

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ**

**Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах**

# **СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ**

## **Практикум**

Харків 2024

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ**

**Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах**

# **СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ**

## **Практикум**

Харків 2024

Затверджено до друку і використання  
в навчальному процесі вченою радою  
НУЦЗ України  
(протокол від 25.10.2024 № 3)

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

**Рецензенти:** заступник начальника відділу нормативно-технічної роботи та контролю за системами протипожежного захисту та ліцензування управління запобігання надзвичайних ситуацій ГУ ДСНС України у Харківській області О. В. Коробка;

доктор наук з державного управління, доцент, професор кафедри пожежної і техногенної безпеки об'єктів та технологій факультету пожежної безпеки НУЦЗ України, С. А. Вавренюк.

**Стійкість** будівель та споруд при пожежі: практикум. Для підготовки здобувачів вищої освіти за першим (бакалаврським) рівнем вищої освіти в галузі знань 26 «Цивільна безпека» за спеціальністю 261 «Пожежна безпека» відповідно до освітньо-професійної програми «Пожежна безпека». / Укладачі: В. В. Тригуб, Ю. А. Отрош, Н. В. Рашкевич, Е. Е. Щолоков. – Х: НУЦЗУ, 2024. – 200 с.

У даному практикумі викладено матеріал з розрахунку будівельних конструкцій, що працюють під навантаженням як у звичайних умовах експлуатації, так і в умовах впливу пожежі. Подано методики та приклади розрахунку будівельних конструкцій, збирання навантажень, що діють на конструкції, приклади розрахунку межі вогнестійкості будівельних конструкцій за Національною методикою та Європейськими нормами (Єврокодами).

## ЗМІСТ

<b>Вступ</b> .....	6
<b>ЧАСТИНА 1 РОБОТА КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ В УМОВАХ ЗВИЧАЙНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ</b> .....	8
<b>Тема 1.1 Розрахунок конструктивних елементів, що вигинаються</b> .....	8
Задача 1.1.1. Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити ..	8
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.1 .....	14
Задача 1.1.2. Розрахунок згинальних металевих елементів балкової клітки.....	15
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.2 .....	35
Задача 1.1.3. Розрахунок на згин дерев'яної балки перекриття.....	36
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.3 .....	41
<b>Тема 1.2 Розрахунок стиснутих конструктивних елементів</b> .....	43
Задача 1.1.4. Розрахунок збірної залізобетонної колони середнього ряду першого поверху .....	43
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.4 .....	47
Задача 1.1.5. Розрахунок центральнонавантаженої стиснутої металевій колони .....	48
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.5 .....	59
Задача 1.1.6. Розрахунок стиснутого дерев'яного стояка.....	59
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.6 .....	68
<b>ЧАСТИНА 2 РОБОТА КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ</b> .....	70
Задача 2.1. Розрахунок параметричної температурно-часової залежності в будівлі при пожежі .....	70
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.1.....	74
Задача 2.2. Статичний розрахунок сталевій балки перекриття згідно Єврокодів.....	75
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.2.....	79
Задача 2.3. Розрахунок критичної температури головної сталевій балки перекриття, схильної до втрати стійкості у відповідності до єврокоду 3.....	80
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.3.....	89
Задача 2.4. Розрахунок критичної температури центрально-стиснутої сталевій колони, схильної до втрати стійкості у відповідності до Єврокоду 3 .....	90
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.4.....	98
Задача 2.5. Розрахунок критичної температури другорядної сталевій балки перекриття, не схильної до втрати стійкості при дії зусиль згину у відповідності до Єврокоду 3.....	98
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.5.....	105

Задача 2.6. Розрахунок критичної температури розкосу ферми (розтягнутих елементів) у відповідності до Єврокоду 3 .....	106
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.6.....	109
Задача 2.7. Розрахунок вогнестійкості сталезалізобетонної плити перекриття у відповідності до Єврокоду 4 .....	109
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.7.....	121
Задача 2.8. Розрахунок межі вогнестійкості стиснутого дерев'яного стояка у відповідності до Єврокоду 5 .....	122
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.8.....	127
Задача 2.9. Розрахунок профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій .....	127
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.9.....	130
Задача 2.10. Розрахунок можливості доведення сталеві балки перекриття до необхідного класу вогнестійкості.....	131
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.10 .....	140
Задача 2.11. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної балки перекриття у відповідності до Єврокоду 2 .....	141
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.11 .....	152
Задача 2.12. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної плити перекриття у відповідності до Єврокоду 2 .....	152
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.12 .....	157
Задача 2.13. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної колони першого поверху у відповідності до Єврокоду 2.....	158
Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.13 .....	163
<b>Література</b> .....	164
<b>Додатки</b> .....	166

## ВСТУП

Курс України на євроінтеграцію є нагально необхідним з точки зору існуючої геополітичної ситуації, розташування та економічних пріоритетів. В Україні активно впроваджуються європейські стандарти в області будівництва, що забезпечить можливість співпраці з європейськими організаціями і підвищить конкурентоспроможність будівельної галузі в цілому.

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 висувуються в будівництві.

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

Введені в Україні національні норми із проектування дерев'яних конструкцій ДБН Б.В 2.6-161:2010 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» були перекладом основної частини Єврокоду 5 [10], по перекладу мався цілий ряд редакційно-термінологічних зауважень, у зв'язку з чим даний нормативний документ не запрацював. На заміну його видано ДБН Б.В 2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» [11], що містить багато положень, які певною мірою гармонізовані із європейськими нормами. Особливу складність викликає призначення

розрахункових опорів деревини. Країни Європи закупають лісоматеріали, в основному високосортної деревини, з країн Скандинавії, спираючись на систему Євростандартів. Україна не має такої можливості і на сьогоднішній момент використовує у будівництві місцеві лісоматеріали із різних порід деревини, перехід на класи міцності деревини при відсутності аналогів національних документів у такій ситуації має певні складнощі з реалізацією. Разом з тим паралельно існує, з іншим підходом до розрахунку дерев'яних конструкцій, такий нормативний документ, як ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016 [12]. Він гармонізований з Єврокодом в частині позначень, також використовує деякі положення Єврокоду, але в основі має розрахунок за СНІП II-25-80.

# ЧАСТИНА 1 РОБОТА КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ В УМОВАХ ЗВИЧАЙНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

## ТЕМА 1.1 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ВИГИНАЮТЬСЯ

До згинальних елементів у загальному випадку відносяться: крокви, багатопустотні плити, ригелі, монолітний залізобетонний настил, металеві балки. Іншими словами, будь-який горизонтальний конструктивний елемент будівлі є згинальним.

### Задача 1.1.1. Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити

**Вихідні дані розрахунку:** розрахувати збірну багатопустотну залізобетонну плиту перекриття каркасної будівлі (рис. 1) за таких умов:

- проліт колон  $l = 9$  м; крок колон  $l_1 = 6$  м;
- щільність бетону  $\rho_b = 2500$  кг/м<sup>3</sup>; межа міцності бетону  $R_b = 11,5$  МПа;
- межа міцності сталеві арматури  $R_s = 365$  МПа.

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття підлоги -  $0,35$  кН/м<sup>2</sup>;
- цементний розчин ( $\rho = 1857$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,07$  м);
- гідроізоляція - один шар руберойду ( $\rho = 1300$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,003$  м);
- утеплювач - шар керамзиту ( $\rho = 800$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,064$  м);
- цементна стяжка ( $\rho = 1857$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,07$  м).

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне)  $v = 5,18$  кН/м<sup>2</sup>.

**Мета розв'язання задачі:** підібрати робочу арматуру в багатопустотній плиті, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр.

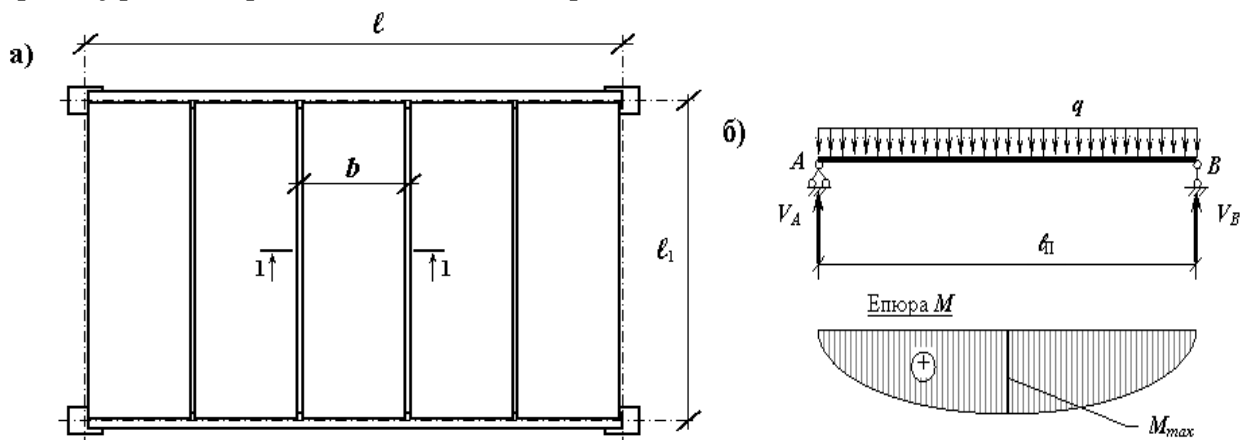


Рисунок 1 – Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми збірної багатопустотної залізобетонної плити перекриття каркасної будівлі



## Послідовність розв'язання задачі

1. Визначення конструктивної та розрахункової схеми:

- визначення особливостей розташування плити;
- визначення геометричних розмірів плити;
- визначення особливостей роботи плити під навантаженням.

2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на плиту.

3. Визначення максимального згинального моменту  $M_{max}$  (нормативного та розрахункового).

4. Підбір параметрів перерізу згинального елемента відповідно до  $M_{max}$ .

5. Перевірка розв'язання задачі за 1-м та 2-м граничними станами.

## Приклад розв'язання задачі [1]

1. Визначення геометричних розмірів плити.

Довжина плити  $l_{пл}$  дорівнює кроку колон  $l_1$ . Ширина плити  $b_{пл}$ , коли її не задано заздалегідь, приймається як 1/5 від прольоту:

$$b_{пл} = \frac{l}{5} = \frac{9}{5} = 1,8 \text{ м.}$$

При довжині плити 6 м та менше її товщина приймається  $h_{пл} = 0,22$  м, а при довжині плити більше 6 м товщина плити приймається  $h_{пл} = 0,3$  м.

Таким чином:  $l_{пл} = 6$  м;  $b_{пл} = 1,8$  м;  $h_{пл} = 0,22$  м.

**Увага.** *Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.*

2. Визначення об'ємних показників плити.

Загальний об'єм плити:

$$V_{пл} = h_{пл} \cdot b_{пл} \cdot l_{пл} = 0,22 \cdot 1,8 \cdot 6 = 2,38 \text{ м}^3$$

Кількість порожнин у плиті  $n_{пор}$  (коли це не вказано в умові задачі) визначається за результатами розрахунку та округляється до найближчого меншого цілого значення.

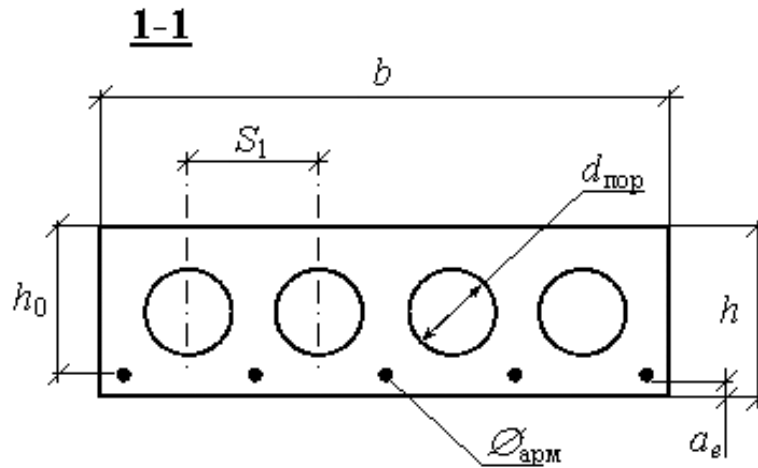
$$n_{пор} = \frac{b_{пл}}{S_1} = \frac{1,8}{0,189} = 9,52 \approx 9 \text{ порожнин.}$$

де  $S_1$  – відстань між порожнинами (рис. 2):

– за товщини плити  $h_{\text{ПЛ}} = 0,22$  м  $S_1 = 0,189$  м;

– за товщини плити  $h_{\text{ПЛ}} = 0,3$  м  $S_1 = 0,219$  м.

Приймається  $n_{\text{пор}} = 9$ .



**Рисунок 2 – До вибору коефіцієнта  $S_1$  та діаметра порожнини**

Об'єм порожнин у плиті:

$$V_{\text{пор}} = \frac{\pi \cdot d_{\text{пор}}^2}{4} \cdot l_{\text{ПЛ}} \cdot n_{\text{пор}} = \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4} \cdot 6 \cdot 9 = 1,07 \text{ м}^3.$$

де  $d_{\text{пор}}$  – діаметр порожнин (див. рис. 2):

– за товщини плити  $h_{\text{ПЛ}} = 0,22$  м  $d_{\text{пор}} = 0,159$  м;

– за товщини плити  $h_{\text{ПЛ}} = 0,3$  м  $d_{\text{пор}} = 0,189$  м.

Фактичний об'єм бетону у плиті, з урахуванням наявності порожнин:

$$V_6 = V_{\text{ПЛ}} - V_{\text{пор}} = 2,38 - 1,07 = 1,31 \text{ м}^3.$$

3. Визначення нормативних навантажень.

Маса плити:

$$m_{\text{ПЛ}} = V_6 \cdot \rho_b = 1,31 \cdot \frac{2500}{100} = 32,75 \text{ кН}.$$

Нормативне постійне навантаження від плити  $g_{\text{ПЛ}}^{\text{н}}$ :

$$g_{\text{ПЛ}}^{\text{н}} = \frac{m_{\text{ПЛ}}}{b_{\text{ПЛ}} \cdot l_{\text{ПЛ}}} = \frac{32,75}{1,8 \cdot 6} = 3,03 \text{ кН/м}^2.$$

4. Визначення навантажень, що діють на плиту, та збір їх у табл. 1.

Таблиця 1

Відомість навантажень на збірну багатопустотну плиту

	Види навантажень	Нормативні, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$\gamma_n$	Розрахункові, кН/м <sup>2</sup>
1.	Постійні, $g_i$				
1.1	Покриття підлоги	0,35	1,1	0,95	0,37
1.2	Цементний розчин та покриття підлоги $\rho = 1857 \text{ кг/м}^3; h = 0,07 \text{ м}$	1,3	1,1	0,95	1,36
1.3	Гідроізоляція – один шар руберойду $\rho = 1300 \text{ кг/м}^3; h = 0,003 \text{ м}$	0,04	1,3	0,95	0,05
1.4	Теплоізоляція – керамзит $\rho = 800 \text{ кг/м}^3; h = 0,064 \text{ м}$	0,51	1,3	0,95	0,63
1.5	Цементний розчин – стяжка $\rho = 1857 \text{ кг/м}^3; h = 0,07 \text{ м}$	1,3	1,1	0,95	1,36
1.6	Збірна залізобетонна багатопустотна плита	3,03	1,1	0,95	3,17
	Усього постійних навантажень, $\sum g_i$	6,53			6,94
2.	Тимчасові навантаження, $\sum v_i$	5,18	1,1	0,95	5,41
	Разом постійних та тимчасових, $(\sum g_i + \sum v_i)$	<b>11,71</b>			<b>12,35</b>

5. Визначення розрахункової довжини плити (рис. 3).

Розрахункова довжина плити визначається за формулою:

$$l_0 = l_{\text{пл}} - 2 \cdot C_1 = 6 - 2 \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м,}$$

де  $l_{\text{пл}}$  – фактична довжина плити (рис. 3);

$C_1$  – нормативна глибина спирання плити на ригелі перекриття або на стіни, приймається не менше  $C_1 = 0,12 \text{ м}$ .

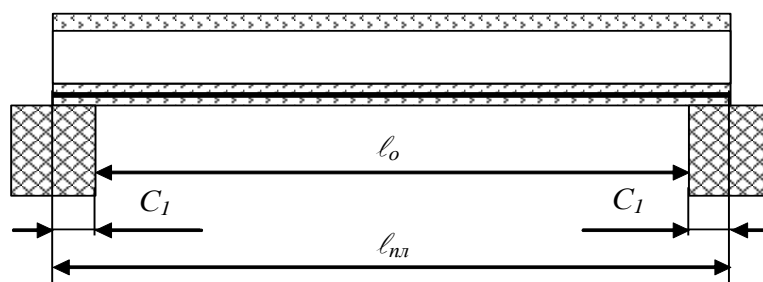


Рисунок 3 – До визначення розрахункової довжини плити

6. Визначення максимального згинального моменту, що виникає у плиті від розрахункових навантажень:

$$M_{max}^p = \frac{(\sum g_i + \sum v_i) \cdot b_{пл} \cdot l_0^2}{8} = \frac{12,35 \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 92,19 \text{ кНм},$$

де  $(\sum g_i + \sum v_i)$  – сумарне розрахункове навантаження від постійних та тимчасових навантажень.

7. Визначення коефіцієнта висоти стиснутої зони бетону  $\alpha_m$ , який показує, яку частину складає розрахований момент  $M_{max}$  від моменту, здатного створити руйнівні напруження у стиснутій зоні бетону:

$$\alpha_m = \frac{M_{max}^p}{R_b \cdot b_{пл} \cdot h_0^2} = \frac{92,19 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195^2} = 0,117,$$

де  $h_0$  – корисна товщина плити,  $h_0 = h_{пл} - a_e - \frac{d_s}{2}$ , м;

$a_e$  – товщина захисного шару бетону;

$d_s$  – діаметр силової арматури.

У багатопустотних плитах приймають:

при  $h_{пл} = 0,22$  м;  $h_0 = 0,195$  м;

при  $h_{пл} = 0,3$  м;  $h_0 = 0,275$  м.

8. Визначення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi$ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,117} = 0,12.$$

Перевірка адекватності за умовою обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити:  $(\xi = 0,12) \leq (\xi_{max} = 0,2)$ .

Умова задовольняється, отже стиснута зона знаходиться в межах полиці багатопустотної плити.

9. Визначення мінімально необхідної сумарної площі арматури  $A_s$ :

$$A_s = \frac{R_b \cdot b_{пл} \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195 \cdot 0,12}{365 \cdot 10^6} = 0,00133 \text{ м}^2 = 13,3 \text{ см}^2.$$

Кількість робочих арматурних стрижнів  $n_{ст}$  приймається на 1 більше, ніж кількість порожнин:

$$n_{ст} = n_{пор} + 1 = 9 + 1 = 10.$$

За сортаментом арматури (додаток 46) для армування залізобетонної

багатопустотної плити обирають 10 стрижнів класу А-III діаметром  $\varnothing 14$  загальним перерізом  $A_s = 15,39 \text{ см}^2$  (10  $\varnothing 14$  А-III).

**Висновок.** За розрахунком залізобетонна багатопустотна плита з армуванням 10  $\varnothing 14$  А-III витримує робочі навантаження.

### Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів

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** [2]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 6,53 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5,18 = 14,25 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

формула **6.10b** [2]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 6,53 + 1,5 \cdot 5,18 = 15,26 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

При визначенні розрахункового сполучення навантажень у розглянутому випадку використовуємо формулу (більше значення)

$$6.10b: F_d = \mathbf{15,26} \text{ кН/м}^2 > 14,25 \text{ кН/м}^2.$$

2. Визначаємо максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{max}^p = M_{Ed} = \frac{F_d \cdot b \cdot L_0^2}{8} = \frac{15,26 \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 113,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Визначення коефіцієнта висоти стиснутої зони бетону  $\alpha_m$ , який показує, яку частину складає розрахований момент  $M_{max}^p$  від моменту, здатного створити руйнівні напруження у стиснутій зоні бетону:

$$\alpha_m = \frac{M_{max}^p}{R_b \cdot b_{пл} \cdot h_0^2} = \frac{113,9 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195^2} = 0,145.$$

4. Визначення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi$ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,145} = 0,16.$$

Перевірка адекватності за умовою обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити: ( $\xi = 0,16$ )  $\leq$  ( $\xi_{max} = 0,2$ ).

Умова задовольняється, отже стиснута зона знаходиться в межах полиці багатопустотної плити.

5. Визначення мінімально необхідної сумарної площі арматури  $A_s$ :

$$A_s = \frac{R_b \cdot b_{пл} \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195 \cdot 0,16}{365 \cdot 10^6} = 0,00177 \text{ м}^2 = 17,7 \text{ см}^2.$$

**Висновок.** Таким чином, за сортаментом арматури для армування залізобетонної багатопустотної плити обираємо 10 стрижнів класу А-III діаметром  $\varnothing 16$  загальним перерізом  $A_s = 20,11 \text{ см}^2$  (10  $\varnothing 16$  А-III).

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.1

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Проліт колон $l$ , м	6	6	7,2	5,7	6	6	6	8	8	8
Крок колон $l_1$ , м	6	4,5	5	5	5,5	4	5	7,2	6,6	6
Густина бетону $\rho_b$ , кг/м <sup>3</sup>	2300	2300	2450	2300	2450	2300	2300	2500	2500	2450
Межа міцності бетону $R_b$ , МПа	11,5	11,5	14,5	11,5	14,5	11,5	11,5	17	17	14,5
Межа міцності сталевій арматури $R_s$ , МПа	365	355	365	355	365	355	365	490	490	450

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Постійні нормативні навантаження $g_i$ :										
- конструкції покриття, кН/м <sup>2</sup>	0,35	0,4	0,3	0,35	0,35	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35
- товщина цементної стяжки ( $\rho = 1900$ кг/м <sup>3</sup> ), м	0,1	0,05	0,08	0,05	0,05	0,07	0,06	0,08	0,05	0,07
- товщина утеплювача ( $\rho = 800$ кг/м <sup>3</sup> ), м	0,15	0,15	0,2	0,25	0,15	0,2	0,3	0,15	0,25	0,3
- товщина гідроізоляції ( $\rho = 900$ кг/м <sup>3</sup> ), м	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
- товщина цементної стяжки ( $\rho = 1900$ кг/м <sup>3</sup> ), м	0,1	0,08	0,1	0,12	0,1	0,12	0,1	0,12	0,08	0,1
Тимчасове нормативне навантаження:										
- технологічне $v$ , кН/м <sup>2</sup>	5,18	4,5	5	3	6	2,8	2,8	2,9	3,5	4

### Задача 1.1.2. Розрахунок згинальних металевих елементів балкової клітки

**Вихідні дані розрахунку:** призначення будівлі – житловий будинок, клас відповідальності – СС2, категорія Б. Проліт (довжина) головної балки –  $l_{ГБ} = 9$  м, проліт (довжина) другорядної балки (балки настилу)  $l_{ДБ} = 6$  м. Клас міцності сталі – С235.

Постійне нормативне навантаження:

- керамічна плитка ( $\rho = 1400$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,013$  м);
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,015$  м);
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,02$  м);
- гідроізоляція ( $\rho = 600$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,02$  м);
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,04$  м);
- теплоізоляція ( $\rho = 150$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,05$  м);
- власна вага плити – 3,30 кН/м<sup>2</sup>.

**Мета:** підібрати стандартні прокатні двотаврові профілі для виготовлення другорядних балок (балок настилу) та головних балок металевої балкової клітки.

Сталеві балкові конструкції у вигляді системи несучих балок, яка застосовується для сприйняття навантажень від огорожувальних конструкцій перекриття або технологічних майданчиків, називають *балковими клітками*. За способом взаємного спирання балкові клітки поділяють на *спрощені, нормальні та ускладнені*. В них вертикальні навантаження передаються від настилу на другорядні балки (балки настилу) і далі, залежно від типу балкової клітки, або на стіни, або на головні балки, або на систему головних та допоміжних балок.

Метою розрахунку сталеві балкової клітки взагалі є підбір конструктивних та механічних характеристик сталевих балок, що її складають, для забезпечення міцності конструкції.

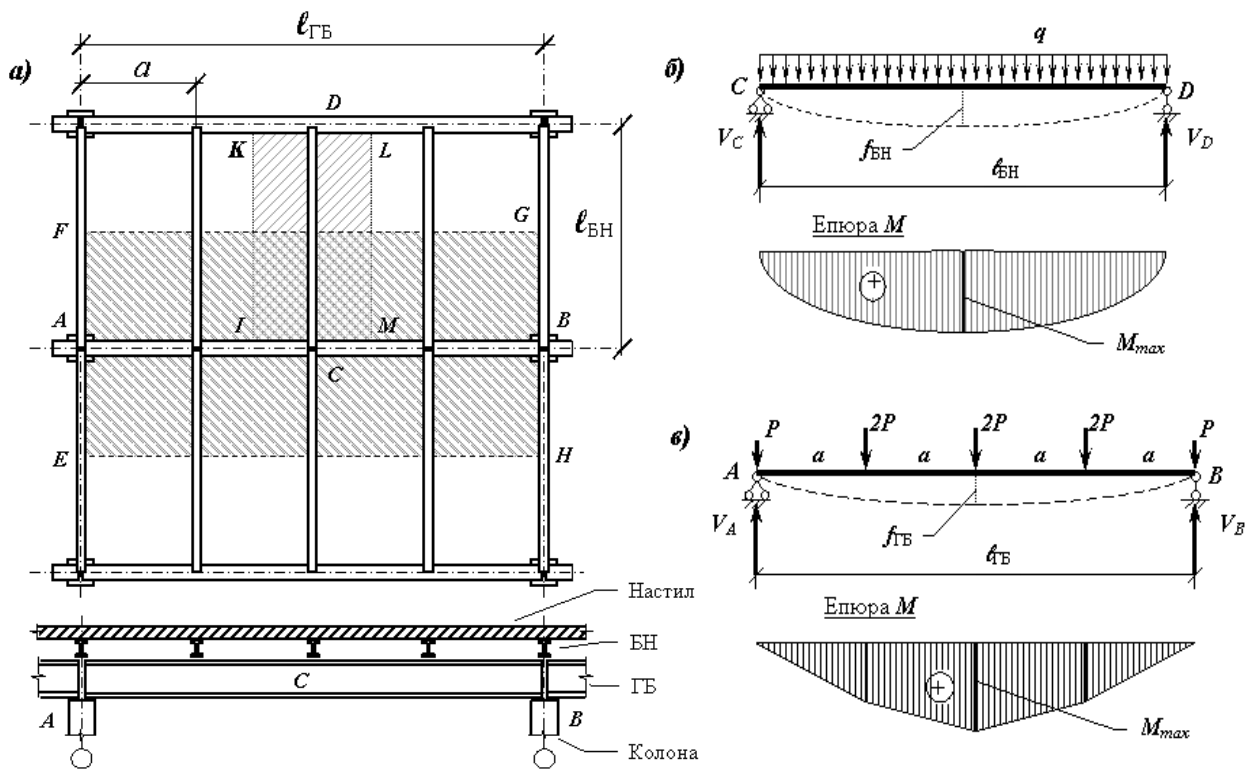
### **Послідовність розв'язання задачі**

1. Визначення навантаження на перекриття будівлі:

– встановити призначення, клас відповідальності будівлі і категорію відповідальності конструкції, район будівництва, тип перекриття будівлі, власну вагу плит перекриття;

– встановити склад (конструкцію) перекриття; виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття, з урахуванням їх густини; обчислити характеристичне і граничне розрахункове значення навантажень з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням  $\gamma_f$  (додаток 1) [3];





**Рисунок 4 – До розрахунку металевої нормальної балкової клітки:**  
**а) конструктивна схема балкової клітки; б) розрахункова схема другорядної балки (балки настилу) (ДБ); в) розрахункова схема головної балки (ГБ)**

- встановити характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження від людей залежно від призначення будівлі (додаток 2) [3];

- обчислити граничне розрахункове значення навантаження від людей з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f$  (коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_f$  для рівномірно розподілених навантажень слід приймати: 1,3 – при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>); 1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>) і більше) [3];

- обчислити сумарні характеристичне і граничне розрахункове значення для сполучення постійного (власна вага матеріалів і конструкцій перекриття) і короточасного (навантаження від людей) навантажень; обчислити граничне розрахункове значення навантаження на перекриття з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  (додаток 3) [4];

- результати розрахунку навантаження на перекриття будівлі звести до таблиці.

## 2. Розрахунок другорядної та головної сталевих балок перекриття:

- встановити вихідні дані для розрахунку: проліт головної  $l_{ГБ}$  (м) і другорядної  $l_{ДБ}$  (м) балок, крок другорядних балок  $a$  (м), клас міцності сталі; характеристичне і граничне розрахункове значення навантаження на перекриття будівлі;

- визначити розрахунковий опір сталевому прокату (додаток 4) [5];
- обчислити експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. другорядної балки перекриття шляхом перемноження значення навантаження на перекриття на крок балок;
- визначити розрахункові внутрішні зусилля у балці;
- визначити момент опору перерізу з умови міцності балки на згин;
- прийняти двотавровий переріз балки за сортаментом (для другорядних балок – (додаток 47) [6], для головних – (додаток 48) [7]);
- уточнити навантаження з урахуванням власної ваги балки;
- уточнити розрахункові внутрішні зусилля;
- перевірити умову міцності балки на згин;
- перевірити умову міцності балки на зріз;
- перевірити умову жорсткості балки.

**Приклад розв'язання задачі у відповідності до Національної методики**

1. Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.

Таблиця 2

Відомість навантажень на перекриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності	Граничне розрахункове значення, кН/м <sup>2</sup>
Постійні навантаження			
керамічна плитка ( $\rho = 1400 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,013 \text{ м}$ )	0,18	1,2	0,22
прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,015 \text{ м}$ )	0,26	1,3	0,34
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,35	1,3	0,46
гідроізоляція ( $\rho = 600 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,12	1,2	0,14
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,04 \text{ м}$ )	0,71	1,3	0,92
теплоізоляція ( $\rho = 150 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,05 \text{ м}$ )	0,07	1,2	0,08
залізобетонна плита перекриття	3,30	1,1	3,63
Усього постійних навантажень	4,99		5,79
Короткочасне навантаження			

Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей (житловий будинок)	1,5	1,3	1,95
Всього (постійне та короточасне)	<b>6,49</b>		7,74
Всього з урахуванням відповідальності будинку, СС2, категорія Б, n = 1,05		1,05	<b>8,13</b>

За результатами розрахунку було обчислено граничне розрахункове значення навантажень на перекриття будівлі, яке становить 8,13 кН/м<sup>2</sup>.

## 2. Розрахунок другорядної сталевий балки перекриття:

Для розрахунку приймають вантажну площу  $IKLM$  (рис. 4) з розмірами  $l_{дБ} \times a$ , де  $a$  – крок балок настилу:

$$a = \frac{l_{ГБ}}{4} = \frac{9}{4} = 2,25 \text{ м.}$$

Визначаємо розрахунковий опір сталевий прокату:

– на стиск, розтяг, згин (за границею текучості):

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{235}{1,025} = 229,3 \text{ МПа,}$$

де  $\gamma_m = 1,025$  – коефіцієнт надійності за матеріалом (додаток 5) [5].

– на зріз, зсув:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 229,3 = 133 \text{ МПа.}$$

Обчислюємо експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. другорядної балки перекриття:

– експлуатаційне значення:

$$q_e^б = q_{хар}^{пр} \cdot a = 6,49 \cdot 2,25 = 14,6 \text{ кН/м;}$$

– граничне розрахункове значення:

$$q_{гр,р}^б = q_{гр,р}^{пр} \cdot a = 8,13 \cdot 2,25 = 18,3 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

– згинальний момент

$$M_{ДБ} = \frac{q_{гр.р}^6 \cdot l_{ДБ}^2}{8} = \frac{18,3 \cdot 6^2}{8} = 82,35 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q_{гр.р}^6 \cdot l_{ДБ}}{2} = \frac{18,3 \cdot 6}{2} = 54,9 \text{ кН}.$$

Визначаємо момент опору перерізу з умови міцності балки на згин

$$W_{n.min} = \frac{M_{ДБ}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{82,35 \cdot 10^3}{229,3 \cdot 0,9} = 399 \text{ см}^3,$$

де  $\gamma_{fc} = 0,9$  - коефіцієнт умов роботи балки (додаток 6) [5].

Приймаємо за сортаментом (додаток 47) двотавровий переріз балки №30 із такими геометричними характеристиками:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7080	472	268

Уточнюємо навантаження з урахуванням власної ваги балки  
- експлуатаційне значення:

$$q_{e,1}^6 = q_e^6 + q_{в.в} = 14,6 + 0,0365 \cdot 9,81 = 15,1 \text{ кН/м};$$

- граничне розрахункове значення:

$$q_{гр.р,1}^6 = q_{гр.р}^6 + q_{в.в} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 18,3 + 0,0365 \cdot 9,81 \cdot 1,05 \cdot 1,05 = 18,7 \text{ кН/м}.$$

Уточнюємо розрахункові внутрішні зусилля  
- згинальний момент

$$M_{ДБ}^1 = \frac{q_{гр.р,1}^6 \cdot l_{ДБ}^2}{8} = \frac{18,64 \cdot 6^2}{8} = 84,15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила (кН)

$$Q^1 = \frac{q_{\text{гр.р.1}}^6 \cdot l_{\text{ДБ}}}{2} = \frac{18,64 \cdot 6}{2} = 56,1 \text{ кН.}$$

Визначаємо коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині  $c_x$  (додаток 7) [5]:

– знаходимо площу полиці двотавра:

$$A_f = b \cdot t = 135 \cdot 10,2 = 1377 \text{ мм}^2;$$

– знаходимо площу стінки двотавра:

$$A_w = (h - 2 \cdot t) \cdot s = (300 - 2 \cdot 10,2) \cdot 6,5 = 1817,4 \text{ мм}^2;$$

– знаходимо відношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{1377}{1817,4} = 0,76.$$

За допомогою методу лінійної інтерполяції знаходимо коефіцієнт  $c_x$

$$c_x = 1,12 + (0,76 - 0,5) \cdot \frac{1,07 - 1,12}{1 - 0,5} = 1,094.$$

Перевіряємо умову міцності балки на згин:

$$\frac{M_{\text{ДБ}}^1}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot c_x} = \frac{84,15 \cdot 10^3}{472 \cdot 229,3 \cdot 0,9 \cdot 1,094} = 0,79 < 1.$$

Міцність балки на згин забезпечена.

Перевіряємо умову міцності балки на зріз:

$$\frac{Q^1 \cdot S_x}{I_x \cdot s \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{56,1 \cdot 268 \cdot 10}{7080 \cdot 0,65 \cdot 133 \cdot 0,9} = 0,27 < 1.$$

Міцність балки на зріз забезпечена.

Перевіряємо умову жорсткості балки:

Граничний прогін розраховується відповідно до [8].

$$f = \frac{5 \cdot q_{\text{е.1}}^6 \cdot l^4}{384 \cdot E_s \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 15,1 \cdot 6^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 7080} = 24,36 \text{ мм} < \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм.}$$

Жорсткість балки забезпечена.

3. Розрахунок головної сталевий балки перекриття:

Для розрахунку приймають вантажну площу  $EFGH$  (рис. 4) з розмірами  $l_{ГБ} \times (l_{ДБ}/2 + l_{ДБ}/2) = l_{ГБ} \times l_{ДБ}$ .

Обчислюємо експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. головної балки перекриття:

– експлуатаційне значення:

$$q_e^{ГБ} = q_{хар}^{пр} \cdot l_{ДБ} = 6,49 \cdot 6 = 38,94 \text{ кН/м};$$

– граничне розрахункове значення:

$$q_{гр,р}^{ГБ} = q_{гр,р}^{пр} \cdot l_{ДБ} = 8,13 \cdot 6 = 48,78 \text{ кН/м}.$$

До цього навантаження потрібно додати власну вагу другорядних балок. На головну балку діє вага від  $10/2=5$  шт. (рис. 4), які прикладені з кроком 2,25 м, які ми заміняємо еквівалентним розподіленим навантаженням:

$$q_{в.в}^{ДБ} = (0,0365 \cdot 9,81) \cdot l_{ДБ} \cdot \frac{10/2}{l_{ГБ}} = (0,0365 \cdot 9,81) \cdot 6 \cdot \frac{5}{9} = 1,19 \text{ кН/м}.$$

Також необхідно врахувати власну вагу головної балки, який попередньо приймають відповідно досвіду проектування як 2,5% від існуючого навантаження

$$q_{в.в}^{ГБ} = q_{гр,р}^{ГБ} \cdot 0,025 = 48,78 \cdot 0,025 = 1,22 \text{ кН/м}.$$

Таким чином сумарне експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. головної балки перекриття складає:

– експлуатаційне значення:

$$q_e^{ГБ} = 38,94 + 1,19 + 1,22 = 41,35 \text{ кН/м},$$

– граничне розрахункове значення:

$$q_{гр,р}^{ГБ} = 48,78 + (1,19 + 1,22) \cdot 1,05 \cdot 1,05 = 51,44 \text{ кН/м};$$

Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

– згинальний момент

$$M_{ГБ} = \frac{q_{гр.р}^{ГБ} \cdot l_{ГБ}^2}{8} = \frac{51,44 \cdot 9^2}{8} = 521 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q_{гр.р}^{ГБ} \cdot l_{ГБ}}{2} = \frac{51,44 \cdot 9}{2} = 231 \text{ кН}.$$

Визначаємо момент опору перерізу з умови міцності балки на згин

$$W_{n.min} = \frac{M_{ГБ}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{521 \cdot 10^3}{229,3 \cdot 0,9} = 2525 \text{ см}^3.$$

Приймаємо за сортаментом (додаток 48) двотавровий переріз балки №60Б1 із такими геометричними характеристиками:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
60Б1	593	230	10, 5	15, 5	24	135,26	106,2	78760	2656	1512

Перевіряємо правильність врахування власної ваги головної балки:

$$q_{В.В}^{ГБ} = 0,1062 \cdot 9,81 = 1,04 \text{ кН/м} < 1,22 \text{ кН/м}.$$

Таким чином власна вага головної балки врахована з запасом (перерахунок не потрібен).

Визначаємо коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині  $c_x$ :

- знаходимо площу полиці двотавра:

$$A_f = b \cdot t = 230 \cdot 15,5 = 3565 \text{ мм}^2;$$

- знаходимо площу стінки двотавра:

$$A_w = (h - 2 \cdot t) \cdot s = (593 - 2 \cdot 15,5) \cdot 10,5 = 5901 \text{ мм}^2;$$

- знаходимо відношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{3565}{5901} = 0,6.$$

За допомогою методу лінійної інтерполяції знаходимо коефіцієнт  $c_x$

$$c_x = 1,12 + (0,6 - 0,5) \cdot \frac{1,07 - 1,12}{1 - 0,5} = 1,11.$$

Перевіряємо умову міцності балки на згин:

$$\frac{M_{ГБ}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot c_x} = \frac{521 \cdot 10^3}{2656 \cdot 229,3 \cdot 0,9 \cdot 1,11} = 0,86 < 1.$$

Міцність балки на згин забезпечена.

Перевіряємо умову міцності балки на зріз:

$$\frac{Q^1 \cdot S_x}{I_x \cdot s \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{231 \cdot 1512 \cdot 10}{78760 \cdot 1,05 \cdot 133 \cdot 0,9} = 0,35 < 1.$$

Міцність балки на зріз забезпечена.

Перевіряємо умову жорсткості балки:

$$f = \frac{5 \cdot q_e^{ГБ} \cdot l^4}{384 \cdot E_s \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 41,35 \cdot 9^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 78760} = 21,8 \text{ мм} < \frac{l}{225} = \frac{9000}{225} = 40 \text{ мм}.$$

Жорсткість балки забезпечена.

**Висновок.** Перевірка за 1 та 2-м граничним станом показала, що головні балки з двотавру № 60Б1 та другорядні балки з двотавру № 30 забезпечують міцність балкової клітки при робочих навантаженнях.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.



## Відомість навантажень на перекриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>
Постійні навантаження	
керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3; h = 0,013 \text{ м}$ )	0,18
прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3; h = 0,015 \text{ м}$ )	0,26
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3; h = 0,02 \text{ м}$ )	0,35
гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3; h = 0,02 \text{ м}$ )	0,12
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3; h = 0,04 \text{ м}$ )	0,71
теплоізоляція ( $\rho = 150 \text{ кг/м}^3; h = 0,05 \text{ м}$ )	0,07
залізобетонна плита перекриття	3,30
Усього постійних навантажень	<b>4,99</b>
Короткочасне навантаження	
Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей (житловий будинок)	<b>1,5</b>

Сумарне постійне навантаження (табл. 3) дорівнює  $G_k = 4,99 \text{ кН/м}^2$ , а змінне корисне навантаження  $Q_k = 1,5 \text{ кН/м}^2$ .

