30	21	23	25	28
Розрахункове змінне навантаження, $q_k$ , кН/м <sup>2</sup>	10	16	15	14	12	2	8	6	4	2
Довжина прольоту балки $l$ , м	6	5,5	5	4,5	4	6	5,5	5	4,5	4

### 3 ВИЗНАЧЕННЯ ВІДПОВІДНОСТІ КЛАСУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ З АЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ

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

Розрахунок суцільної залізобетонної плити на вогнестійкість виконується за методами, що запропоновані у ДСТУ-Н EN 1992-1-2 [4]:

табличний метод;  
зонний метод.

Перевірка вогнестійкості за табличним методом проводиться за допомогою табл. 3.1, де визначають мінімально допустимі параметри залізобетонних плит, що забезпечують для них необхідний клас вогнестійкості. Після цього порівнюючи задані параметри обраної залізобетонної плити з табличними роблять висновок про її відповідність заданому класу вогнестійкості.

Таблиця 3.1 – 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 $h_x$ , мм	Відстань до осі арматури $a$		
		в одному напрямку	в обох напрямках	
			$l_{ax}/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_{ax}/l_x \leq 2$
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

## Послідовність розв'язання задачі зонним методом

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 температури арматури використовуючи рис. 3.1 та товщину захисного шару бетону.

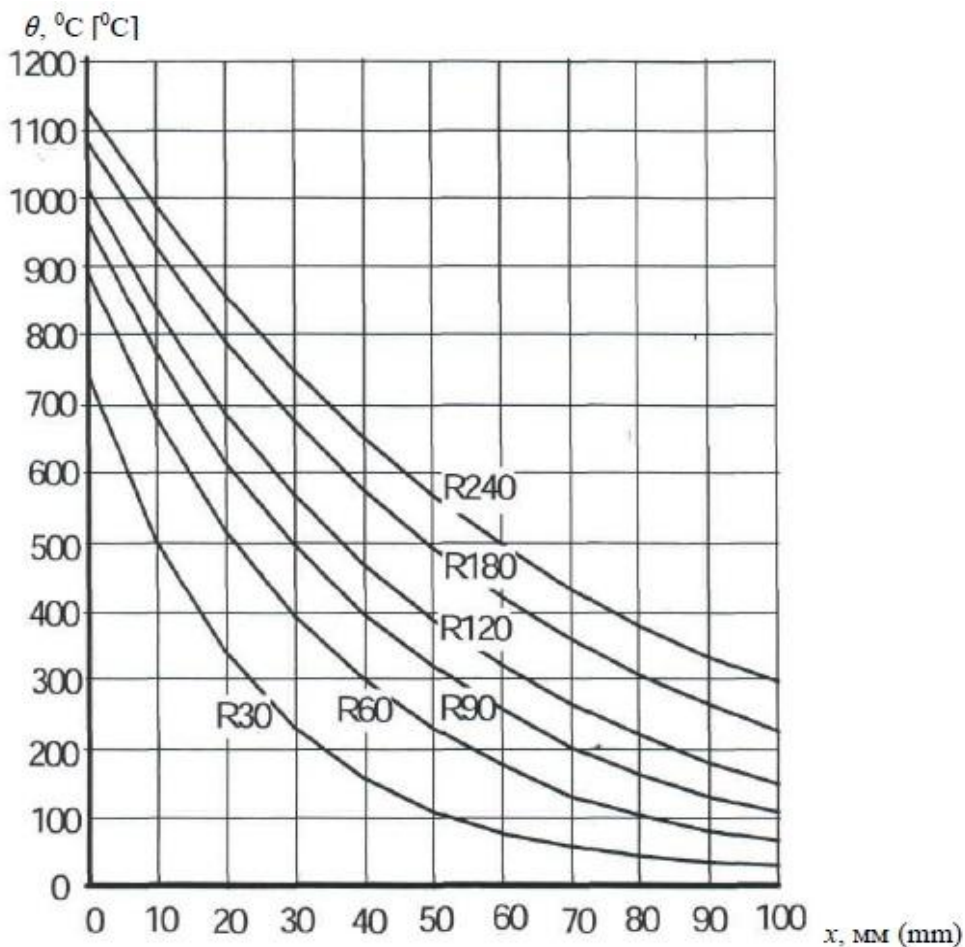


Рисунок 3.1 – Температурні криві плит ( $h_s = 200$  мм) для R60 – R240

6. Визначення температури арматурних стрижнів в розтягнутій або стиснутій зонах та зменшення їх міцності.  
Використовуючи табл. 3.2 визначаємо зниження міцності сталі.

Таблиця 3.2 – Значення класу N параметрів діаграми «напруження-деформація» гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур

Температура сталі $\theta$ , °C	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	гарячекатана	холоднодеформована	гарячекатана	холоднодеформована	гарячекатана	холоднодеформована
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

7. Виконання розрахунку згинального елемента на вогнестійкість з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону. Розподіл напружень в суцільній залізобетонній плиті визначається відповідно до розрахункової схеми зусиль в перерізі (рис. 3.2).

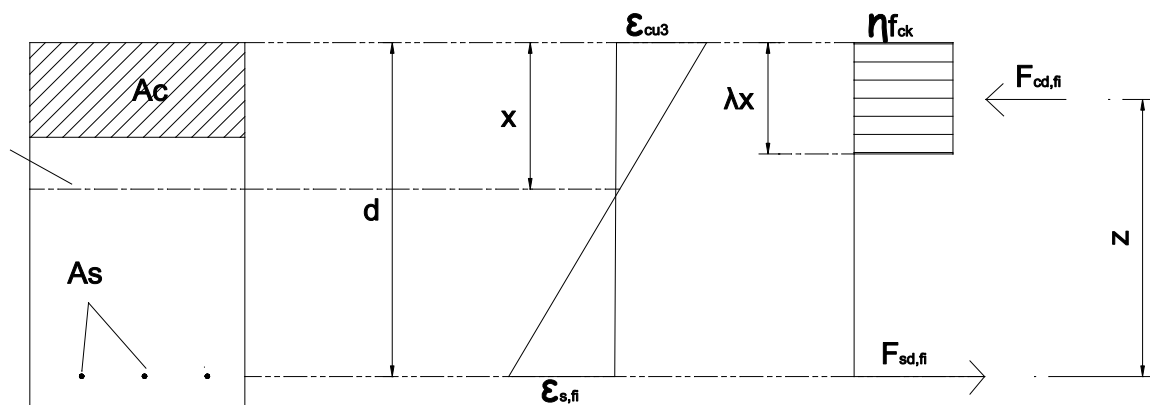


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема зусиль у перерізі з/б плити перекриття

8. Порівняння згинального моменту  $M_{Rd,fi}$  в умовах пожежі з урахуванням зменшеної міцності арматури та бетону з розрахунковим згина-



льним моментом  $M_{Ed,fi}$  в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень.

