

МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА  
ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО  
«ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-  
ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ  
БУДІВЕЛЬНИХ  
КОНСТРУКЦІЙ»



ТЕХНІЧНИЙ КОМІТЕТ № 304  
«ЗАХИСТ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД»

## РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ВІДПОВІДНО ДО ЄВРОКОДУ 2

# ПРАКТИЧНИЙ ПОСІБНИК



Особистий примірник Отроша Ю.А.

МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА  
ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ

**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ  
ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

**ТЕХНІЧНИЙ КОМІТЕТ № 304 «ЗАХИСТ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД»**

**РОЗРАХУНОК  
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ  
НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ВІДПОВІДНО  
ДО ЄВРОКОДУ 2  
ПРАКТИЧНИЙ ПОСІБНИК**

Київ – 2016

УДК  
[624.012.3.042.5:699.812](07)

ББК 38.53-022я7

Р 65

#### АВТОРСЬКИЙ КОЛЕКТИВ

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК):

**В.Г.Поклонський**, канд. техн. наук (науковий керівник);

**О.А.Фесенко**, канд. техн. наук;

**В.Г.Тарасюк**, канд. техн. наук, с.н.с.;

**Ю.І.Немчинов**, докт. техн. наук, професор;

**Х.З.Байтала**;

#### **ТК 304 “Захист будівель та споруд”**

**С.Л.Фомін**, докт. техн. наук, професор (Харківський національний університет будівництва та архітектури);

**П.Г.Круковський**, докт. техн. наук, професор (Інститут технічної теплофізики Національної академії наук України);

**С.В.Новак**, канд.техн.наук, с.н.с. (Український науково-дослідний інститут цивільного захисту);

**Ю.А. Отрош**, канд.техн.наук, доцент (Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля);

**К.В. Калафат**, (Український Центр Сталевого Будівництва).

*Посібник розглянуто і схвалено на засіданні секції з питань технічного регулювання у будівництві та науково-технічній діяльності Науково-технічної ради Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України (протокол №2 від 25.03.2016 р.).*

Р 65 Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2. Практичний посібник / В.Г. Поклонський, О.А. Фесенко, В.Г. Тарасюк та ін. – К.: Інтертехнологія, 2016. – 83 с.

ISBN 978-966-97486-0-7

У посібнику розглянуті проблеми забезпечення вогнестійкості залізобетонних конструкцій. Наведено властивості бетону і арматури за підвищених температур. Представлені табличні дані для визначення вогнестійкості окремих конструкцій, таких як балки, колони, стіни, плити тощо. Викладені загальні положення методів розрахунку залізобетонних конструкцій на вогнестійкість. Розроблені приклади розрахунку окремих залізобетонних конструкцій на вогнестійкість.

Посібник призначений для наукових та інженерно-технічних працівників, а також для студентів, аспірантів і викладачів будівельних спеціальностей.

ISBN 978-966-97486-0-7

© ДП НДІБК Мінрегіону України, 2016, Київ

# ЗМІСТ

<b>ВСТУП</b> .....	<b>4</b>
<b>РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ</b> .....	<b>9</b>
1.1 Сфера застосування.....	9
1.2 Нормативні посилання.....	10
1.3 Припущення.....	10
1.4 Відмінність між Принципами та Правилами застосовування .....	11
1.5 Терміни та визначення понять.....	12
1.6 Позначення .....	13
<b>РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ</b> .....	<b>15</b>
2.1 Вимоги.....	15
2.2 Впливи .....	18
2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів .....	19
2.4 Методи перевірки .....	21
<b>РОЗДІЛ 3 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ</b> .....	<b>26</b>
3.1 Загальні положення .....	26
3.2 Міцнісні та деформаційні властивості матеріалів за підвищених температур .....	26
3.3 Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі.....	37
3.4 Температурне видовження ненапруженої та попередньо напруженої арматури.....	40
<b>РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ</b> .....	<b>41</b>
4.1 Загальні положення .....	41
4.2 Спрощені методи розрахунку.....	41
4.3 Уточнені методи розрахунку .....	46
4.4 Зріз, кручення та анкерування.....	48
4.5 Крихке руйнування .....	49
4.6 З'єднання .....	53
4.7 Вогнезахисні покриття.....	53
<b>РОЗДІЛ 5 РОЗРАХУНОК ЗА ТАБЛИЧНИМИ ДАНИМИ</b> .....	<b>54</b>
5.1 Сфера застосування.....	54
5.2 Загальні правила розрахунку .....	54
5.3 Колони.....	58
5.4 Стіни .....	61
5.5 Розтягнуті елементи.....	63
5.6 Балки .....	64
5.7 Плити.....	68
<b>ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ</b> .....	<b>74</b>
<b>ДОДАТОК А – ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ</b> .....	<b>76</b>
Приклад А.1 – Розрахунок колони на вогнестійкість .....	76
Приклад А.2 – Розрахунок балки на вогнестійкість .....	78
Приклад А.3 – Розрахунок плити на вогнестійкість .....	81
Приклад А.4 – Розрахунок колони на вогнестійкість (Метод А).....	83
Приклад А.5 – Розрахунок колони на вогнестійкість (Метод В).....	85



## ВСТУП

В Україні прийнято низку документів, в яких встановлено **обов'язкові вимоги** пожежної безпеки в будівництві, серед яких:

- Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд;
- ДБН В.1.2-7:2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека»;
- ДБН В.1.1-7:2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва».