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії А (житлові будинки) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$= 1,35 \cdot 4,99 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5 = 8,31 \text{ кН/м}^2;$$

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$= 0,85 \cdot 1,35 \cdot 4,99 + 1,5 \cdot 1,5 = 7,98 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$6.10a: 8,31 \text{ кН/м}^2 > 7,98 \text{ кН/м}^2.$$

2. Розрахунок другорядної сталеві балки перекриття:

Розрахункове навантаження на погонний метр кожної другорядної балки з урахуванням їх кроку 2,25 м дорівнює

$$F_d = 8,31 \cdot 2,25 = 18,7 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

– максимальний згинальний момент

$$M_{e,Ed} = \frac{F_d \cdot l_{ДБ}^2}{8} = \frac{18,7 \cdot 6^2}{8} = 84,15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– максимальна поперечна сила на опорах

$$V_{Ed} = \frac{F_d \cdot l_{ДБ}}{2} = \frac{18,7 \cdot 6}{2} = 56,1 \text{ кН.}$$

Для другорядних балок прийнята сталь С235 (європейський аналог – S235). При попередній номінальній товщині елемента  $t \leq 40$  мм межа текучості дорівнює:

$$f_y = 235 \text{ Н/мм}^2 = 235 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2.$$

Тоді момент опору перерізу щодо головної осі (у-у), необхідний при діючих навантаженнях дорівнює:

$$W_{pl,y} = \frac{M_{e,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{84,15 \cdot 1}{235 \cdot 10^3} \cdot 10^6 = 358,1 \text{ см}^3,$$

де  $\gamma_{M0}$  – коефіцієнт надійності, дорівнює 1,0.

Приймаємо за сортаментом (додаток 47) двотавровий переріз балки №27 із такими геометричними характеристиками:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу А, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
27	270	125	6,0	9,8	11	40,2	31,5	5010	371,0	210, 0

Уточнюємо навантаження з урахуванням власної ваги балки

$$F_d = 18,7 + 0,0315 \cdot 9,81 = 19 \text{ кН/м.}$$

Уточнюємо розрахункові внутрішні зусилля  
– максимальний згинальний момент

$$M_{e,Ed} = \frac{F_d \cdot l_{ДБ}^2}{8} = \frac{19 \cdot 6^2}{8} = 85,5 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

– максимальна поперечна сила на опорах

$$V_{Ed} = \frac{F_d \cdot l_{ДБ}}{2} = \frac{19 \cdot 6}{2} = 57 \text{ кН.}$$

Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу балки

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{125 - 6 - 2 \cdot 11}{2} = 48,5 \text{ мм,}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{48,5}{9,8} = 4,95.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1 = 9.$$

Перевіряємо умову:

$$4,95 < 9.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу балки відноситься до 1-го Класу.

*Для стінки (робота стінки на згин):*

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 270 - 2 \cdot 9,8 - 2 \cdot 11 = 228,4 \text{ мм},$$

$$\frac{c}{s} = \frac{228,4}{6} = 38,1.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 1 = 72.$$

Перевіряємо умову:

$$38,1 < 72.$$

Отже, стінка при чистому згині відноситься до 1-го Класу. Таким чином, переріз балки відноситься до 1-го Класу.

Перевіряємо несучу здатність на згин:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Для поперечних перерізів 1-го класу:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Для сталевих прокатних двотаврових перерізів, момент опору перерізу щодо осі (y-y) з урахуванням обмежених пластичних деформацій щодо осі дорівнює:

$$W_{pl,y} = 1,12 \cdot W_{el,y} = 1,12 \cdot 371 = 415,52 \text{ см}^2.$$

Тоді несуча здатність поперечного перерізу на згин дорівнює:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{415,52 \cdot 235}{1} \cdot 10^{-3} = 97,6 \text{ кНм.}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{85,5}{97,6} = 0,88 < 1,0.$$

Несуча здатність поперечного перерізу на згин забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність перерізу балки на зріз:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

де  $V_{c,Rd}$  – несуча здатність на зріз для 1-го класу поперечних перерізів.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Для прокатного двотавра при зсуві, паралельному стінці, його розрахункова площа в перерізі дорівнює:

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2 \cdot b \cdot t + (s + 2 \cdot R) \cdot t = \\ &= 40,2 \cdot 10^2 - 2 \cdot 125 \cdot 9,8 + (6 + 2 \cdot 11) \cdot 9,8 = 1844,4 \text{ мм}^2, \end{aligned}$$

але не менше, ніж  $\eta \cdot h \cdot s = 1 \cdot 270 \cdot 6 = 1620 \text{ мм}^2$  ( $\eta = 1$ ).

$$1844,4 \text{ мм}^2 > 1620 \text{ мм}^2.$$

Умова виконується. Для подальших розрахунків приймаємо

$$A_v = 1844,4 \text{ мм}^2.$$

Тоді несуча здатність поперечного перерізу на зсув дорівнює:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{1844,4 \cdot (235/\sqrt{3})}{1} \cdot 10^{-3} = 250,2 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{57}{250,2} = 0,23 < 1,0.$$

Несуча здатність поперечного перерізу на зсув забезпечена.

Розрахунок за експлуатаційною придатністю (за другим граничним станом)

Для балок, як і інших прогонових конструкцій, основними визначальними критеріями придатності до нормальної експлуатації є прогини.

Визначаємо сумарне навантаження:

$$F_d = l_{ДБ} \cdot (a \cdot (G_k + Q_k) + q_{В.В}^{ДБ}) = 6 \cdot (2,25 \cdot (4,99 + 1,5) + 0,0315 \cdot 9,81) = 89,5 \text{ кН.}$$

Прогин від навантаження складає:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_d \cdot l_{ДБ}^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{89,5 \cdot 6000^3 \cdot 10^3}{206000 \cdot 50100000} = 24,39 \text{ мм}$$

Граничний прогин складає:

$$\delta_{limit} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм} > 24,39 \text{ мм}$$

Умова виконується.

3. Розрахунок головної сталевий балки перекриття:

Визнаємо навантаження на головну балку:

$$F_d = 8,31 \cdot 6 = 49,86 \text{ кН/м.}$$

До цього навантаження потрібно додати власну вагу другорядних балок. На головну балку діє вага від  $10/2=5$  шт. (див. рис. 4), які прикладені

з кроком 2,25 м, які ми заміняємо еквівалентним розподіленим навантаженням:

$$q_{В.В}^{ДБ} = (0,0315 \cdot 9,81) \cdot l_{ДБ} \cdot \frac{10/2}{l_{ГБ}} = (0,0315 \cdot 9,81) \cdot 6 \cdot \frac{5}{9} = 1,03 \text{ кН/м.}$$

Також необхідно врахувати власну вагу головної балки, який попередньо приймають відповідно досвіду проектування як 2,5% від існуючого навантаження

$$q_{В.В}^{ГБ} = q_{Гр.р}^{ГБ} \cdot 0,025 = 49,86 \cdot 0,025 = 1,25 \text{ кН/м.}$$

Таким чином сумарне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. головної балки перекриття складає:

$$F_d = 49,86 + (1,03 + 1,22) \cdot 1,35 = 52,94 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

-□максимальний згинальний момент

$$M_{y,Ed} = \frac{F_d \cdot l_{ГБ}^2}{8} = \frac{52,94 \cdot 9^2}{8} = 536 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

-□максимальна поперечна сила на опорах

$$V_{Ed} = \frac{F_d \cdot l_{ГБ}}{2} = \frac{52,94 \cdot 9}{2} = 238,2 \text{ кН.}$$

Для головних балок також прийнята сталь С235 (європейський аналог – S235):

$$f_y = 235 \text{ Н/мм}^2 = 235 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2.$$

Необхідний момент опору перерізу дорівнює:

$$W_{pl,y} = \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{536 \cdot 1,0}{235 \cdot 10^3} \cdot 10^6 = 2280,9 \text{ см}^3.$$

Приймаємо за сортаментом (додаток 48) двотавровий переріз балки №60Б1 із такими геометричними характеристиками:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656	1512

Для сталевих прокатних двотаврових перерізів, момент опору перерізу щодо осі (у-у) з урахуванням обмежених пластичних деформацій щодо осі дорівнює:

$$W_{pl,y} = 1,12 \cdot W_{el,y} = 1,12 \cdot 2656 = 2974,72 \text{ см}^2.$$

Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу балки

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{230 - 10,5 - 2 \cdot 24}{2} = 85,75 \text{ мм},$$

$$\frac{c}{t} = \frac{85,75}{15,5} = 5,53.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1 = 9.$$

Перевіряємо умову:

$$5,53 < 9.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу балки відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на згин):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 593 - 2 \cdot 15,5 - 2 \cdot 24 = 514 \text{ мм},$$



$$\frac{c}{s} = \frac{514}{10,5} = 49.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 1 = 72.$$

Перевіряємо умову:

$$49 < 72.$$

Отже, стінка при чистому згині відноситься до 1-го Класу. Таким чином, переріз балки відноситься до 1-го Класу.

Перевіряємо несучу здатність на згин:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Для поперечних перерізів 1-го класу несуча здатність поперечного перерізу на згин дорівнює:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2974,72 \cdot 235}{1} \cdot 10^{-3} = 699,1 \text{ кНм}.$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{536}{699,1} = 0,77 < 1,0.$$

Несуча здатність поперечного перерізу на згин забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність перерізу балки на зріз:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t + (s + 2 \cdot R) \cdot t = \\ = 135,26 \cdot 10^2 - 2 \cdot 230 \cdot 15,5 + (10,5 + 2 \cdot 24) \cdot 15,5 = 7302,75 \text{ мм}^2,$$

але не менше, ніж  $\eta \cdot h \cdot s = 1 \cdot 593 \cdot 10,5 = 6226,5 \text{ мм}^2$ .

$$7302,75 \text{ мм}^2 > 6226,5 \text{ мм}^2.$$

Умова виконується. Для подальших розрахунків приймаємо  
 $A_v = 7302,75 \text{ мм}^2$ .

Тоді несуча здатність поперечного перерізу на зсув дорівнює:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{7302,75 \cdot (235/\sqrt{3})}{1} \cdot 10^{-3} = 990,8 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{238,2}{990,8} = 0,24 < 1,0.$$

Несуча здатність поперечного перерізу на зсув забезпечена.

Розрахунок за експлуатаційною придатністю (за другим граничним станом)

Визначаємо сумарне навантаження:

$$F_d = l_{ГБ} \cdot (l_{ДБ} \cdot (G_k + Q_k) + q_{В.В}^{ГБ} + q_{В.В}^{ДБ}) = \\ = 9 \cdot (6 \cdot (4,99 + 1,5) + 0,1062 \cdot 9,81 + 1,03) = 369,1 \text{ кН.}$$

Прогин від навантаження складає:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_d \cdot l_{ДБ}^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{369,1 \cdot 9000^3 \cdot 10^3}{206000 \cdot 787600000} = 21,59 \text{ мм}$$

Граничний прогин складає:

$$\delta_{limit} = \frac{9000}{225} = 40 \text{ мм} > 21,59 \text{ мм}$$

Умова виконується.

**Висновок.** Перевірка за 1 та 2-м граничним станом показала, що головні балки з двотавру № 60Б1 та другорядні балки з двотавру № 27 забезпечують міцність балкової клітки при робочих навантаженнях.

## Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.2

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Призначення будівлі	Лікарня	Житловий будинок	ТРЦ	Поліклініка	Адміністративна	Ресторан	Школа	Концертний зал	Гуртожиток	Книгосховище
Клас відповідальності	СС2	СС2	СС3	СС2	СС3	СС2	СС2	СС3	СС2	СС2
Категорія відповідальності	А	Б	А	В	В	Б	А	Б	Б	В
Проліт (довжина) головної балки $l_{ГБ}$ , м	9,0	8,9	10,2	10,8	10,5	11,8	12,0	12,6	13,0	14,0
Проліт (довжина) другорядних балок $l_{ДБ}$ , м	6,0	4,8	5,1	5,4	5,5	4,2	5,0	5,2	5,3	4,9
Клас міцності сталі	C245	C255	C275	C285	C295	C245	C255	C275	C285	C295
Товщина шару перекриття:										
- керамічна плитка	0,01	0,015	0,02	0,012	0,014	0,019	0,018	0,017	0,011	0,016
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150	0,009	0,007	0,008	0,01	0,012	0,015	0,012	0,006	0,005	0,011
- стяжка з цементно-піщаного розчину	0,022	0,024	0,026	0,018	0,023	0,027	0,03	0,04	0,035	0,037
- один шар гідролізу	0,015	0,019	0,021	0,017	0,016	0,023	0,025	0,018	0,02	0,024
- стяжка з цементно-піщаного розчину	0,05	0,045	0,055	0,04	0,047	0,053	0,042	0,038	0,044	0,039
- теплоізоляція	0,055	0,05	0,06	0,045	0,065	0,04	0,05	0,06	0,055	0,065
Власна вага плити, кН/м <sup>2</sup>	3,0	3,1	3,2	3,3	3,2	3,1	3,0	2,9	2,8	2,9

### Задача 1.1.3. Розрахунок на згин дерев'яної балки перекриття

**Вихідні дані розрахунку:** Довжина балки –  $l = 4,0$  м, крок балки  $a = 1,0$  м. Вид балки – суцільний, порода деревини – сосна, клас міцності деревини – С27, експлуатаційний клас деревини – 2, тип поперечного перерізу – прямокутний. Сумарне розрахункове експлуатаційне навантаження на перекриття становить  $q_e = 6,49$  кН/м<sup>2</sup>, а розрахункове граничне –  $q_{гр,р} = 8,13$  кН/м<sup>2</sup>.

**Мета:** підібрати переріз дерев'яної балки перекриття.

Розрахунок на згин дерев'яної балки перекриття проводимо за [11].

#### Послідовність розв'язання задачі

1. Встановити вихідні дані для розрахунку: довжина балки  $l$ , м; крок балок  $a$ , м; порода деревини; клас міцності деревини; експлуатаційний клас деревини. Сумарне розрахункове експлуатаційне навантаження та граничне розрахункове значення навантажень на перекриття будівлі прийняти за результатами попередньої задачі.

2. Визначити розрахункові величини  $X_d$  характеристик деревини:  
– розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі  $y$  (рис. 5)

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

де  $f_{m,k}$ , МПа – характеристичне значення міцності однорідної деревини при згині;

$k_{mod}$  – коефіцієнт перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації (додаток 9);

$\gamma_M$  – коефіцієнт надійності за матеріалом для деревини (додаток 10);

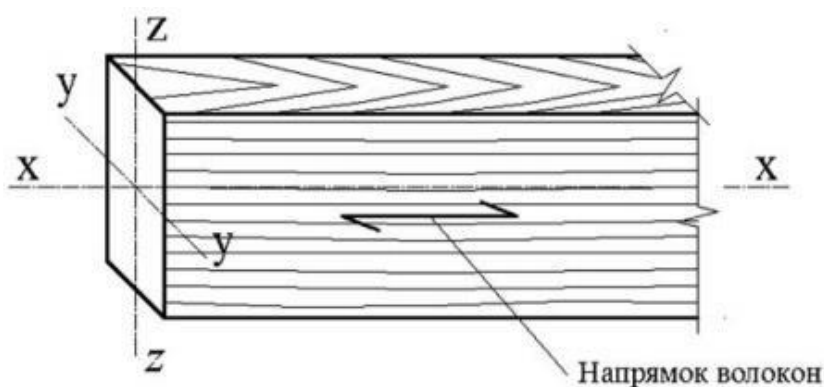


Рисунок 5 – Схема розташування осей суцільного дерев'яного елемента

– розрахункове значення міцності при сколюванні

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

де  $f_{v,k}$ , МПа – характеристичне значення міцності однорідної деревини при сколюванні.

3. Визначити внутрішні розрахункові зусилля в балці – згинальний момент  $M_{y,d}$  і зусилля зрізу  $V_d$ .

4. Підібрати переріз балки з умови міцності на згин

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1.$$

5. Визначити розрахункове напруження згину

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}}$$

де  $W_{y,d}$ , мм<sup>3</sup> – необхідний момент опору перерізу відносно осі  $y$ .

6. Визначити необхідний момент опору перерізу балки

$$W_{y,d} = \frac{M_{y,d}}{f_{m,y,d}}$$

7. Прийняти за сортаментом (додаток 11) розміри перерізу та визначити основні геометричні характеристики.

8. Визначити розрахункове напруження сколювання

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef}}$$

де  $S_{br}$ , мм<sup>3</sup> – статичний момент (брутто) частини перерізу, що зсувається, відносно нейтральної осі;

$I_{br}$ , мм<sup>4</sup> – момент інерції перерізу (брутто) відносно нейтральної осі;

$b_{ef}$ , мм – розрахункова ширина перерізу балки.

9. Перевірити умову міцності балки:

– на згин

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1.$$

– на сколювання

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1.$$

10. Перевірити умову жорсткості балки

$$f = \frac{5 \cdot q_e^6 \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I_y} \leq f_u = \frac{l}{120 \dots 300},$$

де  $E_{0,mean}$ , МПа – середнє значення модуля пружності деревини уздовж волокон.

**Приклад розв'язання задачі у відповідності до Національної методики, яка гармонізована з Єврокодами**

Визначаємо розрахункові характеристики деревини:

– розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі у:

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,6 \cdot \frac{27}{1,3} = 12,46 \text{ МПа.}$$

$f_{m,k}$  визначаємо: для суцільної хвойної деревини за додатком 12, для суцільної листяної – додатком 13, для клеєної деревини за додатком 14;

– розрахункове значення міцності при сколюванні:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,6 \cdot \frac{2}{1,3} = 0,92 \text{ МПа.}$$

$f_{v,k}$  визначаємо: для суцільної хвойної деревини за додатком 12, для суцільної листяної – додатком 13, для клеєної деревини за додатком 14.

Обчислюємо експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. балки перекриття:

– експлуатаційне значення:

$$q_e^6 = q_e \cdot a = 6,49 \cdot 1 = 6,49 \text{ кН/м;}$$

– граничне розрахункове значення:

$$q_{гр.р}^6 = q_{гр.р} \cdot a = 8,13 \cdot 1 = 8,13 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

– згинальний момент

$$M_{y,d} = \frac{q_{\text{гр.р}}^6 \cdot l^2}{8} = \frac{8,13 \cdot 4^2}{8} = 16,3 \text{ кНм};$$

- поперечна сила

$$V_d = \frac{q_{\text{гр.р}}^6 \cdot l}{2} = \frac{8,13 \cdot 4}{2} = 16,3 \text{ кН.}$$

Визначаємо необхідний момент опору перерізу балки:

$$W_{y,d} = \frac{M_{y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{16,3}{12,46} \cdot 10^6 = 1,308 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 = 1308 \text{ см}^3.$$

В випадку, який розглядається, переріз прямокутний, тому задаємо ширину балки  $b = 175$  мм і знаходимо висоту

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{y,d}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1,308 \cdot 10^6}{175}} = 212 \text{ мм.}$$

За сортаментом (додаток 11) приймаємо балку перерізом  $b \times h = 175 \times 225$  мм.

**Увага. 1.** Якщо переріз – квадратним, то

$$b = h = \sqrt[3]{6 \cdot W_{y,d}} = \sqrt[3]{6 \cdot 1,308 \cdot 10^6} = 199 \text{ мм.}$$

Приймаємо балку перерізом  $b \cdot h = 200 \cdot 200$  мм.

**2.** Якщо балка клеєна, то приймаємо, як приклад, переріз клеєної балки шириною 150 мм із дошок  $150 \times 40$  мм та знаходимо необхідну висоту перерізу:

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{y,d}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1,308 \cdot 10^6}{150}} = 229 \text{ мм.}$$

Приймаємо балку перерізом  $b \cdot h = 15 \cdot 24$  см.

Визначаємо геометричні характеристики прийнятого поперечного перерізу суцільної прямокутної балки:

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{175 \cdot 225^2}{6} = 1476563 \text{ мм}^3,$$

$$I_{br} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{175 \cdot 225^3}{12} = 166113281 \text{ мм}^4,$$

$$S_{br} = \frac{A}{2} \cdot z = \frac{A}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{175 \cdot 225 \cdot 225}{2 \cdot 4} = 1107422 \text{ мм}^3,$$

$$b_{ef} = 175 \text{ мм.}$$

Визначаємо власну вагу 1 м.п. балки:

$$m_{в.в} = V_6 \cdot \rho = l \cdot b \cdot h \cdot \rho = 4 \cdot 0,175 \cdot 0,225 \cdot 370 = 58,28 \text{ кг}$$

де  $\rho$  – густина деревини, визначаємо: для суцільної хвойної деревини за додатком 12, для суцільної листяної – додатком 13, для клеєної деревини за додатком 14.

Уточнюємо навантаження з урахуванням власної ваги балки – експлуатаційне значення:

$$q_{e,1}^6 = q_e^6 + q_{в.в} = 6,49 + 0,05828 \cdot 9,81 = 7,06 \text{ кН/м;}$$

– граничне розрахункове значення:

$$q_{гр.р,1}^6 = q_{гр.р}^6 + q_{в.в} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 8,13 + 0,05828 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 1,05 = 8,79 \text{ кН/м.}$$

Уточнюємо розрахункові внутрішні зусилля – згинальний момент

$$M_{y,d} = \frac{q_{гр.р,1}^6 \cdot l^2}{8} = \frac{8,79 \cdot 4^2}{8} = 17,6 \text{ кНм;}$$

– поперечна сила (кН)

$$V_d = \frac{q_{гр.р,1}^6 \cdot l}{2} = \frac{8,79 \cdot 4}{2} = 17,6 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність прийнятого перерізу балки:

– при згинанні за нормальними напруженнями:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{17,6 \cdot 10^6}{1476563} = 11,92 \text{ МПа} < f_{m,y,d} = 12,46 \text{ МПа;}$$



- при сколюванні за дотичними напруженнями:

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef}} = \frac{17,6 \cdot 10^3 \cdot 1107422}{166113281 \cdot 175} = 0,67 \text{ МПа} < f_{v,d} = 0,92 \text{ МПа.}$$

Міцність на згин та сколювання прийнятого поперечного перерізу балки забезпечено.

Перевіряємо жорсткості прийнятого перерізу балки ( $E_{0,mean} = 11500 \text{ МПа}$ )

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_e^6 \cdot l^3}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I_{br}} = \frac{5 \cdot 7,06 \cdot 4^3 \cdot 10}{384 \cdot 11500 \cdot 1,66113281} = 0,003.$$

Граничний прогін розраховуємо відповідно до [8] за допомогою методу лінійної інтерполяції.

$$\frac{f_u}{l} = \frac{1}{167} = 0,006 > 0,003.$$

Умова виконується, жорсткість балки забезпечена.

**Висновок.** Перевірка за 1 та 2-м граничним станом показала, що обрана за сортаментом балка перерізом 175 × 225 мм забезпечує міцність при робочих навантаженнях.

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.3

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Довжина балки $l$ , м	4,8	5,3	4	5,1	4,2	5	4,1	5,2	4,5	3,4
Крок балок $a$ , м	1,5	1,8	1,1	1,7	1,3	1,6	1,2	2	1,5	1
Порода деревини	дуб	сосна	клен	ялина	бук	дуб	сосна	клен	ялина	сосна
Клас міцності деревини	D35	GL24h	D40	GL28h	D50	GL32h	C30	GL36h	C35	C40
Експлуатаційний клас	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Вид балки	суцільний	клеєний	суцільний	клеєний	суцільний	клеєний	суцільний	клеєний	суцільний	суцільний
Тип поперечного перерізу	квадрат	прямокутник	прямокутник	прямокутник	квадрат	прямокутник	прямокутник	прямокутник	квадрат	прямокутник

## ТЕМА 1.2 РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Загалом до стиснутих конструктивних елементів відносяться вертикальні конструктивні елементи будівель (колони, стіни).

### Задача 1.1.4. Розрахунок збірної залізобетонної колони середнього ряду першого поверху

**Вихідні дані розрахунку:** розрахувати центрально стиснуту збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху 5-поверхової каркасної будівлі за таких умов:

– проліт колон  $l = 9$  м; крок колон  $a = 6$  м; висота поверху  $H = 5$  м;  
– щільність бетону  $\rho_b = 2500$  кг/м<sup>3</sup>; межа міцності бетону  $R_b = 11,5$  МПа;

– межа міцності сталеві арматури  $R_s = 365$  МПа.

Постійне нормативне навантаження:

– конструкції покриття  $g_1 = 0,4$  кН/м<sup>2</sup>;  
– залізобетонна монолітна плита настилу  $g_2 = 2,8$  кН/м<sup>2</sup>;  
– сталеві головні балки: двотавр № 30;  
– сталеві балки настилу: кількість у прольоті  $n_{бн} = 5$ ; двотавр № 18;  
– залізобетонні плити перекриття  $g_3 = 4,8$  кН/м<sup>2</sup>;  
– залізобетонні ригелі перерізом  $b_p \times h_p = 0,36 \times 0,9$  м;  
– залізобетонні колони перерізом  $b_k \times h_k = 0,3 \times 0,3$  м, армовані 8 поздовжніми стрижнями.

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне)  $v_i = 4,2$  кН/м<sup>2</sup>.

**Мета розв'язання задачі:** підібрати поздовжню робочу арматуру, а також поперечну арматуру, які забезпечують міцність та жорсткість конструкції, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр, а також діаметр поперечних стрижнів і відстань між ними.

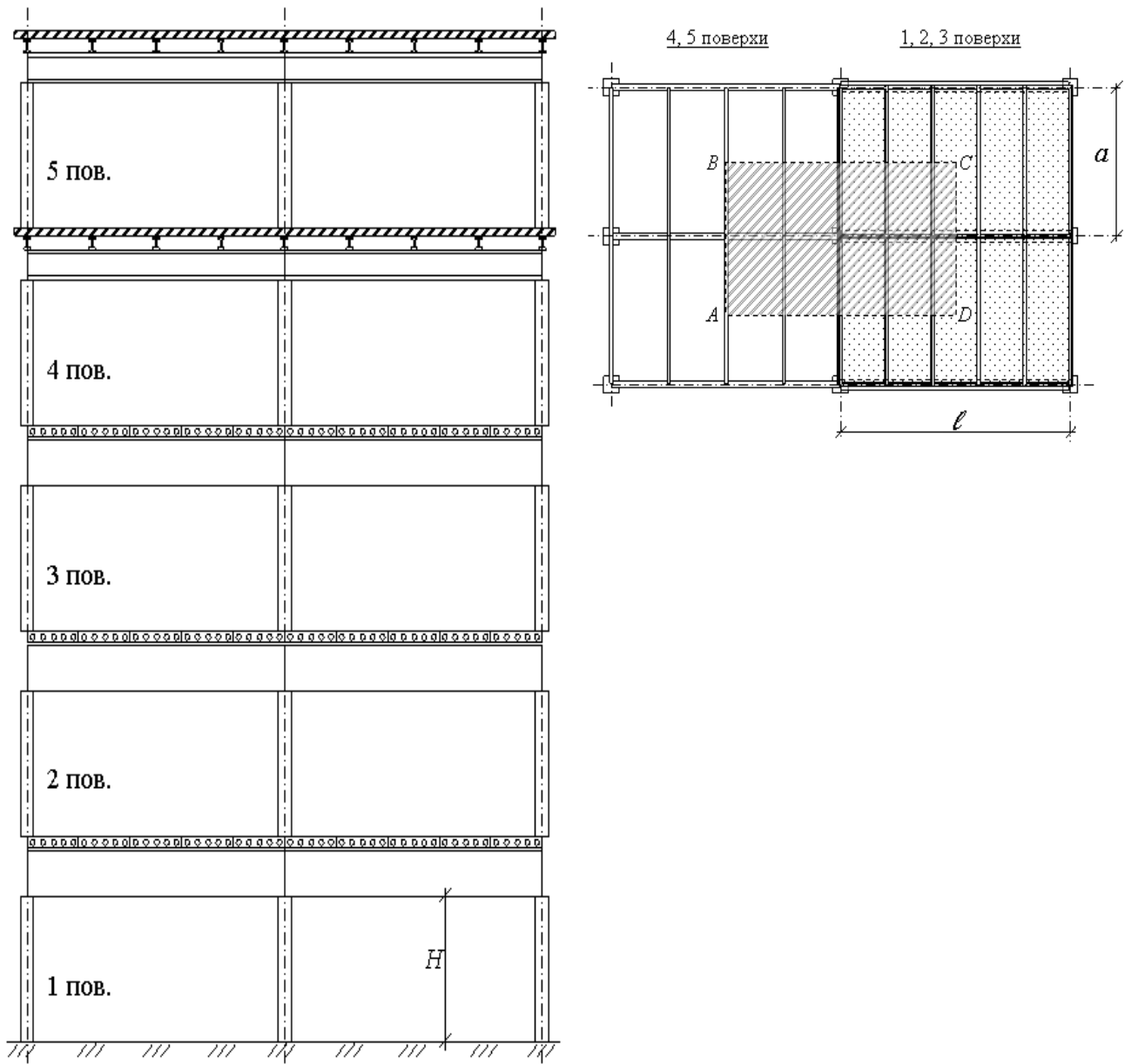
Конструкції покриття розташовані тільки на покрівлі, залізобетонне монолітне перекриття – на 4-му поверсі, сталеві балкові клітки (головні балки та балки настилу) – на 4 і 5-му поверхах, залізобетонні плити перекриття та ригелі – на 1, 2 та 3-му поверхах. Технологічне навантаження діє на 1–4-му поверхах.

### Послідовність розв'язання задачі

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах вантажної площі, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного

нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на колону.

3. Визначення гнучкості колони та коефіцієнта поздовжнього вигину.



**Рисунок 6 – Конструктивна та розрахункова схеми залізобетонної колони каркасної будівлі**

4. Визначення необхідної площі поздовжньої арматури, виходячи з умов міцності, підбір її сортаменту.

5. Підбір діаметра поперечних стрижнів та відстаней між ними.

### **Приклад розв'язання задачі [1]**

1. Навантаження, що діють на колону в межах вантажної площі, визначено та зібрано у табл. 4.

Таблиця 4

Постійні та тимчасові навантаження, що діють на колону

№ з/п	Вид навантаження	Нормативні навантаження			$\gamma_f$	$\gamma_n$	Розрахункові навантаження, кН
		Питомі, кН/м <sup>2</sup>	З кількості поверхів	З вантажної площі, кН			
	Постійні навантаження $g_i$						
1.	Від покриття	0,4	1	$0,4 \cdot 54 = 21,6$	1,3	0,95	26,70
2	Залізобетонні багатопустотні плити	4,8	3	$4,8 \cdot 54 \cdot 3 = 777,6$	1,1	0,95	812,6
3	Залізобетонні ригелі, $b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot \rho_b \cdot n_{пов}$	-	3	$0,36 \cdot 0,9 \cdot 9 \cdot 25 \cdot 3 = 219,0$	1,1	0,95	228,8
4	Залізобетонна монолітна плита настилу	2,8	1	$2,8 \cdot 54 = 151,2$	1,1	0,95	158,0
5	Сталеві балки настилу: двотавр № 18, $q_{18} \cdot l_{бн} \cdot (n_{бн} - 1) \cdot n_{пов}$	-	2	$0,184 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 2 = 8,8$	1,1	0,95	9,2
6	Сталева головна балка: двотавр № 30, $q_{30} \cdot l_{гб} \cdot n_{гб} \cdot n_{пов}$	-	2	$0,365 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 2 = 6,6$	1,1	0,95	6,9
7	Залізобетонні колони, $H \cdot b_k^2 \cdot \rho_b \cdot n_{пов}$	-	5	$5,0 \cdot 0,3^2 \cdot 25 \cdot 5 = 56,25$	1,1	0,95	58,8
	Усього постійних: $\sum g_i$						1301,0
	Тимчасові навантаження $v_i$						
8	Технологічне навантаження на 4-х поверхах, $\sum v_i$	4,2	4	$4,2 \cdot 54 \cdot 4 = 907,2$	1,2	0,95	1034,2
	Разом постійні та тимчасові, $(\sum g_i + \sum v_i)$						<b>2335,2</b>

2. В даній задачі за умовою защемлення колони внизу і шарнірного закріплення зверху – коефіцієнт гнучкості  $\mu = 0,7$  і тоді з відношення

$$\frac{l_0}{b_k} = \frac{\mu \cdot H}{b} = \frac{0,7 \cdot 5}{0,3} \approx 12$$

за додатком 15 можна розрахувати коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi = 0,96$ .

**Увага.** Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Розрахунок здійснюється за руйнівними навантаженнями, коли

$$N = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s),$$

де  $N = \sum g_i + \sum v_i$ .

З даної формули визначають потрібну сумарну площу робочої арматури  $A_s$ :

$$A_s = \frac{N - \varphi \cdot R_b \cdot A_b}{\varphi \cdot R_s} = \frac{2335,2 \cdot 10^{-3} - 0,96 \cdot 11,5 \cdot 0,09}{0,96 \cdot 365} = 0,0038 \text{ м}^2 = 38 \text{ см}^2.$$

4. За сортаментом арматури (додаток 46) для армування залізобетонної колони обирають 8 стрижнів поздовжньої робочої арматури класу А-III діаметром  $\varnothing 25$  загальним перерізом  $A_s = 39,27 \text{ см}^2$  (8  $\varnothing 25$  А-III).

5. Поперечна арматура (хомути) колони призначається конструктивно діаметром  $1/3-1/4$  від діаметра поздовжньої робочої арматури  $d_s$ :

$$\varnothing_{\text{поп}} = \frac{\varnothing_{\text{пр}}}{3} = \frac{25}{3} \approx 8 \text{ мм.}$$

Відповідність діаметра поперечної арматури перевіряємо за сортаментом.

Крок стрижнів поперечної арматури приймається як  $20 \cdot d_s$ , але не більше 400 мм.

$$s = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм, але приймається } s = 400 \text{ мм}$$

**Висновок.** За розрахунками армування залізобетонної колони подовжньою арматурою 8  $\varnothing 25$  А-III та поперечною арматурою  $\varnothing 8$  А-III із

кроком 400 мм забезпечує її міцність при робочих навантаженнях.

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.4

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Проліт колон $l$ , м	6	7	5,5	7	8	6	7	5	7	8
Крок колон $a$ , м	6	5,5	3,5	7	6	6	7	5	5	4
Висота поверху $H$ , м	4	4,5	5	5	5	3,5	4,5	3,5	4,5	4,5
Щільність бетону $\rho_b$ , кг/м <sup>3</sup>	2450	2450	2300	2500	2500	2450	2450	2300	2450	2450
Межа міцності бетону $R_b$ , МПа	11,5	10	4	10	10	11,5	11,5	10	10	8
Межа міцності сталеві арматури $R_s$ , МПа	355	355	355	365	365	490	355	490	355	355
Постійні нормативні навантаження $g_i$ :										
- конструкції покриття $g_1$ , кН/м <sup>2</sup>	0,35	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35	0,35	0,4	0,4	0,35
- залізобетонна монолітна плита настилу $g_2$ , кН/м <sup>2</sup>	3,0	3,2	3,0	2,8	2,8	3,2	3,0	3,2	3,0	3,0
- сталеві головні балки: двотавр, №	33	33	22	45	45	33	33	22	27	33
- сталеві балки настилу: двотавр, №	18	18	12	20	20	18	18	18	18	16
- залізобетонні плити перекриття $g_3$ , кН/м <sup>2</sup>	5,8	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	5,8
- залізобетонні ригелі перерізом $b_p \times h_p$ , м	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28
- залізобетонні колони перерізом $b_k \times h_k$ , м, армовані 8 поздовжніми стрижнями	0,3× 0,3	0,4× 0,4	0,45 × 0,45	0,5× 0,5	0,5× 0,5	0,3× 0,3	0,4× 0,4	0,3× 0,3	0,4× 0,4	0,4× 0,4
Тимчасове навантаження технологічне $v_i$ , кН/м <sup>2</sup>	3,5	3,5	4,5	5,5	6	3,5	4,5	5	5	3,5

### **Задача 1.1.5. Розрахунок центральнавантаженої стиснутої металевої колони**

**Вихідні дані розрахунку:** розрахувати центральну стиснуту сталеву колону, що розташована в середньому ряді першого поверху 2-поверхової каркасної будівлі складського призначення (рис. 7), за таких умов:

- проліт колон  $\ell = 9$  м; крок колон  $\ell_1 = 6$  м; висота поверху  $H = 4$  м;
- марка сталі – С235;
- щільність бетону  $\rho_b = 2450$  кг/м<sup>3</sup>.

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття – 0,3 кН/м<sup>2</sup>;
- залізобетонного монолітного перекриття – 3,0 кН/м<sup>2</sup>;
- сталеві головні балки: двотавр № 33; 5 сталевих балок настилу у прольоті: двотавр № 18;

- залізобетонні плити перекриття – 6,0 кН/м<sup>2</sup>;

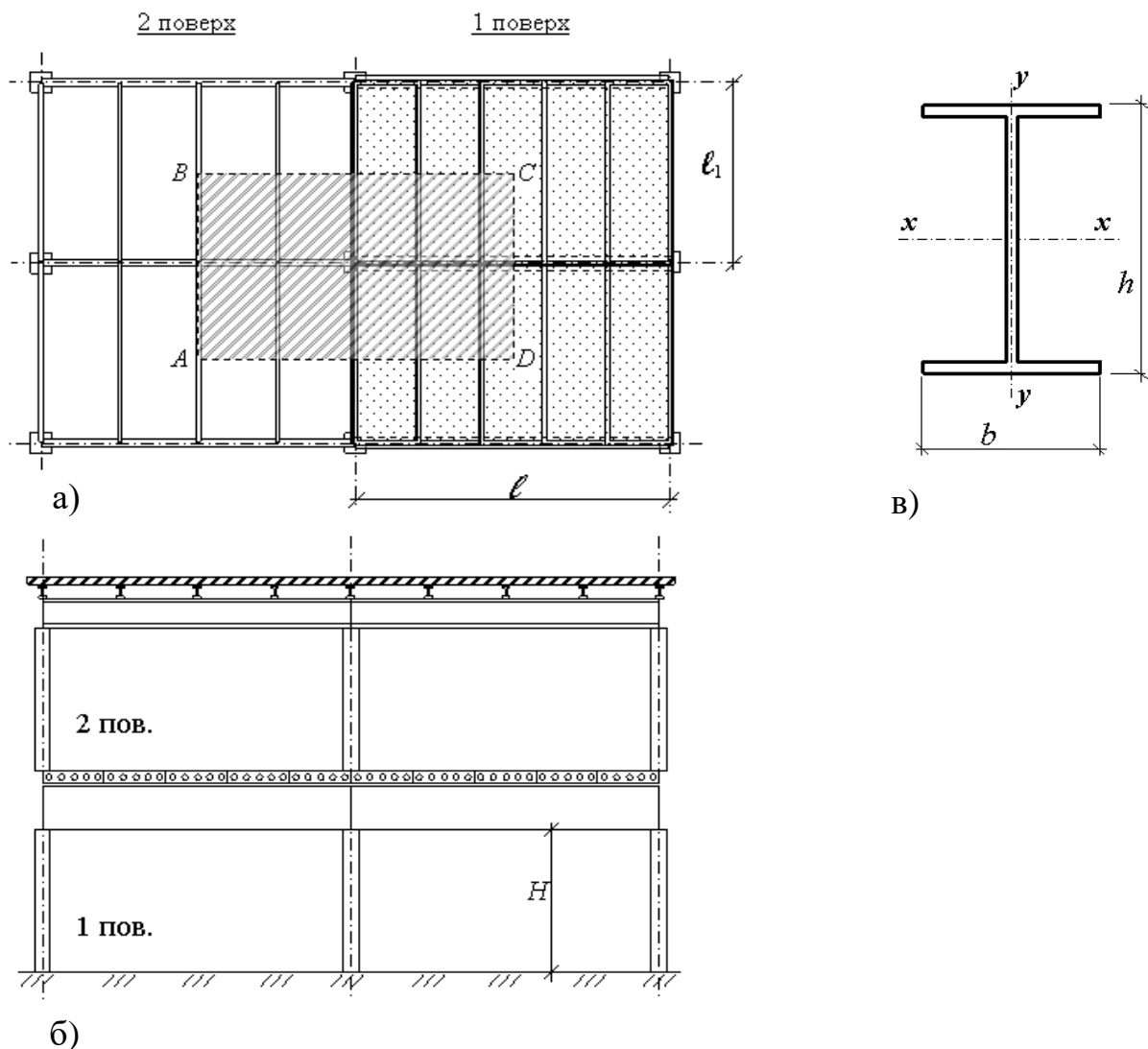
- залізобетонні ригелі перерізом 0,6×0,24 м.

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне) – 3,0 кН/м<sup>2</sup>.

**Мета:** підібрати стандартні профілі для виготовлення стиснутої сталевий колони.

Конструкції покриття розташовані на покрівлі, залізобетонна монолітна плита настилу та сталева балкова клітка складають перекриття 2-го поверху, залізобетонні плити перекриття та залізобетонні ригелі складають перекриття 1-го поверху. Технологічне навантаження діє на 2-му поверсі.





**Рисунок 7 – До розрахунку центрально стиснутої сталеві колони:  
а) фрагмент плану каркаса; б) розріз будівлі; в) переріз широкополицевого сталеві двотавра**

Залежно від впливу навантаження на колони останні розділяють на:  
 – центрально стиснуті колони (стискальну силу або рівнодіючу таких сил прикладено уздовж осі стрижня);  
 – позацентрово стиснуті колони (до стискальних додаються згинальні сили – від ексцентриситетів поздовжніх сил або від наявності поперечних навантажень).

*Центрально стиснутими* вважають колони, які працюють у простих умовах і сприймають навантаження від вище лежачих конструкцій, прикладені або безпосередньо до центра перерізу колони, або симетрично відносно осі стрижня.

При роботі на стиск сталеві колони необхідно, перш за все, забезпечити її стійкість. Стійкість центрально стиснутих елементів може бути забезпечена у тому разі, коли буде виконано умови досягнення

граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проєктних розрахунків.

