

**ДЕРЖАВНА СЛУЖБА НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ
ЧЕРКАСЬКИЙ ІНСТИТУТ ПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ
ІМЕНІ ГЕРОЇВ ЧОРНОБИЛЯ**

Факультет пожежної безпеки

Кафедра безпеки об'єктів будівництва та охорони праці

Поздєєв С. В., Березовський А. І., Сідней С.О., Рудешко І.В. Куліца О.С.

МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК
щодо виконання курсової роботи
з дисципліни «Стійкість будівель і споруд при пожежі»

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ПОВЕДІНКА В УМОВАХ
ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР»**

Частина 2.

**Перевірка відповідності класів вогнестійкості залізобетонних
конструкцій за 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).

Для здобувачів вищої освіти за першим бакалаврським рівнем освіти за спеціальністю 261
«Пожежна безпека» у галузі знань 26 «Цивільна безпека»

Черкаси 2023

ББК 38.5

Т-39

Поздєєв С.В., Березовський А.І., Сідней С. О., Рудешко І.В. Куліца О.С. ***Залізобетонні конструкції та їх поведінка в умовах пожежі:*** методичний посібник щодо виконання курсової роботи Частина 2. Перевірка відповідності класів вогнестійкості залізобетонних конструкцій за ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2 / Поздєєв С.В., Березовський А.І., Сідней С.О., Рудешко І.В., Куліца О.С. – Черкаси: Черкаській інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України, 2023. – 41 с.

Метою посібника щодо виконання курсової роботи є надання допомоги здобувачам вищої освіти за першим бакалаврським рівнем освіти за спеціальністю 261 «Пожежна безпека» у галузі знань 26 «Цивільна безпека» у виборі та вивченні навчального матеріалу з дисципліни «Стійкість будівель і споруд при пожежі», за розділом «Залізобетонні конструкції та їх поведінка в умовах високих температур» в частині 2: перевірка відповідності класів вогнестійкості залізобетонних конструкцій за Єврокодом 2.

Надані короткі відомості про основні принципи перевірки класів вогнестійкості залізобетонних конструкцій за таблицями і спрощеним (зонним) методом.

Інженерні розрахунки і конструювання залізобетонних конструкцій повинні виконуватись відповідно до діючих Державних Будівельних Норм з використанням нормативної, довідкової та навчальної літератури, наданої у кінці посібника.

*Рекомендовано Методрадою Черкаського інституту пожежної безпеки
імені Героїв Чорнобиля НУЦЗ України*

ЗМІСТ

1. Загальні вказівки і вимоги.....	
2. Приклад виконання курсової роботи.....	
2.1. Перевірка відповідності класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття.....	
2.2. Перевірка відповідності класу вогнестійкості залізобетонної балки перекриття.....	
2.3. Перевірка відповідності класу вогнестійкості залізобетонної колони.....	
2.4. Перевірка відповідності класу вогнестійкості стіни.....	
3. Список використаних літературних джерел.....	
4. Додатки.....	

1. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ І ВИМОГИ

Залізобетонні перекриття – основний вид перекриття у будівництві. Вони мають такі переваги, як велика несуча здатність, гігієнічність, вогнестійкість, жорсткість, корозійна стійкість. Залізобетонні перекриття за методом виробництва можуть бути збірні, монолітні та збірно-монолітні.

Найбільш поширені у практиці будівництва **монолітних перекриттів** – ребристі перекриття з балочними плитами. В таких перекриттях плита перекриття опирається на другорядні балки. Другорядні балки, у свою чергу, опираються на головні балки, а останні – на колони або стіни.

Збірні перекриття складаються із збірних панелей і підтримуючих їх ригелів, які розташовуються вздовж або поперек будівлі. Ригелі опираються на стіни або крайні та проміжні колони.

Завдання курсової роботи складається з того, щоб зробити розрахунок і сконструювати найбільш поширені збірні залізобетонні конструкції, які застосовуються при будівництві виробничих будівель та споруд, визначити фактичні класи вогнестійкості залізобетонних конструкцій, і тим самим закріпити знання, отримані при вивченні теоретичного курсу.

Мета курсової роботи – надання здобувачам вищої освіти навичок з перевірки відповідності класів вогнестійкості залізобетонних конструкцій (а саме, стіни, плити перекриття, колони і балки) згідно 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).

Курсова робота виконується на стандартних аркушах А4 з одного боку, чорнилами або друком. Вона складається з титульного аркуша встановленої форми, змісту, основної текстової частини, переліку літератури.

Курсова робота складається із 4-х розрахункових завдань, а саме: перевірки відповідності класів вогнестійкості залізобетонних конструкцій (залізобетонної стіни, плити, балки і колони) згідно 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), за таблицями і зонним методом. Кожне завдання має закінчуватися висновком.

Приклади виконання завдань, а також вибір вхідних даних, щодо цих завдань надано нижче, у розділі 2.

Виконані у роботі завдання і розрахунки мають супроводжуватись короткими поясненнями, посиланнями на нормативну, довідкову і навчальну літературу, розрахунковими схемами та рисунками.

Усі розрахункові формули слід виписувати у літерному позначенні, прийнятому за нормативними документами, а потім робити числові підстановки величин, які входять до формули у порядку розташування літерних позначок.

Якщо результат розрахунків має розмірність, то крім числа додають одиниці виміру.

У кінці курсової роботи надається перелік використаної літератури.

Курсова робота не зараховується у наступних випадках :

- курсова робота виконана не самостійно;
- курсова робота виконана не повністю;
- курсова робота виконана неякісно і містить грубі помилки;
- курсова робота виконана не за своїм варіантом.

(за бажанням викладача номер варіанту може бути змінено)

2. ПРИКЛАД ВИКОНАННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ

2.1. Перевірка відповідності класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття

Завдання 2.1: Визначити вогнестійкість залізобетонної ненапруженої вільноспертої плити перекриття паркінгу у 9-ти поверховому багатосекційному житловому будинку за допомогою табличних даних та спрощеного (зонного) методу.

№	Вихідні дані	Літери прізвища									
		А,І,Т, Ч	Б,Ї, Х	В,Й, М	Г,К, Ф	Я,Л, С	Е,О, Р	Є,Н, Ш	Ж,У, Щ	З,П, Ю	И,Ц, Д
1.	Ступінь вогнестійкості будівлі	I			II				III		
2.	Клас бетону	C16/20		C20/25		C25/30		C30/35			
3.	Розміри перерізу, $h \times b$, мм	200 × 2000			200 × 1600				200 × 2500		
4.	Відстань до осі арматури, мм	15		20		25		30		40	
5.	Поздовжнє армування	4Ø16 A400 ($A_s = 804 \text{ мм}^2$)		4Ø22 A500 ($A_s = 1520 \text{ мм}^2$)		3Ø18 A400 ($A_s = 942 \text{ мм}^2$)		3Ø18 A500 ($A_s = 762 \text{ мм}^2$)		2Ø25 A400 ($A_s = 982 \text{ мм}^2$)	
6.	Довжина l прольоту плити, м / F_d , кН/м	6 м / 250 кН/м			8 м / 300 кН/м				9 м / 400кН/м		

1. Обираємо свій варіант. Вхідні дані.

Прізвище Рятувальник:

- перша літера «Р» нам вказує, що ступінь вогнестійкості будівлі II;
- друга літера «Я» вказує на клас бетону C 25/30;
- третя літера «Т» вказує на розмір перерізу 200 мм (висота) × 2000 мм (ширина);
- четверта літера «У» вказує на відстань до осі арматури 30 мм (захисний шар бетону);
- п'ята літера «В» вказує на поздовжнє армування, що складається з чотирьох стержнів діаметром 22 мм маркою сталі A500, A_s –площа поперечного перерізу арматури 1520 мм².
- шоста літера «А» вказує на довжину прольоту плити $l=6$ м та дію рівномірно-розподіленого навантаження $F_d = 25$ кН/м.

2. Визначасмо, необхідний нормований клас вогнестійкості плити перекриття паркінгу 9-ти поверхового багатосекційного житлового будинку.

Таблиця 1 – Ступінь вогнестійкості будинку та класи вогнестійкості будівельних конструкцій

Ступінь вогнестійкості	Мінімальні значення класів вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальні значення груп поширення вогню по них								
	Стіни				Колони	Сходові площадки, козоури, сходи, балки, марші сходових кліток	Пере-криття міжповерхові (у т.ч. горищні та над підвалами)	Елементи суміщених покриттів	
	несучі та сходових кліток	само-несучі	зовнішні ненесучі	внутрішні ненесучі (перегородки)				плити, настили, прогони	балки, ферми, арки, рами
I	REI 150 M0	REI 90 M0	E 30 M0	EI 30 M0	R 150 M0	R 60 M0	REI 60 M0	RE 30 M0	R 30 M0
II	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15 M0	EI 15 M0	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M0	RE 15 M0	R 30 M0
III	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60 M0	REI 30 M0	E 15 M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0
IIIб	REI 60 M1	REI 30 M1	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 60 M1	R 45 M0	REI 45 M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45 M1
IV	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M1	EI 15 M1	R 30 M1	R 15 M1	REI 15 M1	Не нормуються	
IVa	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M2	EI 15 M1	R 15 M0	R 15 M0	REI 15 M0	RE 15 M2	R 15 M0
V	Не нормуються								

Примітка 1. Класи вогнестійкості будівельних конструкцій визначають залежно від нормованих граничних станів та межі вогнестійкості відповідно до ДБН В.1.2-7, ДСТУ Б В.1.1-4, визначених у додатку Г.

Примітка 2. Клас вогнестійкості самонесучих стін, які враховуються у розрахунках жорсткості та стійкості будинку, приймають як для несучих стін.

Примітка 3. Групи поширення вогню будівельними конструкціями визначають за методом, наведеним у додатку Д цих Норм.

Враховуючи, що приміщення паркінгу необхідно відокремлювати від житлової частини будинку перекриттям, що за проектом спирається на несучі стіни (R 120) та колони (R 120) у будівлі II ступеня вогнестійкості, нормований клас плити перекриття паркінгу має бути не нижчим за – R 120.

3. Переходимо до табличного методу.

Використовуємо таблицю 5.8 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).

Таблиця 5.8 – 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

Table 5.8 – Minimum dimensions and axis distances for reinforced and prestressed concrete simply supported one-way and two-way solid slabs

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)			
	Товщина плити h_s , мм Slab thickness h_s (mm)	Відстань до осі арматури a axis-distance a		
		в одному напрямку	в двох напрямках two way:	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
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

Враховуючи, що задана плита вільно оперта, і працює у одному напрямку використовуємо 3 стовпчик.

За результатами перевірки встановлено, що за табличним методом задана товщина плити, що розглядається – 200 мм перевірку проходить, але відстань до осі арматури 30 мм недостатня, потрібно 40мм.

4. Приступаємо до спрощеного (зонного) методу.

Поперечний переріз плити розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з одного боку – знизу. Відстань до вісі арматури $a = 30$ мм.

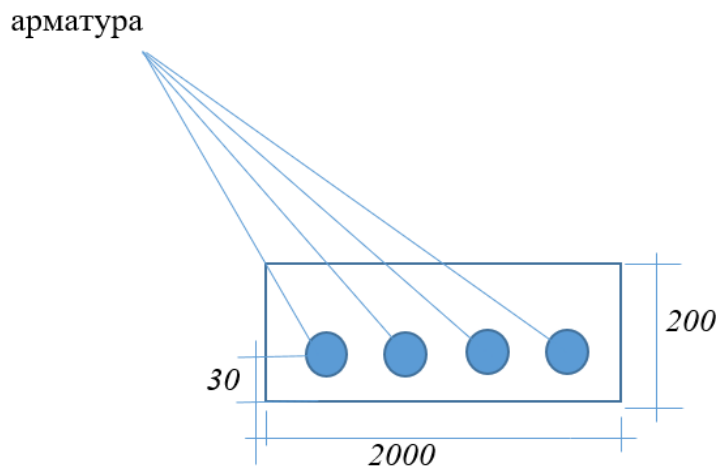


Рисунок 1. Переріз залізобетонної плити перекриття.

Приведення поперечного перерізу базується на визначенні a_z – пошкодженої зони обігрівної поверхні.

Приступаємо до використання рисунку А.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).

$\frac{1}{2}$ товщині перерізу плити 100 мм ділимо на 5 однакових паралельних зон (n), тобто на 20 мм кожну.