Концепція забезпечення виконання основної вимоги з пожежної безпеки будівельних виробів, будівель та споруд, яка визначена у Технічному регламенті, містить положення стосовно того, що будівельні об'єкти повинні проектуватись і зводитись так, щоб у разі виникнення пожежі:

- несуча здатність будівельних конструкцій зберігалась протягом певного проміжку часу;
- поява і поширення вогню та диму всередині будівельного об'єкта були обмеженими;
- було обмежене поширення пожежі на сусідні будівельні об'єкти;
- люди могли залишити об'єкт або могли бути врятовані іншим способом;
- враховувалась безпека пожежно-рятувальних підрозділів".

Для гарантування встановлених вимог пожежної безпеки в частині вогнестійкості будівельних конструкцій розроблені такі національні стандарти:

- 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)»;
- 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)»;
- 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)»;
- 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)»;
- 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)»;
- ДСТУ-Н Б EN 1996-1-2:2012 «Єврокод 6. Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1996-1-2:2005, IDT)».
- ДСТУ-Н Б EN 1999-1-2:2010 «Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1999-1-2:2007, IDT)».

У Посібнику викладені основні принципи та правила застосування Єврокодів щодо проектування з урахуванням вимог для забезпечення вогнестійкості залізобетонних конструкцій будівель.

Посібник охоплює частини ДСТУ-Н Б EN 1990 «Єврокод: Основи проектування конструкцій», ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції під час пожежі. Частина 1-2», ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 «Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1» та ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 «Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість».

Згідно з постановою Кабінету Міністрів України №547 від 23 травня 2011 року використання Єврокодів поширюється на здійснення проектування конструкцій будівель і споруд (нового будівництва та реконструкції), які належать до **I - IV категорій складності**.

## Структура та порядок викладення

(1) Всі розділи і пункти посібника мають наскрізну нумерацію, що, як правило, відповідає нумерації ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2. Там, де використовується інша нумерація, дано відповідні примітки. У полі ліворуч на кожній сторінці наведено посилання на відповідні пункти і розділи.

(2) *Р У Єврокодах виокремлюють принципи та правила застосування. Принципи маркуються буквою Р після номера пункту. Правила застосування – це загальноприйняті положення, які відповідають принципам і задовольняють їх вимоги. Це розділення збережено і в даній публікації, де для зручності принципи виділяються курсивом.*

Додаткова інформація та пояснення окремих положень Єврокоду у публікації наведено на блакитному фоні шрифтом коричневого кольору, наприклад, як цей текст. Слід зазначити, що в Єврокодах немає поняття додаткової інформації. Це інформація, що взята з інших допоміжних джерел, які доповнюють Єврокоди, але не суперечать їм.

НБ.N.N

Відомості щодо використання параметрів, які дозволено визначати на національному рівні (ПВНР), наведено відповідно до обов'язкового Додатку НБ «Національний додаток до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012» Зміни №1 до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 та виділено аналогічно цьому тексту жовтим фоном.

### Загальні відомості

Програма будівельних Єврокодів включає стандарти, що, в основному, складаються з декількох частин. На рисунку 0.1 показано взаємозв'язок між Єврокодами [35].

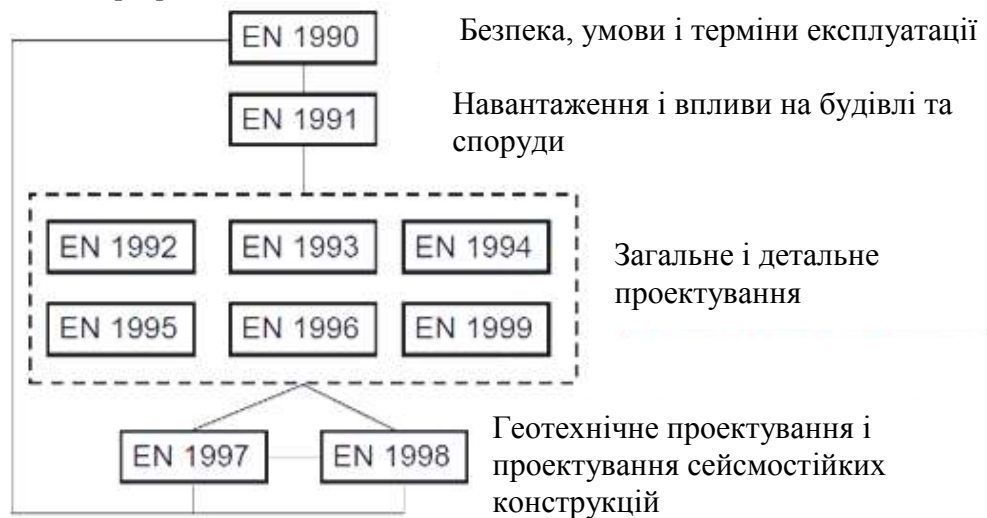


Рисунок 0.1 – Взаємозв'язки Єврокодів

Частини будівельних Єврокодів, що встановлюють правила для розрахунку конструкцій на вогнестійкість, стосуються особливих підходів до пасивного вогнезахисту при проектуванні будинків та будь-яких їх частин для забезпечення **необхідної несучої здатності** та **обмеження поширення пожежі**.

Розрізняють визначені підходи та підходи, що засновані на роботі конструкцій. Визначені підходи використовують номінальний температурний режим для відтворення теплових впливів. Підхід, що заснований на роботі конструкцій, використовує інженерно-технічне забезпечення пожежної безпеки та застосовується для теплових впливів, що ґрунтуються на фізичних і хімічних параметрах.