### **Послідовність розв'язання задачі**

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на колону.
3. Визначення мінімальної площі поперечного перерізу колони.
4. Прийняти двотавровий переріз колони за сортаментом.
5. Провести перевірку Класу поперечного перерізу колони.
6. Перевірка міцності поперечного перерізу колони.
7. Перевірка несучої здатності колони на стійкість.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

Розрахунок навантаження на колону.

Таблиця 5

Відомість навантажень, що діють на колону

<b>Найменування навантажень</b>	<b>Характеристичне значення, кН/м<sup>2</sup></b>
<b>Постійні навантаження</b>	
покриття	0,3
монолітне перекриття	3,0
залізобетонна плита перекриття	6,0
<b>Усього постійних навантажень</b>	<b>9,3</b>
<b>Короткочасне навантаження</b>	
Рівномірно розподілене тимчасове технологічне навантаження	<b>3,0</b>

Таким чином сумарне постійне навантаження дорівнює  $G_k = 9,3 \text{ кН/м}^2$ , а змінне корисне навантаження  $Q_k = 3,0 \text{ кН/м}^2$ .

Знаходимо розрахункове навантаження

При проєктуванні 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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії Е (склади) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 1,0$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 9,3 + 1,5 \cdot 1 \cdot 3,0 = 17,06 \text{ кН/м}^2; \end{aligned}$$

формула **6.10b** [2]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 9,3 + 1,5 \cdot 3,0 = 15,17 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

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

$$6.10a: \mathbf{17,06} \text{ кН/м}^2 > 15,17 \text{ кН/м}^2.$$

Вантажна площа для колони має розміри 9,0х6,0 м.

Таким чином, розрахункове навантаження на колону від опорядження перекриття складе:

$$N = 17,06 \cdot 9,0 \cdot 6,0 = 921,2 \text{ кН.}$$

До наведеного навантаження додається навантаження від власної ваги головних та другорядних балок, а також залізобетонних ригелів.

Вага другорядних балок (в межах вантажної площі) становить

$$q_{\text{в.в}}^{\text{ДБ}} = m_{1 \text{ м.п}}^{\text{ДБ}} \cdot l_{\text{ДБ}} \cdot (n - 1) \cdot \frac{0,98}{100} = 18,4 \cdot 6 \cdot (5 - 1) \cdot \frac{0,98}{100} = 4,3 \text{ кН,}$$

де  $m_{1\text{ м.п.}}^{\text{ДБ}}$  – маса 1 погонного метру сталевий балки відповідно до сортаменту (додаток 47) [6];

$n$  – кількість другорядних балок в прольоті.

Вага головної балки (в межах вантажної площі) становить

$$q_{\text{В.В}}^{\text{ГБ}} = m_{1\text{ м.п.}}^{\text{ГБ}} \cdot l_{\text{ГБ}} \cdot \frac{0,98}{100} = 36,5 \cdot 9 \cdot \frac{0,98}{100} = 3,2 \text{ кН.}$$

Вага залізобетонного ригеля становить

$$q_{\text{В.В}}^{\text{ЗБР}} = b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot \rho_b \cdot \frac{0,98}{100} = 0,6 \cdot 0,24 \cdot 9 \cdot 2450 \cdot \frac{0,98}{100} = 31,1 \text{ кН.}$$

Таким чином, повне розрахункове навантаження на колону складе

$$N_{ED} = N + (q_{\text{В.В}}^{\text{ДБ}} + q_{\text{В.В}}^{\text{ГБ}} + q_{\text{В.В}}^{\text{ЗБР}}) \cdot \gamma_G = 921,2 + (4,3 + 3,2 + 31,1) \cdot 1,35 = 973,3 \text{ кН.}$$

Для подальших розрахунків частинні коефіцієнти надійності дорівнюють

$$\gamma_{M0} = 1,0; \gamma_{M1} = 1,0.$$

Міцність центрально-стиснутого елемента вважається забезпеченою при виконанні умови

$$\frac{N_{ED}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Розрахункове значення несучої здатності  $N_{c,Rd}$  визначається як

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}.$$

З даного виразу знаходимо мінімальну площу поперечного перерізу колони

$$A_{min} = \frac{N_{ED} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{973,3 \cdot 1,0}{235 \cdot 10^3} = 0,00414 \text{ м}^2 = 41,4 \text{ см}^2.$$

Згідно сортаменту (додаток 48) [7] приймаємо широкополицевий двотавровий профіль 23Ш1 із такими геометричними характеристиками:

Двогавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> , см
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08	4260	9,62	622	3,67

Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу колони

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{155 - 6,5 - 2 \cdot 14}{2} = 60,25 \text{ мм},$$

$$\frac{c}{t} = \frac{60,25}{10} = 6,03.$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів в умовах пожежі приймаються за додатком 24 [9].

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1 = 9.$$

Перевіряємо умову:

$$6,03 < 9.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу колони відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на стиск):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 226 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 14 = 178 \text{ мм},$$

$$\frac{c}{s} = \frac{178}{6,5} = 27,4.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює (див. табл. 4):

$$\frac{c}{s} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1 = 33.$$

Перевіряємо умову:

$$27,4 < 33.$$

Отже, стінка колони при зусиллях стиску відноситься до 1-го Класу. Таким чином, переріз колони відноситься до 1-го Класу.

Перевіряємо міцність поперечного перерізу колони:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Для поперечних перерізів 1-го – 3-го класів:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{46,08 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 1082,9 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{973,3}{1082,9} = 0,9 < 1,0.$$

Несуча здатність поперечного перерізу на міцність забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність колони на стійкість:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

де

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}.$$

Визначення понижуючого коефіцієнта стійкості  $\chi$ .

Понижуючий коефіцієнт стійкості відносно різних осей перерізу визначається як:

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}}, \text{ але } \chi_x \leq 1,0,$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}, \text{ але } \chi_y \leq 1,0.$$

У наведених вище формулах:

$$\begin{aligned}\Phi_x &= 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2], \\ \Phi_y &= 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].\end{aligned}$$

Для поперечних перерізів 1-го – 3-го класів:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1},$$

де  $L_{cr}$  – розрахункова довжина елемента у площині, яка розглядається, дорівнює висоті поверху;

$i$  – радіус інерції перерізу відносно відповідної вісі;

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon.$$

Таким чином, умовні гнучкості елемента дорівнюють

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_x &= \frac{L_{cr}}{i_x \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{4 \cdot 100}{9,62 \cdot 93,9 \cdot 1} = 0,44, \\ \bar{\lambda}_y &= \frac{L_{cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{4 \cdot 100}{3,67 \cdot 93,9 \cdot 1} = 1,16.\end{aligned}$$

Вибір кривих втрати стійкості

Відповідно до [9] (додаток 16) для прокатних профілів відповідно до меж обираємо криві втрати стійкості

$$\frac{h}{b} = \frac{226}{155} = 1,46 > 1,2.$$

Товщина полиці  $t = t_f = 10$  мм < 40 мм, тому для осі  $x$  ( $y$ - $y$ ) характерною є крива стійкості «а», а для осі  $y$  ( $z$ - $z$ ) – крива «b».

Коефіцієнти недосконалості  $\alpha$  вибирається у відповідності до [9] (додаток 17). У випадку, що розглядається  $\alpha_x = 0,21$ ,  $\alpha_y = 0,34$ .

Таким чином,

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,62;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,16 - 0,2) + 1,16^2] = 1,34;$$

$$\chi_x = \frac{1}{0,62 + \sqrt{0,62^2 - 0,44^2}} = 0,95;$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,34 + \sqrt{1,34^2 - 1,16^2}} = 0,5.$$

Приймаємо мінімальне значення коефіцієнта стійкості  $\chi_{min} = 0,5$ .

Отже, розрахункове значення несучої здатності елемента на стійкість дорівнює

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \cdot \frac{46,08 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 541,4 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову

$$\frac{973,3}{541,4} = 1,8 > 1,0.$$

Умова **не виконується**, отже несуча здатність на стійкість не забезпечена. За сортаментом приймаємо наступний профіль та виконуємо розрахунок, поки не будуть виконані обидві умови.

Згідно сортаменту приймаємо широкополицевий двотавровий профіль 30Ш1 із такими геометричними характеристиками:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> , см
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	10400	12,3 4	1470	4,64

Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу колони  
Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{200 - 8 - 2 \cdot 18}{2} = 78 \text{ мм,}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{78}{11} = 7,09.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу



поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1 = 9.$$

Перевіряємо умову:

$$7,09 < 9.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу колони відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на стиск):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 291 - 2 \cdot 11 - 2 \cdot 18 = 233 \text{ мм},$$
$$\frac{c}{s} = \frac{233}{8} = 29,1.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1 = 33.$$

Перевіряємо умову:

$$29,1 < 33.$$

Отже, стінка колони при зусиллях стиску відноситься до 1-го Класу. Таким чином, переріз колони відноситься до 1-го Класу.

Перевіряємо міцність поперечного перерізу колони:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{68,31 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 1605,3 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{973,3}{1605,3} = 0,61 < 1,0.$$

Несуча здатність поперечного перерізу на міцність забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність колони на стійкість:

Умовні гнучкості елемента дорівнюють

$$\bar{\lambda}_x = \frac{L_{cr}}{i_x \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{4 \cdot 100}{12,34 \cdot 93,9 \cdot 1} = 0,35,$$
$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{4 \cdot 100}{4,64 \cdot 93,9 \cdot 1} = 0,92.$$

Вибір кривих втрати стійкості

$$\frac{h}{b} = \frac{291}{200} = 1,46 > 1,2.$$

Товщина полиці  $t = t_f = 10 \text{ мм} < 40 \text{ мм}$ , тому для осі  $x$  ( $y-y$ ) характерною є крива стійкості «а», а для осі  $y$  ( $z-z$ ) – крива «b».

Коефіцієнти недосконалості  $\alpha_x = 0,21$ ,  $\alpha_y = 0,34$ .

Таким чином,

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,58,$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,92 - 0,2) + 0,92^2] = 1,05;$$

$$\chi_x = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,35^2}} = 0,96,$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,92^2}} = 0,64.$$

Приймаємо мінімальне значення коефіцієнта стійкості  $\chi_{min} = 0,64$ .

Отже, розрахункове значення несучої здатності елемента на стійкість дорівнює

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,64 \cdot \frac{68,31 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 1027,4 \text{ кН}.$$

Перевіряємо умову

$$\frac{973,3}{1027,4} = 0,95 < 1,0.$$

Отже, несуча здатність на стійкість забезпечена.

**Висновок.** За розрахунком колона з широкополицевого двотавру 30Ш1 витримує робочі навантаження.

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.5

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Проліт колон $l$ , м	6	7	5,5	7	8	6	7	5	7	8
Крок колон $l_1$ , м	6	5,5	3,5	7	6	6	7	5	5	4
Висота поверху $H$ , м	4	4,5	5	5	5	3,5	4,5	3,5	4,5	4,5
Клас міцності сталі	C245	C255	C275	C285	C295	C245	C255	C275	C285	C295
Густина бетону $\rho_b$ , кг/м <sup>3</sup>	2450	2450	2300	2500	2500	2450	2450	2300	2450	2450
Постійні нормативні навантаження:										
- конструкції покриття, кН/м <sup>2</sup>	0,35	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35	0,35	0,4	0,4	0,35
- залізобетонна монолітна плита настилу, кН/м <sup>2</sup>	3,0	3,2	3,0	2,8	2,8	3,2	3,0	3,2	3,0	3,0
- сталеві головні балки: двотавр, №	33	33	22	45	45	33	33	22	27	33
- сталеві балки настилу (5 у прольоті): двотавр, №	18	18	12	20	20	18	18	18	18	16
- залізобетонні плити перекриття, кН/м <sup>2</sup>	5,8	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	5,8
- залізобетонні ригелі перерізом $b_p \times h_p$ , м	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28
Тимчасове навантаження:										
- технологічне, кН/м <sup>2</sup>	3,5	3,5	4,5	5,5	6	3,5	4,5	5	5	3,5

### Задача 1.1.6. Розрахунок стиснутого дерев'яного стояка

**Вихідні дані розрахунку:** розрахувати центрально стиснутий дерев'яний стояк двохсильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом 30° (рис. 8) за таких умов: район будівництва – м. Рівне; призначення будівлі – житловий будинок, клас відповідальності – СС2, категорія – Б, вид стояка – суцільний, порода деревини – сосна, клас міцності деревини – С27, експлуатаційний клас деревини – 2, тип поперечного перерізу – прямокутний, закріплення – шарнірне з двох кінців.

Проліт між опорами даху –  $l_{оп} = 8$  м, крок опор  $a = 4$  м.

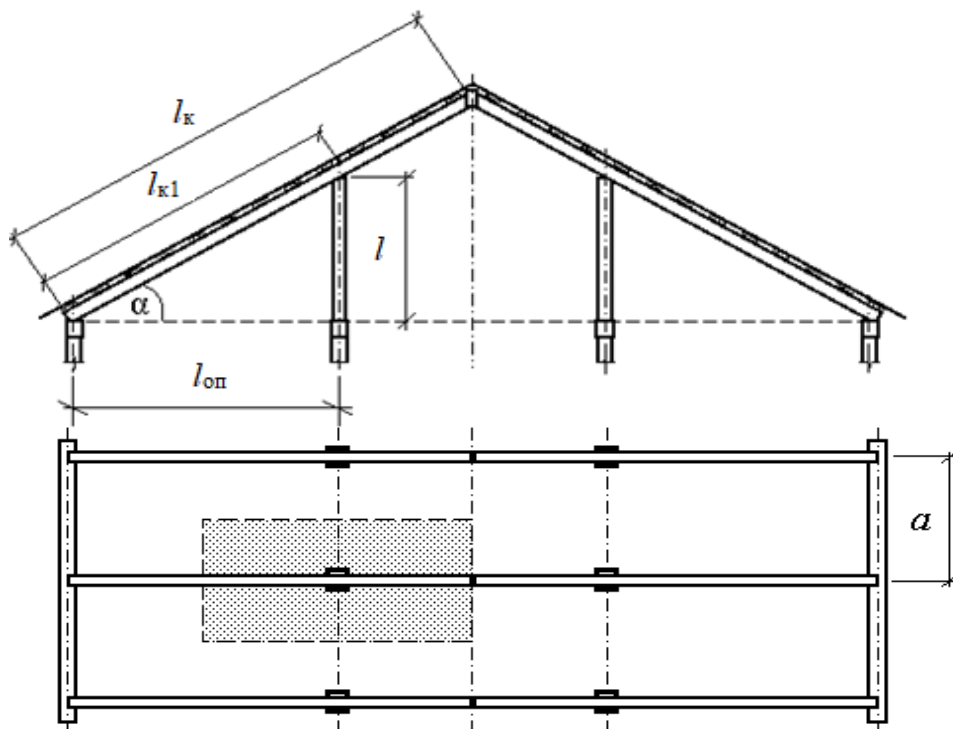
Постійне нормативне навантаження:

- від шиферу –  $0,14 \text{ кН/м}^2$ ;
- від руберойду –  $0,05 \text{ кН/м}^2$ ;
- від обрешітки –  $0,1 \text{ кН/м}^2$ ;
- від кроквяних ніг перерізом  $250 \times 250 \text{ мм}$ .

**Мета:** підібрати стандартний пиляний брус для виготовлення дерев'яного стояка.

*Дерев'яні стояки* – складова частина кроквяних ферм. Найбільш простим і таким, що часто зустрічається, прикладом дерев'яних стояків є цілісні (суцільні) стояки круглого перерізу з колод або квадратного перерізу із брусів. Їх розраховують як позацентрово-стиснуті елементи на вплив поздовжніх сил і згинальних моментів з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але, приймаючи, що будинок має несучі кам'яні стіни і приблизно рівномірне та симетричне навантаження стояків кроквяними балками, можна розраховувати стояки спрощено – на дію тільки поздовжньої стискальної сили.

Розрахунок на стиск дерев'яного стояка проводимо за [11].



**Рисунок 8 – До розрахунку центрально стиснутого дерев'яного стояка**

## Послідовність розв'язання задачі

### 1. Розрахунок навантаження на покриття будівлі:

- встановити призначення, клас відповідальності будівлі і категорію відповідальності конструкції, район будівництва, тип покриття будівлі;
- встановити склад (конструкцію) покриття; виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття; обчислити характеристичне і граничне розрахункове значення навантажень з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням  $\gamma_f$ ;
- встановити характеристичне значення снігового навантаження залежно від району будівництва (додаток 20) [3]; обчислити експлуатаційне та граничне розрахункове значення снігового навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f$  (додатки 18 [3] та 19 [4]);
- обчислити сумарні характеристичне і граничне розрахункове значення для сполучення постійного (власна вага матеріалів і конструкцій покриття) і короткочасного (снігове) навантажень; обчислити граничне розрахункове значення навантаження на покриття з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  (додаток 3) [4];
- результати розрахунку навантаження на покриття будівлі звести до таблиці.

### 2. Розрахунок дерев'яного стояка:

Розрахункова величина опору визначається за формулою

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

де  $f_{c,0,k}$  – характеристичне значення опору деревини;

$k_{mod}$  – коефіцієнт перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації (додаток 9 [11]);

$\gamma_M$  – коефіцієнт надійності за матеріалом для деревини (додаток 10 [11]).

Центрально-стиснуті елементи розраховуються за умовою

- на міцність

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A_n} \leq f_{c,0,d}$$

- на стійкість

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{k_{c,y(z)} \cdot A_e} \leq f_{c,0,d},$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  - розрахункові напруження стиску деревини вздовж волокон;

$A_n$  - площа поперечного перерізу елемента нетто;

$A_e$  - розрахункова площа поперечного перерізу для розрахунку на стійкість, що приймається рівною: за відсутності послаблень  $A_e = A$ ;

$k_{c,y(z)}$  - коефіцієнт поздовжнього згину, що знаходять в залежності від гнучкості елемента і визначається

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}},$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}},$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2),$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2),$$

$\beta_c$  - коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини - 0,2; для клеєної деревини - 0,1;

$\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}$  - відносна гнучкість елемента відносно осей Y та Z:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}},$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Гнучкість прямолінійного елемента суцільного поперечного перерізу обчислюється за формулою

$$\lambda_{y(z)} = \frac{l_{0,y(0,z)}}{i_{y(z)}},$$

де  $l_{0,y(0,z)}$  - розрахункова довжина елемента

$$l_{0,y(0,z)} = l_{y(z)} \cdot \mu_0$$

$i_{y(z)}$  - радіус інерції поперечного перерізу з максимальними розмірами бруто відносно осей Y чи Z;

$\mu_0$  – коефіцієнт, який приймають:

- за шарнірного закріплення кінців, а також за шарнірного закріплення в проміжних точках елемента – 1;
- за одного шарнірного закріплення, а другого защемленого кінця – 0,8;
- за одного защемленого, а другого вільного кінця, який навантажений – 2,2;
- за обох защемлених кінців – 0,65.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Національної методики, яка гармонізована з Єврокодами**

Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.

Вантажна площа  $A_{вп}$ , з якої на дерев'яний стояк діє навантаження, являє собою прямокутник, межі якого проходять посередині між опорами, сусідніми до тої, що розглядається (рис. 8). Ширина вантажної площі дорівнює кроку опор ( $a$ ) і довжина

$$l_{к1} = \frac{l_{оп}}{\cos \alpha} = \frac{8}{\cos 30} = \frac{8}{0,866} = 9,24 \text{ м,}$$
$$A_{вп} = l_{к1} \cdot a = 9,24 \cdot 4 = 36,96 \text{ м}^2.$$

Визначаємо вагу крокви в межах вантажної площі

$$m_{в.к} = l_{к1} \cdot b_k \cdot h_k \cdot \rho = 9,24 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 370 = 213,68 \text{ кг.}$$
$$q_{в.к} = m_{в.к} \cdot \frac{0,981}{100} = 213,68 \cdot \frac{0,981}{100} = 2,1 \text{ кН}$$

Знаходимо значення снігового навантаження на 1 м<sup>2</sup>:

– характеристичне значення навантаження від снігового покриву для м. Рівне згідно [3] складає  $S_0 = 1320 \text{ Па} = 1,32 \text{ кН/м}^2$ .

– характеристичне значення навантаження від снігового покриву з урахуванням режиму експлуатації, коефіцієнта географічної висоти та коефіцієнта переходу від ваги снігового покриву

$$S = S_0 \cdot C = S_0 \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,32 \text{ кН/м}^2,$$

де  $\mu = 1$ , визначається згідно [3].

Коефіцієнт  $C_e$  враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування. При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт  $C_e$  допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

Коефіцієнт  $C_{alt}$  враховує висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря. Приймається  $C_{alt} = 1$ .

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження  $\gamma_f$  визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$ . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції  $T_{ef}$ : для житлових будівель орієнтовне значення розрахункового строку експлуатації  $T_{ef}$  складає 100 років (додаток 19). Відповідно коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  для 100 років дорівнює 1,14 (додаток 18).

Усі нормативні навантаження, що діють на стоек у межах вантажної площі, визначаються та заносяться до табл. 6.

Таблиця 6

Відомість навантажень на покриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>	Розрахункові навантаження (з вантажної площі)		
		Експлуатаційне значення, кН	Коефіцієнт надійності	Граничне розрахункове значення, кН
Постійні навантаження				
шифер	0,14	$0,14 \cdot 36,96 = 5,17$	1,2	6,2
руберойд	0,05	$0,05 \cdot 36,96 = 1,85$	1,2	2,22
обрешітка	0,1	$0,1 \cdot 36,96 = 3,7$	1,1	4,07
кроква	-	2,1	1,1	2,31
Усього постійних навантажень		12,82		14,8
Короткочасне навантаження				
снігове	1,32	$1,32 \cdot 36,96 = 48,79$	1,14	55,62
Всього (постійне та короткочасне)		61,61		70,42
Всього з урахуванням відповідальності будинку, СС2, категорія Б, $\gamma_n = 1,05$			1,05	<b>73,94</b>



Таким чином, граничне розрахункове значення навантажень на покриття будівлі, яке становить 73,94 кН.

Розрахунок дерев'яного стояка:  
Знаходимо довжину дерев'яного стояка

$$l = l_{оп} \cdot \tan \alpha = 8 \cdot \tan 30 = 8 \cdot 0,577 = 4,62 \text{ м,}$$

Задаємося гнучкістю дерев'яного стояка  $\lambda = 75$ . Тоді відносна гнучкість елемента відносно осі Y

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{75}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{22}{7667}} = 1,28.$$

$f_{c,0,k}$  визначаємо за додатком 12.

Квантіль 5% модуля пружності вздовж волокон  $E_{0,05}$  дорівнює

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot E_{0,mean} = \frac{2}{3} \cdot 11500 = 7667 \text{ МПа}$$

Модуль пружності деревини вздовж волокон  $E_{0,mean}$  для класу міцності деревини С27 дорівнює 11500 Н/мм<sup>2</sup> (додаток 12).

Визначаємо розрахунковий опір стиску матеріалу класу С27 вздовж волокон

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = 0,6 \cdot \frac{22}{1,3} = 10,15 \text{ МПа,}$$

Знаходимо необхідний радіус інерції

$$i_{nec} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{\mu \cdot l}{\lambda} = \frac{1 \cdot 4,62}{75} = 0,0616 \text{ м} = 6,16 \text{ см.}$$

Знаходимо необхідну площу поперечного перерізу стояка

$$A_{nec} = \frac{N_c}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{73,94}{0,49 \cdot 10,15 \cdot 10^{-1}} = 148,7 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину  $k_{c,y}$  дорівнює

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,42 + \sqrt{1,42^2 - 1,28^2}} = 0,49,$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) =$$

$$= 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,28 - 0,3) + 1,28^2) = 1,42.$$

Знаходимо необхідну ширину поперечного перерізу бруса

$$b_{nec} = \frac{i_{nec}}{0,29} = \frac{6,16}{0,29} = 21,2 \text{ см.}$$

За сортаментом приймаємо  $b = 22,5$  см. Знаходимо необхідну висоту бруса

$$h_{nec} \approx \frac{A_{nec}}{b} = \frac{148,7}{22,5} \approx 6,6 \text{ см}$$

Згідно сортаменту (додаток 11) приймаємо товщину  $h = 7,5$  см. Тоді площа поперечного перерізу дорівнює

$$A = b \cdot h = 22,5 \cdot 7,5 = 168,75 \text{ см}^2.$$

**Увага.** Якщо переріз квадратний, то  $b_{nec} = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{148,7} = 12,2$  см. За сортаментом приймається брус перерізом  $b \cdot h = 12,5 \cdot 12,5$  см.

Проводимо перевірку прийнятого перерізу:

- на міцність

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A} = \frac{73,94}{168,75} = 0,438 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 4,38 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 10,15 \text{ МПа},$$

міцність підбраного стояка забезпечена.

- на втрату стійкості

Гнучкість стояка прийнятого перерізу

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{\mu_0 \cdot l}{i_{min}} = \frac{1 \cdot 4,62 \cdot 10^2}{2,2} = 210,$$

де  $i_{min} = \min\{i_y; i_z\} = 2,2$  см:

$$i_y = 0,29 \cdot h = 0,29 \cdot 7,5 = 2,2 \text{ см.}$$

$$i_z = 0,29 \cdot b = 0,29 \cdot 22,5 = 6,5 \text{ см.}$$

Відносна гнучкість елемента відносно осі Y дорівнює

$$\lambda_{rel,y} = \frac{210}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{22}{7667}} = 3,58.$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{7,24 + \sqrt{7,24^2 - 3,58^2}} = 0,07.$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (3,58 - 0,3) + 3,58^2) = 7,24.$$

Напруження в перерізі становлять

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{k_{c,y} \cdot A} = \frac{73,94}{0,07 \cdot 168,75} = 6,259 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 62,6 \text{ МПа} > f_{c,0,d} = 10,15 \text{ МПа}$$

Стійкість підбраного стояка **не забезпечена**.

Збільшуємо висоту перерізу у відповідності до сортаменту та проводимо перевірки поперечного перерізу на міцність та втрату стійкості. Остаточний поперечний переріз стояка приймаємо, коли міцність та стійкість підбраного стояка забезпечена.

Згідно сортаменту приймаємо товщину  $h = 15 \text{ см}$ .

Тоді площа поперечного перерізу дорівнює

$$A = b \cdot h = 22,5 \cdot 15 = 337,5 \text{ см}^2.$$

Проводимо перевірку прийнятого перерізу:

- на міцність

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A} = \frac{73,94}{337,5} = 0,219 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 2,19 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 10,15 \text{ МПа},$$

міцність підбраного стояка забезпечена.

- на втрату стійкості

Гнучкість стояка прийнятого перерізу

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{\mu \cdot l}{i_{min}} = \frac{1 \cdot 4,62 \cdot 10^2}{4,4} = 105,$$

де  $i_{min} = \min\{i_y; i_z\} = 4,4 \text{ см}$ :

$$i_y = 0,29 \cdot h = 0,29 \cdot 15 = 4,4 \text{ см};$$

$$i_z = 0,29 \cdot b = 0,29 \cdot 22,5 = 6,5 \text{ см}.$$

Відносна гнучкість елемента відносно осі Y дорівнює

$$\lambda_{rel,y} = \frac{105}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{22}{7667}} = 1,79;$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{2,25 + \sqrt{2,25^2 - 1,79^2}} = 0,28;$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,79 - 0,3) + 1,79^2) = 2,25.$$

Напруження в перерізі становлять

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{k_{c,y} \cdot A} = \frac{73,94}{0,28 \cdot 337,5} = 0,782 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 7,82 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 10,15 \text{ МПа}.$$

Стійкість підбраного стояка забезпечена.

**Висновок.** За розрахунком остаточно приймається стояк із бруса довжиною 4,62 м та поперечним перерізом 225×150 мм.

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.6

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Район будівництва	Київ	Сімферополь	Вінниця	Луцьк	Дніпро	Донецьк	Житомир	Запоріжжя	Івано-Франківськ	Херсон
Призначення будівлі	громадська	виробнича	складська	житлова	сільсько-господарська	громадська	виробнича	складська	житлова	сільсько-господарська
Клас відповідальності	СС3	СС2	СС3	СС2	СС2	СС2	СС3	СС2	СС2	СС2
Категорія відповідальності	А	Б	Б	А	В	Б	А	А	В	Б
Порода деревини	дуб	сосна	клен	ялина	бук	сосна	клен	ялина	дуб	сосна

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Клас міцності деревини	D35	C30	D40	C35	D50	C40	D60	C45	D70	C50
Експлуатаційний клас	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1
Вид стояка	суцільний									
Тип поперечного перерізу	квадрат	прямокут ник	квадрат	прямокут ник	квадрат	прямокут ник	квадрат	прямокут ник	квадрат	прямокут ник
Проліт між опорами даху $l_{оп}$ , м	8	6	8	7	6	7	7	8	6	5
Крок опор $a$ , м	4	6	5	5	8	8	7	8	5	5
Кут нахилу	25	30	35	27	33	23	40	31	29	45
Постійне нормативне навантаження:										
- від шиферу	0,15	0,12	0,15	0,17	0,12	0,08	0,09	0,08	0,15	0,5
- від руберойду	0,008	0,01	0,12	0,12	0,008	0,008	0,01	0,008	0,12	0,12
- від обрешітки	0,1	0,12	0,1	0,1	0,15	0,15	0,12	0,15	0,1	0,1
Переріз кроквяних ніг, м	0,25	0,15	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,25	0,15	0,15
	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	0,25	0,15	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,25	0,15	0,15

## ЧАСТИНА 2. РОБОТА КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ

**Задача 2.1.** Розрахунок параметричної температурно-часової залежності в будівлі при пожежі.

**Вихідні дані розрахунку:** протипожежний відсік розміром: довжина  $a = 15$  м, ширина  $b = 12$  м, висота  $h = 3,6$  м. Загальна площа вертикальних прорізів  $A_v = 25,2$  м<sup>2</sup>, середня висота вікон на всіх стінах  $h_{eq} = 1,6$  м. Матеріал огорожувальних конструкцій – бетон. При проектуванні та будівництві передбачені всі протипожежні заходи.

**Мета:** провести розрахунок параметричної температурно-часової залежності в офісній будівлі при пожежі.

### Послідовність розв'язання задачі

1. Визначаємо геометричні параметри приміщення.
2. Визначаємо характеристики огорожувальних конструкцій приміщення.
3. Визначаємо пожежне навантаження.
4. Визначаємо температурний режим параметричної пожежі у фазі нагріву
5. Визначаємо максимальну температуру пожежі  $\Theta_{max}$ .
6. Визначаємо температурний режим параметричної пожежі у фазі охолодження.
7. Побудова графічної параметричної температурно-часової залежності розвитку пожежі.

### Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів

1. Визначаємо геометричні параметри приміщення:  
– площа приміщення  $A_f$  дорівнює

$$A_f = a \cdot b = 15 \cdot 12 = 180 \text{ м}^2;$$

- площа вертикальних прорізів  $A_v = 25,2$  м<sup>2</sup>;
- загальна площа огорожувальних конструкцій  $A_t$  дорівнює

$$A_t = 2 \cdot a \cdot b + 2 \cdot a \cdot h + 2 \cdot b \cdot h = 2 \cdot 15 \cdot 12 + 2 \cdot 15 \cdot 3,6 + 2 \cdot 12 \cdot 3,6 = 554,4 \text{ м}^2;$$

- коефіцієнт врахування прорізів  $O$  дорівнює

$$O = A_v \cdot \frac{\sqrt{h_{eq}}}{A_t} = 25,2 \cdot \frac{\sqrt{1,6}}{554,4} = 0,0575 \text{ м}^{0,5}.$$

2. Визначаємо характеристики огорожувальних конструкцій приміщення (додаток 21):

- густина матеріалу (бетон) -  $\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$ ;
- питома теплоємність поверхні -  $c = 1000 \text{ Дж/кг} \cdot \text{К}$ ;
- коефіцієнт теплопровідності -  $\lambda = 1,6 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$ .

3. Визначаємо пожежне навантаження

- розрахункове питома пожежне навантаження  $q_{t,d}$ , приведене до сумарної площі поверхні огорожувальних конструкцій  $A_t$  визначається за формулою

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot \frac{A_f}{A_t},$$

де  $q_{f,d}$  - розрахункове питома пожежне навантаження, приведене до сумарної площі підлоги  $A_f$ .

- розрахункове питома пожежне навантаження  $q_{f,d}$  визначається за формулою

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_{qn},$$

де  $q_{f,k}$  - нормативне пожежне навантаження, приведене до площі поверху, середнє значення для офісних приміщень дорівнює  $q_{f,k} = 420 \text{ МДж/м}^2$  (додаток 22) [13];

$m$  - коефіцієнт повноти згоряння. Для більшості целюлозних матеріалів коефіцієнт приймається 0,8 [14];

$\delta_{q1}$  - коефіцієнт урахування ризику виникнення пожежі, що залежить від розмірів протипожежного відсіку, приймаємо  $\delta_{q1} = 1,5$  (додаток 23) [14];

$\delta_{q2}$  - коефіцієнт урахування ризику виникнення пожежі в залежності від призначення приміщення, приймаємо  $\delta_{q2} = 1$  (додаток 23) [14];

$\delta_{qn}$  - коефіцієнт, що враховує наявність спеціальних заходів (протипожежних заходів) для гасіння пожежі. Для звичайних рішень протипожежних заходів коефіцієнт приймається  $\delta_{qn} = 1,0$ . Якщо протипожежні заходи не передбачені, коефіцієнт приймається  $\delta_{qn} = 1,5$  [14].

Таким чином

$$q_{f,d} = 420 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 504 \text{ МДж/м}^2;$$
$$q_{t,d} = 504 \cdot \frac{180}{554,4} = 163,6 \text{ МДж/м}^2.$$

4. Визначаємо температурний режим параметричної пожежі у фазі нагріву

$$\Theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t^*} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t^*}),$$

де  $t^* = t \cdot \Gamma$ ;

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} = \sqrt{2300 \cdot 1000 \cdot 1,6} = 1918,333 \text{ Дж/м}^2 \cdot \text{с}^{0,5} \cdot \text{К};$$

Значення  $b$  повинно знаходитись в межах  $100 \leq b \leq 2200$ .

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} = \frac{(0,0575/1918,333)^2}{(0,04/1160)^2} = 0,7556;$$

$$\Theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,1515 \cdot t} - 0,204 \cdot e^{-1,2849 \cdot t} - 0,472 \cdot e^{-14,36 \cdot t}).$$

5. Визначаємо максимальну температуру пожежі  $\Theta_{max}$

$$\Theta_{max} = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t_{max}^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t_{max}^*} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t_{max}^*}),$$
$$t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma;$$
$$t_{max} = \max \begin{cases} 0,0002 \cdot \frac{q_{t,d}}{O} \\ t_{lim} \end{cases}$$

Величина  $t_{max}$  приймається більшою з двох значень: або обчислене за формулою, або значення, що відповідає часу досягнення максимальної температури  $t_{lim}$ .

Час досягнення максимальної температури пожежі  $t_{lim}$ , який регулюється пожежним навантаженням, також залежить від функціонального призначення приміщень та приймається:

- 15 хвилин для швидкого розвитку пожежі (торгові центри, бібліотеки, кінотеатри);
- 20 хвилин для середнього розвитку пожежі (житлові та офісні приміщення, лікарні, школи, готелі);
- 25 хвилин для повільного розвитку пожежі (вокзали).

$$t_{lim} = 20 \text{ хв} = 0,333 \text{ год};$$



$$t_{max} = 0,0002 \cdot \frac{163,6}{0,0575} = 0,569 \text{ год.}$$

Таким чином, у якості  $t_{max}$  приймається значення, яке дорівнює 0,569 год.

$$\begin{aligned} t_{max}^* &= 0,569 \cdot 0,7556 = 0,43 \text{ год;} \\ \Theta_{max} &= 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot 0,43} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot 0,43} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot 0,43}) \\ &= 820,8 \text{ }^\circ\text{C.} \end{aligned}$$

6. Визначаємо температурний режим параметричної пожежі у фазі охолодження

Температурний режим на стадії охолодження визначається за формулами:

$$\begin{aligned} \Theta_g &= \Theta_{max} - 625 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x), \text{ якщо } t_{max}^* \leq 0,5; \\ \Theta_g &= \Theta_{max} - 250 \cdot (3 - t_{max}^*) \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x), \text{ якщо } 0,5 < t_{max}^* < 2; \\ \Theta_g &= \Theta_{max} - 250 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x), \text{ якщо } t_{max}^* \geq 2, \end{aligned}$$

де  $x = 1,0$ , якщо  $t_{max} > t_{lim}$ , або  $x = t_{lim} \cdot \frac{\Gamma}{t_{max}^*}$ , якщо  $t_{max} = t_{lim}$ .

Таким чином,  $t_{max}^* = 0,43 \text{ год} < 0,5$ ,  $t_{max} > t_{lim}$ , відповідно  $x = 1,0$ , а

$$\Theta_g = 820,8 - 625 \cdot (0,7556 \cdot t - 0,43 \cdot 1) = 1089,55 - 472,38 \cdot t.$$

**Висновки:** температурний режим (табл. 7, рис. 9) параметричної пожежі у відповідності з умовами задачі буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку  $\Theta_g$  в момент часу  $t$ :

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 34 хвилини (0,569 год), при цьому температура досягне 820°C)

$$\Theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,1515 \cdot t} - 0,204 \cdot e^{-1,2849 \cdot t} - 0,472 \cdot e^{-14,36 \cdot t});$$

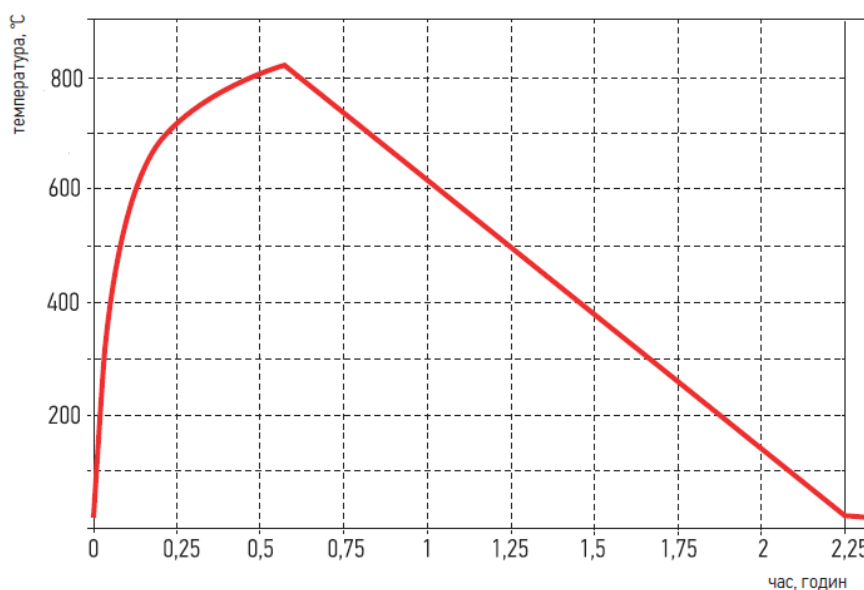
- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 35-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження)

$$\Theta_g = 1089,55 - 472,38 \cdot t.$$

Таблиця 7

Залежність температури в протипожежному відсіку  $\Theta_g$  в момент часу  $t$  при заданих вихідних даних

$t, \text{хв}$	$\Theta_g, ^\circ\text{C}$	$t, \text{хв}$	$\Theta_g, ^\circ\text{C}$	$t, \text{хв}$	$\Theta_g, ^\circ\text{C}$
0	20,0	45	735,4	105	263,1
15	718,3	60	617,3	120	145,1
30	804,3	75	499,2	135	27,0
34	820,8	90	381,2	150	20,0



**Рисунок 9 – Параметрична температурно-часова залежність розвитку пожежі в офісному приміщенні при заданих параметрах**

**Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.1**

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Тип приміщення	житлове	лікарня	готель	бібліотека	офісне	житлове	лікарня	готель	бібліотека	офісне
Розмір протипожежного відсіку										
Довжина, м	6	8	6,5	9	14	5,5	10	6,2	10	12
Ширина, м	4	6	5	6	10	4,5	8	4,7	6,5	8
Висота, м	3,5	4	3,3	3,9	4,7	3,2	4,5	3,1	4	5

Середня висота вікон на всіх стінах $h_{eq}, \text{м}$	1,8	2	1,5	3	2,5	1,4	2,3	1,2	2,8	3
	<b>останньої</b>									
	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
Загальна площа вертикальних прорізів $A_v, \text{м}^2$	5	6	7	8	9	10	11	12	8,5	14
Матеріал огорожувальних конструкцій	Бетон	Легкий бетон	Бетонні блоки	Цегла з отворами	Цегла повнотіла	Бетон	Легкий бетон	Бетонні блоки	Цегла з отворами	Цегла повнотіла
Протипожежні заходи	передбачені	відсутні	передбачені	відсутні	передбачені	відсутні	передбачені	відсутні	передбачені	відсутні

**Задача 2.2. Статичний розрахунок сталеві балки перекриття згідно Єврокодів.**

**Вихідні дані розрахунку:** призначення будівлі – житловий будинок. Конструкція балки виконана з двотаврового профілю №30, довжиною  $L = 6,5$  м. Ширина прольоту між балками  $l = 4,5$  м. Умови обігріву з трьох сторін. Закріплення шарнірне з двох боків.