За рисунком А.2 визначаємо температури для середини кожної зони перерізу та для центру всього перерізу θ_M , тобто на 100 мм (4.1):

$$\theta_1 (10\text{мм}) = 840 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta_2 (30\text{мм}) = 580 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta_3 (50\text{мм}) = 400 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta_4 (70\text{мм}) = 280 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta_5 (90\text{мм}) = 180 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta_M = 150 \text{ }^\circ\text{C}$$

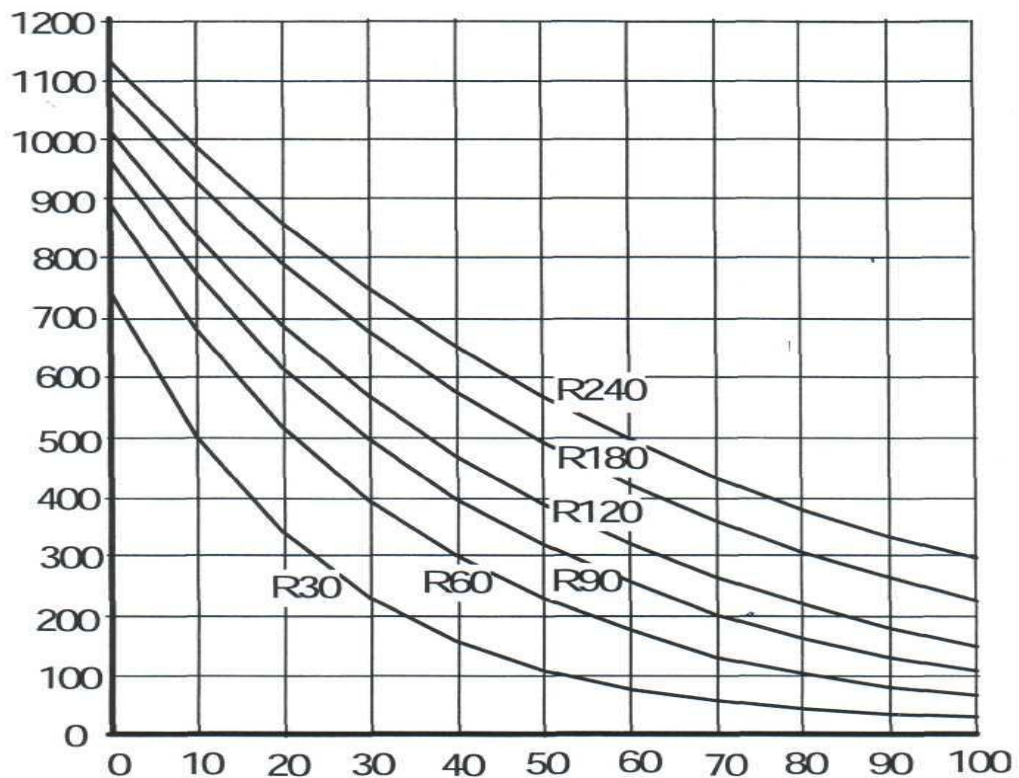


Рисунок А.2 – Температурні криві плит (висота $h = 200$ мм) для R30 – R240.

5. Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$

Таблиця Б.1 – Значення параметрів діаграми "напруження-деформація" для звичайного бетону за підвищених температур

Температура бетону, θ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
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	–	–

$k_c(\theta_1) = 0,122$; $k_c(\theta_2) = 0,48$; $k_c(\theta_3) = 0,75$; $k_c(\theta_4) = 0,87$; $k_c(\theta_5) = 0,96$; $k_c(\theta_M) = 0,975$, враховуючи що за умовами бетон з силікатним заповнювачем.

$$k_c(840) = 0,15 - ((0,15 - 0,08)/100 * (840-800)) = 0,15 - 0,028 = 0,122$$

$$k_c(580) = 0,60 - ((0,60 - 0,45)/100 * (580-500)) = 0,60 - 0,12 = 0,48$$

Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини, що враховує при розрахунку зміни кожної зони за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\Theta_i) = \frac{(1-0,2/5)}{5} \cdot (0,122 + 0,48 + 0,7+0,87+0,96) = 0,61$$

Розраховуємо висоту пошкодженої зони плити за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right) \right] = 100 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,61}{0,975} \right) \right] = 37,4\text{мм}; \text{ приймаємо } 38\text{мм}$$

Зменшимо висоту поперечного перерізу плити на величину $a_z = 38$ мм з однієї сторони, що зазнає вогневого впливу.

Розрахункова висота перерізу $h_{fi} = 200 - 38 = 162\text{мм}$, ширина b_{fi} залишається такою ж самою 2000 мм.

6. Визначаємо температуру в арматурних стержнях:

Арматурні стержні знаходяться на відстані 30мм від обігріваної поверхні, тобто у шарі бетону, що прогрівся до 580°C (згідно попереднього розрахунку для $\Theta_2(30\text{мм}) = 580^{\circ}\text{C}$) див. вище)

$\Theta = 580^{\circ}\text{C}$ $k_s(\Theta)(580^{\circ}\text{C}) = 0,382$ (за формулою 4) тому $k_v(\Theta)$ - середній коефіцієнт зниження міцності арматури = 0,382

- | | |
|---|---|
| (1) $k_s(\Theta) = 1,0$ | для $20^{\circ}\text{C} \leq \Theta \leq 100^{\circ}\text{C}$ |
| (2) $k_s(\Theta) = 0,7 - 0,3(\Theta - 400)/300$ | для $100^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 400^{\circ}\text{C}$ |
| (3) $k_s(\Theta) = 0,57 - 0,13(\Theta - 500)/100$ | для $400^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 500^{\circ}\text{C}$ |
| (4) $k_s(\Theta) = 0,1 - 0,47(\Theta - 700)/200$ | для $500^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 700^{\circ}\text{C}$ |
| (5) $k_s(\Theta) = 0,1(1200 - \Theta)/500$ | для $700^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$ |

Визначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стержнів (580°C),

$$f_{su,fi}(\Theta_M) = 0,87 \times f_{yk} \times k_v(\Theta) = 0,87 \times 500 \times 0,382 = 166,17 \text{ МПа (6.1)}$$

де f_{yk} = межа текучості арматури (характеристичне значення)

7. Проводимо розрахунок плити перекриття на вогнестійкість. (тобто порівнюємо її несучу здатність і навантаження за умови пожежі).

Спочатку знаходимо висоту стиснутої зони бетону:

$$x = (f_{su,fi} \times A_s) / (0,576 \times f_{ck} \times b \times 0,8) =$$

$$= (166,17 \times 1520) / (0,576 \times 25000000 \times 2,0 \times 0,8) = 10,9 \text{ мм} \approx 11 \text{ мм}$$

де f_{ck} – характеристична міцність бетону на стиск (за маркою бетону С25/30, 25МПа)

$f_{su,fi}$ – зменшена міцність арматури, залежно від температури стержнів (дивиться п.6, формула 6.1);

A_s – площа поперечного перерізу арматурних стрижнів (4x22, $A_s=1520 \text{ мм}^2$, вихідні дані);

b – ширина перерізу плити (2,0 м)

Визначаємо плече внутрішньої пари сил:

$$z = d - 0,5x = 132 - 0,5 \times 11 = 126,5 \text{ мм}$$

$$d = h_{fi} - a = 162 - 30 = 132 \text{ мм}$$

a – відстань до вісі арматури (захисний шар бетону)

h_{fi} – розрахункова висота перерізу плити (із врахуванням пошкодженої зони, п.5)

d – робоча висота перерізу

z – плече внутрішньої пари сил

Визначаємо несучу здатність плити перекриття і навантаження на неї за умови пожежі:

$$M_{Rd,fi} = f_{su, fi}(\Theta_M) \times z \times A_s = 166,17 \times 126,5 \times 1520 = 31,95 \text{ кНм}$$

$$M_{Ed,fi} = F_d l^2 / 8 \times 0,7 = 25000 \times 36 / 8 \times 0,7 = 78,75 \text{ кНм}$$

$$M_{Ed,fi} \geq M_{Rd,fi}$$

Висновок: оскільки навантаження на плиту при пожежі, а саме $M_{Ed,fi}$ більше за її несучу здатність при пожежі $M_{Rd,fi}$ залізобетонна плита перекриття не відповідає нормованому класу вогнестійкості REI 120.

2.2. Перевірка відповідності класу вогнестійкості залізобетонної балки сходової клітини

Завдання 2.2: Визначити вогнестійкість залізобетонної ненапруженої вільноопертої балки за допомогою табличних даних та спрощеним (зонним) методом.

№	Вихідні дані	Літери прізвища									
		А,І,Т, Ч	Б,Ї, Х	В,Й, М	Г,К, Ф	Я,Л, С	Е,О, Р	Є,Н, Ш	Ж,У, Щ	З,П, Ю	И,Ц, Д
1.	Ступінь вогнестійкості будівлі	I			II			III			
2.	Клас бетону	C16/20		C20/25		C25/30		C30/35			

3.	Розміри перерізу, $h \times b$, мм	600 × 300		300 × 160		800 × 500
4.	Відстань до осі арматури, a мм	15	20	25	30	40
5.	Поздовжнє армування	4Ø16 A400 ($A_s = 804$ мм ²)	4Ø22 A500 ($A_s = 1520$ мм ²)	3Ø18 A400 ($A_s = 763$ мм ²)	3Ø18 A500 ($A_s = 763$ мм ²)	2Ø25 A400 ($A_s = 982$ мм ²)
6.	l прольоту балки, м / F_d , кН/м	6 м / 25 кН/м		4 м / 30 кН/м		5 м / 40 кН/м

1. Обираємо свій варіант.

Прізвище Рятувальник:

- перша літера «Р» нам вказує, що ступінь вогнестійкості будівлі II;
- друга літера «Я» вказує на клас бетону С 25/30;
- третя літера «Т» вказує на розмір перерізу 600 мм × 300 мм;
- четверта літера «У» вказує на відстань до осі арматури 30 мм;
- п'ята літера «В» вказує на поздовжнє армування, що складається з чотирьох стержнів діаметром 22 мм зі сталі марки А500, A_s –площа поперечного перерізу арматури 1520 мм².
- шоста літера «А» вказує на довжину прольоту балки 6 м та дію рівномірно-розподіленого навантаження $F_d = 25$ кН/м.

2. Визначаємо, необхідний нормований клас вогнестійкості балки.

Таблиця 1 – Ступінь вогнестійкості будинку та класи вогнестійкості будівельних конструкцій

Ступінь вогнестійкості	Мінімальні значення класів вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальні значення груп поширення вогню по них								
	Стіни				Колони	Сходові площадки, косоури, сходи, балки, марші сходових кліток	Перекрыття міжповерхові (у т.ч. горищні та над підвалами)	Елементи суміщених покриттів	
	несучі та сходових кліток	само-несучі	зовнішні ненесучі	внутрішні ненесучі (перегородки)				плити, настили, прогони	балки, ферми, арки, рами
I	REI 150 M0	REI 90 M0	E 30 M0	EI 30 M0	R 150 M0	R 60 M0	REI 60 M0	RE 30 M0	R 30 M0
II	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15 M0	EI 15 M0	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M0	RE 15 M0	R 30 M0
III	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60 M0	REI 30 M0	E 15 M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0
IIIб	REI 60 M1	REI 30 M1	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 60 M1	R 45 M0	REI 45 M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45 M1
IV	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M1	EI 15 M1	R 30 M1	R 15 M1	REI 15 M1	Не нормуються	
IVa	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M2	EI 15 M1	R 15 M0	R 15 M0	REI 15 M0	RE 15 M2	R 15 M0
V	Не нормуються								
<p>Примітка 1. Класи вогнестійкості будівельних конструкцій визначають залежно від нормованих граничних станів та межі вогнестійкості відповідно до ДБН В.1.2-7, ДСТУ Б В.1.1-4, визначених у додатку Г.</p> <p>Примітка 2. Клас вогнестійкості самонесучих стін, які враховуються у розрахунках жорсткості та стійкості будинку, приймають як для несучих стін.</p> <p>Примітка 3. Групи поширення вогню будівельними конструкціями визначають за методом, наведеним у додатку Д цих Норм.</p>									

Нормований клас вогнестійкості балки сходової клітини у будівлі II ступеня вогнестійкості – R 120.

3. Переходимо до табличного методу.

Використовуємо таблицю Д.1 ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014 Настанови з проектування залізобетонних балок, розрахунок на вогнестійкість Додаток Д (Табличні дані)

Таблиця Д.1 – Мінімальні розміри і відстані до осі арматури вільно обпертих балок із ненапруженого і попередньо напруженого залізобетону

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

$a_{sd} = a + 10$ мм (див. примітку нижче)

Примітка. Для попередньо напружених балок збільшують відстані до осі арматури згідно з 8.2.4. a_{sd} – відстань до сторони балки від осі куткових стрижнів (попередньо напружених арматурних елементів або дроту) балок тільки з одним рядом армування. Для значень b_{min} , що є більшими за наведені в колонці 4, значення a_{sd} не збільшують.