9. Обґрунтування висновку про відповідність класу вогнестійкості залізобетонного згинального елемента.

**Вибір варіанту курсової роботи (розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної плити перекриття у відповідності до Єврокоду 2) 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 60	REI 90	REI 120	REI 180	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	REI 60	REI 90
Клас бетону	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40
Розрахунковий опір бетону $f_{ck}$ , МПа	18,5	22	25,5	29	32	36	18,5	22	25,5	29
Захисний шар бетону $s$ , мм	25	30	35	40	45	50	25	30	35	40
	Остання цифра номеру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Розр. пост. навант., $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>	6	5	4	6	5	4	6	5	4	6
Розр. змінне навант., $q_k$ , кН/м <sup>2</sup>	3	2	2	2	3	3	1	1	1	4
Довжина плити $l_0$ , м	5	5,5	6	6,5	5	5,5	6	6,5	5	5,5
Ширина плити $b$ , м	1	1,5	2	1	1,5	2	1	1,5	2	1
Товщина плити $h$ , мм	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200

## 4 ВИЗНАЧЕННЯ ВІДПОВІДНОСТІ КЛАСУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕ- ТОННОЇ КОЛОНИ

**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 ДСТУ-Н EN 1992-1-2 [4].

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:

- жорсткість будівлі забезпечена в'язями жорсткості;
- розрахункова довжина колони під час пожежі:  $l_{0,fi} \leq 3$  м;
- відстань від поверхні колони до осі поздовжньої арматури  $a$  становить від 25 мм до 80 мм;
- 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.

### 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).

Перевірка вогнестійкості за табличним методом проводиться за допомогою табл. 4.1, де визначають мінімально допустимі параметри залізобетонних колон, що забезпечують для них необхідний клас вогнестійкості. Після цього порівнюючи задані параметри обраної залізобетонної колони з табличними роблять висновок про її відповідність заданому класу вогнестійкості.

Таблиця 4.1 – 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).

**Коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі  $\mu_{fi}$  знаходиться за формулою**

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$$

3. Визначення межі вогнестійкості розрахунковим методом.

Межу вогнестійкості  $t_{fi,d}$  для колон в'язевих каркасів довжиною  $l_{0,fi} \leq 6$  м і шириною перерізу  $b \geq 200$  мм визначаємо за наступною формулою

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

$$\text{де } R_{\eta fi} = 83 \cdot \left[ 1,00 - \mu_{fi} \cdot \frac{1+\omega}{0,85+\omega} \right];$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}};$$

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

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

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

$$R_b = 0.09 \cdot b';$$

$$b' = \frac{2 \cdot A_c}{b + h};$$

$R_n = 0$ , для  $n = 4$ ,  $n$  – кількість стрижнів.

$R_n = 12$ , для  $n > 4$ ,  $n$  – кількість стрижнів.

Гранична довжина під час пожежі  $l_{of}$  у рівняннях має бути щонайменше 2 м, еквівалентна  $b'$  може бути щонайбільше 450 мм.

**Вибір варіанту курсової роботи (розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної колони у відповідності до Єврокоду 2) 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 колони, що вимагається	R60	R90	R120	R180	R240	R240	R240	R90	R120	R180
Розмір перетину колони $b \times h$ , мм	300x300	350x350	400x400	450x450	500x500	550x550	600x600	300x300	400x400	500x500
Армування	4Ø16	4Ø20	8Ø25	8Ø18	8Ø22	8Ø16	8Ø20	4Ø25	8Ø18	8Ø22
Розр. опір сталеві арматури, $f_{yk}$ , МПа	500									
Коефіцієнт надійності сталі, $\gamma_s$	1,15									
	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	650	700	750
Розрахункове змінне навантаження, $Q_k$ , кН	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300
Довжина колони $l$ , м	3,5	3,8	4	4,2	3,0	3,3	3,7	4,5	5,0	4,7
Відстань до осі арматури $a$ , мм	25	30	35	40	45	50	55	35	45	55
Клас бетону	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40
Розр. опір бетону на стиск $f_{ck}$ , МПа	18,5	22	25,5	29	32	36	18,5	22	25,5	29
Коефіцієнт надійності бетону, $\gamma_c$	1,5									

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Силабус навчальної дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі». 2023 р.
2. Робоча програма навчальної дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі». 2023 р.
3. Положення про організацію освітнього процесу в Національному університеті цивільного захисту України. Затверджено наказом НУЦЗ України від 17.06.2021 № 114.
4. 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)».
5. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT).
6. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)».
7. 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.
8. Стійкість будівель та споруд при пожежі: навчальний посібник / Отрош Ю.А., Тригуб В.В., Рашкевич Н.В., Щолоков Е.Е. – Харків: НУЦЗУ, 2023 – 291 с.
9. 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, Є.Є. Щолоков. – Х.: НУЦЗУ, 2022 – 76 с.

## **ДОДАТКИ**

Додаток 1

### **Приклад виконання курсової роботи**

**Національний університет цивільного захисту України**

*Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах*

## **КУРСОВА РОБОТА**

з дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі»

Розробив:  
здобувач 3 курсу групи ПБ-21  
факультету пожежної безпеки  
Петренко П.В.  
Залікова книжка № ...