Постійне нормативне навантаження:

- керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3; h = 0,013 \text{ м}$ );
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3; h = 0,015 \text{ м}$ );
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3; h = 0,02 \text{ м}$ );
- гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3; h = 0,02 \text{ м}$ );
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1900 \text{ кг/м}^3; h = 0,04 \text{ м}$ );
- теплоізоляція ( $\rho = 150 \text{ кг/м}^3; h = 0,05 \text{ м}$ );
- власна вага плити –  $3,30 \text{ кН/м}^2$ .

**Мета:** провести статичний розрахунок сталеві балки перекриття і визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.

### **Послідовність розв'язання задачі**

1. Прийняти номінальні розміри та довідкові параметри двотаврового перерізу балки за сортаментом (додаток 47) [6].

2. Визначення навантаження на перекриття будівлі:

– встановити призначення будівлі, тип перекриття будівлі, власну вагу плит перекриття;

– встановити склад (конструкцію) перекриття; виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття, з урахуванням їх густини;

– встановити характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження від людей залежно від призначення будівлі (додаток 2) [3];

– результати розрахунку навантаження на перекриття будівлі звести до таблиці.

3. Визначити сумарне розрахункове навантаження на балку  $F_d$ .

4. Визначити максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні.

5. Визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ .

6. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. У відповідності до сортаменту (додаток 47) маса 1 погонного метру двотавру №30 дорівнює 36,5 кг.

2. Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.

Таблиця 8

Відомість навантажень на перекриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>
Постійні навантаження	
керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,013 \text{ м}$ )	0,18
прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,015 \text{ м}$ )	0,25
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,35
гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,12
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1900 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,04 \text{ м}$ )	0,75
теплоізоляція ( $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,05 \text{ м}$ )	0,07
плита перекриття	3,30
Усього постійних навантажень	<b>5,02</b>
Короткочасне навантаження	
Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей (житловий будинок)	<b>1,5</b>

Таким чином сумарне постійне навантаження дорівнює  $G_k = 5,02 \text{ кН/м}^2$ , а змінне корисне навантаження  $Q_k = 1,5 \text{ кН/м}^2$ .

### 3. Визначаємо сумарне розрахункове навантаження на балку $F_d$

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії А (житлові будинки) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$= 1,35 \cdot 5,02 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5 = 8,352 \text{ кН/м}^2,$$

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$= 0,85 \cdot 1,35 \cdot 5,02 + 1,5 \cdot 1,5 = 8,01 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$8,352 \text{ кН/м}^2 > 8,01 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове навантаження на погонний метр сталеві балки з урахуванням кроку між балками  $l = 4,5$  м та власної ваги балки становить:

$$F_d = 8,352 \cdot 4,5 + \frac{36,5 \cdot 0,98}{100} = 37,9 \text{ кН/м.}$$

4. Визначаємо максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} = \frac{37,9 \cdot 6,5^2}{8} = 200,2 \text{ кНм.}$$

5. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,3$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою **2.5a** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{5,02 + 0,3 \cdot 1,5}{1,35 \cdot 5,02 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5} = 0,65.$$

За формулою **2.5b** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{5,02 + 0,3 \cdot 1,5}{1,15 \cdot 5,02 + 1,5 \cdot 1,5} = 0,68.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,68$ .

6. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$M_{fi,d,t} = M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_d = 0,65 \cdot 200,2 = 130,1 \text{ кНм.}$$

**Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.2**

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Призначення будівлі	Лікарня	Житловий будинок	ТРЦ	Поліклініка	Адміністративна будівля	Ресторан	Школа	Концертний зал	Гуртожиток	Книгосховище
Номер двотавра	20	24	30	36	40	22	27	33	45	50
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Довжина балки $L$ , м	6	5	7	4	5	6	4	5	7	5
Ширина прольоту $l$ , м	6	4	5	6	3	5	6	3	4	8
Товщина шару перекриття:										
- керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ )	0,01	0,015	0,02	0,012	0,014	0,019	0,018	0,017	0,011	0,016
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ )	0,009	0,007	0,008	0,01	0,012	0,015	0,012	0,006	0,005	0,011
- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ )	0,022	0,024	0,026	0,018	0,023	0,027	0,03	0,04	0,035	0,037
- гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ )	0,015	0,019	0,021	0,017	0,016	0,023	0,025	0,018	0,02	0,024

- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1900$ кг/м <sup>3</sup> )	0,05	0,045	0,055	0,04	0,047	0,053	0,042	0,038	0,044	0,039
- теплоізоляція із пінополістіролу ( $\rho = 150$ кг/м <sup>3</sup> )	0,055	0,05	0,06	0,045	0,065	0,04	0,05	0,06	0,055	0,065
Власна вага плити перекриття, кН/м <sup>2</sup>	3,0	3,1	3,2	3,3	3,2	3,1	3,0	2,9	2,8	2,9

**Задача 2.3. Розрахунок критичної температури головної сталевий балки перекриття, схильної до втрати стійкості у відповідності до Єврокоду 3.**

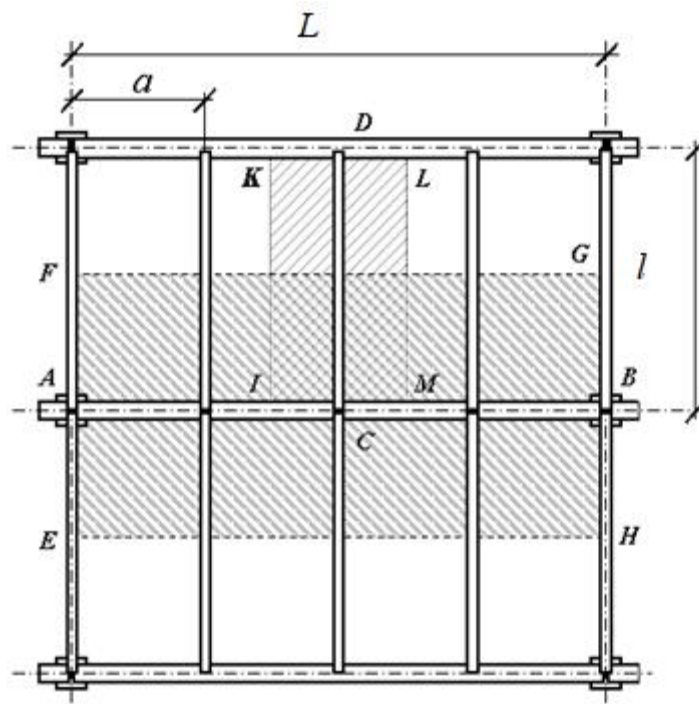
**Вихідні дані розрахунку:** призначення будівлі – житловий будинок. Конструкція головної балки виконана зі сталі С235, з двотаврового профілю №30, довжиною  $L = 6$  м (рис. 10). Крок головних балок  $l = 4$  м. Другорядні балки, які спираються на головні, виконані з двотаврового профілю №10. Умови обігріву з чотирьох сторін. Закріплення на колонах шарнірне з двох боків.

Постійне нормативне навантаження:

- керамічна плитка ( $\rho = 1400$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,013$  м);
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,015$  м)
- гідроізоляція ( $\rho = 600$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,02$  м);
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1900$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,04$  м);
- власна вага монолітної з/б плити – 1,5 кН/м<sup>2</sup>.

**Мета:** провести розрахунок критичної температури головної сталевий балки перекриття, яка схильна до втрати стійкості у відповідності до Єврокоду 3.





**Рисунок 10 – До розрахунку головної сталеві балки перекриття**

### **Послідовність розв'язання задачі**

1. Прийняти номінальні розміри та довідкові параметри двотаврового перерізу головної та другорядної балок за сортаментом (додаток 47) [6].
2. Визначення навантаження на перекриття будівлі:
  - встановити призначення будівлі, тип перекриття будівлі, власну вагу плит перекриття;
  - встановити склад (конструкцію) перекриття; виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття, з урахуванням їх густини;
  - встановити характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження від людей залежно від призначення будівлі (додаток 2) [3];
  - результати розрахунку навантаження на перекриття будівлі звести до таблиці.
3. Визначити сумарне розрахункове навантаження на балку  $F_d$ .
4. Визначити максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні.
5. Визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ .
6. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.
7. Провести перевірку Класу поперечного перерізу балки.
8. Визначити несучу здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі за формулою

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M,0}},$$

де  $\gamma_{M,0} = 1$  – коефіцієнт надійності за несучою здатністю при температурі зовнішнього середовища;

$W_y$  – відповідний момент опору перерізу, що визначається наступним чином:

$W_y = W_{pl,x}$  для поперечних перерізів Класів 1 та 2;

$W_y = W_{el,x}$  для поперечних перерізів Класу 3;

$W_{el,x}$  приймається відповідно до сортаменту ( $W_x$ ).

Для сталевих прокатних двотаврових перерізів, момент опору перерізу відносно вісі  $x$  з урахуванням обмежених пластичних деформацій дорівнює:

$$W_{pl,x} = 1,12 \cdot W_{el,x}.$$

9. Визначити несучу здатність поперечного перерізу балки на згин при рівномірно розподіленій температурі  $\theta_a$  за формулою

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}}{k_1 \cdot k_2},$$

де  $k_{y,\theta}$  – коефіцієнт зниження межі текучості при досягненні сталлю температури  $\theta_a$  в момент часу  $t$ ;

$\gamma_{M,fi}$  – коефіцієнт надійності за матеріалом при підвищеній температурі;

$k_1 = 1$  – поправочний коефіцієнт для урахування нерівномірного розподілу температури по ширині поперечного перерізу (для незахищених балок, що піддаються вогневому впливу з трьох сторін та мають композитну або бетонну плиту з четвертої сторони, даний коефіцієнт  $k_1 = 0,7$ ; для захищеної балки, що піддається дії вогню з трьох сторін з сталобетонною або бетонною плитою  $k_1 = 0,85$ );

$k_2 = 1$  – поправочний коефіцієнт для урахування нерівномірного розподілу температури по довжині балки.

10. Визначити методом лінійної інтерполяції критичну температуру для балки.

11. Визначити розрахункову несучу здатність за втратою стійкості плоскої форми згину балки за формулою

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}},$$

де  $\chi_{LT,fi}$  – понижуючий коефіцієнт для втрати стійкості плоскої форми

згину в умовах пожежі

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\varphi_{LT,\theta} + \sqrt{(\varphi_{LT,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{LT,\theta})^2}}$$

де

$$\varphi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right],$$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}},$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \left[ \frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0.5},$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1},$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}},$$

$i$  – радіус інерції для перерізу бруто відносно осі, що розглядається, мм.

12. Визначити методом лінійної інтерполяції критичну температуру для балки.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. У відповідності до сортаменту (додаток 47) приймаємо номінальні розміри та довідкові параметри двотавру №30, які потрібні для рішення даної задачі:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Маса 1 м, кг	Радіус інерції $i$ , см	$W_x$ , см <sup>3</sup>
30	300	135	6,5	10,2	12	36,5	12,3	472

У відповідності до сортаменту (додаток 47) маса 1 погонного метру двотавру №10 (другорядна балка) дорівнює 9,46 кг.

2. Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.

## Відомість навантажень на перекриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>
Постійні навантаження	
керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,013 \text{ м}$ )	0,18
прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,015 \text{ м}$ )	0,25
гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,12
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1900 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,04 \text{ м}$ )	0,75
залізобетонна плита перекриття	1,5
другорядні балки $15,9 \cdot 5 \cdot 0,98/100$	0,78
Усього постійних навантажень	<b>3,26</b>
Короткочасне навантаження	
Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей (житловий будинок)	<b>1,5</b>

Таким чином сумарне постійне навантаження дорівнює  $G_k = 3,26 \text{ кН/м}^2$ , а змінне корисне навантаження  $Q_k = 1,5 \text{ кН/м}^2$ .

3. Визначаємо сумарне розрахункове навантаження на головну балку  $F_d$

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії А (житлові будинки) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} =$$

$$= 1,35 \cdot 3,26 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5 = 5,976 \text{ кН/м}^2,$$

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} =$$

$$= 0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,26 + 1,5 \cdot 1,5 = 5,991 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$5,976 \text{ кН/м}^2 < \mathbf{5,991 \text{ кН/м}^2}.$$

Розрахункове навантаження на погонний метр сталеві балки з урахуванням кроку між балками  $l = 4$  м та власної ваги балки становить:

$$F_d = 5,991 \cdot 4 + \frac{36,5 \cdot 0,98}{100} = 24,3 \text{ кН/м}.$$

4. Визначаємо максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} = \frac{24,3 \cdot 6^2}{8} = 109,4 \text{ кНм}.$$

5. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,3$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою **2.5a** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,26 + 0,3 \cdot 1,5}{1,35 \cdot 3,26 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5} = 0,621.$$

За формулою **2.5b** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,26 + 0,3 \cdot 1,5}{1,15 \cdot 3,26 + 1,5 \cdot 1,5} = 0,619.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,619$ .

6. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$M_{fi,d,t} = M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_d = 0,619 \cdot 109,4 = 67,7 \text{ кНм.}$$

7. Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу балки

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,85.$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів в умовах пожежі приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{135 - 6,5 - 2 \cdot 12}{2} = 52,25 \text{ мм,}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{52,25}{10,2} = 5,12.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,85 = 7,65.$$

Перевіряємо умову:

$$5,12 < 7,65.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу балки відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на згин):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 300 - 2 \cdot 10,2 - 2 \cdot 12 = 255,6 \text{ мм,}$$

$$\frac{c}{s} = \frac{255,6}{6,5} = 39,32.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,85 = 61,2.$$

Перевіряємо умову:

$$39,32 < 61,2.$$

Отже, стінка при чистому згині відноситься до 1-го Класу.

Таким чином, при впливі підвищеної температури переріз балки відноситься до 1-го Класу.

8. Визначаємо несучу здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі

Так як переріз балки відноситься до 1-го Класу, то

$$W_{pl,x} = 1,12 \cdot W_{el,x} = 1,12 \cdot 472 = 529 \text{ см}^3.$$

Відповідно

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{529 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 124,3 \text{ кНм}.$$

9. Визначаємо несучу здатність поперечного перерізу балки на згин при рівномірно розподіленій температурі  $\theta_a$  та заносимо ці дані до зведеної таблиці (колонка 3):

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}}{k_1 \cdot k_2} = k_{y,\theta} \cdot 124,3 \cdot \frac{1/1}{1 \cdot 1} = 124,3 \cdot k_{y,\theta}.$$

Температура сталі $\theta_a$ , °C	$k_{y,\theta}$	$M_{fi,\theta,Rd}$
1	2	3
<b>400</b>	<b>1,0</b>	124,3
<b>500</b>	<b>0,78</b>	96,954
<b>600</b>	<b>0,47</b>	58,421
<b>700</b>	<b>0,23</b>	28,589
<b>800</b>	<b>0,11</b>	13,673

**Увага.** Данні для 1 та 2 колонки беруть з додатку 25 [15].

10. Методом лінійної інтерполяції визначаємо критичну температуру для балки при розрахунковому зусиллі при пожежі  $E_{fi,d} = M_{fi,d} = 67,7 \text{ кНм}$

$$\theta_{a,cr} = 500 + \frac{67,7 - 96,954}{58,421 - 96,954} \cdot \frac{600 - 500}{1} = 575,9 \text{ °C}.$$

11. Визначаємо розрахункову несучу здатність за втратою стійкості плоскої форми згину балки  $M_{b,fi,t,Rd}$  у момент часу  $t$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,65,$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9,$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{6000}{12,3 \cdot 10} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,52,$$

$$L_{cr} = L = 6 \text{ м} = 6000 \text{ мм}.$$

Далі розраховуємо по наступним формулам відповідно до кожної температури та заносимо у таблицю (колонки 4, 5 та 6):

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \left[ \frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5},$$

$$\varphi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right],$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\varphi_{LT,\theta} + \sqrt{(\varphi_{LT,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{LT,\theta})^2}}$$

Далі розраховуємо  $M_{b,fi,t,Rd}$  відповідно до кожної температури та заносимо у таблицю (колонка 7):

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} = \chi_{LT,fi} \cdot 529 \cdot 10^{-6} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{235 \cdot 10^3}{1} =$$

$$= 124,315 \cdot \chi_{LT,fi} \cdot k_{y,\theta},$$

Температура сталі $\theta_a, ^\circ\text{C}$	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$	$\varphi_{LT,\theta}$	$\chi_{LT,fi}$	$M_{b,fi,t,Rd}$
1	2	3	4	5	6	7
<b>400</b>	<b>1,0</b>	<b>0,7</b>	0,62	0,89	0,65	80,8
<b>500</b>	<b>0,78</b>	<b>0,6</b>	0,59	0,87	0,66	60
<b>600</b>	<b>0,47</b>	<b>0,31</b>	0,64	0,91	0,64	37,4
<b>700</b>	<b>0,23</b>	<b>0,13</b>	0,69	0,96	0,61	17,4
<b>800</b>	<b>0,11</b>	<b>0,09</b>	0,57	0,85	0,68	9,3

**Увага.** Данні для 1, 2 та 3 колонки беруть з додатку 25 [15].

12. Методом лінійної інтерполяції визначаємо критичну температуру для балки при розрахунковому зусиллі при пожежі  $E_{fi,d} = M_{fi,d} = 67,7 \text{ кНм}$



$$\theta_{a,cr} = 400 + \frac{67,7 - 80,8}{60 - 80,8} \cdot \frac{500 - 400}{1} = 478 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

**Висновок.** Приймаємо гірше з двох значень. Отже, критична температура головної сталевої балки складає  $\theta_{a,cr} = 478 \text{ }^{\circ}\text{C}$ .

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.3

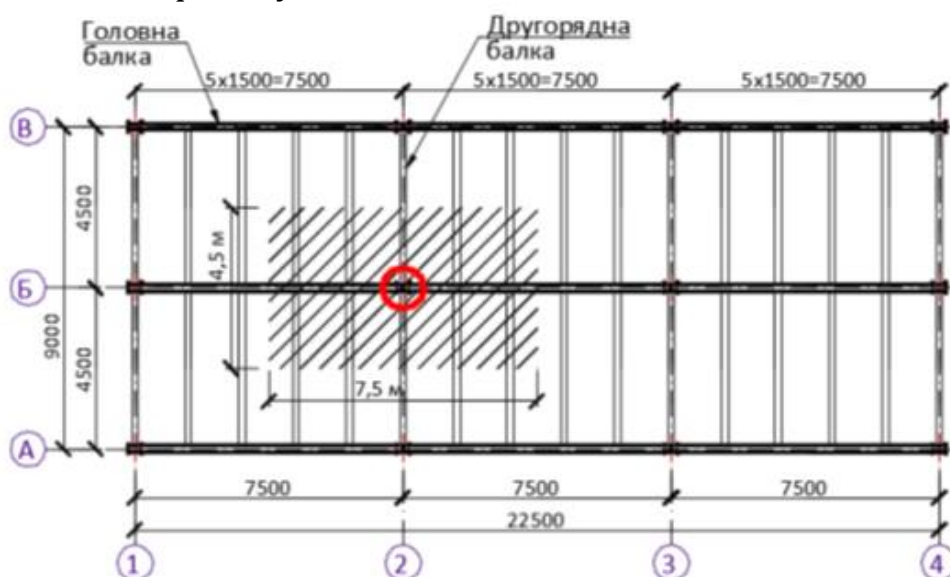
Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Призначення будівлі	Лікарня	Житловий будинок	ТРЦ	Поліклініка	Адміністративна будівля	Ресторан	Школа	Концертний зал	Гуртожиток	Книгосховище
Номер двотавра із сортаменту (головна балка)	27	24	55	40	33	50	36	45	30	60
Марка сталі	355	420	255	275	285	235	245	255	275	285
Номер двотавра із сортаменту (другорядна балка)	10	12	14	10	12	14	10	12	14	16
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Довжина балки $L$ , м	6	5	5,5	4	5	5,5	4	5	6	5
Ширина прольоту $l$ , м	4	4	4,5	6	3,5	4	5	3	3	5
Товщина шару перекриття:										
- керамічна плитка	0,01	0,015	0,02	0,012	0,014	0,019	0,018	0,017	0,011	0,016
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150	0,009	0,007	0,008	0,01	0,012	0,015	0,012	0,006	0,005	0,011

- гідроізоляція	0,015	0,019	0,021	0,017	0,016	0,023	0,025	0,018	0,02	0,024
- стяжка з цементно-піщаною розчиною	0,05	0,045	0,055	0,04	0,047	0,053	0,042	0,038	0,044	0,039
Власна вага плити, кН/м <sup>2</sup>	1,0	1,15	1,2	1,25	1,3	1,3	1,25	1,2	1,15	1,0

**Задача 2.4. Розрахунок критичної температури центрально-стиснутої сталеві колони, схильної до втрати стійкості у відповідності до Єврокоду 3.**

**Вихідні дані розрахунку:** будівля одноповерхова, складського призначення. Конструкція колони виконана зі сталі С235, з широкополицевого двотаврового профілю №40ШЗ, висотою 4,65 м (рис. 11). Проліт колон – 7,5 м, крок колон – 4,5 м. Вага покриття складає 100 кг, технологічна вага на 1 м<sup>2</sup> балочної клітки від складування матеріалів становить 500 кг. Балочна клітка складається з головних та другорядних балок. Другорядні балки виконані з двотаврового профілю №12, довжиною 4,5 м та кроком – 1,5 м. Головні балки виконані з двотаврового профілю №24, довжиною 7,5 м. Розрахункова модель прийнята як центрально-стиснута у припущенні переважання дії поздовжньої вертикальної сили порівняно із згинальними моментами від ексцентриситетів передачі навантажень та можливої нерівномірності розподілу навантажень по перекриттю.

**Мета:** провести розрахунок критичної температури сталеві колони у відповідності до Єврокоду 3.



**Рисунок 11 – До розрахунку сталеві колони**

## Послідовність розв'язання задачі

1. Визначити сумарне розрахункове значення навантаження на колону
  - визначити постійне навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1 м<sup>2</sup>;
  - визначити змінне корисне навантаження на балочну клітку;
  - визначаємо розрахункове сполучення навантажень;
  - визначаємо розрахункове навантаження на колону.
2. Прийняти номінальні розміри та довідкові параметри двотаврового перерізу колони (додаток 48) [7], а також вагу 1 погонного метру головної та другорядної балок за сортаментом (додаток 47) [6].
3. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі
  - визначити характеристичне значення переважаючого або головного (першого) змінного впливу;
  - визначити характеристичне значення постійного впливу;
  - визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ ;
  - визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.
4. Провести перевірку Класу поперечного перерізу колони.
5. Визначити розрахункову несучу здатність за втратою стійкості у формі поздовжнього згину  $N_{b,fi,t,Rd}$  колони при рівномірному розподілі температури  $\theta_a$  у момент часу  $t$  за формулою

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

де

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{(\varphi_{\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{\theta})^2}},$$
$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right],$$
$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}},$$
$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \left[ \frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0.5},$$
$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1},$$
$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}},$$

$i$  – радіус інерції для перерізу бруто відносно осі, що розглядається, мм.

6. Визначити методом лінійної інтерполяції критичну температуру для колони.

7. Визначити в якості альтернативи критичну температуру колони спрощеним способом, використовуючи граничне напруження втрати стійкості для заданої температури сталі  $\theta_a$  при умовній гнучкості  $\bar{\lambda}$

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y = f'_{y,\theta,\bar{\lambda}} \cdot A,$$

де:  $A$  – площа поперечного перерізу;

$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$  – граничне напруження втрати стійкості для заданої температури сталі  $\theta_a$  при умовній гнучкості  $\bar{\lambda}$  (додаток 26) [16].

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. Визначаємо сумарне розрахункове значення навантаження на колону:

– визначаємо постійне навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1 м<sup>2</sup>:

$$G_k = 100 \cdot \frac{0,98}{100} = 0,98 \text{ кН/м}^2,$$

– визначаємо змінне корисне навантаження на балочну клітку:

$$Q_k = 500 \cdot \frac{0,98}{100} = 4,9 \text{ кН/м}^2.$$

– визначаємо розрахункове сполучення навантажень

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85; \psi_{0,1} = 1 \text{ (складські приміщення)}.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії Е (складські приміщення) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 1$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = \\ = 1,35 \cdot 0,98 + 1,5 \cdot 1 \cdot 4,9 = 8,673 \text{ кН/м}^2,$$

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 0,98 + 1,5 \cdot 4,9 = 8,475 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$8,673 \text{ кН/м}^2 > 8,475 \text{ кН/м}^2.$$

– визначаємо розрахункове навантаження на колону:

Вантажна площа для колони має розміри 4,5x7,5 м.

Розрахункове навантаження на колону від опорядження перекриття складає

$$N = 8,673 \cdot 4,5 \cdot 7,5 = 292,7 \text{ кН.}$$

До наведеного навантаження додається навантаження від власної ваги головних та другорядних балок.

Вага другорядної балки становить

$$g_{дб} = 11,5 \cdot \frac{0,98}{100} \cdot 4,5 = 0,5 \text{ кН.}$$

Вага головної балки

$$g_{гб} = 27,3 \cdot \frac{0,98}{100} \cdot 7,5 = 2 \text{ кН.}$$

Таким чином

$$N_{ed} = 292,7 + 10 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 2 \cdot 2 \cdot 0,5 = 297,2 \text{ кН.}$$

2. У відповідності до сортаменту (додаток 48) приймаємо номінальні розміри та довідкові параметри двотавру №40Ш3:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	Радіус інерції $i_z$ , см
40Ш3	396	300	12, 5	18	22	157,2	7,18

3. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі.

– визначаємо характеристичне значення переважаючого або головного (першого) змінного впливу:

$$Q_{k,1} = 4,9 \cdot 4,5 \cdot 7,5 = 165,4 \text{ кН};$$

– визначаємо характеристичне значення постійного впливу:

$$G_k = 0,98 \cdot 4,5 \cdot 7,5 + (10 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 2 \cdot 2 \cdot 0,5) \cdot 1,35 = 39,2 \text{ кН};$$

– визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,8$  та  $\psi_{0,1} = 1$  (додаток 8):

За формулою **2.5a** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{39,2 + 0,8 \cdot 165,4}{1,35 \cdot 39,2 + 1,5 \cdot 1 \cdot 165,4} = 0,57.$$

За формулою **2.5b** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{39,2 + 0,8 \cdot 165,4}{1,15 \cdot 39,2 + 1,5 \cdot 165,4} = 0,585.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,57$ .

– визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$E_{fi,d} = N_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot N_{ed} = 0,57 \cdot 297,2 = 169,4 \text{ кН}.$$

4. Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу колони

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,85.$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів в умовах пожежі приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{300 - 12,5 - 2 \cdot 22}{2} = 122 \text{ мм},$$
$$\frac{c}{t} = \frac{122}{18} = 6,8.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,85 = 7,65.$$

Перевіряємо умову:

$$6,8 < 7,65.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу колони відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на стиск):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 396 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 22 = 316 \text{ мм},$$
$$\frac{c}{s} = \frac{316}{12,5} = 25,3.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,85 = 28,05.$$

Перевіряємо умову:

$$25,3 < 28,05 \text{ м.}$$

Отже, стінка при чистому згині відноситься до 1-го Класу.

Таким чином, при впливі підвищеної температури переріз колони відноситься до 1-го Класу.

5. Визначаємо розрахункову несучу здатність за втратою стійкості у формі поздовжнього згину  $N_{b,fi,t,Rd}$  колони при рівномірному розподілі

температури  $\theta_a$  у момент часу  $t$  за формулою

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,65,$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9,$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{4650}{7,18 \cdot 10} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,69,$$

$$L_{cr} = L = 4,65 \text{ м} = 4650 \text{ мм}.$$

Далі розраховуємо по наступним формулам відповідно до кожної температури та заносимо у таблицю (колонки 4, 5 та 6):

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \left[ \frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0.5},$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right],$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{(\varphi_\theta)^2 - (\bar{\lambda}_\theta)^2}}.$$

Далі розраховуємо  $N_{b,fi,t,Rd}$  відповідно до кожної температури та заносимо у таблицю (колонка 7):

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} = \chi_{LT,fi} \cdot 157,2 \cdot 10^{-4} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{235 \cdot 10^3}{1} =$$

$$= 3694,2 \cdot \chi_{LT,fi} \cdot k_{y,\theta}.$$

Температура сталі $\theta_a$ , °C	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_\theta$	$\varphi_\theta$	$\chi_{fi}$	$N_{b,fi,t,Rd}$
1	2	3	4	5	6	7
<b>400</b>	<b>1,0</b>	<b>0,7</b>	0,82	1,1	0,55	2031,8
<b>500</b>	<b>0,78</b>	<b>0,6</b>	0,79	1,07	0,56	1613,6
<b>600</b>	<b>0,47</b>	<b>0,31</b>	0,85	1,14	0,53	920,2
<b>700</b>	<b>0,23</b>	<b>0,13</b>	0,92	1,22	0,49	416,3
<b>800</b>	<b>0,11</b>	<b>0,09</b>	0,76	1,04	0,57	231,6
<b>900</b>	<b>0,06</b>	<b>0,0675</b>	0,65	0,92	0,64	141,9

**Увага.** Данні для 1, 2 та 3 колонки беруть з додатку 25 [15].



6. Методом лінійної інтерполяції визначаємо критичну температуру для колони при розрахунковому навантаженні при пожежі  $E_{fi,d} = N_{fi,d} = 169,4$  кН

$$\theta_{a,cr} = 800 + \frac{169,4 - 231,6}{141,9 - 231,6} \cdot \frac{900 - 800}{1} = 869,3 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

7. В якості альтернативи визначаємо критичну температуру колони спрощеним способом

- визначаємо умовну гнучкість  $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{4650}{7,18 \cdot 10} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,69,$$

- використовуючи додаток 26: табл. 26.1, методом лінійної інтерполяції розраховуємо  $f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$  відповідно до кожної температури і заносимо до таблиці (колонка 2).

- визначаємо  $N_{fi,\theta,Rd}$  відповідно до кожної температури і заносимо до таблиці (колонка 4)

$$N_{b,fi,t,Rd} = f'_{y,\theta,\bar{\lambda}} \cdot A = f'_{y,\theta,\bar{\lambda}} \cdot 10^3 \cdot 157,2 \cdot 10^{-4} = 15,72 \cdot f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$$

Температура сталі $\theta_a$ , $^\circ\text{C}$	$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$	$A$	$N_{fi,\theta,Rd}$
1	2	3	4
400	127	157,2 см <sup>2</sup>	1996,4
500	103		1619,2
600	58,7		922,8
700	26,4		415
800	15,1		237,4
900	9,1		143,1

- методом лінійної інтерполяції визначаємо критичну температуру для колони при розрахунковому навантаженні при пожежі  $E_{fi,d} = N_{fi,d} = 169,4$  кН

$$\theta_{a,cr} = 800 + \frac{169,4 - 237,4}{143,1 - 237,4} \cdot \frac{800 - 900}{1} = 872,1 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

**Висновок.** Таким чином, похибка обчислень незначна, тому критична температура колони складає  $\theta_{a,cr} = 869,3$   $^\circ\text{C}$ .

## Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.4

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Номер двотавра із сортаменту для колони	40Ш1	40Ш2	35Ш1	35Ш3	35Ш2	50Ш2	50Ш3	50Ш4	60Ш2	30Ш3
Марка сталі	235	355	235	355	235	355	235	355	235	355
Висота колони	4,5	5	4	5	4	4,5	5,5	4,5	3,5	5
Проліт колон	6	7	8	6,5	7,5	10	9	10,5	8,5	7,5
Крок колон	4	5	6	4,5	5,5	7	5	6	6,5	5,5
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вага покриття, кг	350	370	330	360	320	300	385	365	335	355
Технологічна вага на 1 м <sup>2</sup> балочної клітки від складування матеріалів, кг	500	520	510	535	550	525	590	580	555	600
Номер двотавра із сортаменту для другорядної балки	27	24	22	20	30	30	20	22	24	27
Номер двотавра із сортаменту для головної балки	60	55	50	45	40	40	45	50	55	60

**Задача 2.5. Розрахунок критичної температури другорядної сталеві балки перекриття, не схильної до втрати стійкості при дії зусиль згину у відповідності до Єврокоду 3**

**Вихідні дані розрахунку:** призначення будівлі – житловий будинок. Конструкція балки виконана зі сталі С235, з двотаврового профілю № 30, довжиною  $L = 6,5$  м. Ширина прольоту між балками  $l = 4,5$  м. Умови обігріву з трьох сторін. Закріплення шарнірне з двох боків.

Постійне нормативне навантаження:

- керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,013 \text{ м}$ );
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,015 \text{ м}$ );
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,02 \text{ м}$ );
- гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,02 \text{ м}$ );
- стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1900 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,04 \text{ м}$ );
- теплоізоляція ( $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,05 \text{ м}$ );
- власна вага плити -  $1,5 \text{ кН/м}^2$ .

**Мета:** визначити критичну температуру другорядної сталевий балки перекриття, не схильної до втрати стійкості при дії зусиль згину.

### Послідовність розв'язання задачі

1. Прийняти номінальні розміри та довідкові параметри двотаврового перерізу балки за сортаментом (додаток 47) [6].
2. Визначення навантаження на перекриття будівлі:
  - встановити призначення будівлі, тип перекриття будівлі, власну вагу плит перекриття;
  - встановити склад (конструкцію) перекриття; виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття, з урахуванням їх густини;
  - встановити характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження від людей залежно від призначення будівлі (додаток 2) [3];
  - результати розрахунку навантаження на перекриття будівлі звести до таблиці.
3. Визначити сумарне розрахункове навантаження на балку  $F_d$ .
4. Визначити максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні.
5. Визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ .
6. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.
7. Провести перевірку Класу поперечного перерізу балки.
8. Визначити несучу здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі за формулою

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M,0}},$$

де  $\gamma_{M,0} = 1$  - коефіцієнт надійності за несучою здатністю при температурі зовнішнього середовища;

$W_y$  - відповідний момент опору перерізу, що визначається наступним чином:

$W_y = W_{pl,x}$  для поперечних перерізів Класів 1 та 2;

$W_y = W_{el,x}$  для поперечних перерізів Класу 3;

$W_{el,x}$  приймається відповідно до сортаменту ( $W_x$ ).

Для сталевих прокатних двотаврових перерізів, момент опору перерізу відносно вісі  $x$  з урахуванням обмежених пластичних деформацій дорівнює:

$$W_{pl,x} = 1,12 \cdot W_{el,x}.$$

9. Визначити несучу здатність поперечного перерізу балки на згин до впливу підвищеної температури за формулою

$$R_{fi,d,0} = M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}}{k_1 \cdot k_2},$$

де  $k_{y,\theta} = 1$  - коефіцієнт зниження межі текучості при температурі зовнішнього середовищі  $\theta_a = 20$  °C в момент часу  $t = 0$ ;

$\gamma_{M,fi} = 1$  - коефіцієнт надійності за матеріалом при підвищеній температурі;

$k_1 = 0,7$  - поправочний коефіцієнт для урахування нерівномірного розподілу температури по ширині поперечного перерізу (для незахищених балок, що піддаються вогневому впливу з трьох сторін та мають композитну або бетонну плиту з четвертої сторони, даний коефіцієнт  $k_1 = 0,7$ ; для захищеної балки, що піддається дії вогню з трьох сторін з сталобетонною або бетонною плитою  $k_1 = 0,85$ );

$k_2 = 1$  - поправочний коефіцієнт для урахування нерівномірного розподілу температури по довжині балки.

8. Визначити ступень використання  $\mu_0$  за формулою

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}.$$

$\mu_0$  приймається не менше 0,013.

9. Визначаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr}$  за формулою або використовуючи дані додатку 27 [16]:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482.$$

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. У відповідності до сортаменту (додаток 47) приймаємо параметри

двогавру №30, які потрібні для рішення даної задачі:

Двогавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
30	300	135	6,5	10, 2	12	46,5	36,5	472

## 2. Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.

Таблиця 10

Відомість навантажень на перекриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>
<b>Постійні навантаження</b>	
керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,013 \text{ м}$ )	0,18
прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,015 \text{ м}$ )	0,25
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,35
гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,02 \text{ м}$ )	0,12
стяжка з цементно-піщаного розчину ( $\rho = 1900 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ; $h = 0,04 \text{ м}$ )	0,75
теплоізоляція ( $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$ ; $h = 0,05 \text{ м}$ )	0,07
залізобетонна плита перекриття	1,50
<b>Усього постійних навантажень</b>	<b>3,22</b>
<b>Короткочасне навантаження</b>	
Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей (житловий будинок)	<b>1,5</b>

Таким чином сумарне постійне навантаження дорівнює  $G_k = 3,22 \text{ кН/м}^2$ , а змінне корисне навантаження  $Q_k = 1,5 \text{ кН/м}^2$ .

## 3. Визначаємо сумарне розрахункове навантаження на другорядну балку $F_d$

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії А (житлові будинки) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5 = 5,922 \text{ кН/м}^2, \end{aligned}$$

формула **6.10b** [2]:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 1,5 = 5,945 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

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

$$5,922 \text{ кН/м}^2 < \mathbf{5,945 \text{ кН/м}^2}.$$

Розрахункове навантаження на погонний метр сталеві балки з урахуванням кроку між балками  $l = 4,5$  м та власної ваги балки становить:

$$F_d = 5,945 \cdot 4,5 + \frac{36,5 \cdot 0,98}{100} = 27,1 \text{ кН/м.}$$

4. Визначаємо максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} = \frac{27,1 \cdot 6,5^2}{8} = 143,1 \text{ кНм.}$$

5. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,3$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою (2.5a [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,22 + 0,3 \cdot 1,5}{1,35 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5} = 0,62.$$

За формулою (2.5b [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,22 + 0,3 \cdot 1,5}{1,15 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 1,5} = 0,617.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,617$ .

6. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$E_{fi,d} = M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_d = 0,617 \cdot 143,1 = 88,3 \text{ кНм.}$$

7. Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу балки

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,85$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів в умовах пожежі приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{135 - 6,5 - 2 \cdot 12}{2} = 52,25 \text{ мм,}$$
$$\frac{c}{t} = \frac{52,25}{10,2} = 5,12.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,85 = 7,65.$$

Перевіряємо умову:

$$5,12 < 7,65.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу балки відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на згин):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 300 - 2 \cdot 10,2 - 2 \cdot 12 = 255,6 \text{ мм},$$
$$\frac{c}{s} = \frac{255,6}{6,5} = 39,32.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,85 = 61,2.$$

Перевіряємо умову:

$$39,32 < 61,2.$$

Отже, стінка при чистому згині відноситься до 1-го Класу.

Таким чином, при впливі підвищеної температури переріз балки відноситься до 1-го Класу.

8. Визначаємо несучу здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі

Так як переріз балки відноситься до 1-го Класу, то

$$W_{pl,x} = 1,12 \cdot W_{el,x} = 1,12 \cdot 472 = 529 \text{ см}^3.$$

Відповідно

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{529 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 124,3 \text{ кНм}.$$

9. Визначаємо несучу здатність поперечного перерізу балки на згин при нормальній температурі

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}}{k_1 \cdot k_2} = 1 \cdot 124,3 \cdot \frac{1/1}{0,7 \cdot 1} = 177,6 \text{ кНм}.$$

10. Визначаємо ступень використання  $\mu_0$



$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{88,3}{177,6} = 0,5.$$

11. Визначаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr}$

$$\begin{aligned} \theta_{a,cr} &= 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 = \\ &= 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot 0,5^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 584,7 \text{ } ^\circ\text{C}. \end{aligned}$$

Використовуючи дані з додатку, табл. Д.3 отримаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr} = 584,7 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

**Висновок.** Критична температура другорядної сталевий балки перекриття, не схильної до втрати стійкості при дії зусиль згину складає  $\theta_{a,cr} = 584,7 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.5

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	<b>передостанньої</b>									
Призначення будівлі	Ресторан	Школа	Концертний зал	Гуртожиток	Книго-сховище	Лікарня	Житловий будинок	ТРЦ	Поліклініка	Адмін. будівля
Номер двотавра із сортаменту	36	33	30	27	40	24	45	55	50	60
Марка сталі	285	275	355	420	235	460	275	355	255	235
	<b>останньої</b>									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Довжина балки $L$ , м	6	4	5	7	5	6	5	7	4	5
Ширина прольоту $l$ , м	5	6	3	4	8	6	4	5	6	3
Товщина шару перекриття:										
- керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ )	0,019	0,018	0,017	0,011	0,016	0,01	0,015	0,02	0,012	0,014

- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700$ кг/м <sup>3</sup> )	0,015	0,012	0,006	0,005	0,011	0,009	0,007	0,008	0,01	0,012
- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800$ кг/м <sup>3</sup> )	0,027	0,03	0,04	0,035	0,037	0,022	0,024	0,026	0,018	0,023
- гідроізоляція ( $\rho = 600$ кг/м <sup>3</sup> )	0,023	0,025	0,018	0,02	0,024	0,015	0,019	0,021	0,017	0,016
- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1900$ кг/м <sup>3</sup> )	0,053	0,042	0,038	0,044	0,039	0,05	0,045	0,055	0,04	0,047
- теплоізоляція ( $\rho = 150$ кг/м <sup>3</sup> )	0,04	0,05	0,06	0,055	0,065	0,055	0,05	0,06	0,045	0,065
Власна вага плити, кН/м <sup>2</sup>	3,1	3,0	2,9	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,2

### Задача 2.6. Розрахунок критичної температури розкосу ферми (розтягнутих елементів) у відповідності до Єврокоду 3

**Вихідні дані розрахунку:** призначення будівлі – складське. Конструкція розкосу ферми виконана зі сталі С235, з спарених гарячекатаних рівнополочкових кутиків  $63 \times 63 \times 5$  мм, розрахункове навантаження у розтягнутому розкосі складає  $N_{ED} = 310$  кН, характеристичне значення постійного навантаження  $G_k = 1,5$  кН/м<sup>2</sup>, характеристичне значення переважаючого або головного (першого) змінного навантаження  $Q_{k,1} = 1,2$  кН/м<sup>2</sup>.