*¹ Захисний шар бетону має бути не менше визначеного з ДБН В.2.6-98.

За результатами перевірки встановлено, що за табличним методом задана ширина конструкції 300 мм з відстанню до осі арматури 30 мм не відповідає відповідному класу вогнестійкості (відстань до осі арматури має бути не меншою за 55мм, стовпчик 4 у таблиці Д.1)

4. Приступаємо до спрощеного (зонного) методу.

Поперечний переріз балки розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з трьох сторін. Знизу та з двох боків.

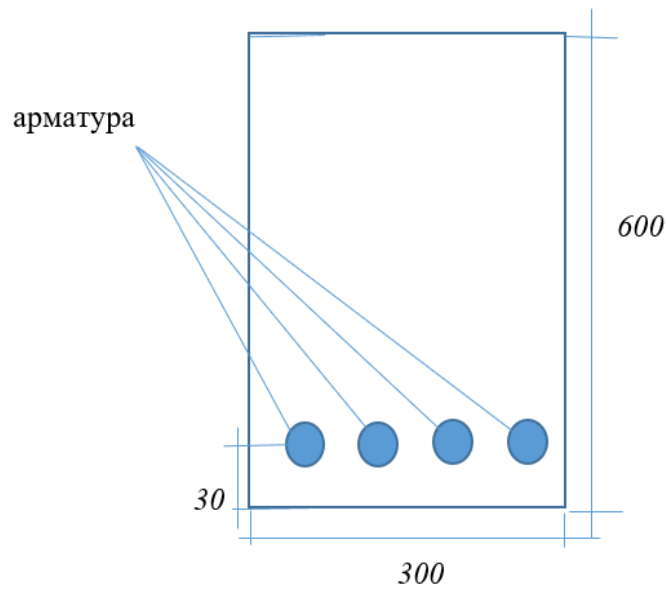


Рисунок 2. Переріз залізобетонної балки.

Приведення поперечного перерізу базується на визначенні a_z – пошкодженої зони поверхні, що обігривається.

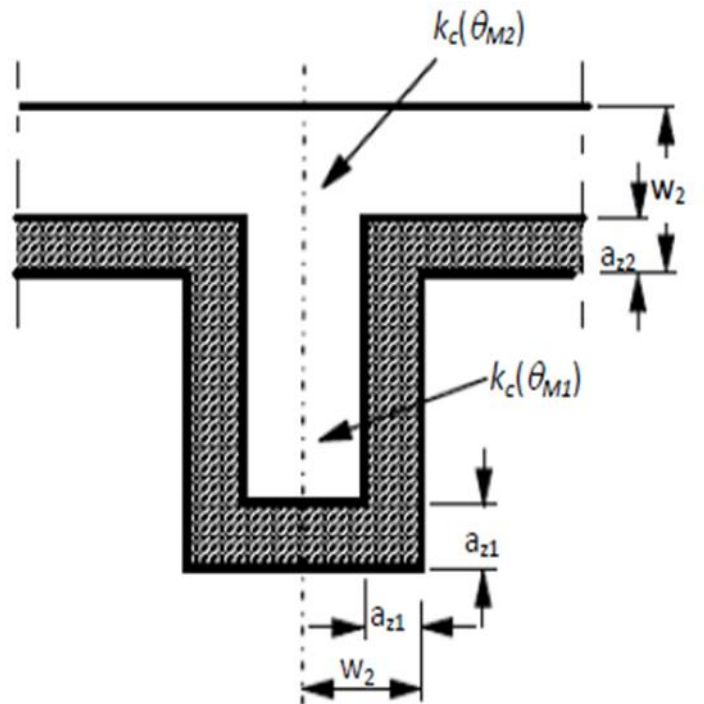


Рисунок 3. Приведений поперечний переріз балки.

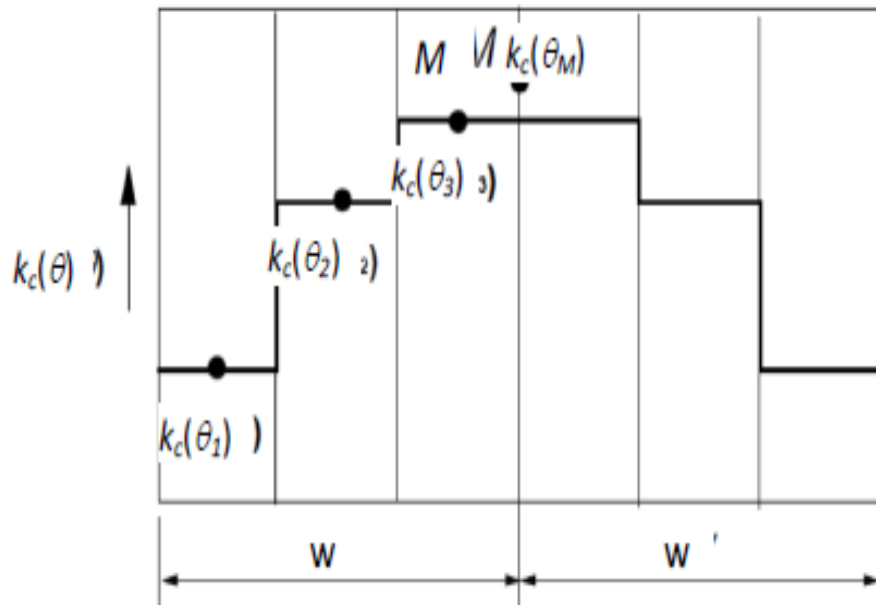


Рисунок 4. Схема розділення перерізу на зони однакої ширини.

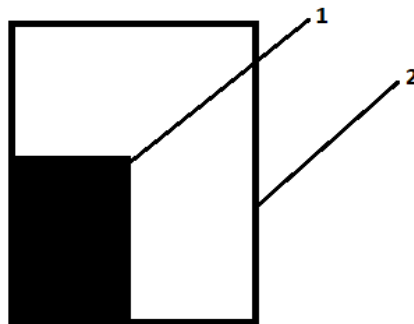


Рисунок 5. Площа поперечного перерізу, для якого наведені температурні криві.

1 – площа з температурними кривими; 2 – площа поперечного перерізу.

5. Приступаємо до використання додатку «А».

Температурні криві ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014 Настанови з проектування залізобетонних балок, розрахунок на вогнестійкість.

Враховуючи заданий переріз балки 600 мм × 300 мм підбираємо відповідні температурні криві.

Відповідно рисунку 4 прийнято розділення половини перерізу на 3 зони однакої ширини, тобто по 50 мм кожна. Визначаємо температури для середини кожної зони перерізу та для центру всього перерізу θ_M , тобто на 150 мм: $\theta_1(25\text{мм})=600\text{ }^\circ\text{C}$; $\theta_2(75\text{мм})=220\text{ }^\circ\text{C}$; $\theta_3(125\text{мм})=200\text{ }^\circ\text{C}$; $\theta_M=200\text{ }^\circ\text{C}$

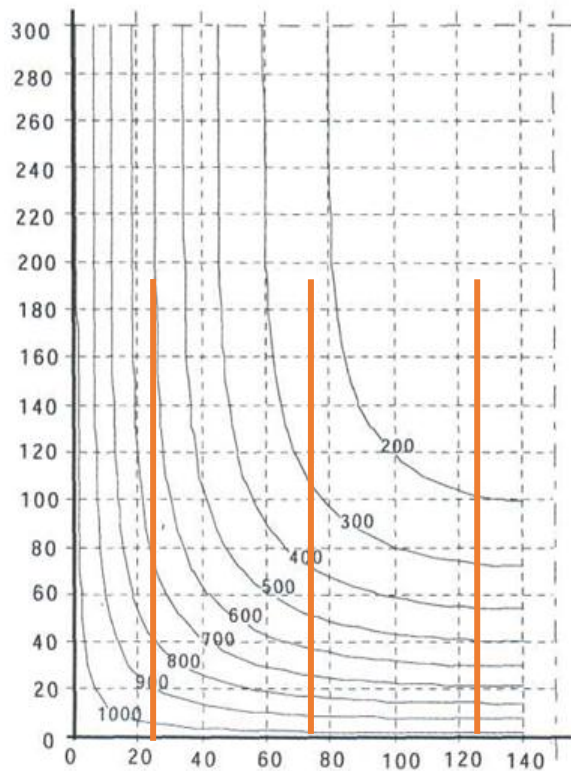


Рисунок А.8 – Температурні криві балки $h \times b = 600 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - R 120, ^\circ\text{C}$

Figure A.8 Temperature profiles ($^\circ\text{C}$) for a beam $h \times b = 600 \times 300 - R120$

Рис. ба .Температурні криві для балки, розміром 600ммх300мм класу вогнестійкості R120.

6. Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$

Таблиця Б.1 – Значення параметрів діаграми "напруження-деформація" для звичайного бетону за підвищених температур

Температура бетону, θ , $^\circ\text{C}$	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
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	—	—

$$k_c(\theta_1) = 0,45$$

$$k_c(\theta_2) = 0,95 - ((0,95 - 0,85)/100) \times (220 - 200) = 0,95 - 0,02 = 0,93$$

$$k_c(\Theta_3) = 0,95$$

$$k_c(\Theta_M) = 0,95$$

Враховуючи, що за умовами завдання у нас бетон із силікатним заповнювачем. $k_c(\Theta_1) = 0,45$; $k_c(\Theta_2) = 0,93$; $k_c(\Theta_3) = 0,95$; $k_c(\Theta_M) = 0,95$.

Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини, що враховує при розрахунку зміни кожної зони за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\Theta_i) = \frac{(1-0,2/3)}{3} (0,45 + 0,93 + 0,95) = 0,72$$

Розраховуємо ширину пошкодженої зони балки за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right] = 150 \times \left[1 - \frac{0,72}{0,95} \right] = 36 \text{ мм}$$

де w – половина ширини перерізу балки

Зменшимо розміри поперечного перерізу балки на величину $a_z = 36$ мм з тих сторін, що зазнають вогневого впливу.

Розрахункові ширина $b_{fi} = 300 - (36 + 36) = 228$ мм та висота перерізу $h_{fi} = 600 - 36 = 564$ мм.

7. Визначаємо температуру в арматурних стержнях

Координати розташування крайніх стержнів балки 30 мм х 30 мм, середніх – 110 мм х 30 мм.

Згідно рис ба, температура крайніх стержнів – $\Theta_1 = 850$ °C відповідно $k_{s1}(\Theta) 850$ °C = 0,07 (за формулою 5 для визначення k_s); середніх – $\Theta_1 = 600$ °C відповідно $k_{s2}(\Theta) (600$ °C) = 0,335 (за формулою 4 для визначення k_s):

- | | |
|---|---|
| (1) $k_s(\Theta) = 1,0$ | для $20^\circ\text{C} \leq \Theta \leq 100^\circ\text{C}$ |
| (2) $k_s(\Theta) = 0,7 - 0,3(\Theta - 400)/300$ | для $100^\circ\text{C} < \Theta \leq 400^\circ\text{C}$ |
| (3) $k_s(\Theta) = 0,57 - 0,13(\Theta - 500)/100$ | для $400^\circ\text{C} < \Theta \leq 500^\circ\text{C}$ |
| (4) $k_s(\Theta) = 0,1 - 0,47(\Theta - 700)/200$ | для $500^\circ\text{C} < \Theta \leq 700^\circ\text{C}$ |
| (5) $k_s(\Theta) = 0,1(1200 - \Theta)/500$ | для $700^\circ\text{C} < \Theta \leq 1200^\circ\text{C}$ |

$k_v(\Theta)$ - середній коефіцієнт зниження міцності арматури

$$k_v(\Theta) = (k_{s1}(\Theta) + k_{s2}(\Theta)) \times 2 / 4 = (0,07 + 0,335) \times 2 / 4 = 0,203$$

Визначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стержнів.

$$f_{su,fi}(\Theta_M) = 0,87 \times f_{yk} \times k_v(\Theta) = 0,87 \times 500 \text{ МПа} \times 0,203 = 88,31 \text{ МПа}$$

8. Виконуємо розрахунок балки на вогнестійкість.