Для проектування згідно з цим посібником необхідно використовувати

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 для визначення теплових та механічних впливів на конструктивну систему, її частину або окрему конструкцію за умов пожежі.

Інформацію щодо альтернативних методів перевірки вогнестійкості в цьому посібнику наведено в таблиці 0.1 та на рисунку 1 (*fib Bulletin* 38 [1]).

**Таблиця 0.1:** Варіанти методів перевірки вогнестійкості

	Табличні дані	Спрощені методи розрахунку	Уточнені методи розрахунку
<p><b>Аналіз окремої конструкції</b> Кожна конструкція розглядається окремо. Непрямі вогневі впливи не враховуються, окрім тих, які є результатом перепаду температур</p>	<p><b>ТАК</b> - дані наведено тільки для стандартного температурного режиму, див. 5..1(1); - дані можуть бути визначені для інших температурних режимів пожежі</p>	<p><b>ТАК</b> - стандартний та параметричний температурні режими, див. 4.2.1(1); - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму, див. 4.2.2(1); - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовують тільки для температурних режимів аналогічних стандартному, див. 4.2.4.1(2)</p>	<p><b>ТАК,</b> В 4.3.1(1)Р наведено тільки основні положення</p>
<p><b>Аналіз частини конструктивної системи</b> Враховані непрямі вогневі впливи у межах частини конструктивної системи, але без взаємодії в часі з іншими її частинами.</p>	<p><b>НІ</b></p>	<p><b>ТАК</b> - стандартний та параметричний температурні режими, див. 4.2.1(1); - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму, див. 4.2.2(1); - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовують тільки для температурних режимів, аналогічних стандартному, див. 4.2.4.1(2)</p>	<p><b>ТАК</b> В 4.3.1(1)Р наведено тільки основні положення</p>



<b>Аналіз конструктивної системи</b> Розглядаються непрямі вогневі впливи на всю конструктивну систему.	<b>НІ</b>	<b>НІ</b>	<b>ТАК</b> В 4.3.1(1)Р наведено тільки основні положення
--	-----------	-----------	---

Особистий примірник Отроша Ю.А.

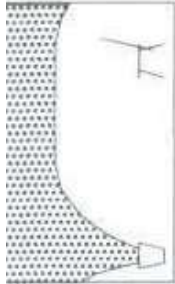


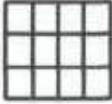














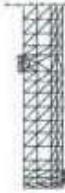

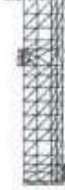








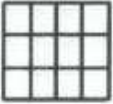



<p>Модель пожежі</p> <p>Розрахункова схема</p>	<p>Рівномірний розподіл температури у відсіку: однозонні моделі</p> <p>Номінальні температурні режими</p> <p>Параметричні температурні режими</p> <p>Нерівномірний розподіл температури у відсіку: багатозонні моделі / реальна пожежа</p>			<p>Нерівномірний розподіл температури у відсіку: багатозонні моделі / реальна пожежа</p> 
<p>Аналіз конструкції</p> 	<p>Номінальні температурні режими</p>    <p><math>R = f(t, \theta, \dots)</math></p> 	<p>Параметричні температурні режими</p>    <p><math>R = f(t, \theta, \dots)</math></p> 	<p>Нерівномірний розподіл температури у відсіку: багатозонні моделі / реальна пожежа</p> <p><math>R = f(t, \theta, \dots)</math></p>  	
<p>Аналіз частини конструктивної системи</p> 	<p>Номінальні температурні режими</p>   <p><math>R = f(\theta, \dots)</math></p> 	<p>Параметричні температурні режими</p>   <p><math>R = f(\theta, \dots)</math></p> 	<p>Нерівномірний розподіл температури у відсіку: багатозонні моделі / реальна пожежа</p>  	
<p>Розрахунок конструктивної системи</p> 	<p>Номінальні температурні режими</p>  	<p>Параметричні температурні режими</p>  	<p>Нерівномірний розподіл температури у відсіку: багатозонні моделі / реальна пожежа</p>  	
<p>Випробування</p>  <p>Табличні дані</p> 	<p>Спрощений метод розрахунку</p> <p><math>R = f(t, \theta, \dots)</math></p> 	<p>Уточнений метод розрахунку</p> 	<p>Можливо, у майбутньому</p> <p>?</p> 	

Рисунок 1 – Варіанти методів перевірки вогнестійкості

## РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

### 1.1 Сфера застосування

#### 1.1.1 Сфера застосування Єврокода 2

- (1)P Єврокод 2 поширюється на проектування залізобетонних конструкцій будівель та споруд. Він відповідає принципам і вимогам щодо безпеки і експлуатаційної придатності конструкцій, основам їх проектування та перевірки, які наведені в EN 1990 – Основи проектування конструкцій.
- (2)P Єврокод 2 стосується вимог щодо несучої здатності та стійкості, експлуатаційної придатності, довговічності і вогнестійкості залізобетонних конструкцій. Інші вимоги, наприклад, щодо тепло- та звукоізоляції, не розглядаються.
- (3)P Передбачається користуватися Єврокодом 2 разом із:
- EN 1990 «Основи проектування конструкцій»
  - EN 1991 «Дії на конструкції»
  - стандарти на будівельні вироби, які мають відношення до залізобетонних конструкцій
  - ENV 13670-1 «Виготовлення залізобетонних конструкцій. Частина 1: Загальні правила»
  - EN 1998 «Проектування сейсмостійких конструкцій», якщо залізобетонні конструкції зводяться в сейсмічних районах.
- (4)P Єврокод 2 складається з таких частин:
- Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд
  - Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
  - Частина 2: Залізобетонні мости
  - Частина 3: Гідротехнічні підпірні та захисні конструкції

1.1.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1992-1-1  
[2]

(1)P У частині 1-1 Єврокоду наведено загальні основи для проектування неармованих, зі звичайним і попередньо напруженим армуванням залізобетонних конструкцій на важких і легких заповнювачах та конкретні норми для будівель.