**Мета:** визначити критичну температуру розкосу ферми, не схильної до втрати стійкості при дії зусиль розтягу.

### **Послідовність розв'язання задачі**

1. Прийняти номінальні розміри та довідкові параметри розкосу ферми за сортаментом (додаток 28) [17].
2. Визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ .
3. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.
4. Визначити несучу здатність поперечного перерізу при нормальній температурі за формулою

$$N_{Rd} = \frac{2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}},$$

де  $\gamma_{M,0} = 1$  – коефіцієнт надійності за несучою здатністю при температурі зовнішнього середовища;

$A$  – площа поперечного перерізу, см<sup>2</sup>.

5. Визначити несучу здатність поперечного перерізу розкосу на розтяг до впливу підвищеної температури за формулою

$$R_{fi,d,0} = N_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}},$$

де  $k_{y,\theta} = 1$  – коефіцієнт зниження межі текучості при температурі зовнішнього середовища  $\theta_a = 20$  °C в момент часу  $t = 0$ ;

$\gamma_{M,fi} = 1$  – коефіцієнт надійності за матеріалом при підвищеній температурі.

6. Визначити ступень використання  $\mu_0$  за формулою

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}.$$

$\mu_0$  приймається не менше 0,013.

7. Визначаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr}$  за формулою або використовуючи дані з додатку 27 [16]:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482.$$

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. У відповідності до сортаменту (додаток 28) площа поперечного перерізу одного гарячекатаного рівнополочкового кутика складає  $A = 6,13$  см<sup>2</sup>.

2. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,8$  та

$\psi_{0,1} = 1,0$  (додаток 8) [2]:

За формулою **2.5a** [15]

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{1,5 + 0,8 \cdot 1,2}{1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 1 \cdot 1,2} = 0,643.$$

За формулою **2.5b** [15]

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{1,5 + 0,8 \cdot 1,2}{1,15 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 1,2} = 0,699.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,643$ .

3. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot N_{ED} = 0,643 \cdot 310 = 199,3 \text{ кН.}$$

4. Визначаємо несучу здатність поперечного перерізу при нормальній температурі

$$N_{Rd} = \frac{2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{2 \cdot 6,13 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 288,1 \text{ кН.}$$

5. Визначаємо несучу здатність поперечного перерізу розкосу на розтяг при нормальній температурі

$$R_{fi,d,0} = N_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} = 1 \cdot 288,1 \cdot \frac{1}{1} = 288,1 \text{ кН.}$$

6. Визначаємо ступень використання  $\mu_0$

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{199,3}{288,1} = 0,69.$$

7. Визначаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr}$

$$\begin{aligned} \theta_{a,cr} &= 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 = \\ &= 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot 0,69^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 528,6 \text{ } ^\circ\text{C.} \end{aligned}$$

Використовуючи дані з додатку, табл. Д.2 отримаємо критичну

температуру  $\theta_{a,cr} = 528,6$  °С.

**Висновок.** Критична температура розтягнутого елемента ферми – розкошу складає  $\theta_{a,cr} = 528,6$  °С.

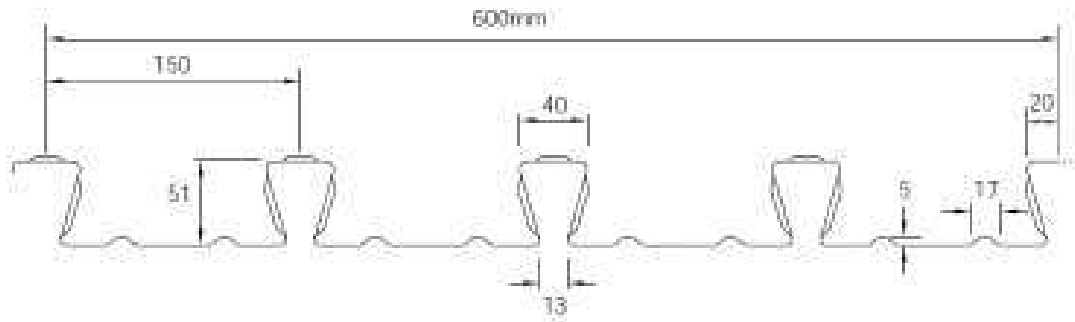
### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.6

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	<b>передостанньої</b>									
Призначення будівлі	Книгосховище	Лікарня	Гуртожиток	Школа	Концертний зал	Житловий будинок	ТРЦ	Ресторан	Адміністрація будівля	Поліклініка
Номер кутика із сортаменту	70 × 70 × 6	75 × 75 × 5	56 × 56 × 4	70 × 70 × 8	75 × 75 × 9	63 × 63 × 4	80 × 80 × 6	75 × 75 × 7	63 × 63 × 6	75 × 75 × 6
Марка сталі	285	275	355	420	235	460	275	355	255	235
	<b>останньої</b>									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$N_{ED}$ , кН	290	330	270	350	310	340	370	390	320	380
$G_k$ , кН/м <sup>2</sup>	2	2,3	1,9	2,5	2,7	2,5	2,9	3	2,8	3,2
$Q_{k,1}$ , кН/м <sup>2</sup>	1,1	1,8	1,7	1	1,3	1,6	2,1	2,5	1,9	1,4

### Задача 2.7. Розрахунок вогнестійкості сталезалізобетонної плити перекриття у відповідності до Єврокоду 4

**Вихідні дані розрахунку:** необхідний класу вогнестійкості сталезалізобетонної плити перекриття – REI 90. Плита входить в склад перекриття громадської будівлі та розраховується по схемі однопролітної балки з шарнірними опорами кроком  $L = 4,8$  м. Основою плити є профільований стальний настил спеціального типу зі зворотнім (закритим) гофром товщиною  $t_f = 0,9$  мм (сталь – С350) та наступними розмірами:  $l_1 = 110$  мм,  $l_2 = 137$  мм,  $l_3 = 40$  мм,  $h_1 = 89$  мм,  $h_2 = 51$  мм (рис. 12). Конструкція виконана з бетону на силікатному заповнювачі С25/30 ( $f_{ck} = 25$  Н/мм<sup>2</sup>), товщиною  $h_t = 140$  мм. Постійне навантаження складає  $G_k = 4,62$  кН/м<sup>2</sup>, змінне навантаження –  $Q_{k,1} = 3,8$  кН/м<sup>2</sup>.

**Мета:** перевірити на відповідність класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття.

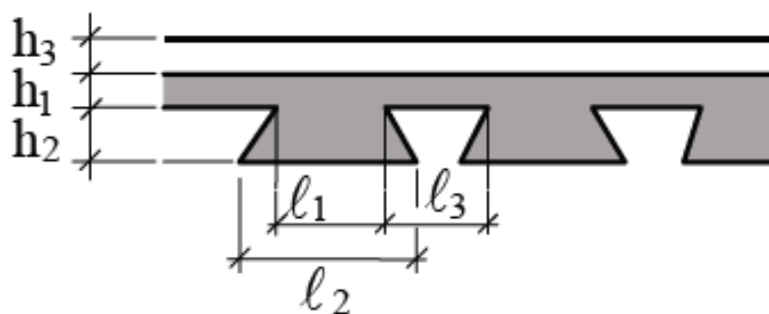


**Рисунок 12 – До розрахунку сталезалізобетонної плити перекриття**

### **Послідовність розв'язання задачі**

1. Визначити сумарне розрахункове навантаження на сталезалізобетонну плиту.
2. Визначити максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні.
3. Визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ .
4. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.
5. Провести перевірку відповідності критеріям спрощеного методу згідно з [18].

Процедура розрахунку, наведена у Додатку D [18], має обмежену сферу застосування. Основні обмеження накладаються на геометрію плити, параметри якої повинні перебувати у заданих діапазонах (рис. 13). Додаток D [18] дає два набори умов окремо для профнастилів із трапецеїдальними та зворотними (закритими) гофрами (додаток 29).



**Рисунок 13 – Позначення геометрії сталезалізобетонної плити перекриття**

6. Провести оцінку теплоізолюючої здатності (критерій «I»).

Відповідно до [18] для стандартної температурно-часової залежності теплоізолююча здатність вважається достатньою, якщо середнє підвищення температури поверхні, що не обігривається, не перевищує

140 °С, а перевищення в будь-якій її точці склало не більше 180 °С. Оцінка теплоізолюючої здатності сталезалізобетонної плити згідно з Додатком D [18] враховує обидві умови.

Розрахунок межі вогнестійкості теплоізолюючої здатності ведеться за формулою:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

де  $t_i$  – межа вогнестійкості по втраті теплоізолюючої здатності, хв;

$A$  – об'єм бетону ребра на метр його (ребра) довжини, мм<sup>3</sup>/м;

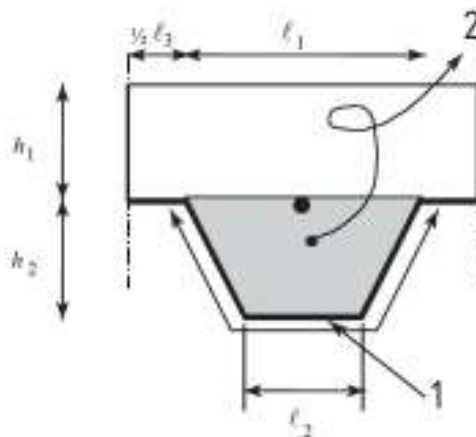
$L_r$  – площа відкритої поверхні ребра на метр його (ребра) довжини, мм<sup>2</sup>/м;

$\frac{A}{L_r}$  – коефіцієнт геометрії ребра, мм;

$\Phi$  – коефіцієнт форми верхньої полки;

$l_3$  – ширина верхньої полки, мм;

$a_i$  – коефіцієнти, які окремо для звичайних і легких бетонів (додаток 30).



**Рисунок 14 – До розрахунку межі вогнестійкості теплоізолюючої здатності: 1 – поверхня ребра, яка піддається вогневою впливу; 2 – площа перетину ребра**

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}}$$

$$\Phi = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}}{l_3}$$

7. Провести оцінку результату вогневої дії на конструкцію.

Температури  $\theta_a$  нижньої полиці, стінки та верхньої полиці профнастилу визначаються згідно з формулою

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Коефіцієнти для стандартних меж вогнестійкості в залежності від частини перерізу і типу бетону наводяться в [18] (додаток 31).

Для отримання необхідної межі вогнестійкості за критерієм несучої здатності «R» встановлюється додаткове резервне армування, яке зазвичай не потрібно по розрахунку в нормальних умовах експлуатації. У сталезалізобетонних плитах, до яких не пред'являються вимоги до вогнестійкості, додаткове армування може не встановлюватися зовсім.

Температуру  $\theta_s$  арматурних стрижнів, які розташовані у ребрі, розраховуємо за такою формулою:

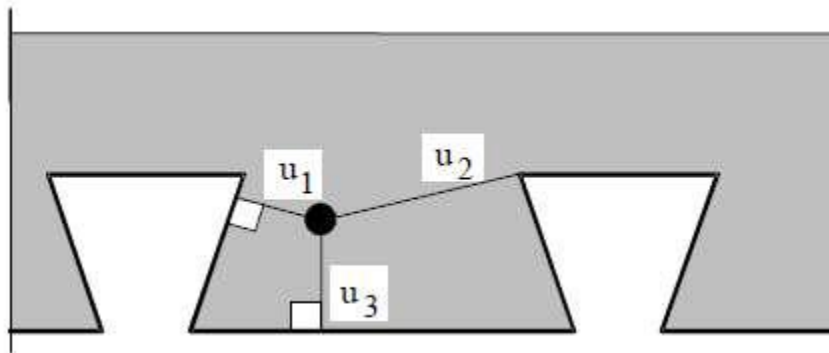
$$\theta_s = c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3}$$

де  $u_3$  – відстань до нижньої полиці, мм (рис. 15);

$z$  – показник положення арматури в ребрі, мм<sup>-0.5</sup>;

$\alpha$  – кут нахилу стінки, град (105°);

$c_i$  – коефіцієнти, які для стандартних меж вогнестійкості, залежно від типу бетону наводяться в [18] (додаток 32).



**Рисунок 15 – До розрахунку відстаней арматурного стрижня до стінок профнастилу**

8. Провести оцінку несучої здатності плити за умов пожежі (критерій «R»)

Розрахункова несуча здатність сталезалізобетонної плити на вигин в умовах пожежі  $M_{fi,t,Rd}$  може бути визначена як сума граничних моментів для окремих елементів перерізу з урахуванням температури кожного з них:



$$M_{f_{i,t,Rd}} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_{i,a}}} \right) + \alpha_{slab} \cdot \sum_{j=1}^m A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f_{i,c}}} \right)$$

де  $\alpha_{slab}$  – коефіцієнт, що враховує припущення прямокутної епюри напружень при розрахунку плит,  $\alpha_{slab} = 0,85$ ;

$f_{y,i}$  – номінальна межа текучості  $f_y$  для елементарної площі сталі  $A_i$ ;

$f_{c,j}$  – розрахункова міцність елементарної площі бетону  $A_j$  при 20 °С;

$z_i, z_j$  – відстань від пластичної нейтральної осі до центру елементарної площі  $A_i$  або  $A_j$ ;

$\gamma_{M,f_{i,a}}, \gamma_{M,f_{i,c}}$  – коефіцієнти надійності за матеріалом в умовах пожежі,  $\gamma_{M,f_{i,c}} = 1$ .

Коефіцієнт зниження  $k_{y,\theta}$  для перерізів класу 4, включаючи тонкостінні профілі, до яких відносяться сталеві профнастили, наводиться у [15] (додаток 33).

Для гарячекатаної арматури, яка прийнята в даному випадку значення  $k_{y,\theta}$  визначаються за [18], як для конструкційної сталі (додаток 34).

9. Провести оцінку цілісності плити за умов пожежі (критерій «Е»)

Критерій цілісності «Е» неможливо оцінити шляхом проведення математичних розрахунків. [18] дозволяє вважати цілісність сталезалізобетонних плит в умовах пожежі за конструктивними ознаками.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. Визначаємо сумарне розрахункове навантаження на сталезалізобетонну плиту

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії С (приміщення з можливим скупченням людей) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 4,62 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3,8 = 10,23 \text{ кН/м}^2,$$

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 4,62 + 1,5 \cdot 3,8 = 11,0 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$10,23 \text{ кН/м}^2 < \mathbf{11,0 \text{ кН/м}^2}.$$

2. Визначаємо максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} = \frac{11 \cdot 4,8^2}{8} = 31,68 \text{ кНм/м}.$$

3. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,6$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою (2.5a [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{4,62 + 0,6 \cdot 3,8}{1,35 \cdot 4,62 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3,8} = 0,67.$$

За формулою (2.5b [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{4,62 + 0,6 \cdot 3,8}{1,15 \cdot 4,62 + 1,5 \cdot 3,8} = 0,63.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,63$ .

4. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,63 \cdot 31,68 = 20,0 \text{ кНм/м}.$$

5. Перевірка відповідності критеріям спрощеного методу згідно з Додатком D [18] ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

$$h_2 = h_t - h_1 = 140 - 89 = 51 \text{ мм.}$$

Перевіримо відповідні обмеження (додаток 29):

Обмеження сфери застосування Додатку D [18] для профнастилів зі зворотними гофрами, мм	Існуючі геометричні параметри, мм
$77,0 \leq l_1 \leq 135,0$	110
$110,0 \leq l_2 \leq 150,0$	137
$38,5 \leq l_3 \leq 97,5$	40
$50,0 \leq h_1 \leq 130,0$	89
$30,0 \leq h_2 \leq 60,0$	51

Таким чином, дана плита відповідає галузі застосування Додатку D [18].

6. Оцінка теплоізолюючої здатності (критерій «I»).

Знаходимо коефіцієнт геометрії ребра  $\frac{A}{L_r}$

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}} = \frac{51 \cdot \left(\frac{110 + 137}{2}\right)}{137 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left(\frac{110 - 137}{2}\right)^2}} = 26 \text{ мм.}$$

Знаходимо коефіцієнт форми верхньої полки  $\Phi$ , який визначає тіньовий ефект ребра

$$\begin{aligned} \Phi &= \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}}{l_3} = \\ &= \frac{\sqrt{51^2 + \left(40 + \frac{110 - 137}{2}\right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{110 - 137}{2}\right)^2}}{40} = 0,118. \end{aligned}$$

Для звичайного бетону приймаємо наступні значення коефіцієнтів  $a_i$  (додаток 30):

Тип бетону	$a_0$ , хв	$a_1$ , хв/мм	$a_2$ , хв	$a_3$ , хв/мм	$a_4$ , мм·хв	$a_5$ , хв
Звичайний бетон	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0

Визначаємо межу вогнестійкості теплоізолюючої здатності

$$t_i = -28,8 + 1,55 \cdot 89 + (-12,6) \cdot 0,118 + 0,33 \cdot 26 + (-735) \cdot \frac{1}{40} + 48 \cdot 26 \cdot \frac{1}{40} = 129 \text{ хв.}$$

Таким чином, плита із заданими параметрами має межу вогнестійкості теплоізолюючої здатності (критерій «I») на рівні 129 хвилин, що відповідає класу вогнестійкості – **I 120**.

7. Проводимо оцінку результату вогневої дії на конструкцію.

Перевіримо сталезалізобетонну плиту на вогнестійкість в 90 хв за критерієм несучої здатності «R» (R 90):

Тип бетону	Межа вогнестійкості, хв	Частина перерізу профнастилу	$b_0$ , °C	$b_1$ , °C·мм	$b_2$ , °C·мм	$b_3$ , °C	$b_4$ , °C
Звичайний бетон	90	Нижня полка	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Стінка	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Верхня полка	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0

Розрахунок температури  $\theta_a$  нижньої полиці, стінки та верхньої полиці профнастилу, виходячи з вогнестійкості в 90 хв:

- температура нижньої полки  $\theta_{a,l}$ :

$$\theta_{a,l} = 1018 - 839 \cdot \frac{1}{40} - 1,55 \cdot 26 + 65,1 \cdot 0,118 - 108,1 \cdot 0,118^2 = 962,9 \text{ °C};$$

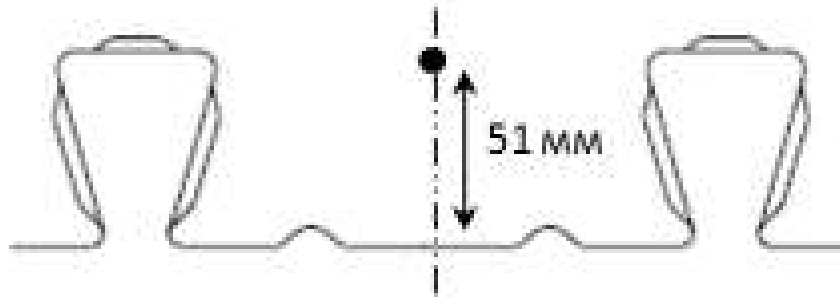
- температура стінки  $\theta_{a,w}$ :

$$\theta_{a,w} = 816 - 959 \cdot \frac{1}{40} - 2,21 \cdot 26 + 464,9 \cdot 0,118 - 340,2 \cdot 0,118^2 = 784,7 \text{ °C};$$

- температура верхньої полки  $\theta_{a,u}$ :

$$\theta_{a,u} = 618 - 2786 \cdot \frac{1}{40} - 1,79 \cdot 26 + 767,9 \cdot 0,118 - 472,0 \cdot 0,118^2 = 585,9 \text{ °C};$$

Для підвищення несучої здатності в умовах пожежі, використовуємо по одному арматурному стрижню  $\varnothing 10$  у кожному ребрі (рис. 16).



**Рисунок 16 – Розташування арматурного стрижня в ребрі сталезалізобетонної плити**

Розраховуємо параметр  $z$ , що характеризує розташування арматури

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = \frac{1}{\sqrt{55}} + \frac{1}{\sqrt{55}} + \frac{1}{\sqrt{51}} = 0,41$$

$$z = \frac{1}{0,41} = 2,44 \text{ мм}^{-0,5}$$

Виходячи з межі вогнестійкості R90, для звичайного бетону приймаємо наступні значення коефіцієнтів  $c_i$  (додаток 32):

Тип бетону	Межа вогнестійкості, хв	$c_0$ , °C	$c_1$ , °C	$c_2$ , °C·мм <sup>0,5</sup>	$c_3$ , °C·мм	$c_4$ , °C/град	$c_5$ , °C·мм
Звичайний бетон	90	1342	-256	-235	-5,3	1,39	-1267

Знайдемо кут нахилу стінки  $\alpha$  та довжину стінки  $u$  (рис. 17)

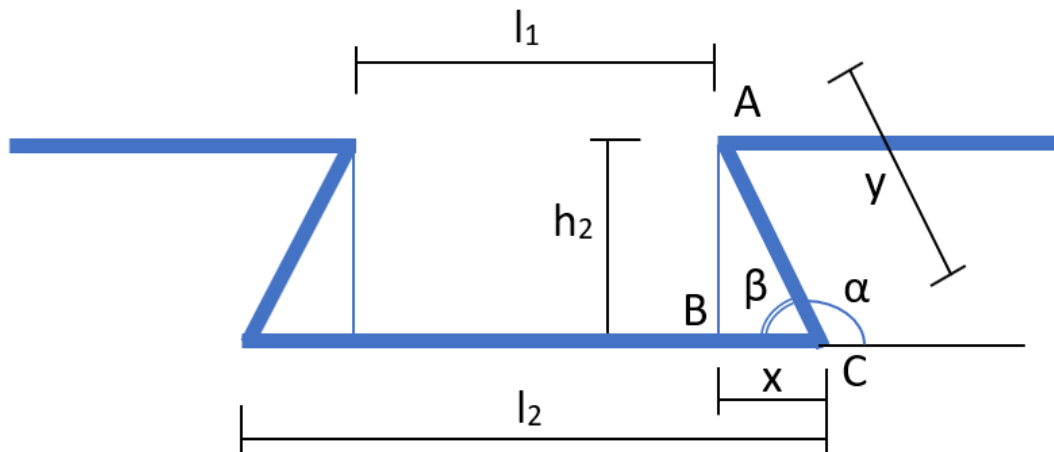


Рисунок 17 – До розрахунку щодо визначення кута нахилу стінки  $\alpha$

$$x = \frac{l_2 - l_1}{2} = \frac{137 - 110}{2} = 13,5 \text{ мм},$$

$$y = \sqrt{h_2^2 + x^2} = \sqrt{51^2 + 13,5^2} = 52,8 \text{ мм},$$

$$\sin \beta = \frac{h_2}{y} = \frac{51}{52,8} = 0,966,$$

$$\beta = \arcsin(\sin \beta) = \arcsin 0,966 = 75^\circ,$$

$$\alpha = 180 - \beta = 180 - 75 = 105^\circ.$$

Розраховуємо температуру арматурних стрижнів  $\varnothing 10$ , розташованих у ребрі, через 90 хвилин пожежі

$$\theta_s = 1341 - 256 \cdot \frac{51}{51} - 235 \cdot 2,44 - 5,3 \cdot 26 + 1,39 \cdot 105 - 1267 \cdot \frac{1}{40} = 489,1 \text{ }^\circ\text{C}.$$

#### 8. Оцінка несучої здатності плити за умов пожежі (критерій «R»)

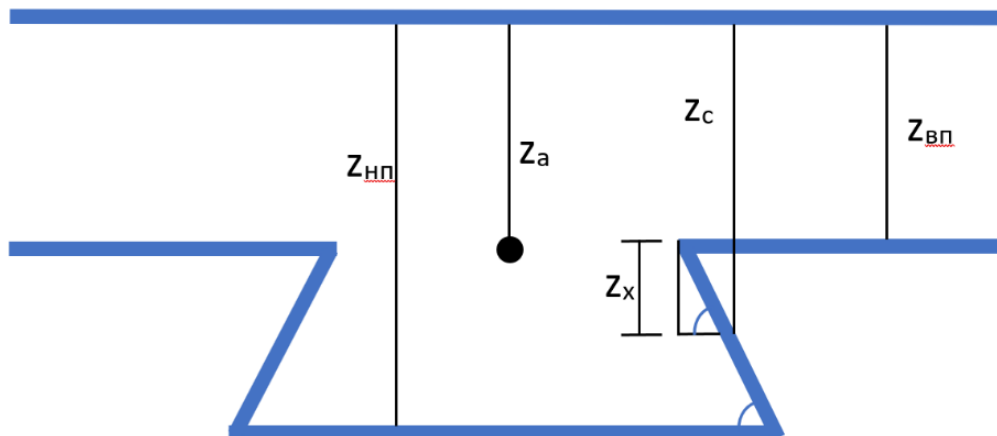
Визначити коефіцієнти зниження  $k_{y,\theta}$  методом лінійної інтерполяції для окремих елементів перерізу з урахуванням температури використовуючи додатки 33 та 34. Результати заносимо до зведеної таблиці (колонка 3).

Несучу здатність кожного сталевого компонента перерізу розраховуємо та представляємо у наступній табличній формі ( $F_i = A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f,i,a}}\right)$ ):

Компонент перерізу	Температура сталі, °С	Коефіцієнт зниження $k_{y,\theta,i}$	Площа перерізу $A_i$ , мм <sup>2</sup>	Межа текучості $f_{y,i}$	$F_i$ , кН
1	2	3	4	5	6
Нижня полка	962,9	0,037	123,3	350	1,6
Стінка	784,7	0,079	95,0	350	2,6
Верхня полка	585,9	0,332	36,0	350	4,2
Арматура	489,1	0,804	78,5	500	31,6

Для визначення площі  $A_i$  необхідно довжину кожного елемента (нижня полка, стінка та верхня полка) помножити на товщину профнастилу, а для арматури приймаємо площу поперечного перерізу. Також необхідно врахувати, що кількість стінок – 2.

Знаходимо відстань від пластичної нейтральної осі до центру елементарної площі  $z_i, z_j$  (рис. 18)



**Рисунок 18 – До розрахунку відстаней від пластичної нейтральної осі до центру елементарної площі**

– нижньої полки:

$$z_{\text{нп}} = h_t - t_f = (140 - 0,9) \cdot 10^{-3} = 0,139 \text{ м,}$$

– стінки:

$$z_c = h_t - \frac{y}{2} \cdot \sin \beta - t_f = \left( 140 - \frac{52,8}{2} \cdot 0,966 - 0,9 \right) \cdot 10^{-3} = 0,114 \text{ м,}$$

– верхньої полки та арматури:

$$z_{\text{вп}} = z_a = h_t - h_2 - t_f = (140 - 51 - 0,9) \cdot 10^{-3} = 0,088 \text{ м.}$$

Сума граничних моментів для сталевих компонентів перерізу в межах одного ребра щодо верхньої грані плити:

Компонент перерізу	Граничне зусилля у компоненті $F_i$ , кН	Координата компоненту $z_i$ , м	Граничний момент $M_i$ , кНм
1	2	3	4
Нижня полка	1,6	0,139	0,22
Стінка	2,6	0,114	0,30
Верхня полка	4,2	0,088	0,37
Арматура	31,6	0,088	2,78
$\sum M_i$			<b>3,67</b>

З умови рівноваги поздовжніх зусиль розрахуємо розмір стиснутої зони  $x_{pl}$  бетону в пластичній стадії:

$$x_{pl} = \frac{\sum F_i}{\alpha_{slab} \cdot b \cdot f_{cd,fi}} = \frac{1,6 + 2,6 + 4,2 + 31,6}{0,85 \cdot (110 + 40) \cdot 25 \cdot 10^{-3}} = 12,55 \text{ мм} \leq h_1 = 89 \text{ мм,}$$

де  $b = l_1 + l_3$  - ширина перерізу в межах одного ребра настилу;

$f_{cd,fi} = f_{ck} / \gamma_{M,fi,c}$  - розрахункова циліндрична міцність бетону в умовах пожежі.

Розрахуємо граничне зусилля у бетоні  $F_c$

$$F_c = \alpha_{slab} \cdot b \cdot f_{cd,fi} \cdot x_{pl} = 0,85 \cdot (110 + 40) \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot 12,55 = 40,0 \text{ кН,}$$

що за умовою рівноваги має збігатися з  $\sum F_i = 40,0$  кН.

Тоді граничний згинальний момент стиснутої зони бетону щодо верхньої межі плити  $M_c$

$$M_c = F_c \cdot \left(\frac{x_{pl}}{2}\right) = 40,0 \cdot \left(\frac{12,55}{2}\right) \cdot 10^{-3} = 0,251 \text{ кНм.}$$

Знаючи граничні моменти всіх складових перерізу (профнастилу, арматури та бетону) щодо відповідної точки відліку, стає можливим визначити сумарну несучу здатність, яка для одного ребра дорівнює:

$$M_{fi,Rd,rib} = 3,67 - 0,251 = 3,419 \text{ кНм.}$$



Приведемо отримане значення до метра ширини плити:

$$M_{fi,Rd} = \frac{M_{fi,Rd,rib}}{b} = \frac{3,419 \cdot 1000}{110 + 40} = 22,8 \text{ кНм/м.}$$

Порівняємо отримане значення несучої здатності на вигин за умов пожежі  $M_{fi,Rd}$  з відповідним розрахунковим зусиллям  $M_{fi,d}$

$$20,0 \text{ кНм/м} < 22,8 \text{ кНм/м.}$$

Отже плита має межу вогнестійкості за ознакою несучої здатності (критерій «R») не менше 90 хвилин, що відповідає класу вогнестійкості не нижче **R 90**.

9. Провести оцінку цілістності плити за умов пожежі (критерій «E»)

Приймаємо, що сталезалізобетонна плита завтовшки 140 мм відповідатиме критеріям цілістності, як мінімум, протягом 90-120 хвилин вогневої дії при стандартному температурному режимі.

**Висновок:** з урахуванням усіх критеріїв вогнестійкість плити із заданими параметрами можна класифікувати як R 90/EI 120 та відповідає необхідному класу вогнестійкості **REI 90**.

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.7

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	<b>передостанньої</b>									
Межа вогнестійкості плити	REI 60	REI 90	REI 120	REI 60	REI 90	REI 120	REI 60	REI 90	REI 120	REI 90
Клас бетону	C20 /25	C25 /30	C30 /35	C32 /40	C35 /45	C40 /50	C20 /25	C25 /30	C30 /30	C32 /40
$f_{ck}$ , МПа	18,5	22	25,5	29	32	36	18,5	22	25,5	29
Прольот між опорами $L$ , м	5	3,5	4,5	4	5,5	3	3,5	4,5	3,5	4
Товщина плити $h_t$ , мм	120	130	140	130	120	140	140	125	135	140
	<b>останньої</b>									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$G_k$ , кН/м <sup>2</sup>	3	5	4	3	3	2	1	2	5	2
$Q_{k,1}$ , кН/м <sup>2</sup>	2	2	1	3	1	4	3	2	1	1

Вид профнастілу: трапецеїдальними (Т) та зворотними (З) гофрами	Т	З	Т	З	Т	З	Т	З	Т	З
Товщина профнастілу, мм	0,8	0,9	1,0	0,8	0,9	1,0	0,8	0,9	1,0	0,8
$l_1$ , мм	140	90	130	115	145	80	110	125	115	100
$l_2$ , мм	130	110	120	125	115	110	80	145	70	120
$l_3$ , мм	60	50	50	80	45	90	50	80	40	90
$h_1$ , мм	70	90	80	80	70	90	70	90	65	85

### Задача 2.8. Розрахунок межі вогнестійкості стиснутого дерев'яного стояка у відповідності до Єврокоду 5

**Вихідні дані розрахунку:** призначення будівлі – житловий будинок. Необхідний клас вогнестійкості дерев'яного стояка – R30. Конструкція виконана з незахищеної деревини – ялини, класу С40, висота стояка  $l = 3,5$  м, розміри перерізу стояка: ширина  $b = 200$  мм, товщина  $h = 200$  мм. Стояк зазнає вогневого впливу з чотирьох сторін. Постійне навантаження складає  $G_k = 100$  кН, змінне навантаження –  $Q_{k,1} = 50$  кН. Експлуатаційний клас деревини – 2. Обпирання кінців шарнірне, зосереджена осьова сила на одному кінці стояка.

**Мета:** перевірити на відповідність класу вогнестійкості дерев'яного стояка, використовуючи метод приведенного поперечного перерізу.

#### Послідовність розв'язання задачі

1. Визначити сумарне розрахункове значення навантаження на стояк під час пожежі:

- знайти розрахункове сполучення навантажень;
- визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ ;
- визначити розрахункове зусилля в умовах пожежі.

2. Визначити зменшення перерізу стояка на 30 хв дії пожежі (необхідний клас вогнестійкості):

- визначити умовну розрахункову глибину

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t,$$

де  $\beta_n = 0,8$  – розрахункова швидкість обвуглювання для м'яких сортів

суцільного дерева з характеристичною густиною  $\geq 290$  кг/м<sup>3</sup>.

– визначити робочу глибину обвуглювання  $d_{ef}$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0,$$

де  $d_0 = 0,7$  мм;

$k_0$  – коефіцієнт, який визначається за [19] (додаток 35).

– визначити робочий поперечний переріз завдяки зменшенню початкового поперечного перерізу на робочу глибину обвуглювання

$$b_{30}(h_{30}) = b - 2 \cdot d_{ef}.$$

3. Визначити розрахункову несучу здатність в умовах пожежі

$$R_{d,fi} = N_{d,fi} = k_c \cdot A_d \cdot f_{c,0,d},$$

де  $k_c$  – коефіцієнт повздожнього вигону;

$A_d$  – розрахункова площа поперечного перерізу стояка;

$f_{c,0,d}$  – розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон.

– визначити розрахункову міцність деревини при стиску вздовж ВОЛОКОН

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M},$$

де  $k_{mod}$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (додаток 9);

$f_{c,0,k}$  – характеристичне значення міцності на стиск уздовж волокон деревини (додаток 12);

$\gamma_M$  – коефіцієнт надійності за матеріалом для цільної деревини (додаток 10).

– визначити розрахункову площу поперечного перерізу стояка

При горінні дерев'яного бруса його квадратний переріз поступово перетворюється у круглий. Це стає помітним при зменшенні розміру перерізу приблизно на чверть.

– визначити коефіцієнт повздожнього вигону  $k_c$

$$k_c = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

де

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}},$$
$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{l}{i_y},$$
$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_d}} = \sqrt{\frac{b_{30}^4/12}{A_d}},$$
$$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot E_{0,mean},$$

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2],$$

$\beta_c = 0,2$  – коефіцієнт прямолінійності для елементів із цільної деревини,

$E_{0,mean}$  – середнє значення модуля пружності цільної деревини вздовж волокон (додаток 12).

4. Перевірити вплив пожежі на відповідному проміжку часу

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}.$$

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. Визначаємо сумарне розрахункове значення навантаження на стоек під час пожежі

– знаходимо розрахункове сполучення навантажень

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = 100 + 0,3 \cdot 50 =$$
$$= 115 \text{ кН},$$

– визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,3$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою (2.5a [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{100 + 0,3 \cdot 50}{1,35 \cdot 100 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 50} = 0,613.$$

За формулою (2.5b [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{100 + 0,3 \cdot 50}{1,15 \cdot 100 + 1,5 \cdot 50} = 0,606.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,606$ .

– визначаємо розрахункове зусилля в умовах пожежі

$$E_{d,fi} = N_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 0,606 \cdot 115 = 69,7 \text{ кН.}$$

2. Визначаємо зменшення перерізу стояка на 30 хв дії пожежі:

– визначаємо умовну розрахункову глибину

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,8 \cdot 30 = 24 \text{ мм,}$$

– визначаємо робочу глибину обвуглювання  $d_{ef}$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 24 + 1 \cdot 0,7 = 24,7 \text{ мм,}$$

– визначаємо робочий поперечний переріз завдяки зменшенню початкового поперечного перерізу на робочу глибину обвуглювання

$$b_{30}(h_{30}) = b - 2 \cdot d_{ef} = 200 - 2 \cdot 24,7 = 150,6 \text{ мм.}$$

3. Визначаємо розрахункову несучу здатність в умовах пожежі (на 30 хв):

– визначаємо розрахункову міцність деревини при стиску вздовж волокон:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,6 \cdot \frac{26}{1,3} = 12 \text{ МПа.}$$

– визначаємо розрахункову площу поперечного перерізу стояка

$$b_d = b - 25\% = 200 - 50 = 150 \text{ мм} < b_{30} = 150,6 \text{ мм,}$$

умова не виконується, таким чином переріз залишається квадратним:

$$A_d = b_{30}^2 = 150,6^2 = 22680,36 \text{ мм}^2.$$

– визначаємо коефіцієнт повздовжнього вигону  $k_c$ :

– середнє значення модуля пружності цільної деревини вздовж волокон

$$E_{0,mean} = 14000 \text{ МПа,}$$

– розрахункове значення 5% квантиля модуля пружності цільної

деревини вздовж волокон:

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot E_{0,mean} = \frac{2}{3} \cdot 14000 = 9333,33 \text{ МПа},$$

- радіус інерції перерізу

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_d}} = \sqrt{\frac{b_{30}^4/12}{A_d}} = 0,289 \cdot b_{30} = 0,289 \cdot 150,6 = 43,5 \text{ мм} = 4,35 \text{ см},$$

**Увага.** Для круглого перерізу:  $i_y = 0,25 \cdot d = 0,25 \cdot b_{30}$

- гнучкість стояка

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{l}{i_y} = \frac{350}{4,35} = 80,46,$$

- приведена гнучкість стояка

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{80,46}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{26}{9333,33}} = 1,352,$$

- коефіцієнт  $k_y$

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,2 \cdot (1,352 - 0,3) + 1,352^2] \\ = \\ = 1,52,$$

Отже

$$k_c = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,52 + \sqrt{1,52^2 - 1,352^2}} = 0,45.$$

Таким чином

$$R_{d,fi} = N_{d,fi} = k_c \cdot A_d \cdot f_{c,0,d} = 0,45 \cdot 22680,36 \cdot 12 = 122474 \text{ Н} \approx 122,5 \text{ кН}.$$

4. Перевіряємо вплив пожежі на відповідному проміжку часу  $t=30$  хв:

$$69,7 \text{ кН} \leq 122,5 \text{ кН.}$$

**Висновок.** Умова виконується, тому клас вогнестійкості **R30** забезпечено.

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.8

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Межа вогнестійкості стояка	R30	R45	R60	R30	R45	R60	R30	R45	R60	R30
Розмір перерізу $b \times h$ , мм	200x200	250x250	100x100	150x150	200x200	125x125	250x250	100x100	150x150	125x125
Клас деревини	C40	C35	C30	C27	C24	C45	C22	C30	C50	C35
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$G_k$ , кН	100	110	120	90	130	140	150	80	70	60
$Q_{k,1}$ , кН	50	60	70	80	40	30	20	90	100	110
Довжина стояка $l$ , м	3,5	3,8	3,0	3,2	2,8	2,5	2,0	2,3	3,7	2,2

### Задача 2.9. Розрахунок профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій

**Вихідні дані розрахунку:** *випадок 1:* провести розрахунок профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізів колони, яка виконана з профілю №20Ш1, *випадок 2:* провести розрахунок профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізів балки, яка виконана з профілю №18.

**Мета:** провести розрахунок профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізів сталевих двотаврових профілів.

#### Послідовність розв'язання задачі

1. Прийняти відповідно до сортаменту номінальні розміри та довідкові параметри двотавру та розрахувати висоту стінки двотавру.

2. Розрахувати профільний коефіцієнт перерізу враховуючи сторони, на який впливає вогонь:

- визначити периметр перерізу;
- визначити площу поперечного перерізу;

– визначити профільний коефіцієнт.

3. Розрахувати коробчастий коефіцієнт перерізу враховуючи сторони, на який впливає вогонь:

- визначити периметр перерізу;
- визначити площу поперечного перерізу;
- визначити коробчастий коефіцієнт.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

#### ***Випадок 1:***

1. У відповідності до сортаменту (додаток 48) приймаємо номінальні розміри та довідкові параметри двотавру №20Ш1:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	A, см <sup>2</sup>
20Ш1	196	193	6	9	38,95

Розраховуємо висоту стінки

$$h_w = h - 2 \cdot t = 196 - 2 \cdot 9 = 178 \text{ мм.}$$

2. Розраховуємо профільний коефіцієнт перерізу

– при дії вогню колона буде зазнавати вогневого впливу з усіх сторін, відповідно периметр її перерізу, який піддається дії вогню, дорівнює:

$$\begin{aligned} P &= 2 \cdot b + 2 \cdot (b - s) + 4 \cdot t + 2 \cdot h_w = \\ &= 2 \cdot 193 + 2 \cdot (193 - 6) + 4 \cdot 9 + 2 \cdot 178 = 1152 \text{ мм} = 1,152 \text{ м}; \end{aligned}$$

– площа поперечного перерізу колони дорівнює

$$A = 38,95 \text{ см}^2 = 0,003895 \text{ м}^2;$$

– профільний коефіцієнт перерізу дорівнює

$$A_m/V = \frac{P}{A} = \frac{1,152}{0,003895} = 296 \text{ м}^{-1}.$$

3. Розраховуємо коробчастий коефіцієнт перерізу

– при дії вогню колона буде зазнавати вогневого впливу із усіх сторін, відповідно периметр прямокутника, який піддається дії вогню, і може бути описаний навколо розглянутого сталевого профілю, дорівнює



$$P_k = 2 \cdot h + 2 \cdot b = 2 \cdot 196 + 2 \cdot 193 = 778 \text{ мм} = 0,778 \text{ м};$$

- площа поперечного перерізу колони дорівнює

$$A = 0,003895 \text{ м}^2;$$

- коробчастий коефіцієнт перерізу дорівнює

$$A_{mk}/V = \frac{P_k}{A} = \frac{0,778}{0,003895} = 200 \text{ м}^{-1}.$$

**Висновок.** Профільний коефіцієнт перерізу колони, яка виконана з сталевого двотаврового профілю 20Ш1 дорівнює  $296 \text{ м}^{-1}$ , коробчастий коефіцієнт перерізу –  $200 \text{ м}^{-1}$ .