Для цього спочатку потрібно визначити стиснуту зону бетону x :

$$x = (f_{su,fi} \times A_s) / (0,576 \times f_{ck} \times b_{fi} \times 0,8) = (88,31 \text{ МПа} \times 1520 \text{ мм}^2) / (0,576 \times 25 \times 10^6 \text{ Па} \times 0,228 \text{ м} \times 0,8) = 0,05 \text{ м} = 50 \text{ мм}$$

Тепер визначаємо плече внутрішньої пари сил z :

$$z = d - 0,5x = 534 - 0,5 \times 50 = 509 \text{ мм}$$

$$d = h_{fi} - a = 564 - 30 = 534 \text{ мм}$$

Несуча здатність балки при пожежі:

$$M_{Rd,fi} = f_{su,fi}(\Theta_M) \times z \times A_s = 88,31 \times 509 \times 1520 = 68,32 \text{ кНм}$$

Навантаження на балку при пожежі:

$$M_{Ed,fi} = F_d l^2 / 8 \times 0,7 = 25000 \times 36 / 8 \times 0,7 = 78,75 \text{ кНм}$$

Умова вогнестійкості балки: $M_{Rd,fi} \geq M_{Ed,fi}$

$$M_{Rd,fi} = 68,32 \text{ кНм} \leq M_{Ed,fi} = 78,75 \text{ кНм}, \text{ умова не виконується.}$$

Висновок: залізобетонна балка не відповідає нормованому класу вогнестійкості R120.

Температурні криві балки розміром $h \times b = 300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$, °C для класів вогнестійкості R30 і R60, а також температурні криві балки розміром $h \times b = 800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$, °C для класів вогнестійкості R90 і R120 надано у додатку 2.

2.3. Перевірка відповідності класу вогнестійкості залізобетонної колони

Завдання 2.3: Визначити вогнестійкість залізобетонної колони прямокутного перерізу у будівлі за допомогою табличних даних та спрощеного (зонного) методу.

№	Вихідні дані	Літери прізвища									
		А,І,Т, Ч	Б,Ї, Х	В,Й, М	Г,К, Ф	Л, С	Ю,Е,О, Р	Є,Н, Ш	Ж,У, Щ	З,П, Я	И,Ц, Д
1.	Ступінь вогнестійкості будівлі	ІІБ				ІІ				ІV	
2.	Клас бетону	С16/20		С20/25		С25/30		С30/35			
3.	Розміри перерізу, $h \times b$, мм	300 × 300				300 × 300				300 × 300	
4.	Відстань до	15		25		20		18		16	

	осі арматури, мм					
5.	Армування	4Ø22 A400C ($A_s = 1520 \text{ мм}^2$)	4Ø16 A500C ($A_s = 804 \text{ мм}^2$)	4Ø18 A400 ($A_s = 1018 \text{ мм}^2$)	4Ø20 A500 ($A_s = 1256 \text{ мм}^2$)	4Ø25 A400 ($A_s = 1963 \text{ мм}^2$)
6.	$l (м) / G_k / Q_k$	3 м / 800 кН / 360 кН		4 м / 1000 кН / 600 кН		3,5 м / 900 кН / 500 кН

1. Обираємо свій варіант.

Прізвище Рятувальник:

- перша літера «Р» нам вказує, що ступінь вогнестійкості будівлі II;
- друга літера «Я» вказує на клас бетону С 30/35;
- третя літера «Т» вказує на розмір перерізу 300 мм × 300 мм;
- четверта літера «У» вказує на відстань до осі арматури 18 мм;
- п'ята літера «В» вказує на поздовжнє армування, що складається з чотирьох стержнів діаметром 16 мм маркою сталі А500С, A_s –площа поперечного перерізу арматури 804 мм².
- шоста літера «А» вказує на довжину колони 3 м, постійне навантаження колони $G_k = 800$ кН та змінне навантаження $Q_k = 360$ кН.

2. Визначаємо необхідний нормований клас вогнестійкості колони.

Враховуючи, що за умовою будівля II ступеню вогнестійкості, колона повинна відповідати класу вогнестійкості не нижче R 120.

Таблиця 1 – Ступінь вогнестійкості будинку та класи вогнестійкості будівельних конструкцій

Ступінь вогнестійкості	Мінімальні значення класів вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальні значення груп поширення вогню по них								
	Стіни				Колони	Сходові площадки, косоури, сходи, балки, марші сходових кліток	Перекриття міжповерхові (у т.ч. горищні та над підвалами)	Елементи суміщених покриттів	
	несучі та сходових кліток	само-несучі	зовнішні ненесучі	внутрішні ненесучі (перегородки)				плити, настили, прогони	балки, ферми, арки, рами
I	REI 150 M0	REI 90 M0	E 30 M0	EI 30 M0	R 150 M0	R 60 M0	REI 60 M0	RE 30 M0	R 30 M0
II	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15 M0	EI 15 M0	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M0	RE 15 M0	R 30 M0
III	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60 M0	REI 30 M0	E 15 M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0
IIIб	REI 60 M1	REI 30 M1	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 60 M1	R 45 M0	REI 45 M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45 M1
IV	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M1	EI 15 M1	R 30 M1	R 15 M1	REI 15 M1	Не нормуються	
IVa	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M2	EI 15 M1	R 15 M0	R 15 M0	REI 15 M0	RE 15 M2	R 15 M0
V	Не нормуються								

Примітка 1. Класи вогнестійкості будівельних конструкцій визначають залежно від нормованих граничних станів та межі вогнестійкості відповідно до ДБН В.1.2-7, ДСТУ Б В.1.1-4, визначених у додатку Г.

Примітка 2. Клас вогнестійкості самонесучих стін, які враховуються у розрахунках жорсткості та стійкості будинку, приймають як для несучих стін.

Примітка 3. Групи поширення вогню будівельними конструкціями визначають за методом, наведеним у додатку Д цих Норм.

3. Визначаємо коефіцієнт надійності за класом наслідків (за відповідальністю) конструкції u_n .

Визначаємо клас наслідків будівлі у відповідності до вимог таблиці 1 – Класи наслідків (відповідальності) об'єктів за ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд». Враховуючи, що за умовами задана будівля 5-ти поверхового медичного центру з кількістю персоналу 158 осіб клас наслідків нашої будівлі СС2. Це середній клас, в основному до даного класу відповідальності належать більшість типових споруд, таких як: якійсь заклад, готель, лікарня, або гуртожиток з перебуванням людей від 50 до 400 осіб включно.

Таблиця 1 – Класи наслідків (відповідальності) об'єктів

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики та інженерних мереж, рівень
Для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	Для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті	Для життєдіяльності людей, які перебувають зовні об'єкта			
СС3 значні наслідки	Понад 400	Понад 1000	Понад 50 000	Понад 50 000	Загальнодержавний
СС2 середні наслідки	Понад 50 до 400 включно	Понад 100 до 1000 включно	Понад 100 до 50 000 включно	Понад 2 500 до 50 000 включно	Регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	До 50 включно	До 100 включно	До 100 включно	До 2 500 включно	Об'єктовий

Примітка 1. Вважається, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там більше ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 год за рік). Особами, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 год за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби відповідно [3].

Примітка 2. Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [1]

Примітка 3. Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється [2].

Враховуючи клас наслідків будівлі СС2, визначаємо категорію відповідальності конструкції – колони у відповідності до вимог п. 5.2.1 ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд». Цитування пункту:

5.2 Категорії відповідальності конструкцій та їх елементів

5.2.1 Залежно від наслідків, які можуть бути викликані відмовою, розрізняють три категорії відповідальності конструкцій та їх елементів:

А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до непридатності до експлуатації будівлі (споруди) або її частини.

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.

Колона – така конструкція відмова (*руйнування, недопустиме переміщення або деформація*), якої може призвести до непридатності до експлуатації будівлі (споруди) або її частини, тому приймаємо категорію відповідальності «А» – найвищу.

Відповідно таблиці 5 ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд» приймаємо значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n - 0,975.

Таблиця 5 – Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

Примітка 1. Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно до класів наслідків (відповідальності), слід їх відносити до категорії Б.

Примітка 2. Для об'єктів нового будівництва, що споруджуються в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення, які за всіма характеристиками можливих наслідків їх відмови відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, коефіцієнт надійності γ_n , що передбачений для вищих класів наслідків, не застосовується.

4. Визначаємо розрахункову довжину колони при пожежі $l_{o,fi}$.

Розрахункову довжину колони при пожежі $l_{o,fi}$ визначаємо добутком фактичної довжини колони 3 м на коефіцієнт μ , якій залежить від засобу закріплення колони (у нашому випадку шарнірне закріплення з двох боків, тому $\mu = 1$);

$l_{o,fi} = l \times \mu = 3\text{ м} \times 1 = 3\text{ м} \leq 4\text{ м}$, розрахункова довжина колони при пожежі не перевищує 4 м, тобто перша передумова стосовно довжини колони виконується, можемо використовувати табличні дані.

5. Перевіряємо передумову, щодо ступеня армування колони.

$$A_s = \frac{\pi d d}{4} \times 4 < 4\% A_c = 0,04 \times 300 \times 300 = 3600 \text{ мм}^2$$

де A_s – площа поперечного перерізу арматури;

A_c – площа поперечного перерізу бетону;

$$A_s = 804 \text{ мм}^2 < 4\% A_c = 3600 \text{ мм}^2$$

тобто площа перерізу арматури не перевищує 4% площі перерізу бетону. Передумова стосовно армування також виконується, можемо використовувати табличні дані.

6. Розраховуємо коефіцієнт використання конструкції під час пожежі μ_{fi} .

За рекомендаціями 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), коефіцієнт використання конструкції під час пожежі має бути не більшим за 0,7:

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \leq 0,7$$

де: $N_{Ed,fi}$ – діюче навантаження при пожежі;

N_{Rd} – несуча здатність колони.

$$N_{Ed,fi} = \gamma_n (G_k + 0,8 \times Q_k) = 0,975 (800 + 0,8 \times 360) = 1060,8 \text{ кН},$$

де: γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю конструкції (встановили – 0,975 див. вище);

G_k – постійне навантаження колони дано за умовою – 800 кН;

0,8 – коефіцієнт зниження змінного навантаження при пожежі (ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи);

Q_k – змінне навантаження – 360 кН.

По коефіцієнту 0,8: вважається, що у разі виникнення пожежі навантаження на конструкцію не буде максимальним, а за нормальних температур навантаження приймається максимальним, завищується коефіцієнтами. У разі виникнення пожежі, вважається, що тривалість аварійної (екстремальної) ситуації перебуває незначний термін часу, тому приймаються коефіцієнти, які зменшують навантаження при пожежі.

$$N_{Rd} = (f_{cu} \times A_c) + (f_{su} \times A_s) = (0,567 \times 30 \times 90000) + (0,87 \times 500 \times 804) = 1866,96 \text{ кН}$$

де: f_{cu} – гранична межа міцності бетону при стисканні $= 0,567 \times f_{ck} = 17,01$ МПа;

A_c – площа перерізу бетону, що сприймає навантаження направлено на стиск $A_c = 300 \times 300 = 90000 \text{ мм}^2$;

f_{su} – гранична межа міцності при розтягу арматури $f_{su} = 0,87 \times 500 = 435$ МПа;

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} = 1060,8 / 1880,64 = 0,564 \leq 0,7 \text{ умова виконується}$$

7. Переходимо безпосередньо до табличного методу перевірки колони на клас вогнестійкості R 120.

Таблиця Д.1 ДСТУ-Н Б В.2.6-197:2014 «Настанова з проектування залізобетонних колон. Розрахунок на вогнестійкість»;

Таблиця Д.1 – Мінімальні розміри колони та відстань до осі арматури для колон прямокутного та круглого перерізів

Нормований клас вогнестійкості	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони/відстань до осі робочої арматури, b_{\min}/a			
	Колонна, що піддається впливу більше ніж з однієї сторони			Піддається впливу з однієї сторони
	$\mu_{fl} = 0,2$	$\mu_{fl} = 0,5$	$\mu_{fl} = 0,7$	$\mu_{fl} = 0,7$
1	2	3	4	5
R30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R240	350/61**	450/75**	–	295/70

**) Мінімум 8 стрижнів.
Для попередньо напружених колон повинно позначатися збільшення відстані до осі арматури згідно з 8.2.4.

Примітка. Таблиця Д.1 базується на рекомендованому значенні $a_{oc} = 1,0$.

Висновок: за результатами табличного методу конструкція перевірку не пройшла.

8. Приступаємо до спрощеного (зонного) методу.

Поперечний переріз колони розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з чотирьох сторін. Відстань до вісі арматури 18 мм.