(4)P Частина 1-1 не поширюється на:

- застосування гладкої арматури;
- вогнестійкість;
- особливі питання спеціальних типів будівель (висотні будівлі);
- особливі питання спеціальних типів цивільних споруд (віадуки, мости, дамби, резервуари під тиском, прибережні платформи або водозахисні споруди).

#### 1.1.2 Сфера застосування EN 1992-1-2

- (1)P Частина 1-2 EN 1992 поширюється на проектування залізобетонних конструкцій на випадок аварійних ситуацій під час пожежі та призначена для використання разом з EN 1992-1-1 та EN 1991-1-2. Частина 1-2 визначає відмінності або доповнює вимоги до проектування за нормальної температури.
- (2)P Частина 1-2 EN 1992 стосується тільки пасивних методів вогнезахисту. Активні методи вогнезахисту не розглядаються.

1.3 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3] (1)Р Додатково до загальних припущень EN 1990 застосовують такі припущення:  
– будь-які активні та пасивні системи вогнезахисту, що враховані при проектуванні, будуть підтримані у належному стані;  
– вибір відповідного проектного сценарію пожежі зроблено достатньо кваліфікованими та досвідченими спеціалістами або визначено відповідними державними постановами.

- (3)Р Частина 1-2 EN 1992 поширюється на залізобетонні конструкції, що мають виконувати конкретні функції під час пожежі:  
- запобігання передчасному руйнуванню конструкції (несуча функція)  
- обмеження поширення вогню (полум'я, гарячих газів, надлишкового нагрівання) за межі визначених зон (огороджувальна функція).
- (4)Р В частині 1-2 EN 1992 наведено основні принципи та правила (дивись EN 1991-1-2) розрахунку залізобетонних конструкцій щодо встановлених вимог для вищенаведених функцій та рівнів роботи.
- (5)Р Частина 1-2 EN 1992 стосується конструктивних систем або їх частин, що належать до сфери застосування EN 1992-1-1 та запроектовані відповідним чином. За винятком:  
- конструкцій із зовнішньою попередньо напруженою арматурою;  
- конструкцій оболонок.
- (6)Р Методи, що наведені в EN 1992-1-2, застосовують для важкого бетону класу міцності до C90/C105 включно і для легкого бетону класу міцності до LC55/60. Додаткові та альтернативні методи визначення для класів міцності бетону вище C50/60 наведені в розділі 6 EN 1992-1-2.

## 1.2 Нормативні посилання

- (1) Наступні нормативні документи містять положення, які через посилання у цьому тексті встановлюють Правила застосування EN 1992-1-2. Для датованих посилань подальші поправки або зміни для будь-яких з цих публікацій не застосовуються. Проте сторонам угод, заснованих на цьому європейському стандарті, рекомендується вивчити можливість застосування останніх видань нормативних документів, зазначених нижче. Для недатованих посилань використовують останню версію нормативного документа.
- EN 1363-2: Випробування на вогнестійкість – Частина 2: Альтернативні та додаткові методи;
  - EN 1990: Єврокод: Основи проектування конструкцій;
  - EN 1991-1-2: Єврокод 1: Дії на конструкції – Частина 1-2: Загальні дії – Дії на конструкції під час пожежі;
  - EN 1992-1-1: Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила та правила для будівель
  - EN 10080: Сталь для армування бетону – Арматурна сталь, що піддається зварюванню – Загальні правила
  - EN 10138-2: Попередньо напружена сталь – Частина 2: Дріт
  - EN 10138-3: Попередньо напружена сталь – Частина 3: Канат
  - EN 10138-4: Попередньо напружена сталь – Частина 4: Стрижень

## 1.3 Припущення

- (1) Застосовують загальні припущення, що наведені в EN 1990 та EN 1992-1-1.

1.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 [4] (1) Проектування, яке застосовує Принципи та прикладні правила, вважається таким, що відповідає вимогам, якщо виконуються припущення, викладені в EN 1990 - EN 1999 (див. Розділ 2).  
(2) Загальні припущення EN 1990 є такими:  
- вибір конструктивної системи та розрахунок конструкцій виконують достатньо кваліфіковані і досвідчені фахівці;  
- будівельні роботи виконує персонал, який має відповідну майстерність та досвід;  
- належний нагляд та перевірка якості здійснюється під час виконання робіт, наприклад, у проектних організаціях, на фабриках, заводах і будівельних майданчиках;  
- будівельні матеріали та вироби використовують згідно з EN 1990 чи EN 1991 - EN 1999, або відповідними стандартами на виконання робіт, технічними умовами на матеріали і вироби;  
- конструкція буде підтримуватися у належному стані;  
- конструкція буде використовуватися згідно з припущеннями проектування.