**Випадок 2:**

1. У відповідності до сортаменту (додаток 47) приймаємо номінальні розміри та довідкові параметри двотавру №18:

Двотавр Р	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	A, см <sup>2</sup>
18	180	90	5,1	8,1	23,4

Розраховуємо висоту стінки

$$h_w = h - 2 \cdot t = 180 - 2 \cdot 8,1 = 163,8 \text{ мм}.$$

2. Розраховуємо профільний коефіцієнт перерізу

- при дії вогню балка буде нагріватися з трьох сторін, відповідно периметр, що піддається дії вогню, дорівнює:

$$P = b + 2 \cdot (b - s) + 4 \cdot t + 2 \cdot h_w =$$

$$= 90 + 2 \cdot (90 - 5,1) + 4 \cdot 8,1 + 2 \cdot 163,8 = 619,8 \text{ мм} = 0,6198 \text{ м};$$

- площа поперечного перерізу балки дорівнює

$$A = 23,4 \text{ см}^2 = 0,00234 \text{ м}^2;$$

- профільний коефіцієнт перерізу дорівнює

$$A_m/V = \frac{P}{A} = \frac{0,6198}{0,00234} = 265 \text{ м}^{-1}.$$

3. Розраховуємо коробчастий коефіцієнт перерізу

- при дії вогню балка буде нагріватися із трьох сторін, відповідно периметр прямокутника, який піддається дії вогню, і може бути описаний навколо даного профілю, дорівнює

$$P_k = 2 \cdot h + b = 2 \cdot 180 + 90 = 450 \text{ мм} = 0,45 \text{ м};$$

- площа поперечного перерізу колони дорівнює

$$A = 0,00234 \text{ м}^2;$$

- коробчастий коефіцієнт перерізу дорівнює

$$A_{mk}/V = \frac{P_k}{A} = \frac{0,45}{0,00234} = 192 \text{ м}^{-1}.$$

**Висновок.** Профільний коефіцієнт перерізу балки, яка виконана з сталевого двотаврового профілю 18 дорівнює  $265 \text{ м}^{-1}$ , коробчастий коефіцієнт перерізу –  $192 \text{ м}^{-1}$ .

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.9

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Номер двотавра із сортамент у для колони	40Ш1	40Ш2	35Ш1	35Ш3	35Ш2	50Ш2	50Ш3	50Ш4	60Ш2	30Ш3
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Номер двотавра із сортамент у для балки	27	24	22	20	30	33	36	40	45	50

## Задача 2.10. Розрахунок можливості доведення сталеві балки перекриття до необхідного класу вогнестійкості

**Вихідні дані розрахунку:** ступень вогнестійкості будівлі – І; призначення будівлі – житловий будинок. Конструкція балки виконана зі сталі С235, з двотаврового профілю №30, довжиною  $L = 6,5$  м. Ширина прольоту між балками  $l = 4,5$  м. Умови обігріву з трьох сторін. Закріплення шарнірне з двох боків. Перевірити сталеву балку на відповідність ступеню вогнестійкості будинку. Перевірити можливість доведення балки до класу вогнестійкості R90 за допомогою вогнезахисної фарби. Визначити фактичний час досягнення критичної температури сталеві балки при використанні вогнезахисної перлітової штукатурки із захисним шаром  $d_p = 40$  мм.

Постійне нормативне навантаження:

- керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,013$  м);
- прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,015$  м);
- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ;  $h = 0,02$  м);
- гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,02$  м);
- стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1900 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ;  $h = 0,04$  м);
- теплоізоляція ( $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$ ;  $h = 0,05$  м);
- власна вага плити –  $1,5 \text{ кН/м}^2$ .

**Мета:** перевірити сталеву балку на відповідність ступеню вогнестійкості будинку з подальшою можливістю доведення до потрібного класу вогнестійкості за допомогою вогнезахисної фарби, а також визначити час досягнення критичної температури при вогнезахисті перлітовою штукатуркою.

### Послідовність розв'язання задачі

1. Прийняти номінальні розміри та довідкові параметри двотаврового перерізу балки за сортаментом.

2. Визначити навантаження на перекриття будівлі:

– встановити призначення будівлі, тип перекриття будівлі, власну вагу плит перекриття;

– встановити склад (конструкцію) перекриття; виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття, з урахуванням їх густини;

– встановити характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження від людей залежно від призначення будівлі;

– результати розрахунку навантаження на перекриття будівлі звести до таблиці.

3. Визначити сумарне розрахункове навантаження на балку  $F_d$ .
4. Визначити максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні.
5. Визначити знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ .
6. Визначити розрахункове навантаження в умовах пожежі.
7. Провести перевірку Класу поперечного перерізу балки.
8. Визначити несучу здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі.
9. Визначити несучу здатність поперечного перерізу балки на згин до впливу підвищеної температури за формулою
10. Визначити ступень використання  $\mu_0$ .
11. Визначити критичну температуру  $\theta_{a,cr}$ .
12. Визначити необхідний нормований клас вогнестійкості сталеві балки.
13. Визначити коефіцієнт перерізу  $A_m/V$  сталеві балки.
14. Визначити температуру у перерізі сталеві балки.
15. Визначити несучу здатність поперечного перерізу балки на згин при пожежі.
16. Перевірити конструкцію за умовою міцності при пожежі.
17. Підібрати матеріал та спосіб вогнезахисту для сталеві балки з метою підвищення класу вогнестійкості використовуючи відповідні таблиці (додаток 36).
18. Визначити час досягнення критичної температури сталеві конструкції при використанні вогнезахисної штукатурки.

### **Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів**

1. У відповідності до сортаменту (додаток 47) приймаємо параметри двотавру №30, які потрібні для рішення даної задачі:

Двотавр	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Площа поперечног о перерізу A, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	472

2. Розрахунок навантаження на перекриття будівлі.

## Відомість навантажень на перекриття будівлі

Найменування навантажень	Характеристичне значення, кН/м <sup>2</sup>
Постійні навантаження	
керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3; h = 0,013 \text{ м}$ )	0,18
прошарок заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3; h = 0,015 \text{ м}$ )	0,25
стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3; h = 0,02 \text{ м}$ )	0,35
гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3; h = 0,02 \text{ м}$ )	0,12
стяжка з цементно-піщаного розчину М150 ( $\rho = 1900 \text{ кг/м}^3; h = 0,04 \text{ м}$ )	0,75
теплоізоляція із пінополістіролу ( $\rho = 150 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}; h = 0,05 \text{ м}$ )	0,07
залізобетонна плита перекриття	1,50
Усього постійних навантажень	<b>3,22</b>
Короткочасне навантаження	
Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей (житловий будинок)	<b>1,5</b>

Таким чином сумарне постійне навантаження дорівнює  $G_k = 3,22 \text{ кН/м}^2$ , а змінне корисне навантаження  $Q_k = 1,5 \text{ кН/м}^2$ .

3. Визначаємо сумарне розрахункове навантаження на другорядну балку

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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії А (житлові будинки) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5 = 5,922 \text{ кН/м}^2,$$

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 1,5 = 5,945 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$5,922 \text{ кН/м}^2 < 5,945 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове навантаження на погонний метр сталеві балки з урахуванням кроку між балками  $l = 4,5$  м та власної ваги балки становить:

$$F_d = 5,945 \cdot 4,5 + \frac{36,5 \cdot 0,98}{100} = 27,1 \text{ кН/м.}$$

4. Визначаємо максимальний згинальний момент в балці при рівномірно розподіленому навантаженні

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} = \frac{27,1 \cdot 6,5^2}{8} = 143,1 \text{ кНм.}$$

5. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{2,1} = 0,3$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою **2.5a** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,22 + 0,3 \cdot 1,5}{1,35 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,5} = 0,62.$$

За формулою **2.5b** [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,22 + 0,3 \cdot 1,5}{1,15 \cdot 3,22 + 1,5 \cdot 1,5} = 0,617.$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,617$ .

6. Визначаємо розрахункове навантаження в умовах пожежі

$$E_{fi,d} = M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_d = 0,617 \cdot 143,1 = 88,3 \text{ кНм.}$$

7. Проводимо перевірку Класу поперечного перерізу балки

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,85$$

Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих ділянок перерізів в умовах пожежі приймаються за додатком 24 [9].

Для полиці:

$$c = \frac{b - s - 2 \cdot R}{2} = \frac{135 - 6,5 - 2 \cdot 12}{2} = 52,25 \text{ мм,}$$
$$\frac{c}{t} = \frac{52,25}{10,2} = 5,12.$$

Граничне співвідношення ширини полиці до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,85 = 7,65.$$

Перевіряємо умову:

$$5,12 < 7,65.$$

Таким чином, полиця поперечного перерізу балки відноситься до 1-го Класу.

Для стінки (робота стінки на згин):

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot R = 300 - 2 \cdot 10,2 - 2 \cdot 12 = 255,6 \text{ мм,}$$
$$\frac{c}{s} = \frac{255,6}{6,5} = 39,32.$$

Граничне співвідношення висоти стінки до товщини для 1-го Класу поперечних перерізів дорівнює:

$$\frac{c}{s} \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,85 = 61,2.$$

Перевіряємо умову:

$$39,32 < 61,2.$$

Отже, стінка при чистому згині відноситься до 1-го Класу.

Таким чином, при впливі підвищеної температури переріз балки відноситься до 1-го Класу.

8. Визначаємо несучу здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі

Так як переріз балки відноситься до 1-го Класу, то

$$W_{pl,x} = 1,12 \cdot W_{el,x} = 1,12 \cdot 472 = 529 \text{ см}^3.$$

Відповідно

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{529 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 124,3 \text{ кНм}.$$

9. Визначаємо несучу здатність поперечного перерізу балки на згин при нормальній температурі

$$M_{fi,\theta,Rd} = R_{fi,d,0} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}}{k_1 \cdot k_2} = 1 \cdot 124,3 \cdot \frac{1/1}{0,7 \cdot 1} = 177,6 \text{ кНм}.$$

10. Визначаємо ступень використання  $\mu_0$

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{88,3}{177,6} = 0,5.$$

11. Визначаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr}$

$$\begin{aligned} \theta_{a,cr} &= 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 = \\ &= 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot 0,5^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 584,7 \text{ }^\circ\text{C}. \end{aligned}$$

Використовуючи дані з додатку 27 отримаємо критичну температуру  $\theta_{a,cr} = 584,7 \text{ }^\circ\text{C}$ .



12. Визначаємо необхідний нормований клас вогнестійкості сталеві балки.

У відповідності до додатку 37 [20] враховуючи, що за умовою будівля I ступеню вогнестійкості, сталеві балки повинні відповідати класу вогнестійкості не нижче R60.

13. Визначаємо коефіцієнт перерізу  $A_m/V$  (зверніть увагу: усі параметри перераховані в м)

$$\begin{aligned} A_m/V &= \frac{b + 2 \cdot (b - s) + 4 \cdot t + 2 \cdot (h - 2 \cdot t)}{A} = \\ &= \frac{0,135 + 2 \cdot (0,135 - 0,0065) + 4 \cdot 0,0102 + 2 \cdot (0,3 - 2 \cdot 0,0102)}{46,5 \cdot 10^{-4}} = \\ &= 213,3 \text{ м}^{-1} \end{aligned}$$

14. Визначаємо температуру у перерізі сталеві балки на 60 хв (нормований клас вогнестійкості) дії теплового впливу від пожежі враховуючи коефіцієнт перерізу  $A_m/V$  (обране значення коефіцієнта перерізу сталеві конструкції повинно бути не менше розрахункового). Використовуючи додаток 38 знаходимо, що температура у перерізі балки на 60 хв дії теплового впливу від пожежі дорівнює 943°C.

15. Визначаємо несучу здатність поперечного перерізу балки на згин при пожежі

$$M_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \left[ \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = 0,0514 \cdot 124,3 \cdot \frac{1}{1} = 6,39 \text{ кНм},$$

де  $k_{y,\theta} = 0,0514$  – коефіцієнт зниження розрахункової межі текучості, визначається методом лінійної інтерполяції за допомогою додатку 25 за підвищеної температури  $\theta_a = 943^\circ\text{C}$ :

$$k_{y,\theta} = 0,06 + \frac{943 - 900}{1000 - 900} \cdot \frac{0,04 - 0,06}{1} = 0,0514$$

16. Перевіряємо конструкцію за умовою міцності при пожежі

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd} &< M_{fi,d} \\ 6,39 &< 88,3 \end{aligned}$$

**Висновок.** Конструкція перевірку **не пройшла**, потрібно підвищувати її клас вогнестійкості.

17. Проводимо підбір матеріалу та способу вогнезахисту для сталеві балки з метою підвищення класу вогнестійкості до R 90.

У відповідності до проведених вище розрахунків приймаємо профільний коефіцієнт перерізу  $A_m/V = 213,3 \text{ м}^{-1}$  і критичну температуру сталеві балки  $\theta_{a,cr} = 584,7^\circ\text{C}$ .

Із табл. 36.3 додатку 36 можна побачити, що найближчим значенням профільного коефіцієнта перерізу є  $A_m/V = 220 \text{ м}^{-1}$  (оскільки обране значення коефіцієнта перерізу сталеві конструкції повинно бути не менше розрахункового), а значенням критичної температури  $\theta_{a,cr} = 550^\circ\text{C}$  (оскільки обране значення критичної температури повинно бути не більше розрахункового).

Таким чином, для заданих параметрів сталеві балки мінімальна товщина вогнезахисного покриття складає:

$$d_p = 2,993 \text{ мм.}$$

**Висновок.** Сталева балка не пройшла перевірку на клас вогнестійкості R60, але за допомогою вогнезахисної фарби передбачається можливим підвищити клас вогнестійкості сталеві балки до R90 (мінімальна товщина вогнезахисного покриття складає 2,993 мм).

18. Визначення часу досягнення критичної температури сталеві конструкції за допомогою термічного (теплого) коефіцієнту перерізу:

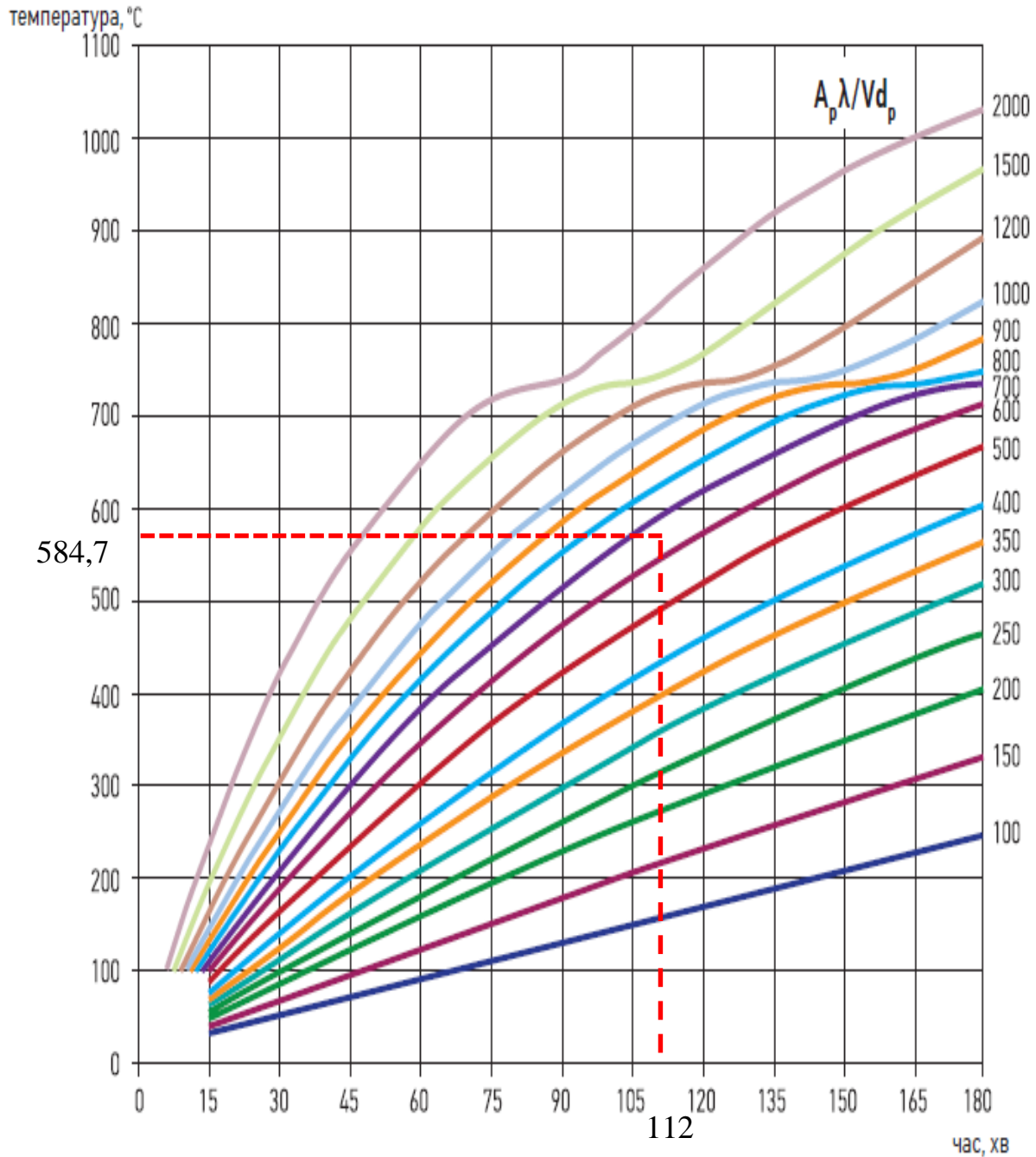
$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p}$$

У випадку, коли використовуються вогнезахисні фарби або штукатурки коефіцієнт перерізу сталеві конструкції, що вкрита вогнезахисним матеріалом  $A_p/V$  дорівнює профільному коефіцієнту перерізу  $A_m/V = 213,3 \text{ м}^{-1}$ .

Знаючи коефіцієнт теплопровідності вогнезахисної системи  $\lambda_p$  та критичну температуру сталеві балки  $\theta_{a,cr} = 584,7^\circ\text{C}$  у відповідності до номограм залежності температури вогнезахисних сталевих конструкцій з різними коефіцієнтами перерізу  $A_p \cdot \lambda_p / V \cdot d_p$  від часу при дії стандартного температурного режиму пожежі можна знайти час досягнення сталеві балкою критичної температури підбираючи товщину вогнезахисного матеріалу.

Напилювальні суміші мають однаковий коефіцієнт теплопровідності  $\lambda_p = 0,12 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$ . Прийнятий захисний шар  $d_p = 40 \text{ мм} = 0,04 \text{ м}$ . Тоді термічний (тепловий) коефіцієнт перерізу дорівнює

$$\frac{A_p \cdot \lambda_p}{V \cdot d_p} = 213,3 \cdot \frac{0,12}{0,04} = 639,9.$$



**Рисунок 19 – Номограма залежності температури вогнезахисених сталевих конструкцій з різними коефіцієнтами перерізу  $A_p \cdot \lambda_p / V \cdot d_p$  від часу при дії стандартного температурного режиму пожежі**

**Висновок.** Клас (межа) вогнестійкості сталевій балці, яка вкрита перлітовою штукатуркою шаром 40 мм дорівнює 112 хв.

## Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.10

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Ступінь вогнестійкості будівлі	I	II	III	IIIa	IIIб	II	IVa	IIIa	IIIб	IVa
Необхідний клас вогнестійкості	R90	R90	R45	R120	R60	R120	R90	R90	R60	R45
Товщина перлі-тової штукатурки	20	35	40	30	25	15	40	35	30	50
Призначення будівлі	Книгосховище	Лікарня	Школа	Житловий будинок	Концертний зал	ТРЦ	Гуртожиток	Ресторан	Адміністративна будівля	Поліклініка
Номер двотавра	55	30	40	45	50	60	33	27	36	24
Марка сталі	275	355	285	235	235	255	355	460	275	420
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Довжина балки $L$ , м	7	5	5	4	6	7	4	6	5	5
Ширина прольоту $l$ , м	4	8	4	6	5	5	6	6	3	3
Товщина шару перекриття:										
- керамічна плитка ( $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ )	0,01	0,016	0,019	0,015	0,017	0,014	0,012	0,018	0,011	0,02
- прошарок заповнення швів із ЦПР ( $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$ )	0,012	0,011	0,009	0,015	0,01	0,012	0,005	0,007	0,006	0,008
- стяжка з ЦПР ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ )	0,03	0,026	0,024	0,022	0,018	0,027	0,023	0,037	0,04	0,035
- гідроізоляція ( $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ )	0,025	0,019	0,024	0,017	0,018	0,016	0,02	0,015	0,021	0,023

- стяжка з ЦПР ( $\rho = 1900$ кг/м <sup>3</sup> )	0,039	0,047	0,04	0,045	0,042	0,044	0,055	0,053	0,05	0,038
- теплоізоляція із пінополістіролу ( $\rho = 150$ кг/м <sup>3</sup> )	0,06	0,065	0,05	0,065	0,045	0,06	0,04	0,055	0,05	0,055
Власна вага плити, кН/м <sup>2</sup>	3,3	2,9	3,0	3,1	3,2	2,9	3,2	3,0	3,1	2,8

### Задача 2.11. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної балки перекриття у відповідності до Єврокоду 2

**Вихідні дані розрахунку:** клас вогнестійкості залізобетонної балки – R60. Конструкція виконана з бетону на силікатному заповнювачі C20/25, довжина прольоту балки  $l = 6$  м, розміри перерізу балки: ширина  $b = 300$  мм, товщина  $h = 600$  мм. Відстань до осі арматури  $a = 45$  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  $g_k = 20$  кН/м<sup>2</sup>, змінне навантаження –  $q_k = 10$  кН/м<sup>2</sup>. Армуння складається з арматури класу A500C – 4Ø25 ( $A_s = 1964$  мм<sup>2</sup>), міцність  $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,2$ . Будівля категорії C (з можливим скупченням людей) –  $\psi_{fi} = 0,6$ .

**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 [21]:

- табличний метод;
- зонний метод.

Перевірка вогнестійкості за табличним методом проводиться за допомогою додатку 39, 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.

### 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.

### Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів

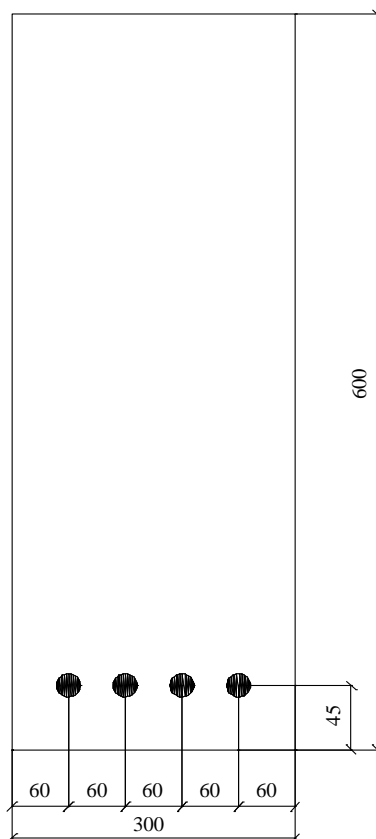


Рисунок 20 – Поперечний переріз балки

Проводимо перевірку вогнестійкості за табличним методом.

Використовуючи додаток З9 визначаємо мінімальні розміри та осьові відстані для вільно опертих залізобетонних балок, результати зводимо в табл. 12:

Таблиця 12.

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 60	120	40
Необхідний клас вогнестійкості	Реальні розміри (мм)	
R 60	300	45

Фактична ширина балки  $b_s = 300$  мм  $> b_{min} = 120$  мм (необхідної).  
Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Фактична відстань до осі арматури  $a = 45$  мм  $> a_{req} = 40$  мм (необхідної).  
Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Таким чином, реальні розміри балки є більшими за мінімально необхідні для забезпечення класу R60, а тому вони забезпечують клас вогнестійкості R60.

### **Клас вогнестійкості R60 підтверджено табличними даними.**

Проводимо перевірку вогнестійкості зонним методом.

1. 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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії С (з можливим скупченням людей) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 10 = 30,5 \text{ кН/м}^2,$$

формула **6.10b** [2]:

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

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

$$6.10b: F_d = \mathbf{37,95} \text{ кН/м}^2 > 30,5 \text{ кН/м}^2.$$

2. Визначаємо максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні

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

3. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{fi} = \psi_{2,1} = 0,6$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою (2.5a [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{20 + 0,6 \cdot 10}{1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 10} = 0,693.$$

За формулою (2.5b [15])

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}} = \frac{20 + 0,6 \cdot 10}{1,15 \cdot 20 + 1,5 \cdot 10} = 0,684.$$



Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,684$ .

4. Визначаємо розрахунковий згинальний момент в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень

$$E_{fi,d} = M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,684 \cdot 170,8 = 117 \text{ кНм}$$

В якості альтернативного методу оцінки класу вогнестійкості за граничним станом втрати несучої здатності для даної стіни застосований зонний метод. Зонний метод полягає у розділенні перерізу на ушкодженій зоні, не здатній опиратися силовій дії механічного навантаження та зони, яка опирається механічним навантаженням на рівні ненагрітого бетону.

Даний метод заснований на виконанні наступних процедур:

1. Половина товщини перерізу ділиться на  $n$  паралельних зон однакової товщини, де  $n \geq 3$ .

2. Для кожної з зон визначається середня температура.

3. Визначається відповідний коефіцієнт зниження опору на стиск  $k_c(\theta_j)$  для кожної із зон за діаграмою зниження міцності бетону у залежності від температури.

4. Визначається середній коефіцієнт зниження для перерізу елемента, включаючи коефіцієнт  $(1-0.2/n)$ .

5. Визначається ширина пошкодженій зоні  $a_z$  перерізу балок, плит або інших зігнутих елементів.

Після визначення ушкодженій зоні, визначається зменшений переріз елемента. Властивості бетону у зменшеному перерізі відповідають бетону у не нагрітому стані. При розрахунку також враховується і арматурні стержні, навіть якщо вони не входять до неушкодженій частини перерізу. За даними температури у арматурних стержнях враховується зниження міцності арматурної сталі.

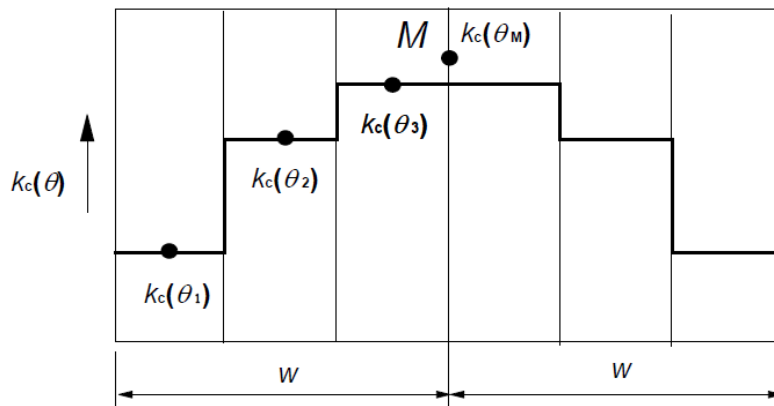
Визначається температура арматурних стержнів в розтягнутій або стисненій зонах. Далі визначається зменшена міцність арматури в залежності від температури згідно з діаграмами деформування.

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

Далі проводять розрахунок згинального моменту поперечного перерізу. Потім отримане значення порівнюється із моментом, що діє у балці згідно з розрахунковою схемою. Якщо обчислене значення моменту більше, це значить межа вогнестійкості не досягається.

5. Визначаємо ширину пошкодженої зони перерізу згинального елемента.

Розділяємо половину товщини стінки (ширини балки)  $w$  на три паралельні зони однакової товщини:



**Рисунок 21 – Схема розділення перерізу на зони однакової ширини**

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

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

Вибираємо графік температурних кривих з додатку 40 у відповідності до заданого перерізу балки ( $h = 600$  мм х  $b = 300$  мм) та межі вогнестійкості, яка розглядається (R60). Визначаємо температуру для середини кожної зони, відповідно на 25 мм ( $\theta_1$ ), 75 мм ( $\theta_2$ ), 125 мм ( $\theta_3$ ), а також для центру всього перерізу на 150 мм ( $\theta_M$ ) (див. рис. 22):

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

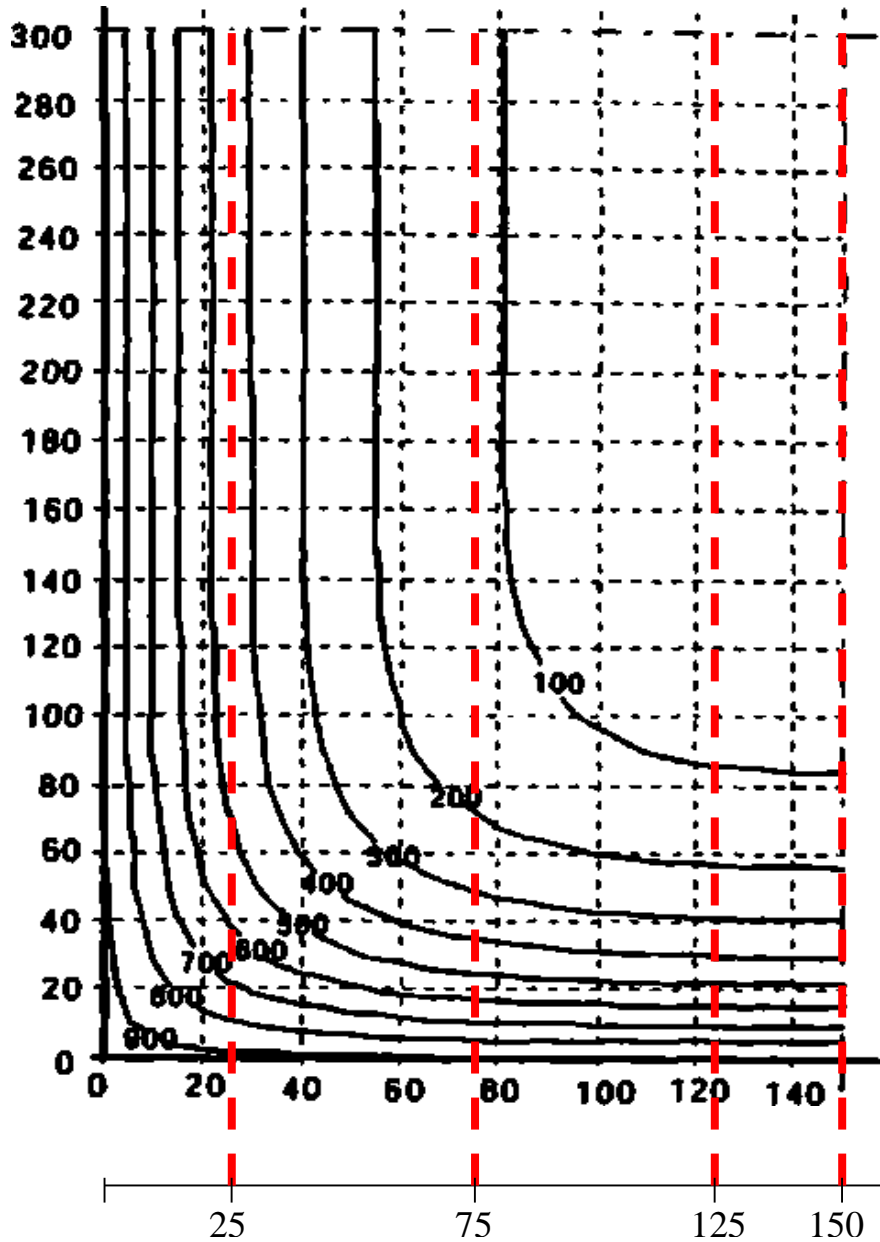


Рисунок 22 - Температурні криві балки  $hxb = 600 \times 300$  мм,  $^\circ\text{C}$ ; R60

Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження опору на стиск  $k_c(\theta_i)$  за допомогою додатку 41 та методу лінійної інтерполяції

$$\begin{aligned}k_c(\theta_1) &= 0,75 + \frac{445 - 400}{500 - 400} \cdot \frac{0,6 - 0,75}{1} = 0,68; \\ k_c(\theta_2) &= 0,98;\end{aligned}$$

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

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

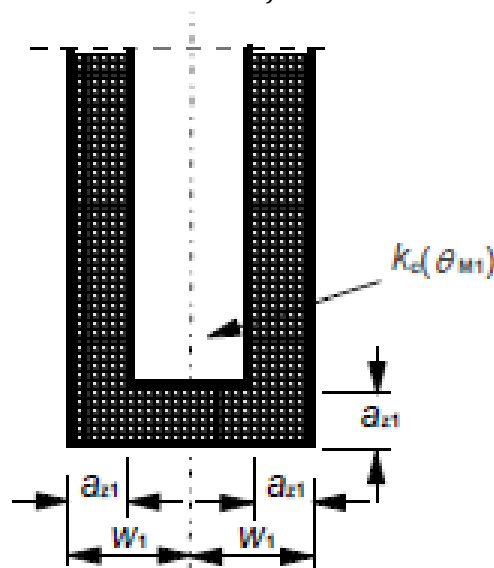
Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону для визначеної частини, що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони, за формулою:

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

Визначаємо ширину пошкодженої зони  $a_z$  перерізу балки за формулою:

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

Зменшуємо розміри поперечного перерізу балки на величину  $a_z = 25$  мм з тих сторін, що зазнають вогневого впливу. Так як вогневий вплив з трьох сторін, то відповідно, розрахункові ширина  $b_{fi} = 300 - 2 \cdot 25 = 250$  мм та висота  $h_{fi} = 600 - 25 = 575$  мм (рис. 23).



**Рисунок 23 – Приведений поперечний переріз балки**

6. Визначаємо температуру в арматурних стрижнях (див. рис. 24)

- кутових  $\theta_1 = 370^\circ\text{C}$ ;
- середніх  $\theta_2 = 290^\circ\text{C}$ .

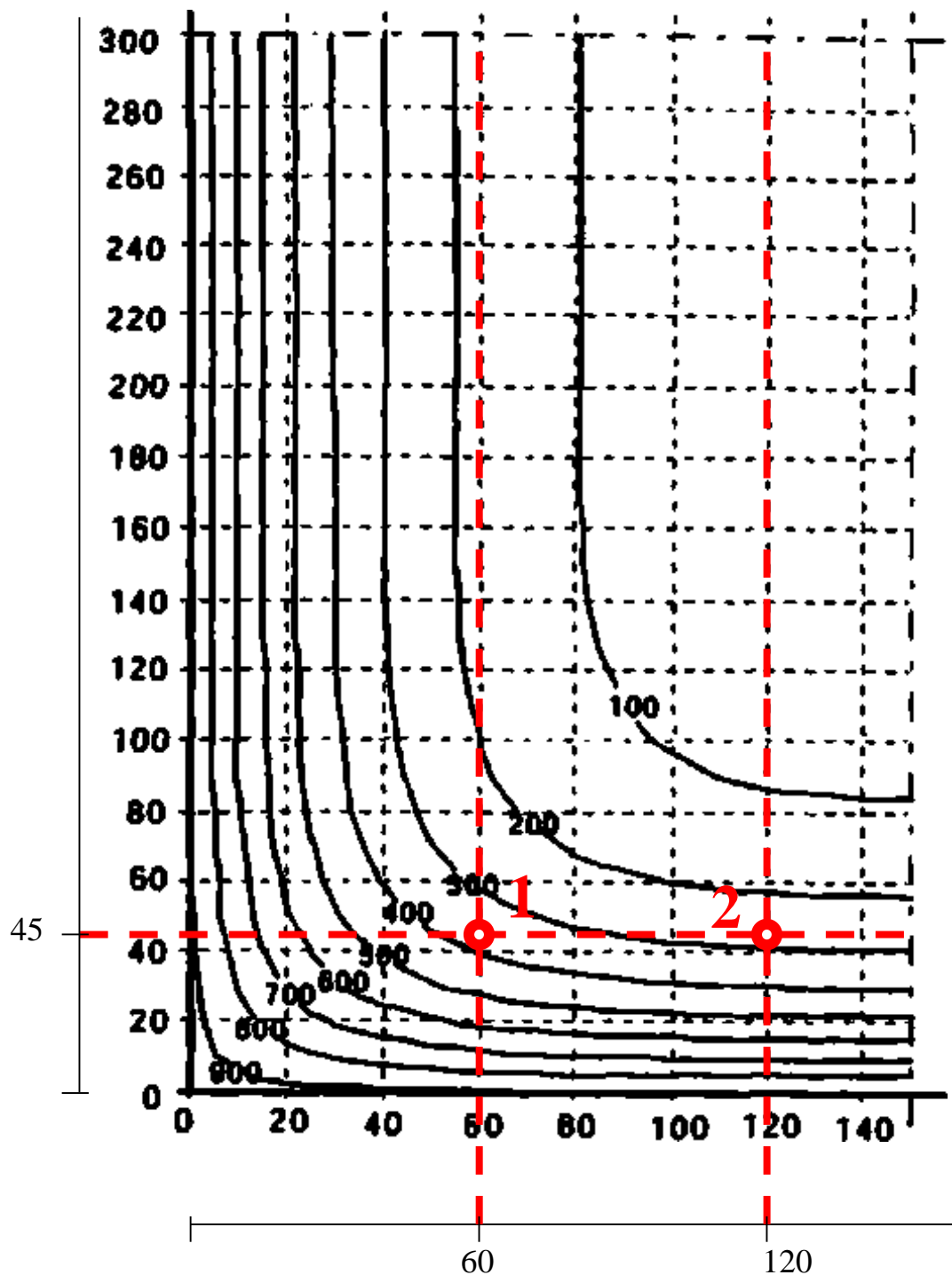


Рисунок 24 - Температурні криві балки  $h \times b = 600 \times 300$  мм, °C; R60 (1 - кутові стрижні; 2 - середні стрижні)

Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження міцності арматури в залежності від температури виходячи з наступних залежностей:

$k_s(\theta) = 1,0$	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	$700\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$

Відповідно:

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

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

Визначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стрижнів

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

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

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

де  $\theta$  – температура  $i$ -того арматурного стрижня;

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

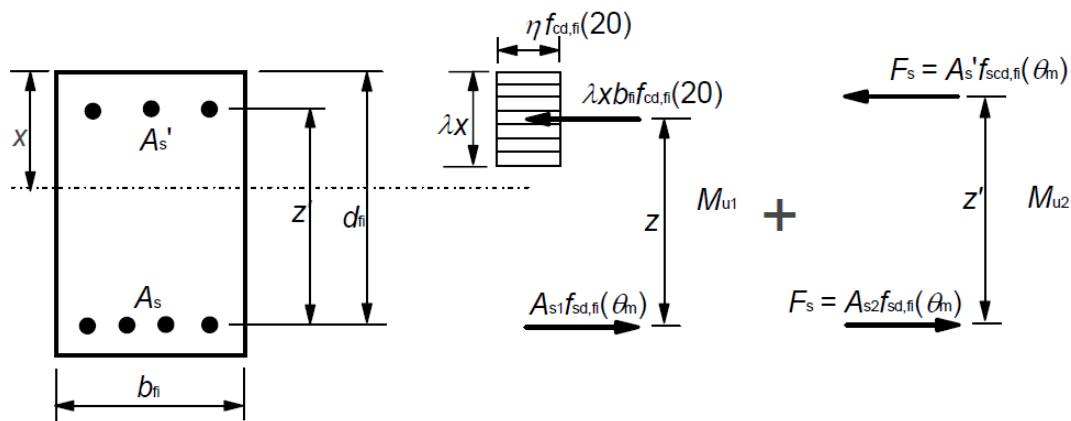
$k_{si}(\theta)$  – коефіцієнт зниження міцності  $i$ -го стрижня для температури  $\theta$ ;

2 – коефіцієнт симетрії;

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

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

7. Виконуємо розрахунок балки на вогнестійкість як для нормальних температур (див. рис. 25).



**Рисунок 25 – Розподіл напружень при критичній несучій здатності прямокутного залізобетонного перерізу зі стиснутим армуванням**

Визначаємо граничну несучу здатність приведенного перерізу зі зниженою міцністю арматури.