Перевірив:  
начальник кафедри ППНП  
д.т.н., професор  
Отрош Ю.А.

**Харків 2023**

## Зміст

	<i>Стор.</i>
Вступ .....	3
Розділ 1. Розрахунок класу вогнестійкості залізобетонної балки перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей .....	4
Розділ 2. Розрахунок класу вогнестійкості залізобетонної пли- ти перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей .....	9
Розділ 3. Розрахунок класу вогнестійкості залізобетонної ко- лони першого поверху в будівлі з масовим перебуванням лю- дей .....	14
Висновки .....	18
Література .....	19

## Вступ

Проектування протипожежного захисту будівель і споруд охоплює широкий спектр підходів до врахування природи і впливів різних навантажень, а також засобів забезпечення відповідного опору конструкцій вогневому впливу протягом необхідного часу. З одного боку, існує елементарна довіра до опублікованих табличних даних, заснованих на спрощених оцінках як вогневого, так і силового (від прикладених навантажень) впливів на конструкції під час пожежі. Іншою крайністю, на яку може піти проєктувальник, є моделювання пожежі засобами обчислювальної газодинаміки і розрахунок всієї будівлі з використанням нелінійного кінцево-елементного аналізу. Прийняте рішення за методикою розрахунку буде залежати від конкретних обставин, що відносяться до проєкту, вимог замовника і регламентуючих органів. Необхідно враховувати фінансові наслідки прийняття більш складного підходу до розрахунку конструкцій, що перебувають в умовах пожежі. Такі методи можуть бути обґрунтовані там, де необхідна значна економія матеріалів або необхідна підвищена протипожежна безпека (понад ту, яка регламентується національними стандартами). Загальні рекомендації полягають у використанні найпростіших методів розрахунку, які відповідають вимогам, що висуваються в будівництві.

Методики розрахунку, які представлені в будівельних Єврокодах, закладають концептуальні засади цілей орієнтованих методів проєктування будівель і споруд в умовах пожежі, не виключаючи використання при необхідності прийнятих розпорядчих рішень. Ці методи розрахунку забезпечують більш раціональну основу проєктування протипожежного захисту будівель і споруд, що надає інженерам, архітекторам і кінцевим користувачам свободу вибору при проєктуванні нових і відновленні (наступної експлуатації) існуючих об'єктів.



# 1. Розрахунок класу вогнестійкості залізобетонної балки перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей.

## Вихідні дані:

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості залізобетонної балки – R180. Конструкція виконана з бетону на силікатному заповнювачі C35/45, довжина прольоту балки  $l = 6 \text{ м}$ , розміри перерізу балки: ширина  $b = 500 \text{ мм}$ , товщина  $h = 800 \text{ мм}$ . Відстань до осі арматури  $a = 65 \text{ мм}$ . Поперечний переріз балки розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з трьох сторін – знизу та з боків. Балка розглядається як вільно оперта. Постійне навантаження складає  $g_k = 20 \text{ кН/м}^2$ , змінне навантаження –  $q_k = 10 \text{ кН/м}^2$ . Армування складається з арматури класу A500C –  $4\text{Ø}25$  ( $A_s = 1964 \text{ мм}^2$ ), міцність  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_s = 1,2$ . Будівля категорії С (з можливим скупченням людей) –  $\psi_1 = 0,6$ .

## РОЗРАХУНОК

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

- табличний метод;
- зональний метод.

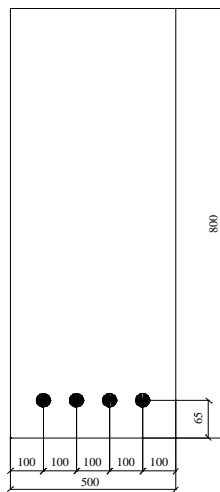


Рисунок 1.1. Поперечний переріз балки

1. Проводимо перевірку вогнестійкості за табличним методом. Використовуючи табл. 1.1 визначаємо:

Таблиця 1.1.

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

Зводимо результати в табл. 1.2:

Таблиця 1.2.

Мінімальні розміри та осьові відстані для вільно опертих залізобетонних балок

Стандартна вогнестійкість	Ширина балки $b_s$	Осьова відстань між нижнім рядом арматури до поверхні плити $a$
R 180	400	65
Необхідний клас вогнестійкості	Реальні розміри (мм)	
R 180	500	65

Фактична ширина балки  $b_s = 500$  мм  $>$   $b_{min} = 400$  мм (необхідної). Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Фактична відстань до осі арматури  $a = 65$  мм  $= a_{req} = 65$  мм (необхідної). Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Реальні розміри балки є більшими за мінімально необхідні для забезпечення класу R180, а значить вони забезпечують клас вогнестійкості R180.

## Клас вогнестійкості R180 підтверджено табличними даними.

2. Знаходимо розрахункове навантаження (статичний розрахунок).

При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних впливів, частинні коефіцієнти надійності для першої групи граничних станів приймаються згідно з національним додатком. Частинний коефіцієнт надійності для постійних дій дорівнює:

$$\gamma_G = 1,35,$$

а частинний коефіцієнт надійності для перемінних дій

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85; \psi_{0,1} = 0,7.$$

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** Єврокод 0:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 10 = 37,5 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

формула **6.10b** Єврокод 0:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10 = 37,95 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

Таким чином, при визначенні розрахункового сполучення навантажень у розглянутому випадку використовуємо формулу з більшим значенням

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

Визначаємо максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні

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

Визначаємо коефіцієнт зниження  $\eta_{fi}$ :

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

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} = \frac{20 + 0,6 \cdot 10}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10} = 0,685$$

Приймаємо менше значення  $\eta_{fi} = 0,685$ .

Визначаємо розрахункове зусилля в умовах пожежі

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,685 \cdot 170,8 = 117 \text{ кНм}$$

3. Проводимо перевірку вогнестійкості зональним методом за ДСТУ-Н EN 1992-1-2 (Єврокод 2).