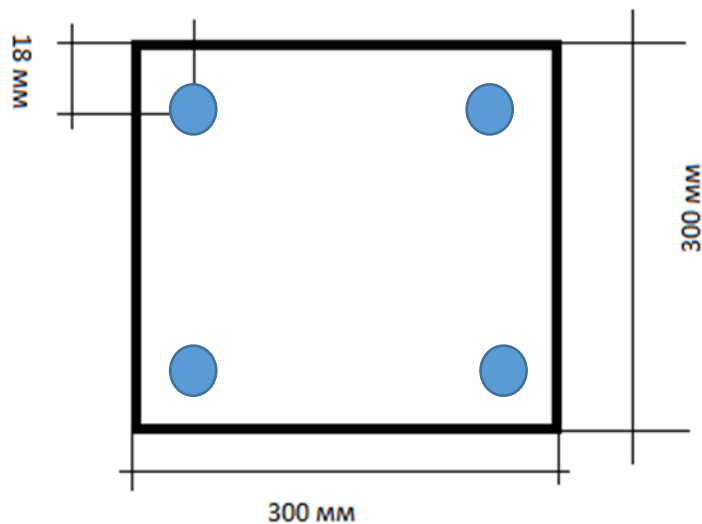


Рисунок 7. Переріз залізобетонної колони.

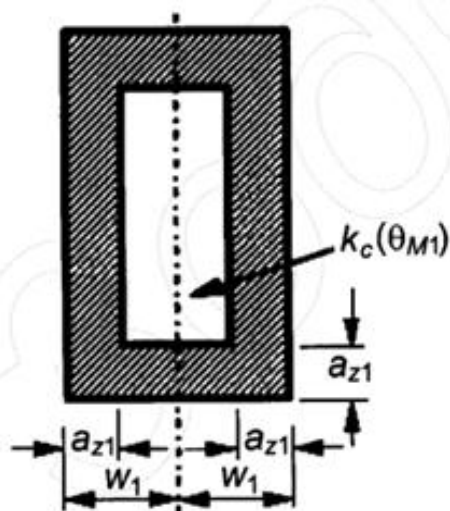


Рисунок 8. Приведений поперечний переріз колони.

Приведення поперечного перерізу базується на визначенні a_z – пошкодженої зони поверхні, що обігривається.

Приступаємо до використання рисунку А.14 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).

$\frac{1}{2}$ товщині колони 150 мм ділимо на 5 однакових паралельних зон, тобто на 30 мм кожну.

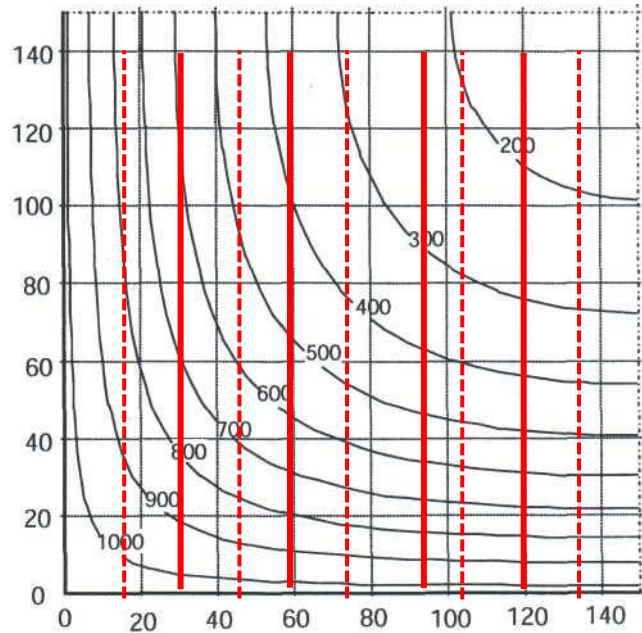


Рисунок 9 – Температурні криві колони $h \times b=300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} – R120, ^\circ\text{C}$

Визначаємо температури для середини кожної зони перерізу та для центру всього перерізу Θ_M , тобто на 150 мм:

$$\Theta_1(15\text{мм})=780^\circ\text{C}$$

$$\Theta_2(45\text{мм})=480^\circ\text{C}$$

$$\Theta_3(75\text{мм})=300^\circ\text{C}$$

$$\Theta_4(105\text{мм})=200^\circ\text{C}$$

$$\Theta_5(135\text{мм})=200^\circ\text{C}$$

$$\Theta_M = 200^\circ\text{C}$$

9. Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\Theta_i)$

Таблиця значення параметрів діаграми «напруження-деформація» для звичайного бетону за підвищених температур.

Температура бетону, θ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
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	–	–

Враховуючи, що за умовами бетон з силікатним заповнювачем, за допомогою таблиці визначаємо:

$$k_c(\theta_1) = 0,18 \text{ (для } 780^\circ\text{C)};$$

$$k_c(\theta_2) = 0,63 \text{ (для } 480^\circ\text{C)};$$

$$k_c(\theta_3) = 0,85 \text{ (для } 300^\circ\text{C)};$$

$$k_c(\theta_4) = 0,95 \text{ (для } 200^\circ\text{C)};$$

$$k_c(\theta_5) = 0,95 \text{ (для } 200^\circ\text{C)};$$

$$k_c(\theta_M) = 0,95 \text{ (для } 200^\circ\text{C)}$$

Застосуємо метод інтерполяції для визначення коефіцієнта k_c для температури 480°C :

$$k_c(\theta_2) = 0,75 - ((0,75-0,6)/100)*(480-400) = 0,75 - 0,0015 * 80 = 0,75 - 0,12 = 0,63$$

Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини, що враховує при розрахунку зміни кожної зони, за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) = \frac{(1-0,2/5)}{5} \cdot (0,18 + 0,63 + 0,85 + 0,95 + 0,95) = 0,68$$

Розраховуємо ширину пошкодженої зони колони за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] = 150 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,68}{0,95} \right)^{1,3} \right] = 52,9 \text{ мм}$$

Приймаємо 53 мм. Зменшимо висоту та ширину поперечного перерізу колони на величину $a_z = 53$ мм з усіх боків, що зазнає вогневого впливу.

Розрахункова висота перерізу $h_{fi} = 300 - 53 \cdot 2 = 194$ мм, ширина $b_{fi} = 300 - 53 \cdot 2 = 194$ мм.

8. Визначаємо температуру арматурних стержнів:

Відстань від поверхні до середини арматурного стержня 18 мм. За рисунком 9, для колони із R120 визначаємо температуру арматурних стержнів Θ_1 , що дорівнює 970°C .

Тепер визначаємо коефіцієнт k_s для температури 970°C :

- | | | |
|-----|---|---|
| (1) | $k_s(\Theta) = 1,0$ | для $20^\circ\text{C} \leq \Theta \leq 100^\circ\text{C}$ |
| (2) | $k_s(\Theta) = 0,7 - 0,3(\Theta - 400)/300$ | для $100^\circ\text{C} < \Theta \leq 400^\circ\text{C}$ |
| (3) | $k_s(\Theta) = 0,57 - 0,13(\Theta - 500)/100$ | для $400^\circ\text{C} < \Theta \leq 500^\circ\text{C}$ |
| (4) | $k_s(\Theta) = 0,1 - 0,47(\Theta - 700)/200$ | для $500^\circ\text{C} < \Theta \leq 700^\circ\text{C}$ |
| (5) | $k_s(\Theta) = 0,1(1200 - \Theta)/500$ | для $700^\circ\text{C} < \Theta \leq 1200^\circ\text{C}$ |

$$k_s(970^\circ\text{C}) = 0,1 \cdot (1200 - 970) / 500 = 0,046$$

таким чином, маємо:

$$\Theta_1 = 970^\circ\text{C} \quad k_s(\Theta)(970^\circ\text{C}) = 0,046$$

$k_s(\Theta)$ - середній коефіцієнт зниження міцності арматури.

Для температури 970°C $k_s(\Theta) = 0,046$

Визначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стержнів.

$$f_{su,fi}(\Theta_M) = 0,87 \times f_{yk} \times k_s(\Theta) = 0,87 \times 500 \times 0,046 = 20,01 \text{ МПа}$$

9. Проводимо розрахунок колони на несучу здатність, враховуючи зменшену міцність арматури та відкидаючи пошкоджений шар бетону.

Несучу здатність колони при пожежі визначаємо за формулою:

$$N_{Rd,fi} = (f_{cu} \times A_{c,fi}) + (f_{su,fi} \times A_s) = (0,576 \times 30 \times 38416) + (20,01 \times 804) = 680 \text{ кН}$$

де f_{cu} - гранична межа міцності бетону при стисканні

$$f_{cu} = 0,576 \times f_{ck} = 0,576 \times 30 = 17,28 \text{ МПа};$$

$A_{c,fi}$ - площа перерізу бетону при пожежі = $196 \times 196 = 38416$ мм² (із врахуванням пошкоженої зони a_z)

Навантаження на колону при пожежі визначаємо за формулою:

$$N_{Ed,fi} = \gamma_n (G_k + 0,8 \times Q_k) = 0,975 (800 + 0,8 \times 360) = 1060,8 \text{ кН}$$

де γ_n - коефіцієнт за класом наслідків;

G_k - постійне навантаження;

Q_k – змінне навантаження на колону.

Таким чином: $N_{Ed,fi} \geq N_{Rd,fi}$

Умова вогнестійкості колони: $N_{Ed,fi} \leq N_{Rd,fi}$

Умова вогнестійкості не виконується

Висновок: за результатами розрахунку зонним методом, встановлено, що клас вогнестійкості колони R120, не забезпечено.

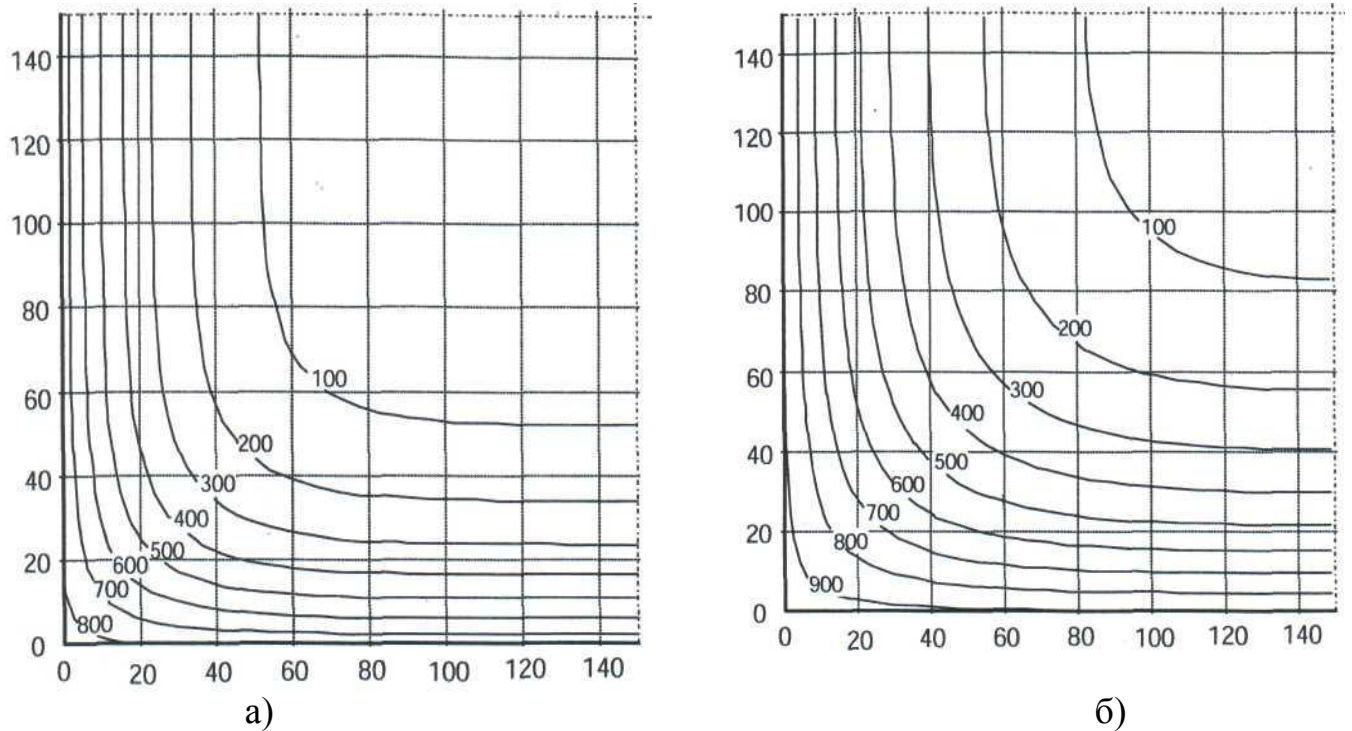
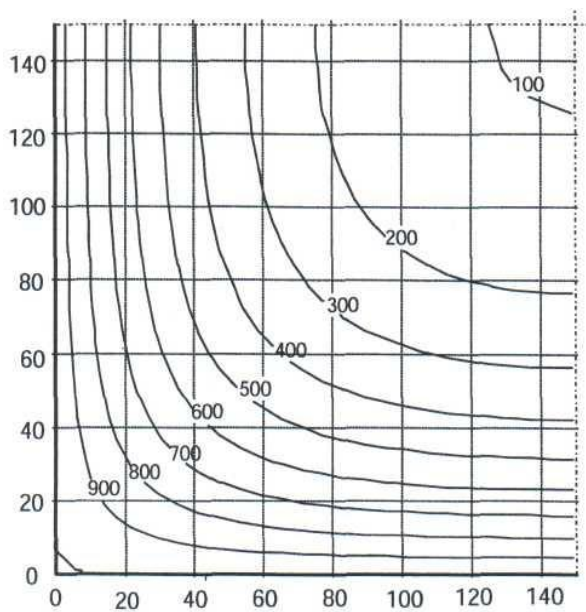


Рисунок 10 - Температурні криві колони $h \times b=300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$, а – R30, б – R60



а)

б)

Рисунок 11 – Температурні криві колони $h \times b=300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$, а) – R90, б) – R120

2.4. Перевірка відповідності класу вогнестійкості стіни.