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

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

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

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

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

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

Знаходимо момент

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

8. Порівнюємо 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:

$$M_{Rd,fi} = 285 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 117 \text{ кНм}$$

Вимоги до вогнестійкості забезпечено

**Висновок.** Клас вогнестійкості R60 забезпечено.

## Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.11

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Межа вогнестійкості з/б балки	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 / 35	C32 / 40
$f_{ck}$ , МПа	18,5	22	25,5	29	32	36	36	22	25,5	29
$\gamma_c$	1,5									
	останньої									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$g_k$ , кН/м <sup>2</sup>	20	18	16	14	12	30	21	23	25	28
$q_k$ , 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

### Задача 2.12. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної плити перекриття у відповідності до Єврокоду 2

**Вихідні дані розрахунку:** клас вогнестійкості залізобетонної плити перекриття – R60. Конструкція виконана з бетону на силікатному заповнювачі C20/25, довжиною  $L = 5$  м, шириною  $b = 1$  м, захисний шар бетону  $s = 25$  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>. Армуння складається з арматури  $\emptyset 10/15$  ( $A_s = 5,24$  см<sup>2</sup>), міцність  $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,15$ , гарячекатана, клас N. Будівля категорії C (з можливим скупченням людей) –  $\psi_{fi} = 0,6$ .



**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 [21]:

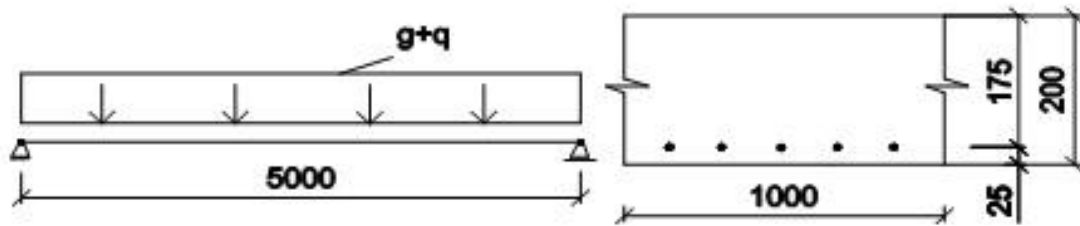
- табличний метод;
- зонний метод.

Перевірка вогнестійкості за табличним методом проводиться за допомогою додатку 42, 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.

#### **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 додаток 43 та товщину захисного шару бетону.
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.

## Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів



**Рисунок 26 – Розрахункова схема плити**

Проводимо перевірку вогнестійкості за табличним методом.

Використовуючи додаток 42 визначаємо мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих суцільних залізобетонних плит:

- товщина плити  $h_{s,prev} = 200 \text{ мм} > h_{s,req} = 80 \text{ мм}$ . Вимоги до вогнестійкості забезпечено;
- відстань до осі арматури  $a_{prev} = 25 \text{ мм} > a_{req} = 20 \text{ мм}$ . Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

**Клас вогнестійкості R60 підтверджено табличними даними.**

Проводимо перевірку вогнестійкості зонним методом.

1. 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

$$\gamma_Q = 1,5; \xi = 0,85.$$

Коефіцієнт поєднання впливів для тимчасового навантаження ( $\psi_{0,1}$ ) в даному випадку відноситься до категорії С (з можливим скупченням людей) (додаток 8) [2] та дорівнює  $\psi_{0,1} = 0,7$ .

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

формула **6.10a** [2]:

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

формула **6.10b** [2]:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 3 = 11,385 \text{ кН/м}^2.$$

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

$$6.10b: F_d = \mathbf{11,385} \text{ кН/м}^2 > 11,25 \text{ кН/м}^2.$$

Знаходимо розрахункову довжину залізобетонної плити перекриття

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

2. Визначаємо максимальний згинальний момент при рівномірно розподіленому навантаженні

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

3. Визначаємо знижуючий коефіцієнт  $\eta_{fi}$ , враховуючи, що  $\psi_{fi} = \psi_{2,1} = 0,6$  та  $\psi_{0,1} = 0,7$  (додаток 8) [2]:

За формулою (2.5a [15])

$$\eta_{fi} = \frac{0,975 \cdot (G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1})}{1,1 \cdot (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6 + 0,6 \cdot 3)}{1,1 \cdot (1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3)} \\ = \mathbf{0,6145}.$$

За формулою (2.5b [15])

$$\eta_{fi} = \frac{0,975 \cdot (G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1})}{1,1 \cdot (\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6 + 0,6 \cdot 3)}{1,1 \cdot (1,15 \cdot 6 + 1,5 \cdot 3)} = \mathbf{0,6065}$$

Приймаємо найменше значення  $\eta_{fi} = 0,6065$ .

4. Визначаємо розрахунковий згинальний момент в умовах пожежі з урахуванням сполучень навантажень

$$E_{fi,d} = M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,6065 \cdot 32,3 = 19,6 \text{ кНм}$$

5. Визначаємо температуру арматури

Використовуючи додаток 43, знаходимо температуру арматури при захисному шарі бетону  $c = 25$  мм:  $\theta \approx 460$  °С.

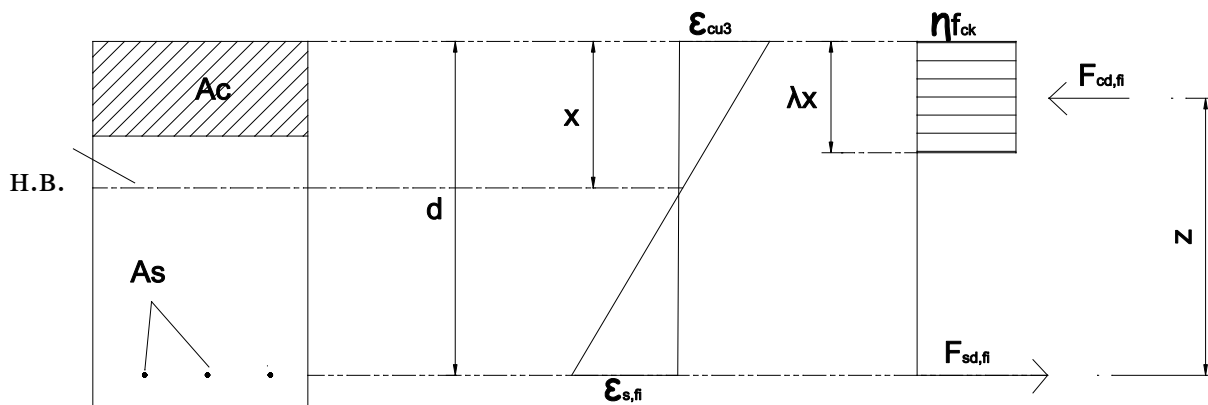
6. Визначаємо температуру арматурних стрижнів в розтягнутій або стиснутій зонах та зменшення їх міцності.

Використовуючи додаток 44 методом лінійної інтерполяції визначаємо зниження міцності сталі  $k_s = f_{s,\theta} / f_{ck}$  для  $\theta = 460$  °С:

$$k_s = 1 + \frac{460 - 400}{500 - 400} \cdot \frac{0,78 - 1}{1} = 0,868.$$

7. Виконуємо розрахунок 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. 27).



**Рисунок 27 – Розрахункова схема зусиль у перерізі з/б плити перекриття**

Відповідно до [21] для класів бетону до С50/60 приймають такі значення:  $\lambda = 0,8$ ,  $\eta = 1,0$ .

Визначаємо зусилля в арматурі:

$$F_{sd,fi} = A_s \cdot k_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 5,24 \cdot 10^{-4} \cdot 0,868 \cdot \frac{500 \cdot 10^6}{1,15} = 197753 \text{ Н} = 197,8 \text{ кН}$$

У відповідності до епюри напружень:

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

$$\lambda \cdot x = \frac{F_{sd,fi}}{b \cdot \eta \cdot f_{ck}} = \frac{197,8}{100 \cdot 1 \cdot 18,5} = 0,11 \text{ см},$$

$$x = \frac{0,11}{\lambda} = \frac{0,11}{0,8} = 0,14 \text{ см},$$

$$z = h_s - c - \frac{x}{2} = 20 - 2,5 - \frac{0,14}{2} = 17,43 \text{ см}$$

Знаходимо момент

$$M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} \cdot z = 197,8 \cdot 0,1743 = 34,48 \text{ кНм}$$

8. Порівнюємо згинальний 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:

$$M_{Rd,fi} = 34,48 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 19,6 \text{ кНм}$$

Вимоги до вогнестійкості забезпечено

**Висновок.** Клас вогнестійкості R60 забезпечено.

**Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.12**

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Клас вогнестійкості з/б плити, що вимагається	R60	R90	R12 0	R18 0	R60	R90	R12 0	R18 0	R60	R90

Клас бетону	C20	C25	C30	C32	C35	C40	C20	C25	C30	C32
	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	25	30	35	40	45	50	25	30	35	40
$f_{ck}$ , 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
	<b>останньої</b>									
	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
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 $L$ , 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 $h_s$ , мм	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200

### Задача 2.13. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної колони першого поверху у відповідності до Єврокоду 2

**Вихідні дані розрахунку:** клас вогнестійкості залізобетонної колони – R60. 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  $b = 300$  мм, товщина  $h = 300$  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 – 4Ø16, міцність  $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,15$ . Будівля категорії С (з можливим скупченням людей) –  $\psi_{fi} = 0,6$ , клас наслідків (відповідальності) CC2,  $K_{FI} = 0,975$ .

**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 [21].

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

Метод А стосується залізобетонних колон, що відповідають таким умовам:

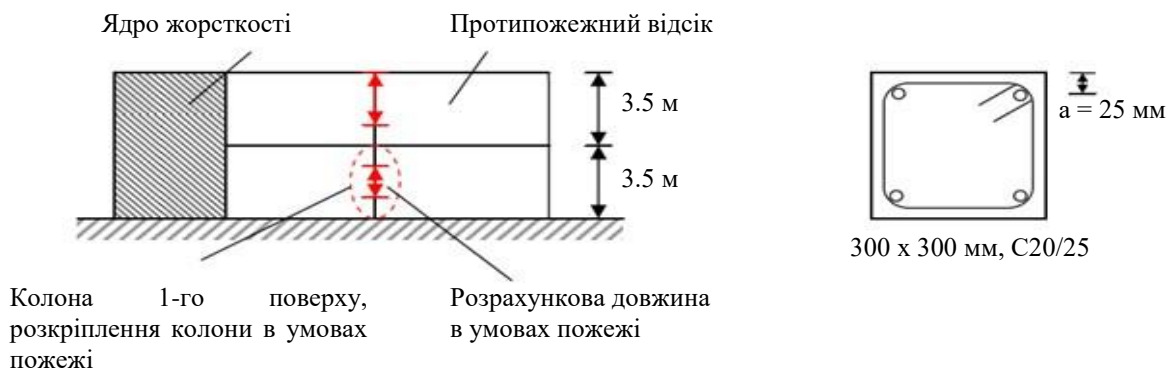
- 1) жорсткість будівлі забезпечена в'язями жорсткості;
- 2) розрахункова довжина колони під час пожежі:  $l_{0,fi} \leq 3$  м;
- 3) відстань від поверхні колони до осі поздовжньої арматури  $a$  становить від 25 мм до 80 мм;
- 4) відсоток армування колони  $(A_s/A_c) \cdot 100 < 4\%$ .

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

### Послідовність розв'язання задачі

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

### Приклад розв'язання задачі у відповідності до Єврокодів



**Рисунок 28 – Загальний вигляд та поперечний переріз колони 1-го поверху**

1. Перевіряємо передумову застосування метода А.

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

Розрахункову довжину колони під час пожежі  $l_{0,fi}$  приймають як  $l_0$  за нормальних температур в усіх класах. Для будівель з в'язями жорсткості,

якщо вплив за стандартним температурним режимом становить більше 30 хв, розрахункову довжину  $l_{0,fi}$  приймають як  $0.5 \cdot l$  для міжповерхових перекриттів та  $0.5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0.7 \cdot l$  для покриттів, де  $l$  – це дійсна довжина колони (від осі до осі).

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

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

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

Перевіряємо передумову, щодо ступеня армування.

Знаходимо площу армування  $A_s$

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

де  $d$  – діаметр арматури, мм;

$n$  – кількість стрижнів.

Знаходимо площу поперечного перерізу колони  $A_c$

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

Перевіряємо умову

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

**Умова виконується**, можна використовувати табличні дані.

2. Проводимо перевірку вогнестійкості за табличним методом.

Перевірка вогнестійкості за табличним методом проводиться за допомогою додатку 45, 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.

Знаходимо розрахункове навантаження під час пожежі



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

Знаходимо розрахункову міцність колони за нормальних температур

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

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

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

Використовуючи додаток 45 знаходимо мінімальні розміри колони та відстань до осі арматури.

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

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

Зводимо результати в табл. 13:

Таблиця 13.

Мінімальні розміри та осьові відстані для залізобетонних колон

Стандартна вогнестійкість	Ширина колони $b_{min}$	Відстань до осі робочої арматури $a_{req}$
R 60	200	27
Необхідний клас вогнестійкості	Реальні розміри (мм)	
R 60	300	25

Фактична ширина балки  $b = 300 \text{ мм} > b_{min} = 200 \text{ мм}$  (необхідної). Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

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

**Клас вогнестійкості R60 не підтверджено табличними даними.**

3. Визначаємо клас (межу) 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

$$R = 120 \cdot \left( \frac{R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8},$$

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

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

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

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

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

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

$$b' = \frac{2 \cdot A_c}{b + h} = \frac{2 \cdot 90000}{300 + 300} = 300;$$

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

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

Гранична довжина під час пожежі  $l_{0,fi}$  у рівняннях має бути щонайменше 2 м, еквівалентна  $b'$  може бути щонайбільше 450 мм.

Таким чином

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

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

### Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.13

Параметр	Номер залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	передостанньої									
Межа вогнестійкості з/б колони	R60	R90	R120	R180	R240	R240	R240	R90	R120	R180
Розмір перерізу колони $b \times h$ , мм	300x 300	350x 350	400x 400	450x 450	500x 500	550x 550	600x 600	300x 300	400x 400	500x 500
Армування	4Ø16	4Ø20	8Ø25	8Ø18	8Ø22	8Ø16	8Ø20	4Ø25	8Ø18	8Ø22
$f_{yk}$ , МПа	500									
$\gamma_s$	1,15									
	останньої									
	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
$f_{ck}$ , МПа	18,5	22	25,5	29	32	36	18,5	22	25,5	29
$\gamma_c$	1,5									

## ЛІТЕРАТУРА

1. Забезпечення інженерного захисту територій, будівель і споруд в умовах надзвичайних ситуацій: практикум / О.В. Васильченко, О.В. Савченко, Ю.А. Отрош, О.А. Стельмах. – Х.: НУЦЗУ, 2022. – 252 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008: ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=24946](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=24946)
3. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі змінами №1 та №2. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=6617](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=6617)
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=78683](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=78683)
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі зміною № 1. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=58106](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58106)
6. ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=77843](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=77843)
7. ГОСТ 26020-83 (Недіючий) Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць. Сортамент. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=5661](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=5661)
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=6616](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=6616)
9. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=26650](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26650)
10. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT). URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=26639](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26639)
11. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=73496](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=73496)
12. ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016 Настанова з проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=65764](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65764)
13. ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=65413](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65413)

14. 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). URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=26635](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26635)
15. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). Зі змінами. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=26637](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26637)
16. Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3. Практичний посібник до ДСТУ-Н EN 1993-1-2:2010 / Український Центр Сталевого Будівництва. – Київ, 2016. 81 с. URL: [rozrahunok-stalevih-konstrukcij-na-vognestijkist-vidpovidno-do-yevrokodu-3.pdf\(uscc.ua\)](http://rozrahunok-stalevih-konstrukcij-na-vognestijkist-vidpovidno-do-yevrokodu-3.pdf(uscc.ua))
17. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент. URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=78191](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=78191)
18. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1994-1-2:2005, IDT). URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=51010](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=51010)
19. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2:2012 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1995-1-2:2004, IDT). URL: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=51011](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=51011)
20. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. URL: [https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=68456](https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=68456)
21. 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) Зі зміною №1. URL: [https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id\\_doc=51008](https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=51008)

## ДОДАТКИ

Додаток 1

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням  $\gamma_f$

Конструкції споруд та вид ґрунтів	$\gamma_{fn}$
<b>Конструкції</b>	
металеві, у яких зусилля від власної ваги: менші 50 %	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м <sup>3</sup> ), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м <sup>3</sup> і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані: у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)

Додаток 2

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сідці і підлоги на ґрунт (витяг)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )
1 Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2 Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3 Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи, підвальні приміщення	Не менш 2,0 (200)	Не менш 1,2 (120)
4 Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	Не менш 4,0 (400)	Не менш 1,7 (170)
5 Книгосховища, архіви	Не менш 5,0 (500)	Не менш 5,0 (500)
6 Сцени видовищних установ	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)

Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$ 

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення $\gamma_n$ , 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		

## Формули для визначення розрахункових опорів прокату і труб

Напружений стан	Умовна позначка	Розрахунковий опір прокату і труб
Розтяг, стиск, згин: – за границею текучості	$R_y$	$R_{yn} / \gamma_m$
– за тимчасовим опором	$R_u$	$R_{un} / \gamma_m$
Зсув	$R_s$	$0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Змінання торцевої поверхні (за наявності пригонки)	$R_p$	$R_{un} / \gamma_m$
Змінання місцеве у циліндричних шарнірах (цапфах) при щільному дотиканні	$R_{ip}$	$0,5 R_{un} / \gamma_m$
Діаметральний стиск котків (при вільному дотиканні в конструкціях з обмеженою рухомістю)	$R_{cd}$	$0,025 R_{un} / \gamma_m$
Розтяг у напрямку товщини прокату $t$ ( $t \leq 60$ мм) <sup>*)</sup>	$R_{th}$	$0,5 R_{un} / \gamma_m$
<sup>*)</sup> Стосується сталей, які задовольняють вимоги за властивостями у напрямку товщини прокату згідно з ГОСТ 28870.		

## Коефіцієнт надійності за матеріалом

Нормативні документи на прокат	Коефіцієнт надійності за матеріалом $\gamma_m$
Для наведених у таблиці Г.5 марок сталей, у яких процедура контролю властивостей прокату відповідає вимогам згідно з ГОСТ 27772, за винятком класів міцності прокату С590, С590К та сталей згідно з [1], [3] ... [6]	1,025
Для наведених у таблиці Г.5 класів міцності прокату С590, С590К, сортового прокату з границею текучості понад 380 Н/мм <sup>2</sup> згідно з ГОСТ 19281 і для труб згідно з ГОСТ 8731	1,100
Для решти прокату і труб, що задовольняють вимоги цих Норм	1,050

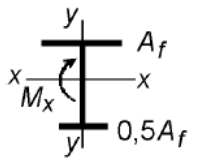


## Коефіцієнт умов роботи (витяг)

Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c$
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книго-сховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує ваги перекриття	0,90
2. Колони громадських споруд і опор водонапірних башт	0,95
3. Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами	1,05
4. Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0,80
5. Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0,90
6. Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до 440 Н/мм <sup>2</sup> , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань):	
– суцільних балок і колон;	1,10
– стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів	1,05
7. Стиснуті елементи решітки просторових решічастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополичкових кутиків згідно з рисунком 13.3, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополичкових кутиків – більшою полицею):	
а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які встановлені вздовж кутика:	
– розкоси (рисунок 13.3, а);	0,90
– розпірки (рисунок 13.3, б, в, е);	0,90
– розкоси (рисунок 13.3, в, г, д, е);	0,80
б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0,75



**Коефіцієнти для розрахунку елементів з урахуванням розвитку  
пластичних деформацій (витяг)**

Тип перерізу	Схема перерізу	$A_f/A_w$	Найбільше значення коефіцієнтів		
			$c_x$	$c_y$	$n$ при $M_y = 0^*$
1-й		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,50	1,12		
		1,00	1,07		
		2,00	1,04		
2-й		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		

**Примітка 1.** При визначенні коефіцієнтів для проміжних значень  $A_f/A_w$  допускається лінійна інтерполяція.  
**Примітка 2.** Значення коефіцієнтів  $c_x$  і  $c_y$  приймаються не більшими за  $1,15 \gamma_f$ , де  $\gamma_f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, обчислений як відношення розрахункового значення еквівалентного (за значенням згинального моменту) навантаження до характеристичного.

**Рекомендовані величини  $\psi$  коефіцієнтів для будівель та споруд**

Дія	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Прикладені навантаження на будівлі, категорія (див. EN 1991-1-1)			
Категорія А: житлові будинки, житлові площі	0,7	0,5	0,3
Категорія В: офісні площі	0,7	0,5	0,3
Категорія С: площі зібрання великої кількості людей	0,7	0,7	0,6
Категорія D: торговельні площі	0,7	0,7	0,6
Категорія Е: склади	1,0	0,9	0,8
Категорія F: проїзна частина, вага транспортного засобу $\leq 30$ кН	0,7	0,7	0,6
Категорія G: проїзна частина, $30$ кН $<$ вага транспортного засобу $\leq 160$ кН	0,7	0,5	0,3
Категорія Н: дахи	0	0	0
Снігові навантаження на будівлях (див. EN 1991-1-3)*			
Фінляндія, Ісландія, Норвегія, Швеція	0,7	0,5	0,2
Інші країни-члени Європейського комітету з стандартизації, для місць, що розташовані на висоті $H > 1000$ м над рівнем моря	0,7	0,5	0,2
Інші країни-члени Європейського комітету з стандартизації, для місць, що розташовані на висоті $H \leq 1000$ м над рівнем моря	0,5	0,2	0
Вітрове навантаження на будівлі (див. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Температура (без пожежі) в будівлях (див. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

**ПРИМІТКА.** Коефіцієнти  $\psi$  можуть бути встановлені Національним додатком.  
\* Для країн, які не згадані нижче, див. відповідні місцеві умови

Значення коефіцієнта перетворення  $k_{mod}$ 

Будівельний матеріал	Клас навантаження за тривалістю дії	Експлуатаційні класи		
		1	2	3
Суцільна деревина, клеєна деревина, балочна клеєна деревина, фанера, ортогональна клеєна деревина	постійне	0,60	0,60	0,50
	тривале	0,70	0,70	0,55
	середньої тривалості	0,80	0,80	0,65
	короткочасне	0,90	0,90	0,70
	миттєве	1,10	1,10	0,90
ДСП, цементно-стружкові плити (ЦСП), ДВП (Тип НВ.HLA2 [15])	постійне	0,30	0,20	–
	тривале	0,45	0,30	–
	середньої тривалості	0,65	0,45	–
	короткочасне	0,85	0,60	–
	миттєве	1,10	0,80	–
OSB-плити (OSB/2, OSB/3 та OSB/4 [6])	постійне	0,40	0,30	–
	тривале	0,50	0,40	–
	середньої тривалості	0,70	0,55	–
	короткочасне	0,90	0,70	–
	миттєве	1,10	0,90	–
ДВП (Тип MBH.LA2 [16])	постійне	0,20	0,15	–
	тривале	0,40	0,30	–
	середньої тривалості	0,60	0,45	–
	короткочасне	0,80	0,60	–
	миттєве	1,10	0,80	–

Коефіцієнти надійності за матеріалом  $\gamma_M$  для деревини

Основні комбінації	$\gamma_M$
Цільна деревина	1,3
Клеєна деревина	1,25
Клеєний шпон (LVL), фанера, OSB	1,2
ДСП, ДВП, МДФ	1,3
З'єднання	1,3
Металеві зубчасті пластини	1,25
Випадкові комбінації	1,0

## Сортамент пиломатеріалів хвойних порід

Товщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	—
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	—	100	125	150	175	200	225	250	275
125	—	—	125	150	175	200	225	250	—
150	—	—	—	150	175	200	225	250	—
175	—	—	—	—	175	200	225	250	—
200	—	—	—	—	—	200	225	250	—
250	—	—	—	—	—	—	—	250	—

**Примітки:**

1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.
2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів встановлені для деревини з вологістю 20 %.
3. Дошка має ширину, більшу за подвійну товщину; брусок, відповідно, – не більше подвійної товщини, брус – якщо товщина і ширина більше 100 мм.
4. За необхідності прийняття спеціального замовлення розміри пиломатеріалів можуть відрізнятися від зазначених у таблиці.

## Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для хвойної деревини

№ з/п	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Значення міцності, Н/мм <sup>2</sup>													
1	Згин $f_{m,k}^a$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
2	Розтяг вздовж $f_{t,0,k}^a$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
3	Розтяг впоперек $f_{t,90,k}$	0,4											
4	Стиск вздовж $f_{c,0,k}^a$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
5	Стиск впоперек $f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
6	Сколювання та кручення $f_{v,k}^c$	2,0											
Значення жорсткості, Н/мм <sup>2</sup>													
7	Модуль пружності вздовж $E_{0,mean}^{a,b}$	7000	8000	9000	95000	10000	11000	11500	12000	13000	14000	15000	16000
8	Модуль пружності впоперек $E_{90,mean}^b$	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
9	Модуль зсуву $G_{mean}^{b,c}$	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1000
Значення густини, кг/м <sup>3</sup>													
10	Густина $\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
<p><b>Примітка.</b> Значення характеристичної міцності при розтягу впоперек напрямку волокон <math>f_{t,90,k}</math>, характеристична міцність під дією сколювання та кручення відрізняються від розрахункових значень за ДСТУ EN 338, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення, представлені тут.</p> <p><sup>a</sup> Розрахункове значення для кругляка підвищується на 20 % за відсутності на ньому кори та лубу без ослаблення крайової зони.</p> <p><sup>b</sup> Характеристичне значення модуля зсуву <math>G_{R,k}</math> всіх класів міцності може прийматися 1,0 Н/мм<sup>2</sup> при розрахунках. При напруженні сколювання необхідно приймати значення модуля зсуву, який дорівнює <math>G_{R,mean} = 0,10 \cdot G_{mean}</math>.</p> <p><sup>c</sup> Для характеристичного значення жорсткості <math>E_{0,05}</math>, <math>E_{90,05}</math> та <math>G_{0,05}</math> розрахунковими значеннями є:  <math>E_{0,05} = 2/3 \cdot E_{0,mean}</math>, <math>E_{90,05} = 2/3 \cdot E_{90,mean}</math>, <math>G_{0,05} = 2/3 \cdot G_{mean}</math>.</p>													

## Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для листяної деревини

№ з/п	Класи міцності	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Значення міцності, Н/мм <sup>2</sup>							
1	Згин $f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
2	Розтяг вздовж $f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
3	Розтяг впоперек $f_{t,90,k}$	0,5					
4	Стиск вздовж $f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
5	Стиск впоперек $f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
6	Сколювання та кручення $f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Значення жорсткості, Н/мм <sup>2</sup>							
7	Модуль пружності вздовж $E_{0,mean}^a$	10 000	10 000	11 000	14 000	17 000	20 000
8	Модуль пружності впоперек $E_{90,mean}^a$	640	690	750	930	1130	1330
9	Модуль зсуву $G_{mean}^a$	600	650	700	880	1060	1250
Значення густини, кг/м <sup>3</sup>							
10	Густина $\rho_k$	530	560	590	650	700	900
<p><b>Примітка.</b> Розрахункове значення характеристичної міцності при розтягу впоперек напрямку волокон <math>f_{t,90,k}</math> відрізняється від розрахункових значень за ДСТУ EN 338, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення, представлені тут.</p> <p><sup>a</sup> Для характеристичного значення жорсткості <math>E_{0,05}</math>, <math>E_{90,05}</math> та <math>G_{0,05}</math> розрахунковими значеннями є:  <math>E_{0,05} = 5/6 \cdot E_{0,mean}</math>, <math>E_{90,05} = 5/6 \cdot E_{90,mean}</math>, <math>G_{0,05} = 5/6 \cdot G_{mean}</math>.</p>							

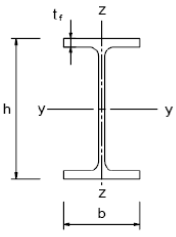
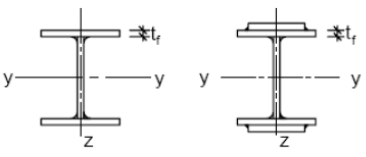
## Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для однорідної клеєної деревини

Класи міцності клеєної деревини		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Значення міцності, Н/мм <sup>2</sup>					
Міцність при згині	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Міцність при розтягу	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Міцність при стиску	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Міцність при сколюванні	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Значення жорсткості, Н/мм <sup>2</sup>					
Модулі пружності	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Модуль зсуву	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Значення густини, кг/м <sup>3</sup>					
Густина	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

## Значення коефіцієнта поздовжнього вигину

$l_0/b_{xx}$	$l_0/b_{xy}$	$\varphi$	$l_0/b_{xx}$	$l_0/b_{xy}$	$\varphi$
$\leq 8$	$\leq 7$	1	24	21	0,73
10	8,5	0,98	26	22,5	0,68
12	10,5	0,96	28	24	0,64
14	12	0,93	30	26	0,59
16	14	0,89	32	28	0,54
18	15,5	0,85	34	29,5	0,49
20	17	0,81	36	31	0,44
22	19	0,77	38	33	0,39

## Вибір кривої втрати стійкості для поперечного перерізу (витяг)

Поперечний переріз Cross section		Межі Limits	Втрата стійкості відносно осі Buckling about axis	Крива втрати стійкості Buckling curve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Прокатні перерізи Rolled sections		$t_f \leq 40$ mm ( $t_f \leq 40$ mm)	y-y z-z	a b	$a_0$ $a_0$
		$40$ mm $< t_f \leq 100$ mm ( $40$ mm $< t_f \leq 100$ mm)	y-y z-z	b c	a a
		$t_f \leq 100$ mm ( $t_f \leq 100$ mm)	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100$ mm ( $t_f > 100$ mm)	y-y z-z	d d	c c
Зварні двотаврові перерізи Welded I-sections		$(t_f \leq 40$ mm) $t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm ( $t_f > 40$ mm)	y-y z-z	c d	c d

## Коефіцієнт недосконалості для кривих втрати стійкості

Крива втрати стійкості Buckling curve	$a_0$	a	b	c	d
Коефіцієнт недосконалості $\alpha$ Imperfection factor $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

T, років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

Проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fm}$  слід визначати лінійною інтерполяцією.

## Строк експлуатації будівель та інженерних споруд

Найменування	Орієнтовне значення розрахункового строку експлуатації $T_{ef}$ , років
<b>Будівлі:</b>	
житлові та громадські	100
виробничі та допоміжні	60
складські	60
сільськогосподарські	50
мобільні збірно-розбірні (у тому числі промислові, житлові та інші)	20
мобільні контейнерні	15
<b>Інженерні споруди:</b>	
мости, в залежності від типу	80-100
греблі	120
тунелі	120
резервуари для води	80
резервуари для нафти і нафтопродуктів	40
резервуари для хімічної промисловості	30
ємнісні конструкції для сипких матеріалів	20-30
башти і щогли, в залежності від призначення	20-40
димові труби	30
теплиці	30
<b>Примітка.</b> Наведені значення $T_{ef}$ не призначені для нарахування амортизаційних відрахувань або для інших цілей, відмінних від оцінювання надійності.	

## Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України (витяг)

Міста обласного підпорядкування	Снігове навантаження $S_0$ (Па)
Київ	1550
Сімферополь	820
Вінниця	1360
Луцьк	1240
Дніпро	1340
Донецьк	1500
Житомир	1460
Запоріжжя	1110
Івано-Франківськ	1410
Херсон	760



## Властивості матеріалів

Матеріал	Густина матеріалу, $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Питома теплоємність матеріалу, $c$ , Дж/кг · К	Коефіцієнт теплопровідності матеріалу $\lambda$ , Вт/м · К
Бетон	2300	1000	1,6
Легкий бетон	1600	840	0,8
Бетонні блоки	2200	1200	1,0
Цегла з отворами	1000	1200	0,4
Цегла повнотіла	2000	1200	1,2

Питоме пожежне навантаження  $q_{f,k}$ , МДж/м<sup>2</sup> для типових приміщень

Приміщення	Середнє значення	80 % квантиль
Житлове	780	948
Лікарняна палата	230	280
Готельний номер	310	377
Бібліотека	1500	1824
Офіс	420	511
Класна кімната в школі	285	347
Торгівельний центр	600	730
Театр (кіно)	300	365
Транспорт (громадське приміщення)	100	122

Примітка. Розподіл Гумбеля приймається для 80 % квантиля.

Коефіцієнти  $\delta_{q1}$ ,  $\delta_{q2}$ 

Площа поверху відсіку $A_f$ [м <sup>2</sup> ]	Ризик виникнення пожежі $\delta_{q1}$	Ризик виникнення пожежі $\delta_{q2}$	Приклади приміщень
25	1,10	0,78	галерея мистецтв, музей, басейн для плавання
250	1,50	1,00	офіси, житлове приміщення, готель, паперова індустрія
2 500	1,90	1,22	машинобудівний завод
5 000	2,00	1,44	хімічна лабораторія, цех фарбування
10 000	2,13	1,66	завод з виготовлення феєрверків або фарб



Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин

Стиснуті внутрішні частини			
Клас	Частина, що згинається	Частина, що стискається	Частина, що згинається та стискається
Розподіл напруження в частинах перерізів (стиск додатній)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	якщо $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	якщо $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Розподіл напруження в частинах перерізів (стиск додатній)			
Клас	Изгибаемый элемент	Сжимаемый элемент	Сжатно-изогнутый элемент
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	якщо $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$ якщо $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

Додаток 24 (продовження)

Звиси полиць			
Прокатні профілі		Зварні профілі	
Клас	Частина, що стискається	Частина, що згинається та стискається	
		Стиснення на кінці	Розтяг на кінці
Розподіл напруження в частинах перерізів (стиск додатній)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Розподіл напруження у частинах перерізів (стиск додатній)			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для $k_\sigma$ див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5	

Додаток 25

Коефіцієнти зниження для діаграми деформування вуглецевих сталей

Температура сталі $\theta_a$ , °C	Коефіцієнти зниження при температурі сталі $\theta_a$ відносно значень $f_y$ і $E_a$ при 20°C		
	Коефіцієнт зниження (відносно $f_y$ ) розрахункової границі текучості $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно $f_y$ ) межі пружності $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно $E_a$ ) для похилої лінійної ділянки області пружних деформацій $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20	1.000	1.000	1.000
100	1.000	1.000	1.000
200	1.000	0.807	0.900
300	1.000	0.613	0.800
400	1.000	0.420	0.700
500	0.780	0.360	0.600
600	0.470	0.180	0.310
700	0.230	0.075	0.130
800	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.0375	0.0675
1000	0.040	0.0250	0.0450
1100	0.020	0.0125	0.0225
1200	0.000	0.0000	0.0000

Примітка. Значення коефіцієнтів для проміжних температур визначається лінійною інтерполяцією

Таблиця 26.1 – Граничне напруження стиску  $f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$  для сталі S235

$\bar{\lambda}$ (20°C)	Температура сталі $\theta_a$					
	400°C	500°C	600°C	700°C	800°C	900°C
	$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ (МПа)					
0.0	235	183	110	54	26	14
0.1	218	171	102	50	24	13
0.2	202	159	94	46	22	13
0.3	187	147	87	42	21	12
0.4	171	136	80	38	19	11
0.5	156	124	72	34	18	10
0.6	140	113	65	30	16	10
0.7	126	102	58	26	15	9
0.8	112	91	51	23	13	8
0.9	99	81	45	20	12	7
1.0	88	73	40	18	11	7
1.1	78	65	35	16	9	6
1.2	70	58	31	14	8	6
1.3	62	52	28	12	8	5
1.4	56	47	25	11	7	5
1.5	50	42	22	10	6	4
1.6	45	38	20	9	6	4
1.7	41	35	18	8	5	4
1.8	37	31	17	7	5	3
1.9	34	29	15	7	4	3
2.0	31	26	14	6	4	3

Таблиця 26.2 – Граничне напруження стиску  $f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$  для сталі S355

$\bar{\lambda}$ (20°C)	Температура сталі $\theta_a$					
	400°C	500°C	600°C	700°C	800°C	900°C
	$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ (МПа)					
0.0	355	277	167	82	39	21
0.1	334	261	157	76	37	20
0.2	313	246	147	71	35	19
0.3	293	231	137	66	33	18
0.4	272	215	126	60	31	17
0.5	250	199	116	54	28	16
0.6	227	182	105	49	26	15
0.7	204	165	94	43	24	14
0.8	182	148	83	38	21	13
0.9	161	132	73	33	19	12
1.0	143	118	65	29	17	11
1.1	126	105	57	25	15	10
1.2	112	93	51	22	14	9
1.3	100	83	45	19	12	8
1.4	89	75	40	17	11	8
1.5	80	67	36	15	10	7
1.6	72	61	32	14	9	6
1.7	65	55	29	13	8	6
1.8	59	50	26	11	7	5
1.9	54	46	24	10	7	5
2.0	49	42	22	9	6	4

Значення критичної температури сталі  $\theta_{a,cr}$  в залежності від ступеня використання несучої здатності  $\mu_0$

$\mu_0$	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	$\mu_0$	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	$\mu_0$	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	$\mu_0$	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	$\mu_0$	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$
0,16	758,5	0,33	649,3	0,50	584,7	0,67	534,3	0,84	482,6
0,17	749,4	0,34	644,7	0,51	581,5	0,68	531,5	0,85	479,0
0,18	740,8	0,35	640,3	0,52	578,3	0,69	528,6	0,86	475,3
0,19	732,7	0,36	636,0	0,53	575,2	0,70	525,8	0,87	471,4
0,20	725,0	0,37	631,8	0,54	572,1	0,71	522,9	0,88	467,3
0,21	717,6	0,38	627,7	0,55	569,1	0,72	520,1	0,89	463,0
0,22	710,6	0,39	623,7	0,56	566,1	0,73	517,2	0,90	458,4
0,23	703,9	0,40	619,8	0,57	563,1	0,74	514,3	0,91	453,5
0,24	697,5	0,41	616,0	0,58	560,1	0,75	511,3	0,92	448,3
0,25	691,4	0,42	612,2	0,59	557,2	0,76	508,4	0,93	442,5
0,26	685,4	0,43	608,6	0,60	554,3	0,77	505,4	0,94	436,1
0,27	679,7	0,44	605,0	0,61	551,4	0,78	502,3	0,95	428,9
0,28	674,2	0,45	601,4	0,62	548,5	0,79	499,2	0,96	420,6
0,29	668,9	0,46	598,0	0,63	545,7	0,80	496,1	0,97	410,6
0,30	663,8	0,47	594,6	0,64	542,8	0,81	492,8	0,98	397,9
0,31	658,8	0,48	591,2	0,65	540,0	0,82	489,5	0,99	380,1
0,32	654,0	0,49	587,9	0,66	537,1	0,83	486,1	1,00	349,1