1.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [2] (1) *Р* Додатково до загальних передумов EN 1990 застосовують такі припущення:  
- конструкції проектують фахівці відповідної кваліфікації та досвіду;  
- на фабриках, підприємствах і будівельному майданчику забезпечено належний нагляд і контроль якості;  
- будівництво здійснює персонал, що має необхідні навички і досвід;  
- конструкційні матеріали і вироби застосовують так, як це визначено цим Єврокодом або відповідними технічними умовами на матеріали і вироби;  
- експлуатація будівлі відбуватиметься за умов належного нагляду;  
- будівлю експлуатуватимуть згідно з призначенням за проектом;  
- вимоги щодо виробництва і кваліфікації відповідають положенням ENV 13670.

#### **1.4 Відмінність між Принципами та Правилами застосовування**

(1) Застосовують правила, що наведені в EN 1990.

1.4 ДСТУ-Н Б EN 1990 [4] (1) Залежно від статусу окремих пунктів розрізняють Принципи і Правила застосування.  
(2) Принципи містять:  
- загальні твердження і визначення, для яких немає вибору, а також вимоги й аналітичні моделі, для яких вибір не передбачено, окрім спеціально зазначеного.  
(3) Принципи позначають літерою Р після номера пункта.  
(4) Правила застосування – це загально визнані правила, які відповідають Принципам і забезпечують їх вимоги.  
(5) Допустимо застосовувати інші правила проектування, що відрізняються від Правил застосування, наведених в EN 1990 для будівель та споруд за умови, що показано їх узгодженість із відповідними Принципами і, щонайменше, їх рівнозначність стосовно безпеки конструкцій, експлуатаційної придатності і довговічності, які були б очікуваними у разі використання Єврокодів.  
**Примітка.** Якщо альтернативним правилом проектування замінено Правило застосування, то кінцевий проект не може претендувати на повну відповідність EN 1990, хоча він задовольнятиме вимоги Принципів EN 1990.



(6) Правила застосування позначають числом у дужках.

## 1.5 Терміни та визначення понять

У частині 1-2 EN 1992 застосовують терміни та визначення понять, що наведені в EN 1990 і EN 1991-1-2, разом з додатковими термінами:

1.5.2.5 ДСТУ-Н Б EN 1990 [4]	<b>Аварійна розрахункова ситуація</b> Розрахункова ситуація, яка відноситься до виняткових умов конструкції або впливу на неї, включаючи пожежу, вибух, зіткнення або локальне руйнування
1.5.2.6	<b>Розрахунок при пожежі</b> Розрахунок конструкції для забезпечення експлуатаційних характеристик, які вимагаються у разі пожежі
1.5.2.12	<b>Граничні стани</b> Стани, за межами яких конструкція більше не відповідає належним розрахунковим критеріям
1.5.2.13	<b>Граничні стани за несучою здатністю</b> Стани, пов'язані з руйнуваннями або іншими подібними формами відмови конструкції
1.5.1	<b>Критична температура нагрівання арматури</b> Температура арматури, за якої очікується руйнування конструкції під час пожежі (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R), що відбувається <u>за даного рівня напруження арматури</u>
1.5.2	<b>Протипожежна стіна</b> Стіна між двома частинами будинку (двома будинками), яка має необхідну вогнестійкість і конструктивну стійкість, з урахуванням дії можливих горизонтальних навантажень, у тому числі і при односторонньому обваленні будівельних конструкцій, які до неї примикають
1.5.3	<b>Максимальний рівень напруження</b> Рівень напруження для заданої температури, за якого на діаграмі “напруження-деформація” для сталі відбувається перехід у пластичну стадію
1.5.4	<b>Частина конструктивної системи</b> Відокремлена частина цілої конструктивної системи з відповідними граничними умовами та умовами спирання
1.5.5	<b>Вогнезахисні покриття</b> Матеріали або сполучення матеріалів, що нанесені на конструкцію для підвищення вогнестійкості
1.5.6	<b>Приведений поперечний переріз</b> Переріз конструкції для розрахунку на вогнестійкість, що застосовується при використанні методу приведення поперечного перерізу. Його отримують шляхом виключення із залишкового поперечного перерізу частин, міцність та жорсткість яких дорівнюють нулю.

1.5.1.3 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]	<b>Противопожежний відсік</b> Простір всередині будівлі, що займає один або декілька поверхів, оточений огорожувальними конструкціями таким чином, щоб запобігти поширенню вогню протягом пожежі відповідної тривалості
1.5.1.4	<b>Вогнестійкість</b> Здатність конструктивної системи, частини конструктивної системи або окремої конструкції відповідати обов'язковим вимогам (несуча здатність та/або огорожувальна здатність) для визначеного рівня навантаження, визначеного вогневого впливу та визначеного проміжку часу
1.5.1.8	<b>Цілісність (E)</b> Здатність огорожувальної конструкції, що зазнає вогневого впливу з однієї сторони, запобігати проникненню полум'я та гарячих газів крізь себе на її необігрівну поверхню
1.5.1.9	<b>Теплоізолювальна здатність (I)</b> Здатність огорожувальної конструкції, що зазнає вогневого впливу з однієї сторони, обмежувати підвищення температури на її необігрівній поверхні нижче встановлених рівнів
1.5.1.10	<b>Несуча здатність (R)</b> Здатність конструктивної системи або окремої конструкції витримувати при пожежі встановлені впливи відповідно до визначених критеріїв
1.5.3.15	<b>Стандартний температурний режим</b> Номінальний температурний режим, що визначений у EN 13501-2, для представлення моделі повністю розвинутої пожежі у протипожежному відсіку
1.5.3.16	<b>Температурні режими</b> Залежність температури газового середовища, яке оточує поверхні конструкцій, від часу. Можуть бути: – <b>номінальні</b> : загальноприйняті температурні режими, що призначені для класифікації або перевірки вогнестійкості, наприклад стандартний температурний режим, температурний режим зовнішньої пожежі, режим вуглеводневої пожежі; – <b>параметричні</b> : режими, які встановлюють, ґрунтуючись на моделі пожежі та фізичних параметрах, що визначають умови в протипожежному відсіку