Завдання 2.4: Визначити вогнестійкість залізобетонної самонесучої стіни, що впливає на жорсткість будівлі за допомогою спрощеного (зонного) методу.

№	Вихідні дані	Літери прізвища									
		А,І,Т, Ч	Б,Ї,Х	В,Й,М	Г,К,Ф	Л,С	Ю,Е,О,Р	Є,Н,Ш	Ж,У,Щ	З,П,Я	И Ц Д
1.	Ступінь вогнестійкості будівлі	Ша			I				II		
2.	Клас бетону	C16/20		C20/25		C25/30		C30/35			
3.	Розміри перерізу, $h \times b$, мм	2700 × 200				3000 × 200			3200 × 200		
4.	Відстань до осі арматури, мм	15		20		25		30		35	
5.	Армування	4Ø22 A400C ($A_s = 1520 \text{ мм}^2$)		4Ø16 A500C ($A_s = 804 \text{ мм}^2$)		4Ø20 A400 ($A_s = 1256 \text{ мм}^2$)		4Ø18 A500 ($A_s = 1017 \text{ мм}^2$)		4Ø25 A400 ($A_s = 1964 \text{ мм}^2$)	
6.	G_k / Q_k	700 кН / 500 кН				800 кН/м / 400 кН				900 / 600 кН	

1. Обираємо свій варіант. Вихідні дані.

Прізвище Рятувальник:

- перша літера «Р» нам вказує, що ступінь вогнестійкості будівлі I;
- друга літера «Я» вказує на клас бетону С 30/35;
- третя літера «Т» вказує на розмір перерізу 2700 мм × 200 мм;
- четверта літера «У» вказує на відстань до осі арматури 30 мм;
- п'ята літера «В» вказує на поздовжнє армування, що складається з чотирьох стержнів діаметром 16 мм маркою сталі А500С, A_s -площа поперечного перерізу арматури 804 мм².
- шоста літера «А» вказує на значення постійного навантаження стіни – 700 кН, та змінне навантаження Q_k – 500 кН.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю конструкції γ_n прийнятий 0,975.

2. Визначаємо необхідний нормований клас вогнестійкості стіни.

Таблиця 1 – Ступінь вогнестійкості будинку та класи вогнестійкості будівельних конструкцій

Ступінь вогнестійкості	Мінімальні значення класів вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальні значення груп поширення вогню по них								
	Стіни				Колони	Сходові площадки, косоури, сходи, балки, марші сходових кліток	Перекрыття міжповерхові (у т.ч. горищні та над підвалами)	Елементи суміщених покриттів	
	несучі та сходових кліток	самонесучі	зовнішні ненесучі	внутрішні ненесучі (перегородки)				плити, настили, прогони	балки, ферми, арки, рами
I	REI 150 M0	REI 90 M0	E 30 M0	EI 30 M0	R 150 M0	R 60 M0	REI 60 M0	RE 30 M0	R 30 M0
II	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15 M0	EI 15 M0	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M0	RE 15 M0	R 30 M0
III	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60 M0	REI 30 M0	E 15 M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0
IIIб	REI 60 M1	REI 30 M1	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 60 M1	R 45 M0	REI 45 M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45 M1
IV	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M1	EI 15 M1	R 30 M1	R 15 M1	REI 15 M1	Не нормуються	
IVa	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M2	EI 15 M1	R 15 M0	R 15 M0	REI 15 M0	RE 15 M2	R 15 M0
V	Не нормуються								

Примітка 1. Класи вогнестійкості будівельних конструкцій визначають залежно від нормованих граничних станів та межі вогнестійкості відповідно до ДБН В.1.2-7, ДСТУ Б В.1.1-4, визначених у додатку Г.

Примітка 2. Клас вогнестійкості самонесучих стін, які враховуються у розрахунках жорсткості та стійкості будинку, приймають як для несучих стін.

Примітка 3. Групи поширення вогню будівельними конструкціями визначають за методом, наведеним у додатку Д цих Норм.

Враховуючи, що за умовою, будівля I ступеню вогнестійкості, стіна повинна відповідати класу вогнестійкості REI 150, оскільки стіна впливає на загальну жорсткість будівлі.

3. Приступаємо до спрощеного (зонного) методу.

Поперечний переріз стіни розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з одного боку. Відстань до вісі арматури від нижнього краю 30 мм.

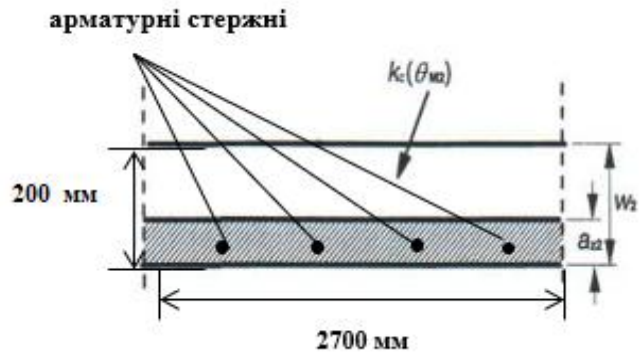


Рисунок 12. Приведений поперечний переріз залізобетонної стіни.

Приведення поперечного перерізу базується на визначенні a_z – пошкодженої зони обігрівної поверхні.

Приступаємо до використання рисунку А.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).

$\frac{1}{2}$ товщині стіни 100 мм ділимо на 5 однакових паралельних зон, тобто на 20 мм кожна.

За рисунком 13 визначаємо температури для середини кожної зони перерізу та для центру всього перерізу θ_M , тобто на 100 мм. Визначаємо температуру для класу вогнестійкості R 150:

$$\theta_1(10\text{мм}) = 880 \text{ }^\circ\text{C} \quad \theta_2(30\text{мм}) = 620 \text{ }^\circ\text{C} \quad \theta_3(50\text{мм}) = 450 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta_4(70\text{мм}) = 300 \text{ }^\circ\text{C} \quad \theta_5(90\text{мм}) = 220 \text{ }^\circ\text{C} \quad \theta_M = 180 \text{ }^\circ\text{C}$$

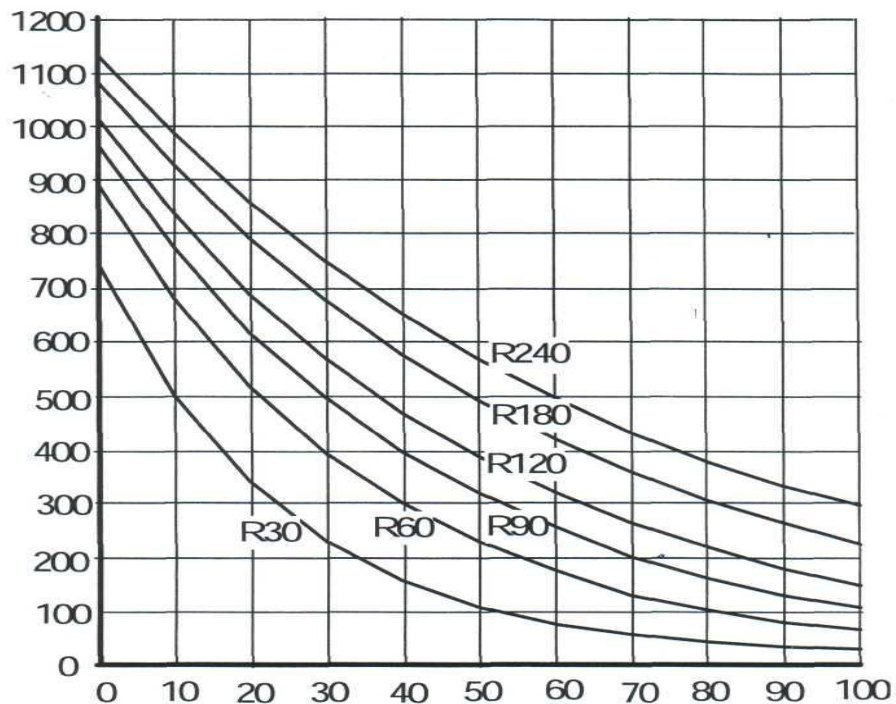


Рисунок 13 – Температурні криві стін (товщина 200мм) для R30 – R240.

4. Визначаємо коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c (\Theta_i)$

Таблиця значення параметрів діаграми «напруження-деформація» для звичайного бетону за підвищених температур.

Температура бетону, θ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
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	–	–

$k_c (\Theta_1) = 0,122$; $k_c (\Theta_2) = 0,42$; $k_c (\Theta_3) = 0,675$; $k_c (\Theta_4) = 0,85$; $k_c (\Theta_5) = 0,93$; $k_c (\Theta_M) = 0,96$, враховуючи що за умовами бетон з силікатним заповнювачем.

Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини, що враховує при розрахунку зміни кожної зони за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) = \frac{(1-0,2/5)}{5} \times (0,122+0,42+0,675+0,85+0,93) = 0,575$$

Товщину пошкодженого шару бетону визначаємо за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right)^{1,3} \right] = 100 \left[1 - \left(\frac{0,575}{0,96} \right)^{1,3} \right] = 48,6 \text{ мм, приймаємо } 49 \text{ мм}$$

Приймаємо 49 мм. Зменшимо товщину (у даному випадку ширину) поперечного перерізу стіни на величину $a_z = 49$ мм з одного боку, що зазнає вогневого впливу.

Розрахункова ширина перерізу $b_{fi} = 200 - 49 = 151$ мм.

5. Визначаємо температуру в арматурних стержнях

$$\Theta_1 = 620 \text{ } ^\circ\text{C} \quad k_s(\Theta) (620 \text{ } ^\circ\text{C}) = 0,382 = k_v;$$

- | | | |
|-----|---|---|
| (1) | $k_s(\Theta) = 1,0$ | для $20^{\circ}\text{C} \leq \Theta \leq 100^{\circ}\text{C}$ |
| (2) | $k_s(\Theta) = 0,7 - 0,3(\Theta - 400)/300$ | для $100^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 400^{\circ}\text{C}$ |
| (3) | $k_s(\Theta) = 0,57 - 0,13(\Theta - 500)/100$ | для $400^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 500^{\circ}\text{C}$ |
| (4) | $k_s(\Theta) = 0,1 - 0,47(\Theta - 700)/200$ | для $500^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 700^{\circ}\text{C}$ |
| (5) | $k_s(\Theta) = 0,1(1200 - \Theta)/500$ | для $700^{\circ}\text{C} < \Theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$ |
- В

изначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стержнів.

$$f_{su,fi}(\Theta_M) = 0,87 \times f_{yk} \times k_v(\Theta) = 0,87 \times 500 \times 0,382 = 166,17 \text{ МПа}$$

6. Проводимо розрахунок стіни на несучу здатність, враховуючи зменшену міцність арматури та відкидаючи пошкоджений шар бетону.

$$N_{Rd,fi} = (f_{cu} \times A_{c,fi}) + (f_{su,fi} \times A_s) = (0,576 \times 30 \times 407700) + (166,17 \times 804) = 7164,7 \text{ кН}$$

де f_{cu} – гранична межа міцності бетону при стисканні $= 0,576 \times f_{ck} = 17,28 \text{ МПа}$;

$A_{c,fi}$ – площа перерізу бетону при пожежі $= 151 \times 2700 = 407700 \text{ мм}^2$;

Площа бетону за виключенням площі арматури:

$$407700 - 804 = 406896 \text{ мм}^2$$

$$N_{Ed,fi} = \gamma_n (G_k + 0,8 \times Q_k) = 0,975 (700 + 0,8 \times 500) = 1072,5 \text{ кН}$$

$$N_{Rd,fi} > N_{Ed,fi}$$

$$7164,7 \text{ кН} > 1072,5 \text{ кН}$$

Висновок: отже, за результатами розрахунку зонним методом, встановлено, що вогнестійкість стіни забезпечено.