Номінальні розміри та параметри рівнополочних кутиків

Позначка	Розміри, мм				F, см <sup>2</sup>	Довідкові параметри для осей									I <sub>кр</sub> , см <sup>4</sup>	X <sub>0</sub> , см	Маса 1 м, кг
	b	t	R	r		X—X			X <sub>0</sub> —X <sub>0</sub>		Y <sub>0</sub> —Y <sub>0</sub>						
						I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>x0</sub> макс, см <sup>4</sup>	I <sub>x0</sub> макс, см	I <sub>y0</sub> мин, см <sup>4</sup>	W <sub>y0</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y0</sub> мин, см				
20×20×3	20	3	3,5	1,2	1,13	0,40	0,28	0,59	0,63	0,75	0,17	0,20	0,39	0,23	0,60	0,89	
20×20×4	20	4	3,5	1,2	1,46	0,50	0,37	0,58	0,78	0,73	0,22	0,24	0,38	0,28	0,64	1,15	
25×25×3	25	3	3,5	1,2	1,43	0,81	0,46	0,75	1,29	0,95	0,34	0,33	0,49	0,47	0,73	1,12	
25×25×4	25	4	3,5	1,2	1,86	1,03	0,59	0,74	1,62	0,93	0,44	0,41	0,48	0,59	0,76	1,46	
28×28×3	28	3	4,0	1,3	1,62	1,16	0,58	0,85	1,84	1,07	0,48	0,42	0,55	0,68	0,80	1,27	
30×30×3	30	3	4,0	1,3	1,74	1,45	0,67	0,91	2,30	1,15	0,60	0,53	0,59	0,85	0,85	1,36	
30×30×4	30	4	4,0	1,3	2,27	1,84	0,87	0,90	2,92	1,13	0,77	0,61	0,58	1,08	0,89	1,78	
32×32×3	32	3	4,5	1,5	1,86	1,77	0,77	0,97	2,80	1,23	0,74	0,50	0,63	1,03	0,89	1,46	
32×32×4	32	4	4,5	1,5	2,43	2,26	1,00	0,96	3,58	1,21	0,94	0,71	0,62	1,32	0,94	1,91	
35×35×3	35	3	4,5	1,5	2,04	2,35	0,93	1,07	3,72	1,35	0,97	0,71	0,69	1,37	0,97	1,60	
35×35×4	35	4	4,5	1,5	2,67	3,01	1,21	1,06	4,76	1,33	1,25	0,88	0,68	1,75	1,01	2,10	
35×35×5	35	5	4,5	1,5	3,28	3,61	1,47	1,05	5,71	1,32	1,52	1,02	0,68	2,10	1,05	2,58	
40×40×3	40	3	5,0	1,7	2,35	3,55	1,22	1,23	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	2,08	1,09	1,85	
40×40×4	40	4	5,0	1,7	3,08	4,58	1,60	1,22	7,26	1,53	1,90	1,19	0,78	2,68	1,13	2,42	
40×40×5	40	5	5,0	1,7	3,79	5,53	1,95	1,21	8,75	1,52	2,30	1,39	0,78	3,22	1,17	2,98	
45×45×3	45	3	5,0	1,7	2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	3,00	1,21	2,08	
45×45×4	45	4	5,0	1,7	3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73	
45×45×5	45	5	5,0	1,7	4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	4,71	1,30	3,37	
50×50×3	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	4,16	1,33	2,32	
50×50×4	50	4	5,5	1,8	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,80	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05	
50×50×5	50	5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	6,57	1,42	3,77	
50×50×6	50	6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47	
56×56×4	56	4	6,0	2,0	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44	
56×56×5	56	5	6,0	2,0	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,10	9,41	1,57	4,25	
63×63×4	63	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	11,00	1,69	3,90	
63×63×5	63	5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81	
63×63×6	63	6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,90	1,78	5,72	
70×70×4,5	70	4,5	8,0	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17,00	1,88	4,87	
70×70×5	70	5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38	
70×70×6	70	6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,10	1,94	6,39	
70×70×7	70	7	8,0	2,7	9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,20	1,99	7,39	
70×70×8	70	8	8,0	2,7	10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,20	2,02	8,37	
75×75×5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	23,10	2,02	5,80	
75×75×6	75	6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89	
75×75×7	75	7	9,0	3,0	10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,20	2,10	7,96	
75×75×8	75	8	9,0	3,0	11,50	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,80	8,16	1,47	35,00	2,15	9,02	
75×75×9	75	9	9,0	3,0	12,83	66,10	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,60	2,18	10,07	
75×75×10	75	10	9,0	3,0	14,13	72,11	13,66	2,26	114,13	2,84	30,09	9,57	1,46	42,02	2,22	11,10	
80×80×5,5	80	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	30,90	2,17	6,78	
80×80×6	80	6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	33,40	2,19	7,36	
80×80×7	80	7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	38,30	2,23	8,51	
80×80×8	80	8	9,0	3,0	12,30	73,36	12,80	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43,00	2,27	9,65	
90×90×6	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33	
90×90×7	90	7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64	
90×90×8	90	8	10,0	3,3	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	62,30	2,51	10,93	
90×90×9	90	9	10,0	3,3	15,60	118,00	18,29	2,75	186,00	3,46	48,60	13,48	1,77	68,00	2,55	12,20	
90×90×10	90	10	10,0	3,3	17,17	128,6	20,07	2,74	203,96	3,45	53,23	14,51	1,76	75,37	2,59	13,48	
100×100×6,5	100	6,5	12,0	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,40	2,68	10,06	
100×100×7	100	7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,40	2,71	10,79	
100×100×8	100	8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25	
100×100×9	100	9	12,0	4,0	17,43	163,31	22,66	3,06	259,13	3,86	67,49	17,09	1,97	95,82	2,79	13,68	
100×100×10	100	10	12,0	4,0	19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110,00	2,83	15,10	
100×100×11	100	11	12,0	4,0	21,03	194,15	27,24	3,04	307,85	3,83	80,44	19,79	1,96	113,71	2,87	16,51	
100×100×12	100	12	12,0	4,0	22,80	208,90	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,10	1,95	122,00	2,91	17,90	
100×100×13	100	13	12,0	4,0	24,55	223,23	31,67	3,02	353,41	3,79	93,04	22,29	1,95	130,19	2,95	19,27	
100×100×14	100	14	12,0	4,0	26,28	237,15	33,83	3,00	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138,00	2,99	20,63	
100×100×15	100	15	12,0	4,0	27,99	250,68	35,95	2,99	395,94	3,76	105,41	24,63	1,94	145,26	3,03	21,97	
100×100×16	100	16	12,0	4,0	29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	152,00	3,06	23,30	
110×110×7	110	7	12,0	4,0	15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106,00	2,96	11,89	
110×110×8	110	8	12,0	4,0	17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50	
120×120×8	120	8	14,0	4,6	18,89	259,31	29,58	3,71	411,21	4,67	107,41	23,49	2,39	151,90	3,23	14,83	
120×120×9	120	9	14,0	4,6	21,12	288,36	33,06	3,69	457,52	4,65	119,20	25,71	2,38	169,16	3,28	16,58	
120×120×10	120	10	14,0	4,6	23,33	316,70	36,49	3,68	502,59	4,64	130,80	27,85	2,37	185,90	3,32	18,31	
120×120×11	120	11	14,0	4,6	25,52	344,34	39,86	3,67	546,46	4,63	142,23	29,91	2,36	202,12	3,36	20,03	
120×120×12	120	12	14,0	4,6	27,69	371,31	43,19	3,66	589,13	4,61	153,49	31,90	2,35	217,82	3,40	21,74	

## Межі застосування профнастилів

Для профілів зі вхідними кутами	Для трапецеїдальних профілів з листової сталі
$77,0 \text{ мм} \leq \ell_1 \leq 135,0 \text{ мм}$	$80,0 \text{ мм} \leq \ell_1 \leq 155,0 \text{ мм}$
$110,0 \text{ мм} \leq \ell_2 \leq 150,0 \text{ мм}$	$32,0 \text{ мм} \leq \ell_2 \leq 132,0 \text{ мм}$
$38,5 \text{ мм} \leq \ell_3 \leq 97,5 \text{ мм}$	$40,0 \text{ мм} \leq \ell_3 \leq 115,0 \text{ мм}$
$50,0 \text{ мм} \leq h_1 \leq 130,0 \text{ мм}$	$50,0 \text{ мм} \leq h_1 \leq 125,0 \text{ мм}$
$30,0 \text{ мм} \leq h_2 \leq 60,0 \text{ мм}$	

## Коефіцієнти для визначення межі вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності

	$a_0$ , хв [min]	$a_1$ , хв/мм [min/mm]	$a_2$ , хв [min]	$a_3$ , хв/мм [min/mm]	$a_4$ , мм·хв [mm min]	$a_5$ , хв [min]
Звичайний бетон Normal weight concrete	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Легкий бетон Lightweight concrete	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

## Коефіцієнти для визначення температури частин сталевго настилу

Бетон Concrete	Вогнестійкість, хв. Fire resistance [min]	Частина сталевго листа Part of the steel sheet	$t_0$ , °C	$t_1$ , °C·мм	$t_2$ , °C·мм	$t_3$ , °C	$t_4$ , °C
Звичайний бетон Normal weight concrete	60	Нижня полиця Lower flange	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Рейбро (стінка) Web	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Верхня полиця Upper flange	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Нижня полиця Lower flange	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Рейбро (стінка) Web	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Верхня полиця Upper flange	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Нижня полиця Lower flange	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Рейбро (стінка) Web	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Верхня полиця Upper flange	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Легкий бетон Light weight concrete	30	Нижня полиця Lower flange	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Рейбро (стінка) Web	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Верхня полиця Upper flange	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Нижня полиця Lower flange	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Рейбро (стінка) Web	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Верхня полиця Upper flange	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Нижня полиця Lower flange	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Рейбро (стінка) Web	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Верхня полиця Upper flange	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Нижня полиця Lower flange	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Рейбро (стінка) Web	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Верхня полиця Upper flange	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

## Коефіцієнти визначення температури арматурних стрижнів у ребрі

Бетон Concrete	Вогнестійкість, хв Fire resistance [min]	$c_0, ^\circ\text{C}$	$c_1, ^\circ\text{C}$	$c_2, ^\circ\text{C}\cdot\text{мм}^{0.5}$	$c_3, ^\circ\text{C}\cdot\text{мм}$	$c_4, ^\circ\text{C}/^\circ$	$c_5, ^\circ\text{C}\cdot\text{мм}$
Звичайний бетон Normal weight concrete	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Легкий бетон Light weight concrete	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

## Коефіцієнти зниження для вуглецевої сталі для проєктування поперечних перерізів класу 4 за підвищених температур

Температура сталі Steel Temperature $\theta_a, ^\circ\text{C}$	Коефіцієнт зниження (відносно $f_y$ ) розрахункові границі текучості гарячекатаних та зварних перерізів класу 4 Reduction factor (relative to $f_y$ ) for the design yield strength of hot rolled and welded class 4 sections $k_{p0,2\theta} = f_{p0,2\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно $f_{yb}$ ) розрахункові границі текучості холодноформованих перерізів класу 4 Reduction factor (relative to $f_{yb}$ ) for the design yield strength of cold formed class 4 sections $k_{p0,2\theta} = f_{p0,2\theta} / f_{yb}$
20		1,00
100		1,00
200		0,89
300		0,78
400		0,65
500		0,53
600		0,30
700		0,13
800		0,07
900		0,05
1000		0,03
1100		0,02
1200		0,00

**Примітка 1.** Для проміжних значень температури сталі використовують лінійну інтерполяцію.  
**Note 1:** For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

**Примітка 2.** Визначення  $f_{yb}$  приймають згідно з EN 1993-1-3  
**Note 2:** The definition for  $f_{yb}$  should be taken from EN 1993-1-3

Коефіцієнти зменшення  $k_\theta$  для співвідношень «напруження деформації»  
конструкційної сталі за підвищених температур

Температура сталі $\theta_a$ , [°C] Steel Temperature $\theta_a$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

Визначення коефіцієнта  $k_0$  для незахищених поверхонь

Час	$k_0$
$t < 20$ хв	$t/20$
$t \geq 20$ хв	1,0



Таблиця 36.1 – Залежність мінімального значення товщини покриву з вогнезахисної речовини для забезпечення класу вогнестійкості R45

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ, мм	Коефіцієнт перерізу, $\Delta m/V, \text{м}^{-1}$	Клас вогнестійкості R 45								
		Мінімальна товщина покриву, за якої температура нижча від проектної, мм								
2,80	362	2,421	1,966	1,550	1,167	0,815	0,490	0,476	0,476	0,476
2,90	350	2,404	1,950	1,535	1,155	0,805	0,481	0,476	0,476	0,476
2,90	340	2,390	1,936	1,523	1,144	0,795	0,476	0,476	0,476	0,476
3,00	330	2,375	1,922	1,509	1,132	0,786	0,476	0,476	0,476	0,476
3,10	320	2,359	1,907	1,495	1,120	0,775	0,476	0,476	0,476	0,476
3,20	310	2,342	1,891	1,481	1,107	0,765	0,476	0,476	0,476	0,476
3,30	300	2,324	1,874	1,465	1,093	0,753	0,476	0,476	0,476	0,476
3,40	290	2,305	1,856	1,449	1,079	0,741	0,476	0,476	0,476	0,476
3,60	280	2,285	1,837	1,432	1,064	0,729	0,476	0,476	0,476	0,476
3,70	270	2,264	1,816	1,413	1,048	0,716	0,476	0,476	0,476	0,476
3,80	260	2,241	1,795	1,394	1,031	0,702	0,476	0,476	0,476	0,476
4,00	250	2,216	1,772	1,373	1,013	0,687	0,476	0,476	0,476	0,476
4,20	240	2,190	1,748	1,351	0,994	0,671	0,476	0,476	0,476	0,476
4,30	230	2,163	1,722	1,328	0,974	0,654	0,476	0,476	0,476	0,476
4,50	220	2,133	1,694	1,303	0,952	0,637	0,476	0,476	0,476	0,476
4,80	210	2,100	1,664	1,276	0,929	0,618	0,476	0,476	0,476	0,476
5,00	200	2,065	1,631	1,247	0,905	0,597	0,476	0,476	0,476	0,476
5,30	190	2,028	1,596	1,216	0,878	0,576	0,476	0,476	0,476	0,476
5,60	180	1,986	1,559	1,182	0,849	0,552	0,476	0,476	0,476	0,476
5,90	170	1,941	1,517	1,146	0,819	0,527	0,476	0,476	0,476	0,476
6,30	160	1,892	1,472	1,107	0,785	0,500	0,476	0,476	0,476	0,476
6,70	150	1,838	1,423	1,063	0,749	0,476	0,476	0,476	0,476	0,476
7,10	140	1,778	1,369	1,016	0,709	0,476	0,476	0,476	0,476	0,476
7,70	130	1,711	1,309	0,964	0,666	0,476	0,476	0,476	0,476	0,476
8,30	120	1,636	1,242	0,907	0,618	0,476	0,476	0,476	0,476	0,476
9,10	110	1,552	1,168	0,843	0,565	0,476	0,476	0,476	0,476	0,476
10,0	100	1,456	1,084	0,771	0,506	0,476	0,476	0,476	0,476	0,476

Таблиця 36.2 – Залежність мінімального значення товщини покриву з вогнезахисної речовини для забезпечення класу вогнестійкості R60

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ, мм	Коефіцієнт перерізу, $\Delta m/V, \text{м}^{-1}$	Клас вогнестійкості R 60								
		Мінімальна товщина покриву, за якої температура нижча від проектної, мм								
2,80	362	3,472	2,970	2,511	2,090	1,701	1,342	1,010	0,700	0,476
2,90	350	3,452	2,950	2,492	2,072	1,685	1,328	0,997	0,690	0,476
2,90	340	3,434	2,932	2,474	2,055	1,670	1,315	0,986	0,681	0,476
3,00	330	3,415	2,913	2,456	2,039	1,655	1,302	0,975	0,672	0,476
3,10	320	3,394	2,893	2,437	2,021	1,639	1,288	0,963	0,663	0,476
3,20	310	3,373	2,872	2,417	2,002	1,622	1,273	0,951	0,653	0,476
3,30	300	3,351	2,850	2,396	1,983	1,604	1,257	0,938	0,642	0,476
3,40	290	3,327	2,827	2,374	1,962	1,586	1,241	0,924	0,631	0,476
3,60	280	3,302	2,802	2,350	1,940	1,566	1,224	0,910	0,620	0,476
3,70	270	3,275	2,775	2,325	1,917	1,546	1,206	0,894	0,608	0,476
3,80	260	3,246	2,747	2,298	1,893	1,524	1,187	0,879	0,595	0,476
4,00	250	3,216	2,718	2,270	1,867	1,500	1,167	0,862	0,581	0,476
4,20	240	3,183	2,686	2,240	1,839	1,476	1,146	0,844	0,567	0,476
4,30	230	3,148	2,652	2,208	1,810	1,450	1,123	0,825	0,552	0,476
4,50	220	3,111	2,615	2,174	1,779	1,422	1,099	0,805	0,536	0,476
4,80	210	3,070	2,576	2,137	1,745	1,392	1,073	0,784	0,519	0,476
5,00	200	3,027	2,534	2,098	1,709	1,361	1,046	0,761	0,501	0,476
5,30	190	2,979	2,488	2,056	1,671	1,327	1,017	0,737	0,482	0,476
5,60	180	2,928	2,439	2,010	1,629	1,290	0,986	0,711	0,476	0,476
5,90	170	2,871	2,385	1,960	1,585	1,251	0,952	0,683	0,476	0,476
6,30	160	2,810	2,327	1,906	1,536	1,208	0,916	0,654	0,476	0,476
6,70	150	2,741	2,262	1,847	1,483	1,162	0,877	0,622	0,476	0,476
7,10	140	2,666	2,192	1,783	1,426	1,112	0,835	0,587	0,476	0,476
7,70	130	2,582	2,113	1,711	1,363	1,058	0,789	0,550	0,476	0,476
8,30	120	2,489	2,026	1,633	1,294	0,998	0,739	0,509	0,476	0,476
9,10	110	2,383	1,929	1,546	1,217	0,933	0,684	0,476	0,476	0,476
10,0	100	2,263	1,820	1,448	1,132	0,860	0,623	0,476	0,476	0,476



Таблиця 36.3 – Залежність мінімального значення товщини покритву з вогнезахисної речовини для забезпечення класу вогнестійкості R90

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ, мм	Коефіцієнт перерізу, $\Delta m/V, \text{м}^{-1}$	Клас вогнестійкості R 90								
		Мінімальна товщина покритву, за якої температура нижча від проектної, мм								
2,80	362				3,935	3,474	3,048	2,653	2,286	1,943
2,90	350				3,905	3,445	3,021	2,628	2,262	1,922
2,90	340				3,879	3,420	2,997	2,605	2,242	1,904
3,00	330				3,852	3,394	2,972	2,582	2,221	1,885
3,10	320				3,823	3,366	2,946	2,558	2,199	1,865
3,20	310				3,793	3,337	2,919	2,533	2,175	1,844
3,30	300				3,761	3,307	2,890	2,506	2,151	1,822
3,40	290				3,728	3,275	2,860	2,478	2,125	1,799
3,60	280				3,692	3,241	2,828	2,449	2,099	1,775
3,70	270				3,655	3,205	2,795	2,418	2,070	1,750
3,80	260			4,108	3,615	3,168	2,759	2,385	2,041	1,723
4,00	250			4,064	3,573	3,128	2,722	2,351	2,009	1,695
4,20	240			4,018	3,529	3,085	2,682	2,314	1,976	1,666
4,30	230			3,969	3,481	3,041	2,640	2,276	1,941	1,634
4,50	220			3,917	3,431	2,993	2,596	2,235	1,904	1,601
4,80	210			3,860	3,377	2,942	2,548	2,191	1,865	1,567
5,00	200			3,800	3,319	2,887	2,498	2,145	1,823	1,529
5,30	190			3,734	3,256	2,828	2,444	2,095	1,779	1,490
5,60	180			3,664	3,189	2,766	2,386	2,043	1,732	1,448
5,90	170			3,588	3,117	2,698	2,323	1,986	1,681	1,403
6,30	160		4,035	3,505	3,038	2,625	2,256	1,925	1,626	1,355
6,70	150		3,941	3,414	2,953	2,546	2,184	1,860	1,568	1,304
7,10	140		3,837	3,315	2,860	2,460	2,105	1,789	1,505	1,249
7,70	130		3,723	3,206	2,758	2,366	2,020	1,712	1,437	1,189
8,30	120		3,595	3,085	2,646	2,263	1,927	1,629	1,363	1,125
9,10	110	4,045	3,452	2,951	2,522	2,150	1,825	1,538	1,283	1,055
10,0	100	3,876	3,292	2,801	2,384	2,025	1,713	1,438	1,196	0,979

Таблиця 36.4 – Залежність мінімального значення товщини покритву з вогнезахисної речовини для забезпечення класу вогнестійкості R120

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ, мм	Коефіцієнт перерізу, $\Delta m/V, \text{м}^{-1}$	Клас вогнестійкості R 120								
		Мінімальна товщина покритву, за якої температура нижча від проектної, мм								
2,80	362								3,871	3,475
2,90	350								3,835	3,441
2,90	340								3,803	3,410
3,00	330								3,769	3,379
3,10	320								3,735	3,346
3,20	310								3,698	3,312
3,30	300							4,074	3,660	3,276
3,40	290							4,032	3,620	3,238
3,60	280							3,988	3,578	3,199
3,70	270							3,941	3,533	3,157
3,80	260							3,891	3,487	3,113
4,00	250							3,839	3,438	3,067
4,20	240							3,784	3,386	3,019
4,30	230							3,726	3,331	2,968
4,50	220						4,093	3,664	3,273	2,913
4,80	210						4,023	3,599	3,211	2,856
5,00	200						3,949	3,529	3,145	2,795
5,30	190						3,870	3,454	3,076	2,730
5,60	180						3,785	3,374	3,001	2,661
5,90	170						3,694	3,289	2,921	2,588
6,30	160					4,041	3,596	3,197	2,836	2,509
6,70	150					3,929	3,490	3,098	2,744	2,424
7,10	140					3,807	3,376	2,991	2,645	2,334
7,70	130					3,674	3,251	2,875	2,539	2,236
8,30	120				3,998	3,528	3,115	2,749	2,423	2,130
9,10	110				3,826	3,367	2,966	2,612	2,297	2,015
10,0	100				3,636	3,190	2,802	2,461	2,159	1,891
11,1	90			3,927	3,423	2,993	2,620	2,295	2,009	1,754
12,5	80			3,669	3,184	2,772	2,419	2,112	1,843	1,605

## 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 меж 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.

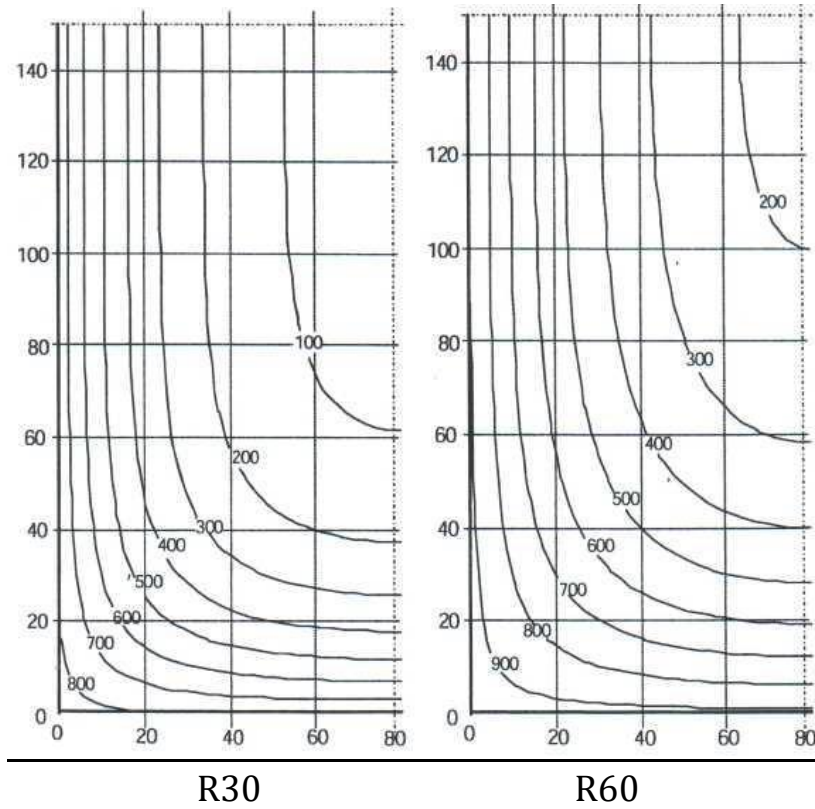
## Температура незахищених сталевих елементів при впливі стандартного температурного режиму протягом 15÷60 хвилин.

Коефіцієнт перерізу $[A_m/V]_{sh}$	Температура сталевих елементів, °C				Коефіцієнт перерізу $[A_m/V]_{sh}$	Температура сталевих елементів, °C			
	15	30	45	60		15	30	45	60
	хвилин	хвилин	хвилин	хвилин		хвилин	хвилин	хвилин	хвилин
10	113	255	406	545	130	620	801	894	940
20	193	428	625	735	140	634	809	895	940
30	264	551	727	831	150	645	814	895	941
40	327	634	759	899	160	655	819	896	941
50	382	689	813	922	170	664	822	896	941
60	430	720	850	931	180	671	825	897	942
70	472	734	870	934	190	677	827	897	942
80	508	741	881	936	200	682	828	897	942
90	538	752	886	937	250	700	833	898	943
100	564	766	890	938	300	708	835	899	943
110	586	780	891	939	350	714	836	900	944
120	604	792	893	939	400	717	837	900	944

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

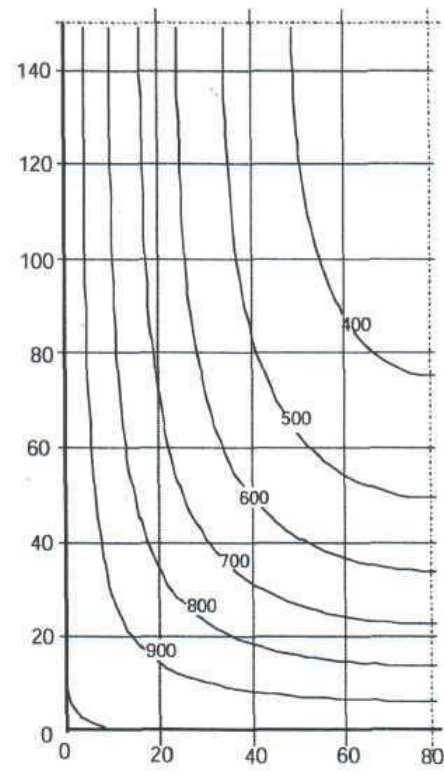
Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм						
	Можливі сполучення $a$ та $b_{min}$ , де $a$ – середня відстань до осі арматури, а $b_{min}$ – ширина балки				Товщина стінки балки, $b_w$		
	Клас WA	Клас WB	Клас WC				
1	2	3	4	5	6	7	8
R30	$b_{min}=80$ $a=25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R60	$b_{min}=120$ $a=40$	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





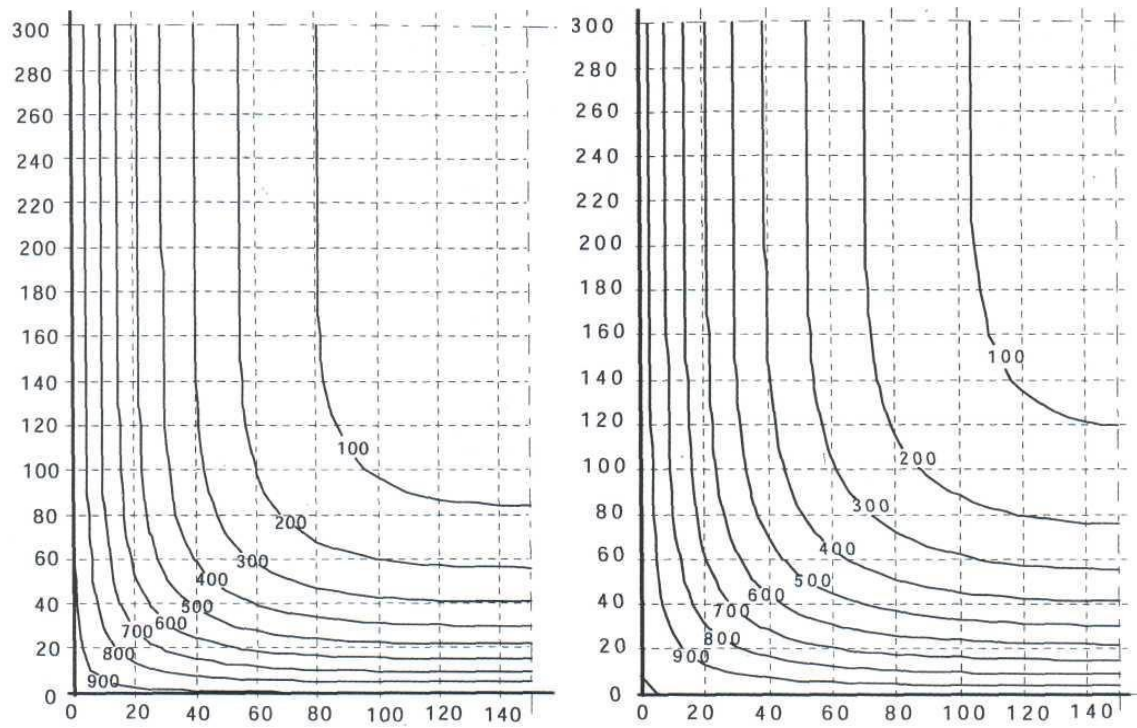
R30

R60



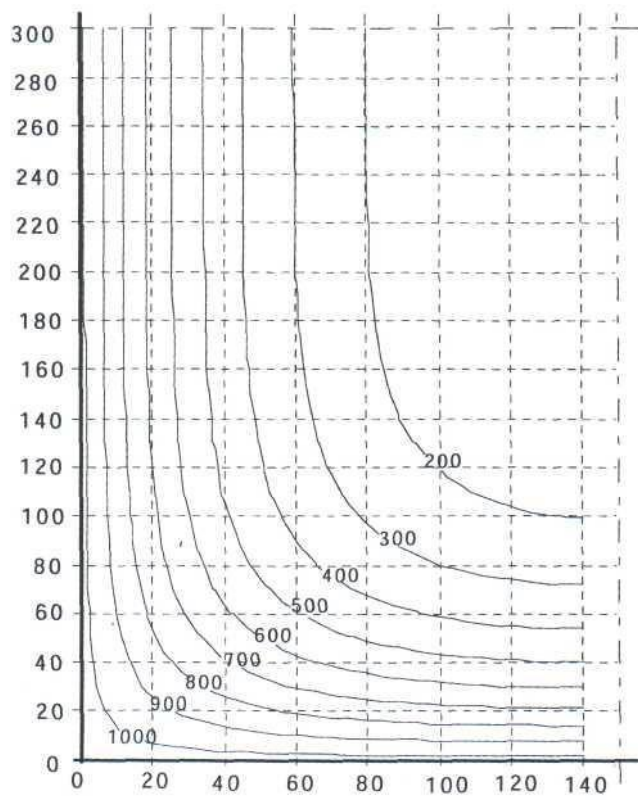
R90

Рисунок 40.1. Температурні криві балки  $h \times b=300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$ , °C



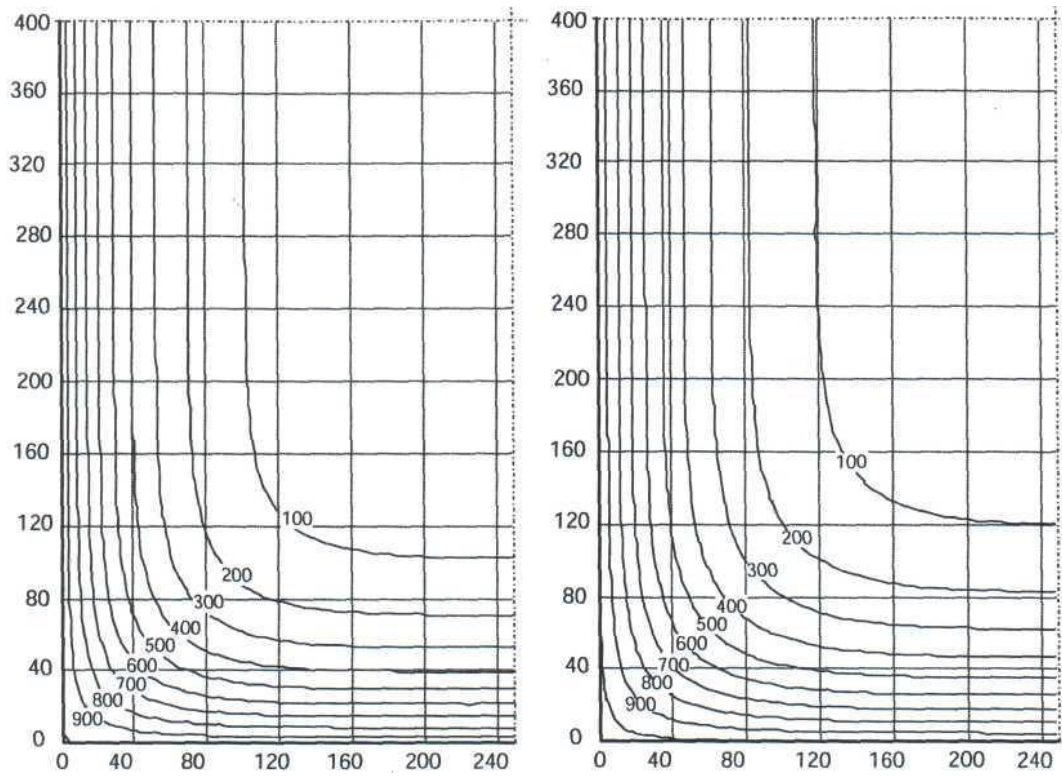
R60

R90



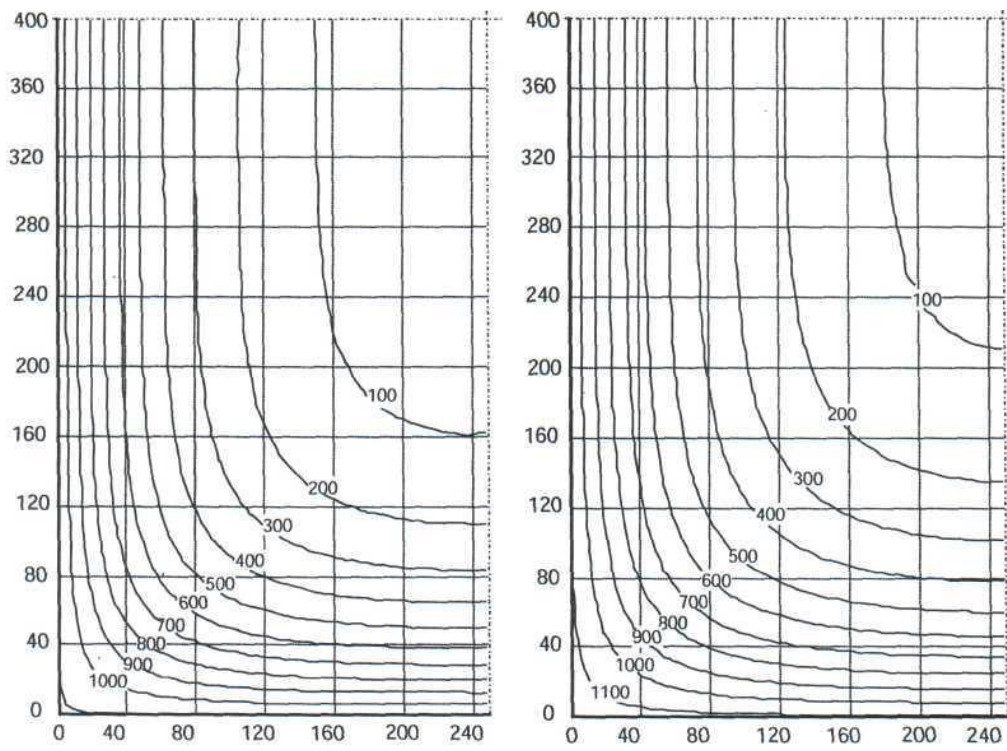
R120

Рисунок 40.2. Температурні криві балки  $h \times b=600 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$ , °C



R90

R120



R180

R240

Рисунок 40.3. Температурні криві балки  $h \times b=800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$ ,  $^{\circ}\text{C}$

## Додаток 41

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

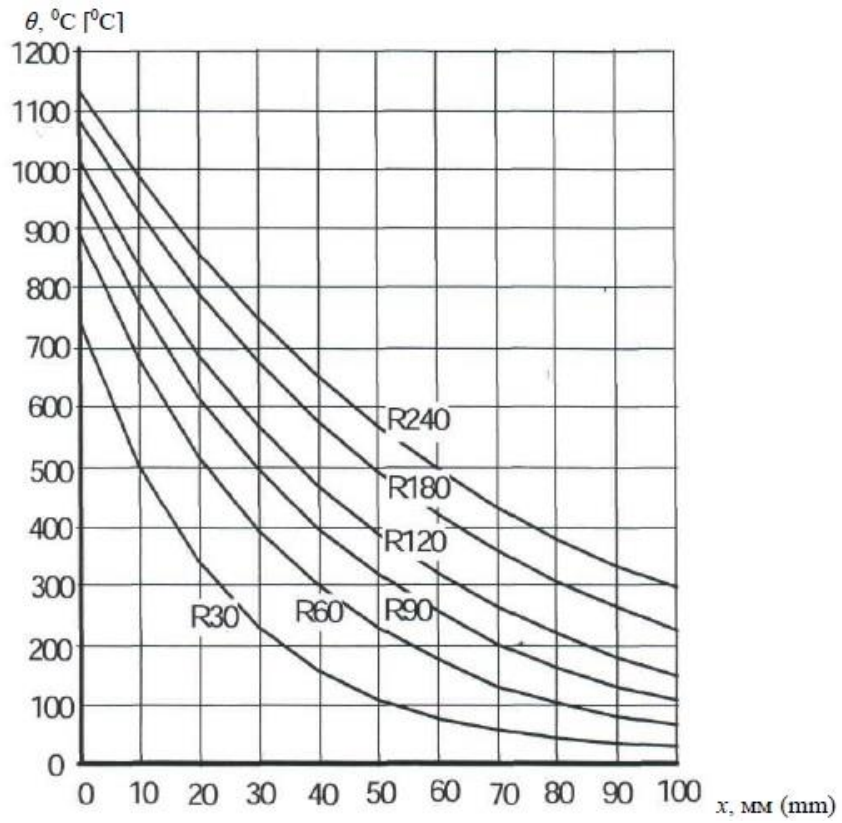
Температура бетону, $\theta$ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	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	-	-

## Додаток 42

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 $h_{ef}$ , мм	Відстань до осі арматури $a$		
		в одному напрямку	в обох напрямках	
			$l_{bx}/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_{bx}/l_x \leq 2$
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





Температурні криві плит ( $h_s = 200\text{mm}$ ) для R60 – R240

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

Температура сталі $\theta$ , °C	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	гаряче- катана	холодно- деформована	гаряче- катана	холодно- деформована	гаряче- катана	холодно- деформована
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

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).

## Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стрижнів										Маса 1м, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Стержнева класів						Дротяна класів		
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,05	-	-	-	-	-	-	x	-	-
4	0,12	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,09	-	-	-	-	-	-	x	x	-
5	0,19	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,15	-	-	-	-	-	-	x	x	x
6	0,28	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,22	x	-	x	-	-	-	-	x	x
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,30	-	-	-	-	-	-	-	x	x
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,39	x	-	x	-	-	-	-	x	x
10	0,78	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,61	x	x	x	x	x	x	-	-	-
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,1	11,3	0,88	x	x	x	x	x	x	-	-	-
14	1,53	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,7	12,3	13,8	15,3	1,20	x	x	x	x	x	x	-	-	-
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,0	12,0	14,0	16,0	18,1	20,1	1,57	x	x	x	x	x	x	-	-	-
18	2,54	5,09	7,63	10,1	12,7	15,2	17,8	20,3	22,9	25,4	1,99	x	x	x	x	x	x	-	-	-
20	3,14	6,28	9,41	12,5	15,7	18,8	21,9	25,1	28,2	31,4	2,46	-	x	x	x	x	x	-	-	-
22	3,80	7,60	11,4	15,2	19	22,8	26,6	30,4	34,2	38,0	2,98	x	x	x	x	x	x	-	-	-
25	4,90	9,82	14,7	19,6	24,5	29,4	34,3	39,2	44,1	49,0	3,85	-	x	x	x	x	x	-	-	-
28	6,15	12,3	18,4	24,6	30,7	36,9	43,1	49,2	55,4	61,5	4,83	-	x	x	x	x	x	-	-	-
32	8,04	16,0	24,1	32,1	40,2	48,2	56,3	64,3	72,3	80,4	6,31	-	x	x	x	x	x	-	-	-
36	10,1	20,3	30,5	40,7	50,9	61,0	71,2	81,4	91,6	101,	7,99	-	-	x	-	-	-	-	-	-
40	12,5	25,1	37,6	50,2	62,8	75,3	87,9	100,	113,	125,	9,80	-	-	x	-	-	-	-	-	-

**Примітка:** Позначкою «x» відмічені діаметри, що прокатуються.

## Сортамент сталевих гарячекатаних двотаврів за ДСТУ 8768:2018

Номер двотавра	Розміри, мм						Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей						
	h	b	s	t	R	r			X-X				Y-Y		
					не більше				$I_x$ , см <sup>4</sup>	$W_{yx}$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$S_{rx}$ , см <sup>3</sup>	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_{ry}$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

Примітка 1. Площа поперечного перерізу і маса 1 м двотавра обчислені за номінальними розмірами; густина сталі прийнята рівною 7,85 г/см<sup>3</sup>.

Примітка 2. Ухил внутрішніх граней полиць двотаврів — від 6 % до 12 %.

Примітка 3. Величини радіусів заокруглення, товщини полиць та ухилу внутрішніх граней полиць вказані в таблиці 1, наведено для побудови калібрів і на готовому прокаті їх не контролюють.

## Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць за ГОСТ 26020-83

№ профіля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові значення для осей						
		h	b	s	t	R		x-x				y-y		
								I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
<b>1. Нормальні двотаври</b>														
10Б1	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	16,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120	64	4,4	6,3		13,21	318	53	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5		19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	8,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	147,2	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9		32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	268	120	5,8	8,5		35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10		39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10		46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10		55,17	11550	662,2	373	14,47	322,9	80,4	3,36
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
50Б1	73	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16

№ профіля	Лінійна щільність,	Розміри, мм					Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові значення для осей						
		h	b	s	t	R		x-x				y-y		
								I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5		147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	26	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5		226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	30	247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,8	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25		328,9	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
<b>2. Широкополицеві двотаври</b>														
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,08	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15		87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14		104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,3	345	250	10,5	16		116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	22	122,40	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16		141,60	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14

№ профіля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові значення для осей						
		<i>h</i>	<i>B</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>		<i>x - x</i>				<i>y - y</i>		
								<i>I<sub>x</sub></i> , см <sup>4</sup>	<i>W<sub>x</sub></i> , см <sup>3</sup>	<i>S<sub>x</sub></i> , см <sup>3</sup>	<i>i<sub>x</sub></i> , см	<i>I<sub>y</sub></i> , см <sup>4</sup>	<i>W<sub>y</sub></i> , см <sup>3</sup>	<i>i<sub>y</sub></i> , см
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18	22	157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	114,4	484	300	11	15	26	145,70	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5		176,60	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5		199,20	84200	3402	1923	20,56	7900	526	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5		221,70	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	28	181,10	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	16	20,5		225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	595	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5		298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	30	216,40	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23		251,70	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5		341,60	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	305,9	718	320	23	36,5		389,70	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17

## **Навчальне видання**

**Тригуб** Володимир Віталійович  
**Отрош** Юрій Анатолійович  
**Рашкевич** Ніна Владиславівна  
**Щолоков** Едуард Едуардович

## **СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ**

Практикум

Підписано до друку 20.01.2024. Формат 60x84/16.  
Папір офсетний 80 г/м<sup>2</sup>. Друк офсетний. Ум. друк. арк. 8,5.  
Тираж прим. Вид. № 01/24. Обл.вид арк. 9,0.  
Сектор редакційно-видавничої діяльності  
Національного університету цивільного захисту України  
61023, м. Харків, вул. Чернишевська, 94

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