3.1. Розділяємо половину товщини стінки (ширини балки)  $w$  на п'ять паралельних зон однакової товщини:

$$w = 250 \text{ мм, а ширина кожної зони складає } w/5 = 50 \text{ мм.}$$

3.2. Вибираємо графік температурних кривих у відповідності до заданого перерізу балки ( $h = 800 \text{ мм}$  x  $b = 500 \text{ мм}$ ) та межі вогнестійкості, яка розглядається (R180). Визначаємо температуру для середини кожної зони, відповідно на 25 мм ( $\theta_1$ ), 75 мм ( $\theta_2$ ), 125 мм ( $\theta_3$ ), 175 мм ( $\theta_4$ ), 225 мм ( $\theta_5$ ), а також для центру всього перерізу на 250 мм ( $\theta_M$ ):

$$\theta_1 = 705 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_2 = 320 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_3 = 170 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_4 = 100 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_5 = 100 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_M = 100 \text{ }^\circ\text{C}.$$

3.3. Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження опору на стиск  $k_c(\theta_i)$ :

$$k_c(\theta_1) = 0,293;$$

$$k_c(\theta_2) = 0,83;$$

$$k_c(\theta_3) = 0,965;$$

$$k_c(\theta_4) = 1;$$

$$k_c(\theta_5) = 1;$$

$$k_c(\theta_M) = 1$$

3.4. Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини, що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{5}\right)}{5} (0,293 + 0,83 + 0,965 + 1 + 1) = 0,785$$

3.5. Визначаємо ширину пошкодженої зони  $a_z$  перерізу балки:

$$a_z = w \cdot \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right] = 250 \cdot \left[1 - \frac{0,785}{1}\right] = 54 \text{ мм}$$

3.6. Зменшуємо розміри поперечного перерізу балки на величину  $a_z = 54 \text{ мм}$  з тих сторін, що зазнають вогневого впливу. Так як вогневий вплив з трьох сторін, то відповідно, розрахункові ширина  $b_{fi} = 500 - 2 \cdot 54 = 392 \text{ мм}$  та висота  $h_{fi} = 800 - 54 = 746 \text{ мм}$ .

3.7. Визначаємо температуру в арматурних стрижнях:

- кутових  $\theta_1 = 215 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- середніх  $\theta_2 = 100 \text{ }^\circ\text{C}$ .

3.8. Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження міцності арматури:

$$k_{s1}(\theta) = 0,885;$$

$$k_{s2}(\theta) = 1.$$

3.9. Визначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стрижнів

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

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

$$k_v(\theta) = \frac{2 \cdot \sum k_{si}(\theta)}{n_v} = \frac{2 \cdot (0,885 + 1)}{4} = 0,9425$$

$$f_{sd,fi}(\theta_m) = 417 \cdot 0,9425 = 393 \text{ МПа.}$$

3.10. Виконуємо розрахунок балки на вогнестійкість як для нормальних температур.

Визначаємо граничну несучу здатність приведенного перерізу зі зниженою міцністю арматури.

$$\lambda \cdot x = \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta)}{f_{cd,fi} \cdot b_{fi}}$$
$$f_{cd,fi} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{32}{1,5} = 21,3 \text{ МПа}$$

$$\lambda \cdot x = \frac{1964 \cdot 393}{21,3 \cdot 392} = 92 \text{ мм}$$

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

$$d_{fi} = \varnothing - a = 800 - 65 = 735 \text{ мм}$$

$$z = 735 - 0,5 \cdot 92 = 689 \text{ мм}$$

Знаходимо момент

$$M_{Rd,fi} = M_{u1} = A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta) \cdot z = 1964 \cdot 393 \cdot 689 \cdot 10^{-6} = 532 \text{ кНм}$$

Порівнюємо:

$$M_{Rd,fi} = 532 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 117 \text{ кНм}$$

Вимоги до вогнестійкості забезпечено

Висновок: клас вогнестійкості R180 забезпечено.

## 2. Розрахунок класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей.

### Вихідні дані:

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття – REI60. Конструкція виконана з бетону на силікатному заповнювачі C35/45, довжиною  $L = 5$  м, шириною  $b = 1$  м, захисний шар бетону  $c = 45$  мм, плита працює в одному напрямку, нагрівання знизу. Постійне навантаження складає  $G_k = 6$  кН/м<sup>2</sup>, змінне навантаження –  $Q_k = 3$  кН/м<sup>2</sup>. Армування складається з арматури Ø10/15 ( $A_s = 5,24$  см<sup>2</sup>), міцність  $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,15$ , гарячекатана, клас N. Будівля категорії С (з можливим скупченням людей) –  $\psi_1 = 0,6$ .

### РОЗРАХУНОК.

1. Проводимо перевірку вогнестійкості за табличним методом Використовуючи табл. 2.1 визначаємо:

Таблиця 2.1.

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 $h_s$ , 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

Товщина плити  $h_{s,prev} = 200$  мм  $>$   $h_{s,req} = 80$  мм. Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Відстань до осі арматури  $a_{prev} = 45$  мм  $<$   $a_{req} = 20$  мм. Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

**Клас вогнестійкості REI 60 підтверджено табличними даними.**

2. Перевірка постійної і тимчасової розрахункових ситуацій за граничними станами першої групи не потрібна, арматура задана вихідними даними. Поперечне армування не обов'язкове.

3. Проводимо перевірку вогнестійкості зональним методом за ДСТУ-Н EN 1992-1-2 (Єврокод 2).