## 1.6 Позначення

1.6.1 Додаткові символи до EN 1992-1-1  
(1)Р *Додаткові символи, що використовуються:*

*Великі латинські літери*

$E_{d,fi}$  розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі

$E_d$  розрахунковий навантажувальний ефект за нормальної температури

$R_{d,fi}$  розрахунковий опір під час пожежі;  $R_{d,fi}(t)$  для часу  $t$

R 30 або R 60, ... клас вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартним температурним режимом

E 30 або E 60 ... клас вогнестійкості за ознакою втрати цілісності протягом 30 або 60 хвилин за стандартним температурним режимом

I 30 або I 60, ... клас вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартним температурним режимом  $T$  температура, К (порівняти з температурою  $\theta$ , °C);  
 $X_k$  характеристичне значення міцності або деформативності за нормальних температур  
 $X_{d,fi}$  розрахункове значення міцності або деформативності під час пожежі

*Малі латинські літери*

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

*Малі грецькі літери*

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

**1.6.2 Додатково до EN 1992-1-1**

використовують такі індекси:

$f_i$  значення під час пожежі  
 $t$  залежність від часу  
 $\theta$  залежність від температури.

## РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ

### 2.1 Вимоги

2.1 ДСТУ-Н Б EN 1990 [4]	<i>(3)Р У разі пожежі несуча здатність повинна бути достатньою протягом визначеного періоду часу</i>
2.1.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [2]	<b>2.1.1 Загальні положення</b> <i>Якщо встановлені вимоги до механічного опору під час пожежі, несучі залізобетонні конструкції проектують та будують таким чином, щоб вони зберігали несучу здатність протягом визначеного вогневого впливу.</i>  <b>6.2.2.5</b> ДБН В 1.2-7 [5] <i>При визначенні міцності та стійкості будівельних конструкцій під час пожежі необхідно звертати увагу на наслідки теплового розширення, пов'язані з деформаціями та/або виходом із ладу елементів конструкцій.</i>  <i>(1)Р Проектування залізобетонних конструкцій здійснюється відповідно до загальних положень EN 1990.</i>  <i>(3)Р Основні вимоги Розділу 2 EN 1990 вважаються забезпеченими для залізобетонних конструкцій, якщо одночасно виконані такі умови:</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- проектування відбувається за методом граничних станів у поєднанні з методом коефіцієнтів надійності відповідно до EN 1990;</li><li>- навантаження і впливи прийняті відповідно до EN 1991;</li><li>- сполучення навантажень виконують відповідно до EN 1990;</li><li>- несуча здатність, довговічність і придатність до нормальної експлуатації забезпечена відповідно до EN 1992-1-1.</li></ul> <b>Примітка.</b> При забезпеченні вимоги щодо вогнестійкості (Розділ 5 EN 1990 і EN 1992-1-2) можуть бути прийняті <b>більші розміри</b> конструкції порівняно з розмірами прийнятими при проектуванні за нормальної температури.
(2)Р	<i>У разі необхідності розподілу будівлі на протипожежні відсіки конструкції, що огорожують відсік, <u>включно з вузлами їх з'єднання</u>, слід проектувати і будувати таким чином, щоб вони зберігали огорожувальну здатність протягом відповідного вогневого впливу. Це має бути забезпечено, у разі необхідності, щоб:</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- не відбувалась втрата цілісності, див. EN 1991-1-2</li><li>- не відбувалась втрата теплоізолювальної здатності, див. EN 1991-1-2</li><li>- обмежувалось теплове випромінювання з необігрівної сторони.</li></ul>
<b>Примітка 1.</b> <b>Примітка 2.</b>	Див. визначення в EN 1991-1-2. Для залізобетонних конструкцій, розглянутих в цій частині 1-2, критерій теплового випромінювання не застосовується.
(3)Р	<i>Критерій деформації застосовують у разі, коли засоби захисту або критерії розрахунку для огорожувальних конструкцій потребують урахування деформацій несучих конструкцій.</i>
(4)	Деформації несучих конструкцій не враховуються: <ul style="list-style-type: none"><li>- при оцінці ефективності засобів вогнезахисту згідно з 4.7;</li><li>- якщо огорожувальні конструкції відповідають вимогам для номінального вогневого впливу.</li></ul>

### 2.1.2 Номінальний вогневий вплив

(1)Р Для стандартного температурного режиму конструкції мають відповідати граничним станам з вогнестійкості  $R$ ,  $E$  та  $I$  таким чином (рисунок 2):

- огороджувальні: граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати цілісності  $E$  (цілісність) та, якщо вимагається, граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності  $I$  (теплоізолювальна здатність)
- несучі: граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності  $R$  (несуча здатність)
- огороджувальні та несучі: граничні стани з вогнестійкості  $R$ ,  $E$  та, якщо вимагається,  $I$ .