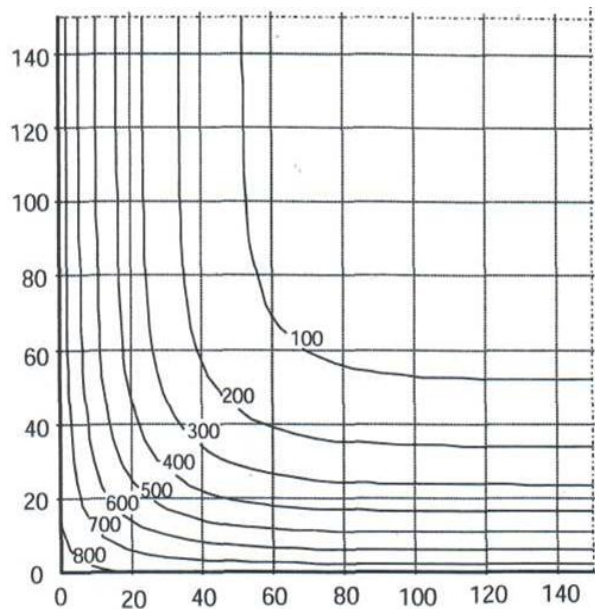
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
2. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
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. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України.
6. Тищенко О.М., Поздеєв С.В., Березовський А.І., Рудешко І.В., Сідней С.О. Стійкість будівель і споруд при пожежі, Черкаси, ЧПБ імені Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, 2019, 330с.
7. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935 -2:1991, NEQ) ДСТУ 3760:2006. – Київ: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ України.

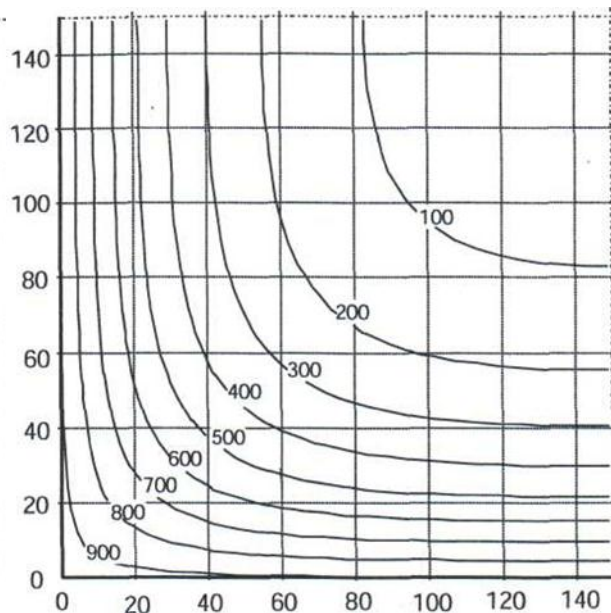
ДОДАТКИ

Додаток 1.

Температурні криві колони $h \times b = 300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$, а – R30, б – R60

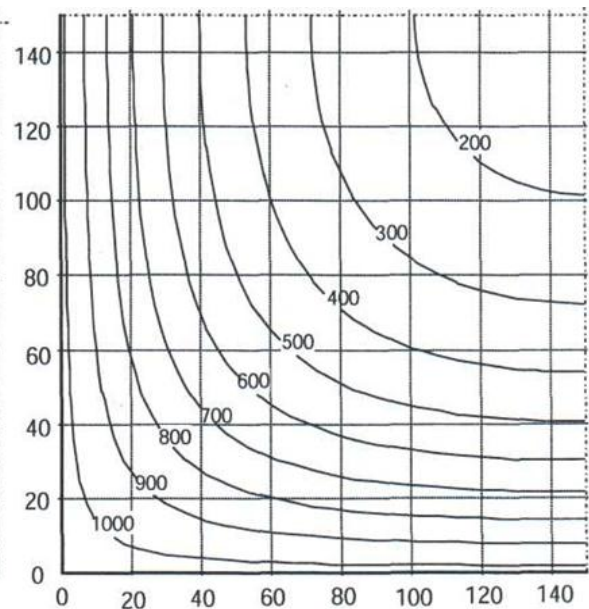
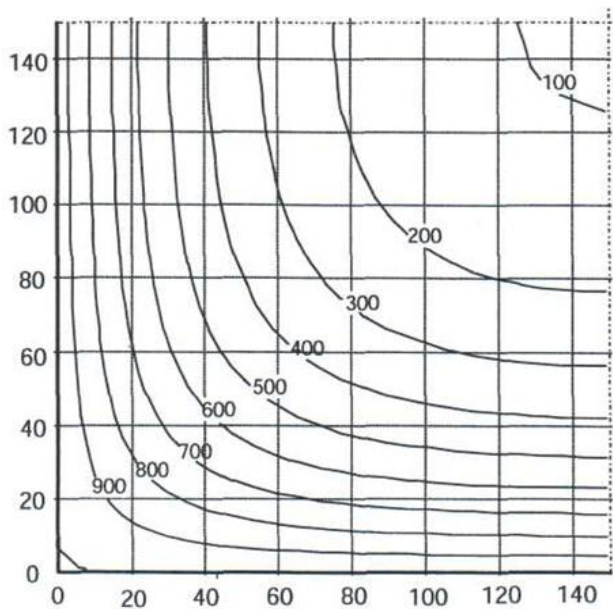


а)

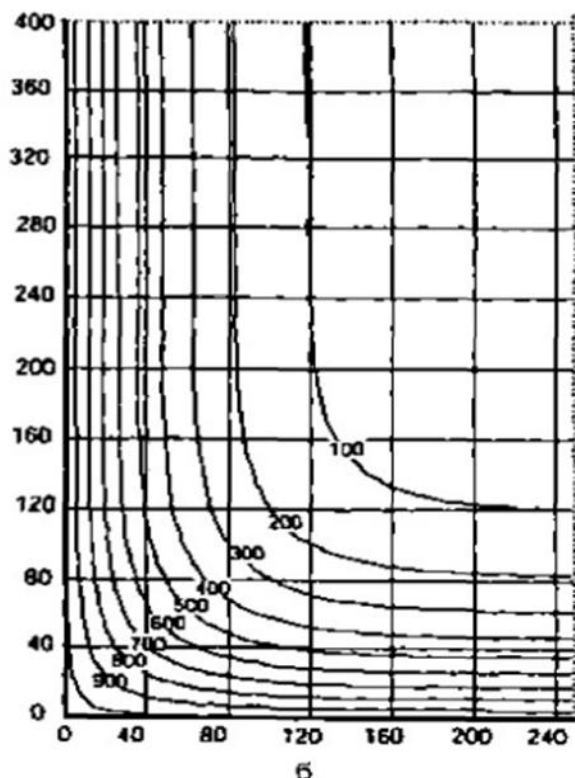
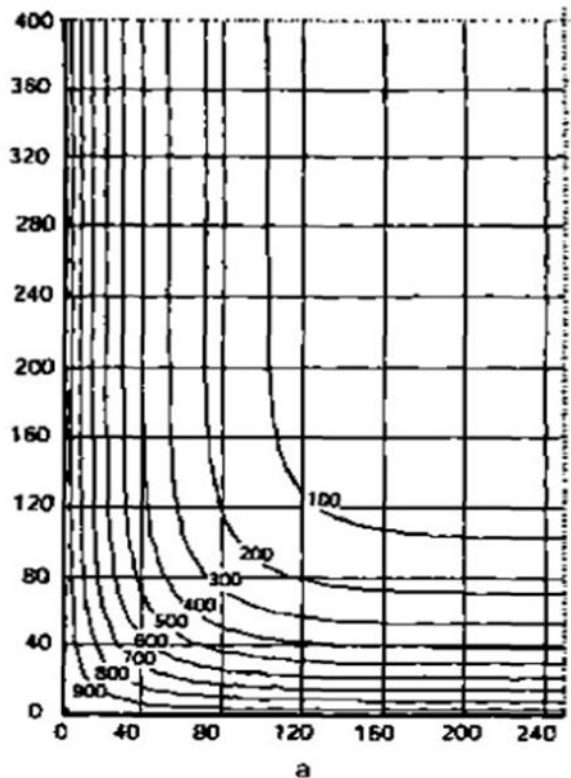


б)

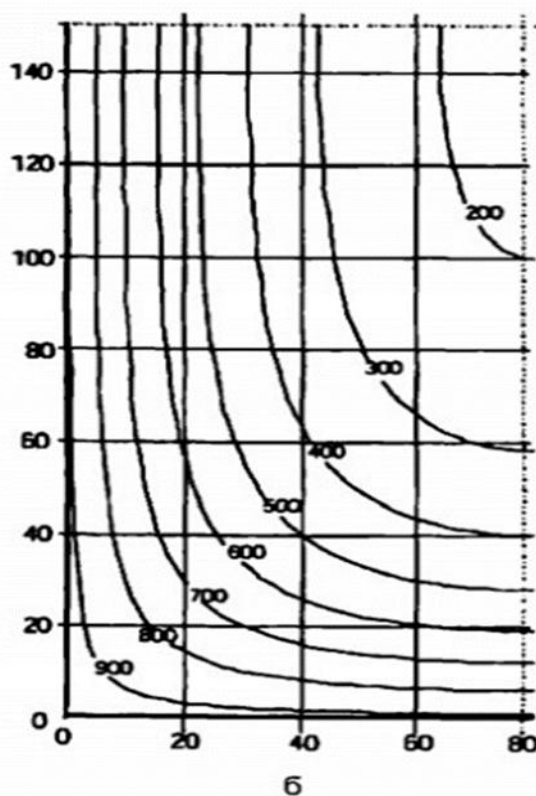
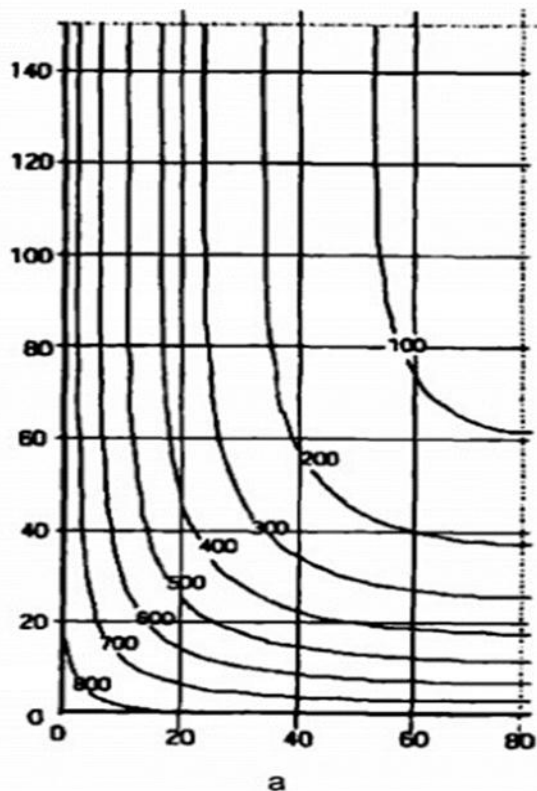
Температурні криві колони $h \times b = 300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$: а – R90, б – R120

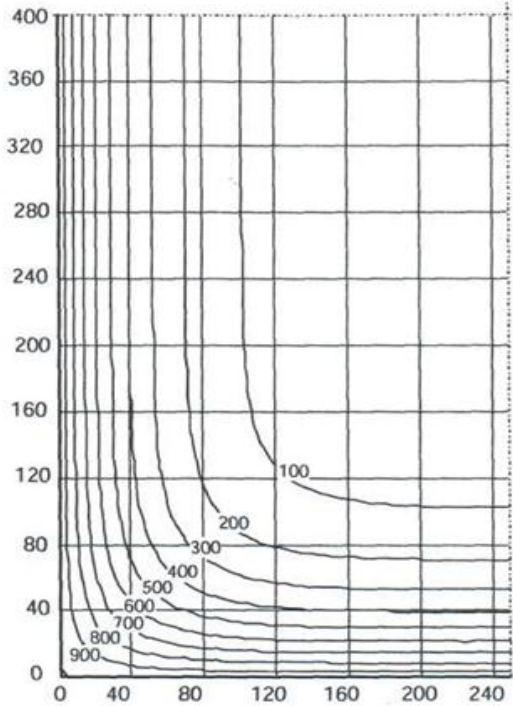


Температурні криві балки $h \times b = 800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$, °C:
а – R90; б – R120.