### 3.1. Знаходимо розрахункове навантаження

При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних впливів, частинні коефіцієнти надійності для першої групи граничних станів приймаються згідно з національним додатком. Частинний коефіцієнт надійності для постійних дій дорівнює:

$$\gamma_G = 1,35,$$

а частинний коефіцієнт надійності для перемінних дій

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85; \psi_{0,1} = 0,7.$$

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** Єврокод 0:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3 = 11,25 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

формула **6.10b** Єврокод 0:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 3 = 11,39 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

Таким чином, при визначенні розрахункового сполучення навантажень у розглянутому випадку використовуємо формулу

$$6.10b: F_d = 11,39 \text{ кН/м}^2 > 11,25 \text{ кН/м}^2.$$

3.2. Знаходимо розрахункову довжину залізобетонної плити перекриття



$$L_0 = L - 2 \cdot c_1 = 5 - 2 \cdot 0.12 = 4,76 \text{ м}$$

3.3. Визначаємо максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot b \cdot L_0^2}{8} = \frac{11,39 \cdot 1 \cdot 4,76^2}{8} = 32,2 \text{ кНм}$$

3.4. Визначаємо коефіцієнт зниження  $\eta_{fi}$ :

$$\eta_{fi} = \frac{0,975 \cdot (G_k + \psi_{fi} Q_{k,1})}{1,100 \cdot (\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6 + 0,6 \cdot 3)}{1,100 \cdot (1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3)} = 0,615$$

$$\eta_{fi} = \frac{0,975 \cdot (G_k + \psi_{fi} Q_{k,1})}{1,100 \cdot (\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6 + 0,6 \cdot 3)}{1,100 \cdot (0,85 \cdot 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 3)} = 0,607$$

Приймаємо менше значення  $\eta_{fi} = 0,607$ .

3.5. Визначаємо розрахункове зусилля в умовах пожежі

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,607 \cdot 32,2 = 19,5 \text{ кНм}$$

3.6. Визначаємо температуру арматури

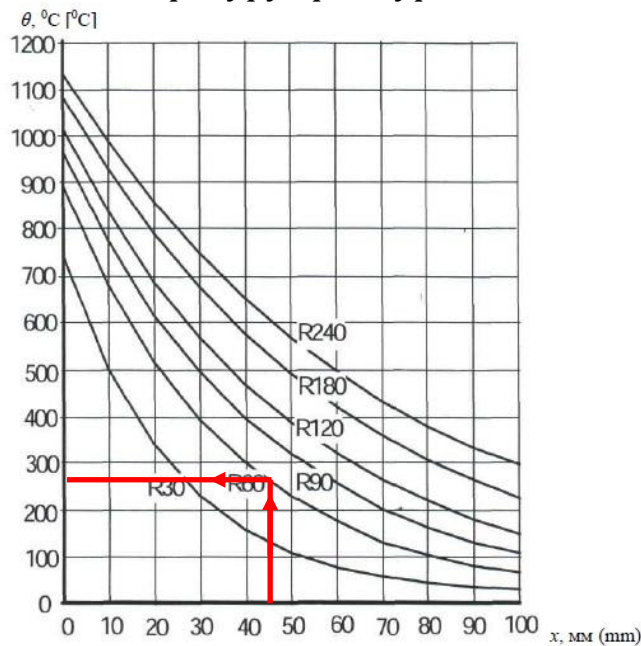


Рисунок 2.1. Температурні криві плит ( $h_s = 200 \text{ мм}$ ) для R60 – R240

Використовуючи рис. 2.1, знаходимо температуру арматури для  $c = 45$  мм:  $\theta \approx 270$  °С.

3.7. Визначаємо зниження міцності сталі  $k_s = f_{s,\theta} / f_{ck}$

Таблиця 2.2.

Значення класу N параметрів діаграми «напруження-деформація» гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур

Температура сталі $\theta$ , °С	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	гарячекатана	холоднодеформована	гарячекатана	холоднодеформована	гарячекатана	холоднодеформована
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Використовуючи табл. 2.2, визначаємо зниження міцності сталі для  $\theta = 270$  °С:

$$k_s = 1.$$

3.8. Визначаємо розподіл напружень

Відповідно до ДСТУ-Н EN 1992-1-1 (Єврокод 2) для класів бетону до C50/60 приймають такі значення:  $\lambda = 0.8$ ,  $\eta = 1.0$ .

3.9. Визначаємо зусилля в арматурі:

$$F_{sd,fi} = A_s \cdot k_s \cdot f_{yk} / \gamma_s = 5,24 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot \frac{500 \cdot 10^6}{1,15} = 227,8 \text{ кН}$$

У відповідності до епюри напружень:

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

$$\lambda \cdot x = \frac{F_{sd,fi}}{b \cdot \eta \cdot f_{ck}} = \frac{227,8}{100 \cdot 1 \cdot 32} = 0,07 \text{ см}$$

$$x = \frac{0,07}{\lambda} = \frac{0,07}{0,8} = 0,09 \text{ см}$$

$$z = h_s - c - \frac{x}{2} = 20 - 4,5 - \frac{0,09}{2} = 15,455 \text{ см}$$

Знаходимо момент

$$M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} \cdot z = 227,8 \cdot 0,15455 = 35,2 \text{ кНм}$$

Порівнюємо:

$$M_{Rd,fi} = 35,2 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 19,5 \text{ кНм}$$

Вимоги до вогнестійкості забезпечено

Висновок: клас вогнестійкості REI 60 забезпечено.

### 3. Розрахунок класу вогнестійкості залізобетонної колони першого поверху в будівлі з масовим перебуванням людей.

Вихідні дані:

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості залізобетонної колони – R240. Попередньо напружена колона 1-го поверху в будівлі із в'язями жорсткості. Конструкція виконана з бетону на силікатному заповнювачі C20/25, довжина колони  $l = 3,5$  м, розміри перерізу колони: ширина  $b = 500$  мм, товщина  $h = 500$  мм. Відстань до осі арматури  $a = 25$  мм. Колона зазнає вогневого впливу з чотирьох сторін. Постійне навантаження складає  $G_k = 300$  кН, змінне навантаження –  $Q_k = 100$  кН. Армуння складається з арматури класу A500C – 8Ø22, міцність  $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1.15$ . Будівля категорії С (з можливим скупченням людей) –  $\psi_2 = 0,6$ , клас наслідків (відповідальності) СС2,  $K_{FI} = 0,975$ .

#### РОЗРАХУНОК.

Розрахунок залізобетонної колони на вогнестійкість виконаємо за методом А, що запропонований у ДСТУ-Н EN 1992-1-2.

1. Перевіряємо передумову застосування метода А.