(2) Граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності  $R$  вважається забезпеченим, якщо забезпечена несуча здатність протягом визначеного періоду часу під час вогневого впливу.

(3) Граничним станом за ознакою втрати теплоізолювальної здатності  $I$  є перевищення середньої температури на необігрівній поверхні над початковою середньою температурою цієї поверхні на 140 К або перевищення температури в довільній точці необігрівної поверхні над початковою температурою в цій точці на 180 К.

Посібник до EN 1991-1-2 [34] Стандартний температурний режим пожежі застосовують протягом багатьох років для визначення відносних експлуатаційних характеристик будівельних конструкцій.

Крім стандартного температурного режиму для визначення вогнестійкості застосовують інші номінальні температурні режими пожежі: температурний режим зовнішньої пожежі, температурний режим вуглеводневої пожежі та температурний режим пожежі, що повільно розвивається. Ці режими ще називають додатковими/альтернативними стандартизованими температурними режимами  $U$  разі їх застосування клас вогнестійкості будівельної конструкції позначається відповідними умовними літерами граничних станів.

Olivier VASSART (2012) [6]



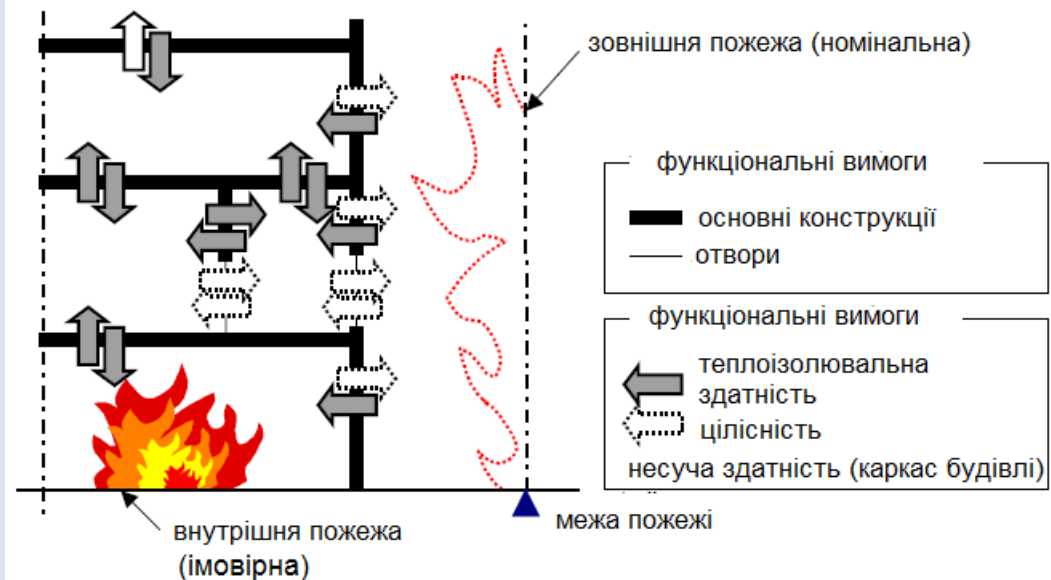
Рисунок 2 – Критерії вогнестійкості

(4) За температурного режиму зовнішньої пожежі застосовуються ті ж самі граничні стани ( $R$ ,  $E$ ,  $I$ ), але посилання на цю криву позначають літерами «ef» (див. EN 1991-1-2), див. рисунок 3.

(5) За температурного режиму вуглеводневої пожежі застосовуються ті ж самі граничні стани ( $R$ ,  $E$ ,  $I$ ), але посилання на цю криву позначають літерами «HC» (див. EN 1991-1-2).

(6) Коли вертикальна огорожувальна несуча або ненесуча конструкція має відповідати вимогам сприйняття удару (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати здатності чинити опір механічному удару  $M$ ), конструкція повинна витримувати горизонтальне зосереджене навантаження згідно з EN 1363-2.





**Рисунок 3 – Функціональні вимоги при розрахунку конструкцій на вогнестійкість**

### 2.1.3 Параметричний вогневий вплив

- (1) Несуча здатність має бути забезпечена протягом всієї пожежі, включаючи фазу затухання, або визначеного проміжку часу (рисунк 4).

Параметричні температурно-часові криві для опису пожежі представляють собою приклад спрощеного методу визначення температурного режиму газового середовища всередині відсіку.

Параметричний підхід застосовується тільки до фази пожежі, яка настає після загального спалаху і набуває особливої важливості при розрахунках конструкцій.

При використанні параметричного підходу розподіл температури у відсіку передбачається однорідним.



**Рисунок 4 – Розвиток пожежі в будівлі**

- (2) Для перевірки огорожувальної здатності застосовується наступне:
- перевищення середньої температури необігрівної поверхні має бути не більше 140 K, а підвищення максимальної температури у будь-якій точці цієї поверхні має бути не більше 180 K протягом фази нагрівання, доки не буде досягнута максимальна температура газового середовища;
  - протягом фази затухання перевищення середньої температури необігрівної поверхні має бути не більше  $\Delta\theta_1$ , а перевищення максимальної температури у будь-якій точці цієї поверхні не більше  $\Delta\theta_2$ .

**Примітка.** Значення  $\Delta\theta_1$  та  $\Delta\theta_2$ , що використовуються в країні, може бути зазначено в її Національному

Додатку. Рекомендовані значення  $\Delta\theta_1=200\text{ K}$  та  $\Delta\theta_2=240\text{ K}$ .