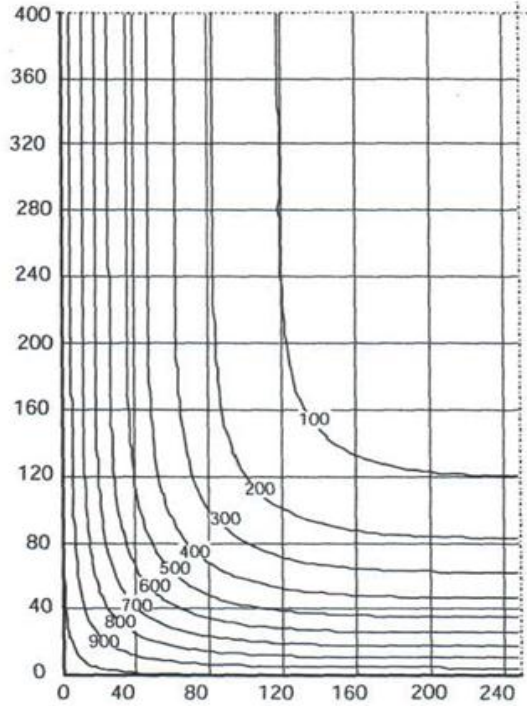
Температурні криві балки $h \times b = 300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$, °C:
а – R30; б – R60.





a) R90

Рисунок А.9 – Температурні криві балки $h \times b=800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$, °C



b) R120.

Figure A.9: Temperature profiles (°C) for a beam $h \times b = 800 \times 500$

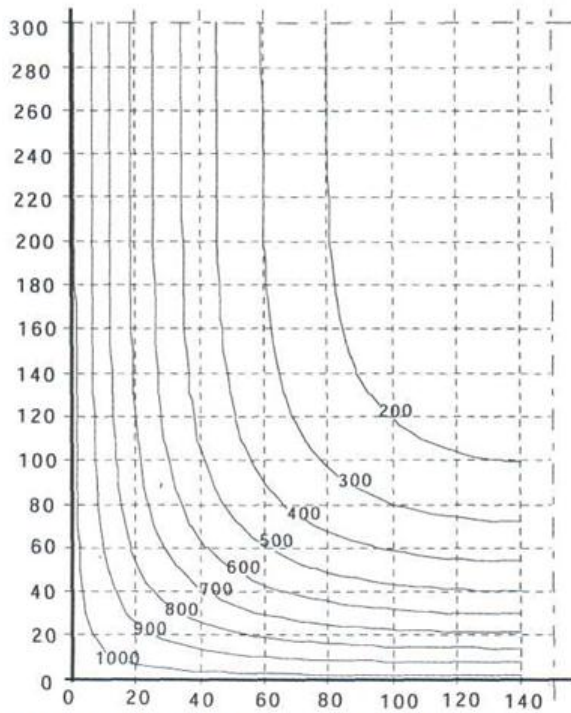


Рисунок А.8 – Температурні криві балки $h \times b=600 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$ – R 120, °C

Figure A.8 Temperature profiles (°C) for a beam $h \times b = 600 \times 300$ – R120

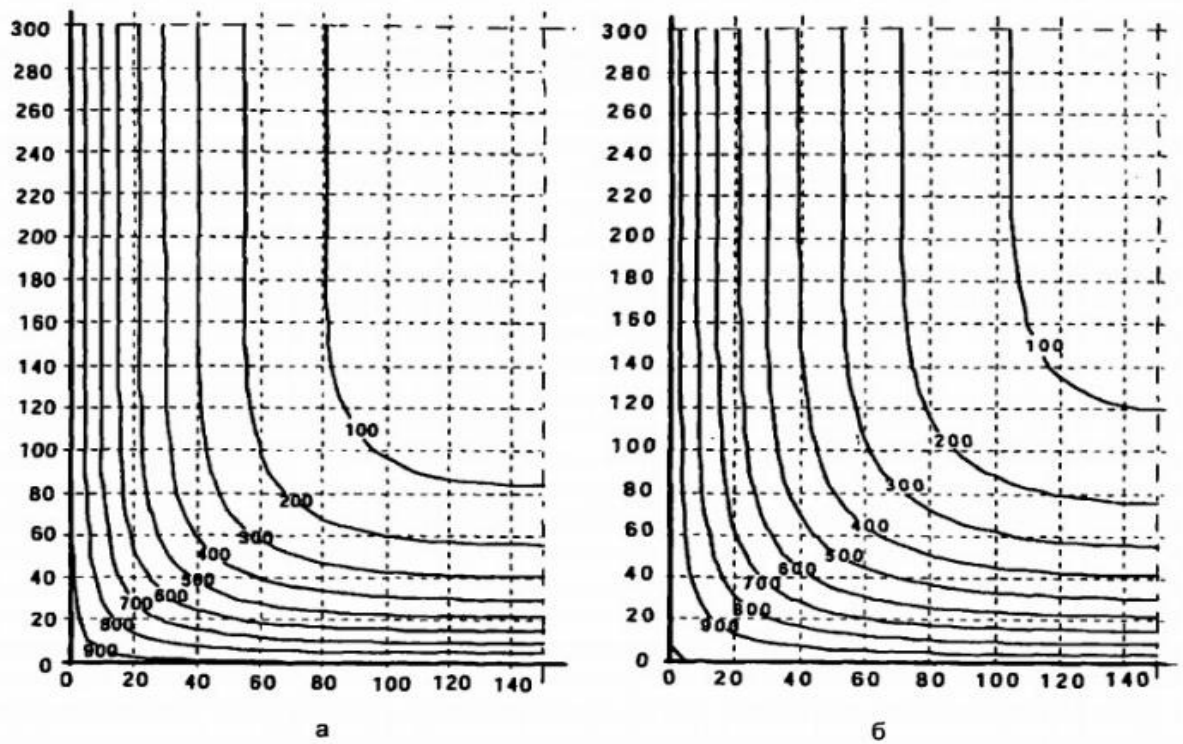
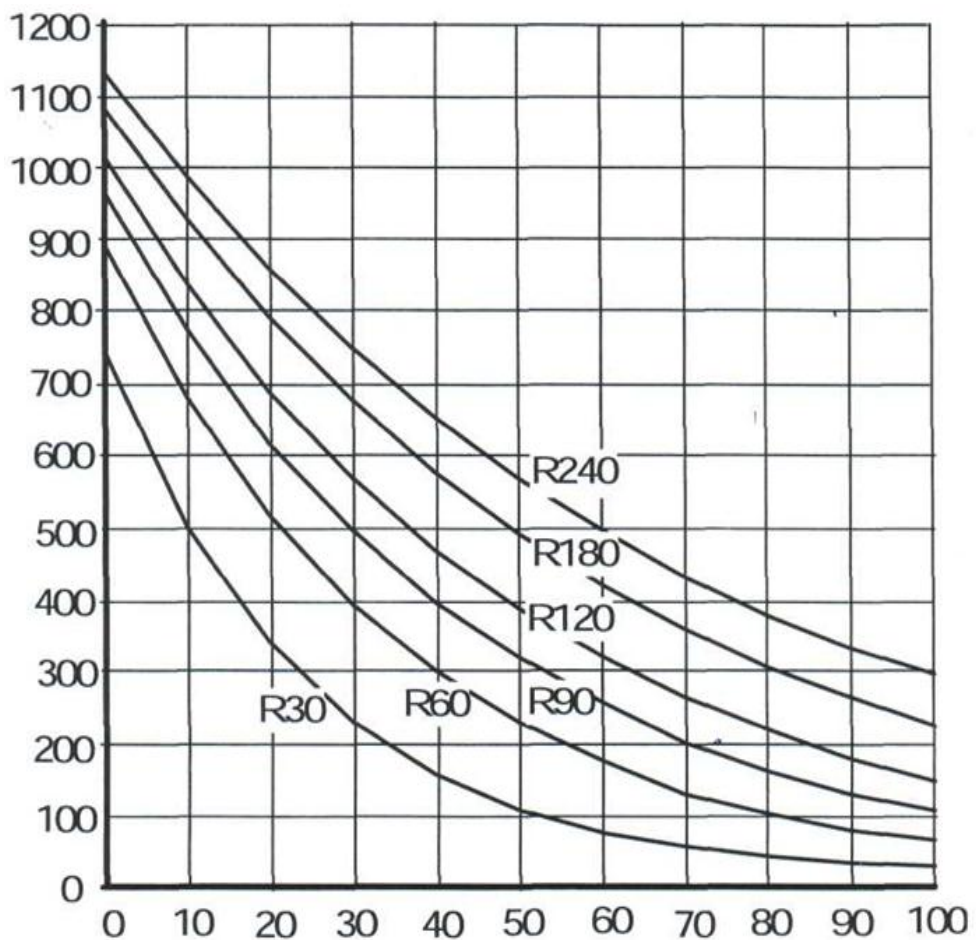


Рисунок 6. Температурні криві балки $h \times b = 600 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$, $^{\circ}\text{C}$ – R60 ; б – R90.

Температурні криві стін (товщина 200мм) для R30 – R240.



Основні позначення

Великі латинські літери

- $E_{d,fi}$ розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі
 E_d розрахунковий навантажувальний ефект за нормальної температури
 $R_{d,fi}$ розрахунковий опір під час пожежі; $R_{d,fi}(t)$ для часу t
R 30 or R 60, ... клас вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
E 30 or E 60 ... клас вогнестійкості за ознакою втрати цілісності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
I 30 or I 60, ... клас вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
 T температура, К (переносяться з температури θ , °С);
 X_k характеристичне значення характеристики міцності або деформативності за нормальних температур
 $X_{d,fi}$ розрахункові характеристики міцності або деформативності під час пожежі

Малі латинські літери

- a відстань від найближчої обігріваної поверхні до осі ненапруженої або попередньо напруженої арматури (надалі відстань до осі арматури)
 c_c теплоємність бетону, Дж/(кг·К)
 $f_{ck}(\theta)$ характеристичне значення міцності бетону на стиск за температури θ для заданої деформації
 $f_{ck,t}(\theta)$ характеристичне значення міцності бетону на розтяг за температури θ для заданої деформації
 $f_{pk}(\theta)$ характеристичне значення опору попередньо напруженої арматури за температури θ для температурної деформації
 $f_{sk}(\theta)$ характеристичне значення опору ненапруженої арматури за температури θ для температурної деформації
 f_{yk} характеристична міцність сталеві арматури на розтяг
 f_{yd} розрахункова міцність сталеві арматури на розтяг
 $k_{(\theta)}=X_{k(\theta)}/X_k$ коефіцієнт зниження для міцності або деформативності за температури θ
 $n=N_{0Ed,fi}/(0,7(A_c f_{cd}+A_s f_{yd}))$ рівень навантаження колони за нормальних температур
 t тривалість вогневого впливу, хв

- z плече внутрішньої пари сил
 d робоча висота перерізу
 x висота стиснутої зони перерізу (відстань до нейтральної вісі)

Малі грецькі літери

- $\gamma_{M,fi}$ коефіцієнт надійності матеріалу під час пожежі
 $\eta_{fi}=E_{d,fi}/E_d$ коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі
 $\mu_{fi}=N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ коефіцієнт використання під час пожежі
 $\varepsilon_{c(\theta)}$ температурна деформація бетону
 $\varepsilon_{p(\theta)}$ температурна деформація попередньо напруженої арматури
 $\varepsilon_{s(\theta)}$ температурна деформація ненапруженої арматури
 $\varepsilon_{s,fi}$ деформація ненапруженої та попередньо напруженої арматури за температури θ
 λ_c теплопровідність бетону, Вт/(мК)
 $\lambda_{0,fi}$ гнучкість колони під час пожежі
 $\sigma_{c,fi}$ напруження стиску в бетоні під час пожежі
 $\sigma_{s,fi}$ напруження арматури під час пожежі
 θ температура, $^{\circ}\text{C}$
 θ_{cr} критична температура, $^{\circ}\text{C}$

Доповнення до EN 1992-1-1,

використовуються наступні індекси

- f_i значення під час пожежі
 t залежність від часу
 θ залежність від температури