1.1. Визначаємо розрахункову довжину колони при пожежі  $l_{0,fi}$

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

Перевіряємо умову  $l_{0,fi} = 1,75 \text{ м} < 3 \text{ м}$ . Умова виконується.

1.2. Перевіряємо передумову, щодо ступеня армування.

Знаходимо площу армування  $A_s$

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n = \frac{3,14 \cdot 22^2}{4} \cdot 8 = 3040 \text{ мм}^2$$

Знаходимо площу поперечного перерізу колони  $A_c$

$$A_c = b \cdot h = 500 \cdot 500 = 250000 \text{ мм}^2.$$

Перевіряємо умову

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{3040}{250000} = 1,22 \% < 4\%$$

Умова виконується, можна використовувати табличні дані.

2. Проводимо перевірку вогнестійкості за табличним методом.

2.1. Знаходимо розрахункове навантаження під час пожежі

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

2.2. Знаходимо розрахункову міцність колони за нормальних температур

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \\ &= 250000 \cdot \frac{18,5}{1,5} + 3040 \cdot \frac{500}{1,15} = 4405 \text{ кН.} \end{aligned}$$

2.3. Знаходимо коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі  $\mu_{fi}$

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{351}{4405} = 0,08$$

2.4. Використовуючи табл. 3.1 визначаємо:

Таблиця 3.1.

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).

Зводимо результати в табл. 3.2:

Таблиця 3.2.

Мінімальні розміри та осьові відстані для залізобетонних колон

Стандартна вогнестійкість	Ширина колони $b_{min}$	Відстань до осі робочої арматури $a_{req}$
R 240	350	61
Необхідний клас вогнестійкості	Реальні розміри (мм)	
R 240	500	25

Фактична ширина колони  $b = 500 \text{ мм} \geq b_{min} = 350 \text{ мм}$  (необхідної).  
Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Фактична відстань до осі арматури  $a = 40 \text{ мм} < a_{req} = 61 \text{ мм}$  (необхідної). Вимоги до вогнестійкості не забезпечено.

Клас вогнестійкості R240 не підтверджено табличними даними.

### 3. Розрахунок вогнестійкості.

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

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

$$\text{де } R_{\eta fi} = 83 \cdot \left[ 1 - \mu_{fi} \cdot \frac{1 + \omega}{\frac{0,85}{\alpha_{cc}} + \omega} \right] = 83 \cdot \left[ 1 - 0,08 \cdot \frac{1 + 0,429}{\frac{0,85}{1} + 0,429} \right] = 75,6;$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3040 \cdot \frac{500}{1,15}}{250000 \cdot \frac{18,5}{1,5}} = 0,429;$$

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

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

$$R_b = 0,09 \cdot b' = 0,09 \cdot 500 = 40,5;$$

$$b' = \frac{2 \cdot A_c}{b + h} = \frac{2 \cdot 250000}{500 + 500} = 500,$$

$R_n = 12$ , для  $n = 8$ ,  $n$  – кількість стрижнів.

Таким чином

$$R = 120 \cdot \left( \frac{75,6 - 8 + 28,8 + 40,5 + 12}{120} \right)^{1,8} = 177 \text{ хв.}$$

Розрахунок показав, що фактична межа вогнестійкості не перевищує необхідну (240 хв) та не забезпечує клас вогнестійкості R240.

**Висновок: клас вогнестійкості R240 не забезпечено.**

## ВИСНОВКИ

Провівши розрахунок, щодо визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної балки перекриття в будівлі з масовим перебуванням людей табличним та зональним методами можна сказати наступне: клас вогнестійкості залізобетонної балки перекриття R180 забезпечений.

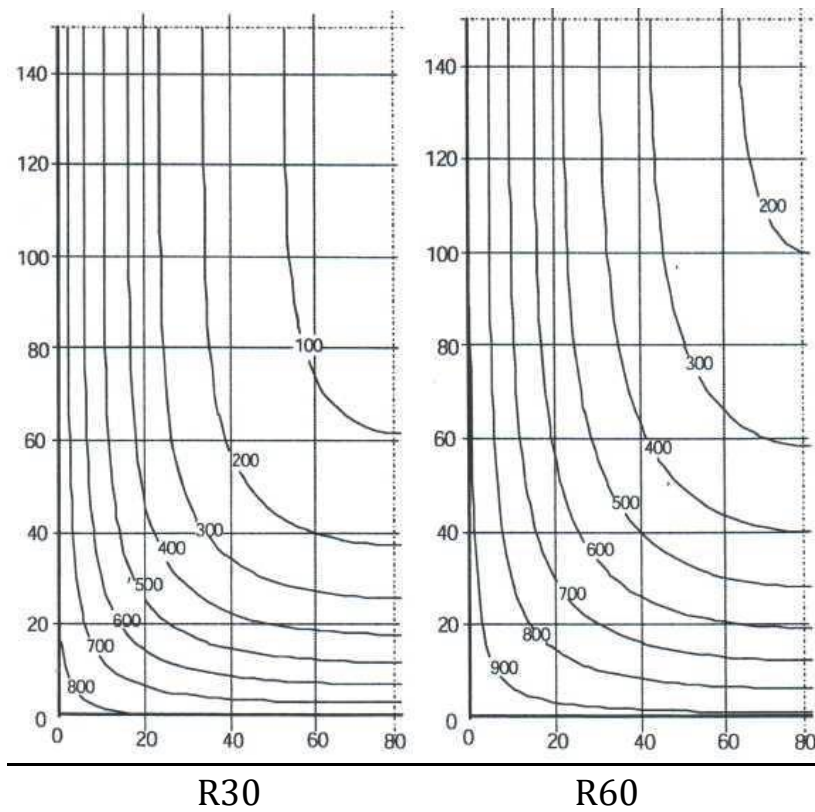
У ході проведення розрахунку, щодо визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття у будівлі з масовим перебуванням людей табличним та зональним методами було встановлено, що за даних умов клас вогнестійкості R60 буде забезпечено.

Зробивши розрахунок, щодо визначення відповідності класу вогнестійкості залізобетонної колони першого поверху в будівлі з масовим перебуванням людей за допомогою метода А, що запропонований Єврокодом 2, можна зробити висновок, що за даних умов клас вогнестійкості R240 не буде забезпечено.



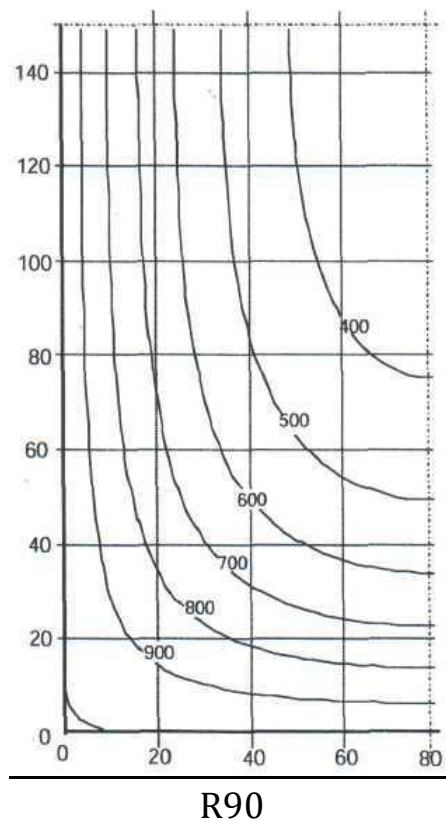
## Список використаної літератури

1. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT).
2. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)».
3. 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)»;
4. 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.
5. 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, Є.Є. Щолоков. – Х.: НУЦЗУ, 2022 – 76 с.



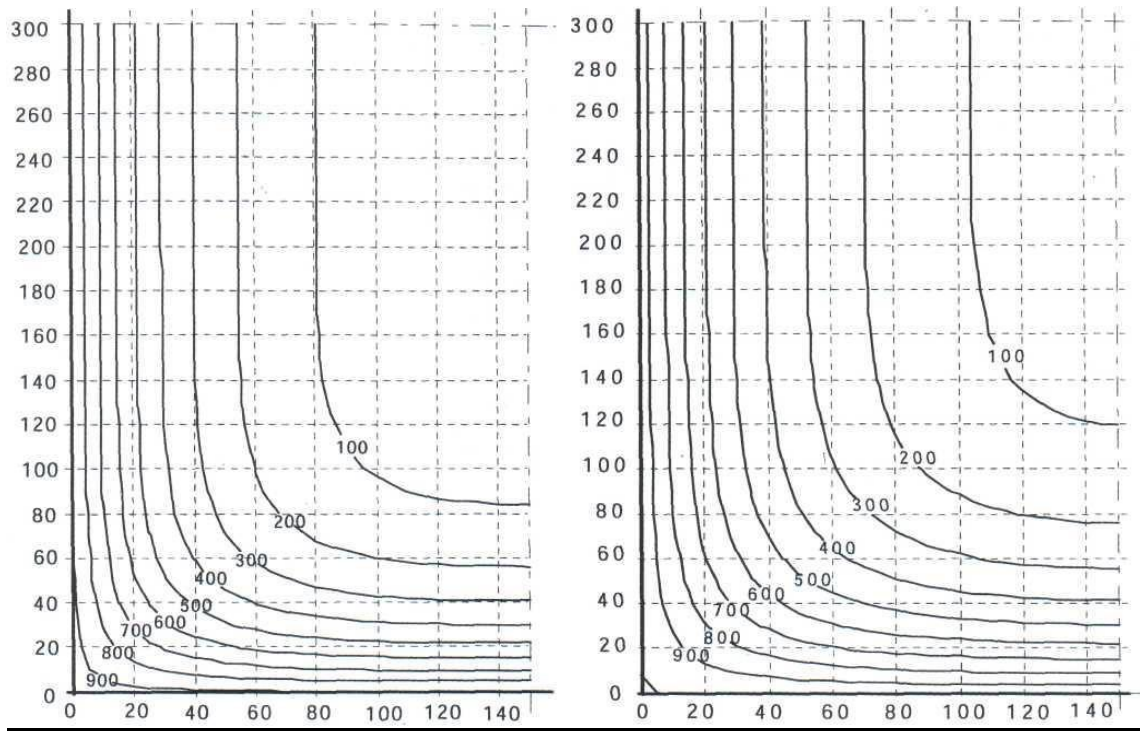
R30

R60



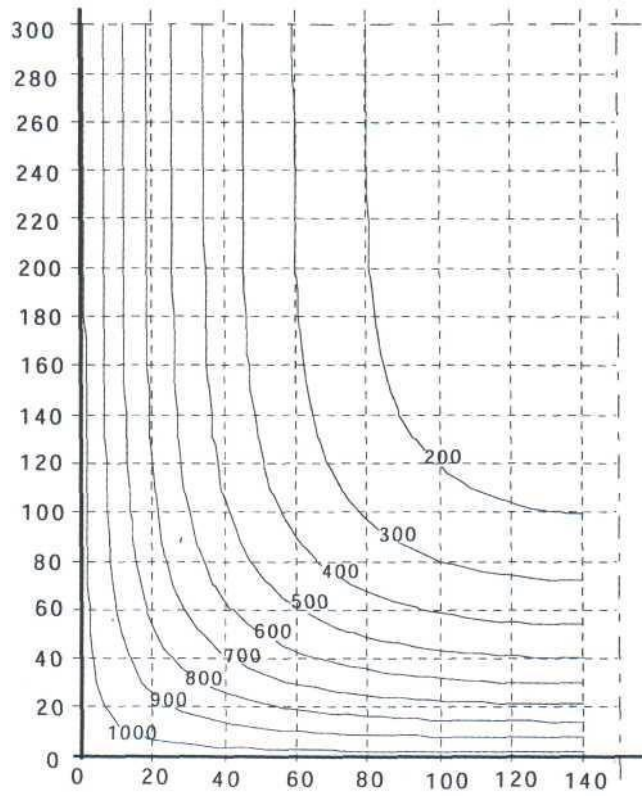
R90

Рисунок 1 – Температурні криві балки  $h \times b=300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$ ,  $^{\circ}\text{C}$



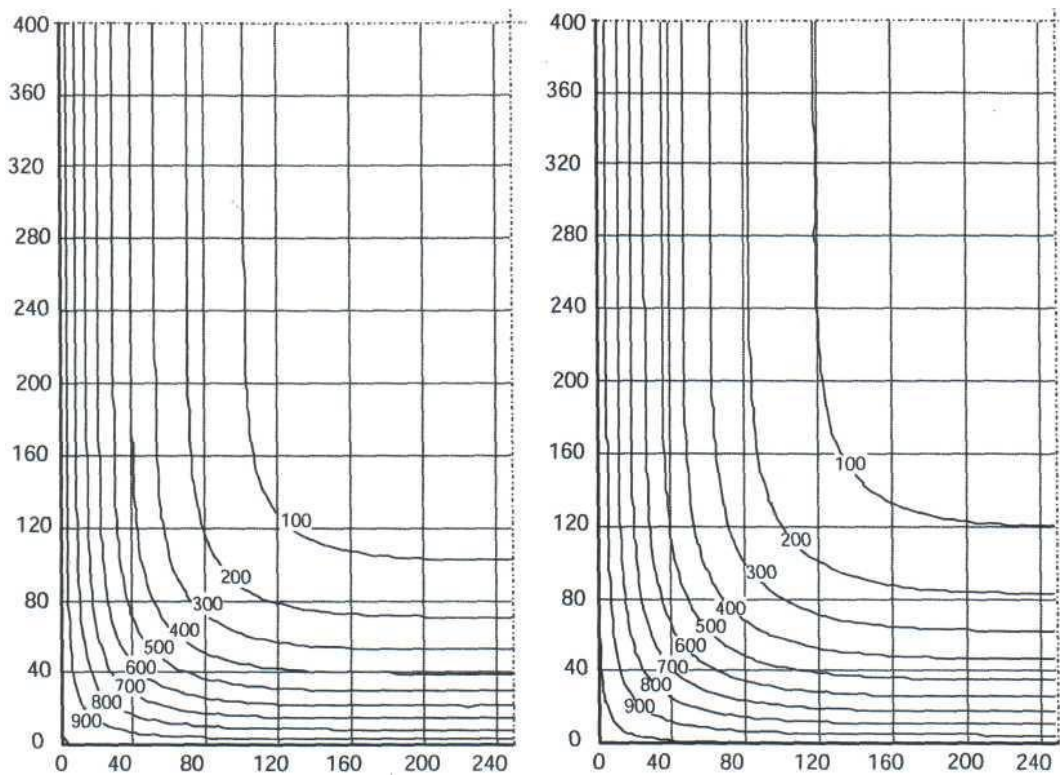
R60

R90



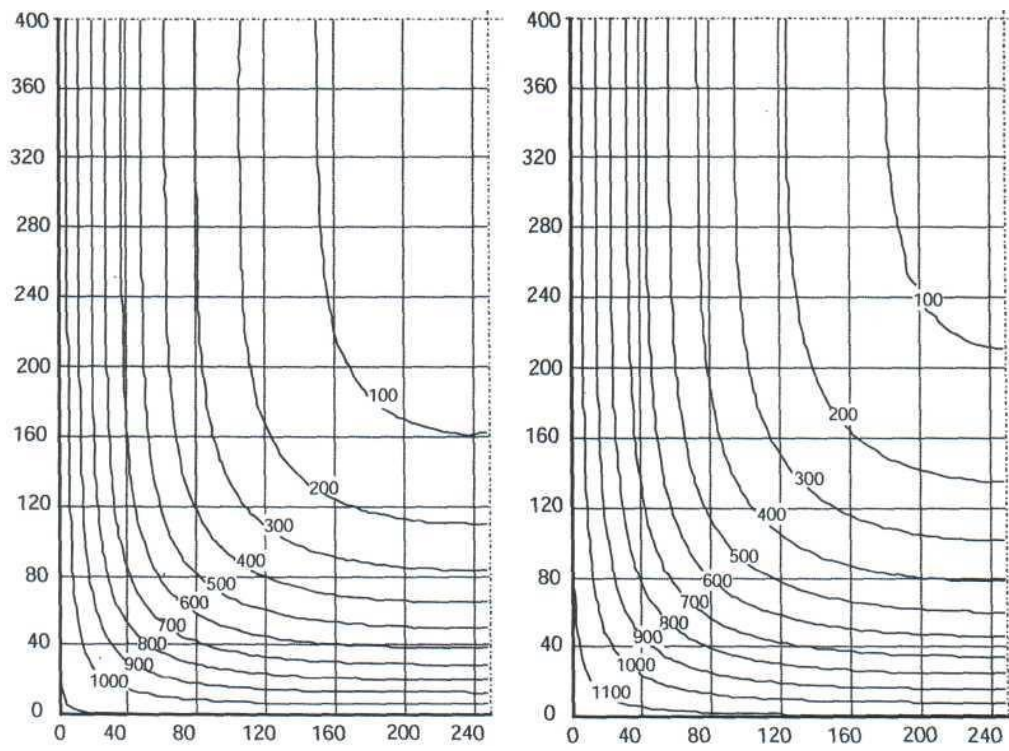
R120

Рисунок 2 – Температурні криві балки  $h \times b=600 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$ , °C



R90

R120



R180

R240

Рисунок 3 – Температурні криві балки  $h \times b = 800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$ , °C

*Навчальне видання*

**СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ**

Методичні вказівки до виконання курсової роботи  
Для здобувачів вищої освіти,  
які навчаються на першому (бакалаврському) рівні  
у галузі знань 26 «Цивільна безпека»

Підписано до друку 02.01.2024. Формат 60x84 1/16.

Умовн.-друк. арк. 2,6.

Вид. № 89/23.

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

[www.nuczu.edu.ua](http://www.nuczu.edu.ua)