## НБ.2.1 Значення $\Delta\theta_1$ і $\Delta\theta_2$

До пункту 2.1.3(2)

Положення зазначеного пункту прийняті без змін.

## 2.2 Впливи

(1)Р Теплові та механічні впливи приймають згідно з EN 1991-1-2.

2.1 (3)Р Навантаження і впливи на будівлі та споруди внаслідок пожежі класифікують як випадкові (аварійні), дивися EN 1990:2002, 6.4.3.3(4).  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]

4.1 (1)Р Прикладені та вимушені видовження й деформації, що спричинені змінами температур внаслідок вогневого впливу, викликають навантажувальні ефекти, наприклад, сили та моменти, окрім випадків, коли вони:  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]

– незначні або сприятливі;

– враховані традиційно вибраними умовами стирання та граничними умовами і/або беззастережно враховані традиційно визначеними вимогами пожежної безпеки.

(2) Для оцінки непрямих впливів необхідно розглянути:

– вимушене теплове розширення конструкцій, наприклад, колон у багатоповерхових каркасних будинках з діафрагмами жорсткості;

– різне теплове розширення статично невизначених конструкцій, наприклад, нерозрізних плит перекриття;

– температурні градієнти в межах поперечних перерізів, що спричиняють внутрішні напруження;

– теплове розширення прилеглих конструкцій, наприклад, зміщення оголовка колони через розширення плити перекриття або видовження підвісних конструкцій (рисунок 5);

– теплове розширення конструкцій, що впливає на конструкції за межами протипожежного відсіку.

(3) Розрахункові значення непрямих впливів внаслідок пожежі  $A_{ind,d}$  слід визначати на основі розрахункових значень теплофізичних та механічних властивостей матеріалу, що наведені в Частинах 1-2 з розрахунку на вогнестійкість EN 1992 – EN 1996 та EN 1999, та відповідного вогневого впливу.

(4) Непрямі впливи від прилеглих конструкцій не розглядаються, якщо вимоги пожежної безпеки стосуються конструкцій, що розглядаються за стандартним температурним режимом пожежі.

fib Bulletin  
54 [8]

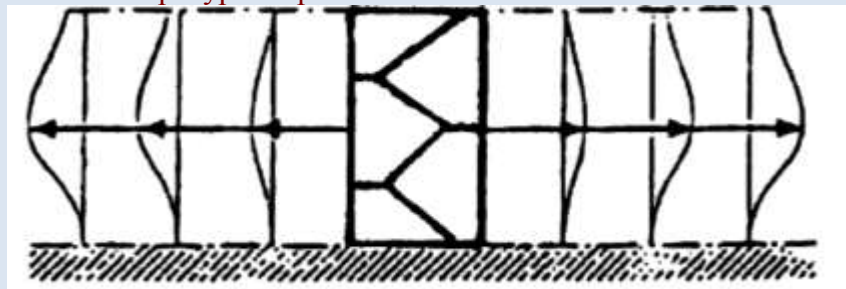


Рисунок 5 – Ефект впливу центральної сходової клітки на колони при пожежі

6.4.3.3 (1) Загальний вигляд впливу дій повинен визначатися:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.11a)$$

ДСТУ-Н Б EN 1990 [4]

(2) Комбінація дій у дужках { } може виражатись як:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

Вибір між  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  або  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  слід співвідносити з відповідною випадковою розрахунковою ситуацією (удар, пожежа або життєздатність після випадкової події чи ситуації).

- (2) На додаток до EN 1991-1-2 ступінь чорноти (коефіцієнт теплового випромінювання) бетонної поверхні приймається 0,7.

### 2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів

- (1)P Розрахункові значення механічних властивостей матеріалів (міцність та деформативність)  $X_{d,fi}$  наведені нижче:

$$X_{fi,d} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

де:

$X_k$  – характеристичне значення міцнісних чи деформаційних властивостей (зазвичай  $f_k$  чи  $E_k$ ) для розрахунку за нормальних температур згідно з EN 1992-1-1;

$k_{\theta}$  – коефіцієнт зниження міцнісних чи деформаційних властивостей ( $X_{k,\theta}/X_k$ ) залежних від температури матеріалу, див. 3.2.;

$\gamma_{M,fi}$  – коефіцієнт надійності для відповідних властивостей матеріалу під час пожежі.

- (2) Розрахункові значення теплофізичних властивостей матеріалу  $X_{d,fi}$  визначають таким чином:

- збільшення значень властивостей в цілях безпеки:

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- зменшення значень властивостей в цілях безпеки:

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

де:

$X_{k,\theta}$  – значення властивостей матеріалу при розрахунках на вогнестійкість, залежних від температури матеріалу (розділ 3);

$\gamma_{M,fi}$  – коефіцієнт надійності відповідних властивостей матеріалу під час пожежі.

**Примітка 1.** Значення  $\gamma_{M,fi}$ , що використовується в країні, може бути зазначене в її Національному Додатку. Рекомендовані значення:

- для теплофізичних властивостей бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури  $\gamma_{M,fi} = 1,0$

- для механічних властивостей бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури  $\gamma_{M,fi} = 1,0$

**Примітка 2.** Якщо рекомендовані значення змінюються, відповідні табличні дані потребують зміни.

#### НБ.2.2 Значення коефіцієнту $\gamma_{M,fi}$

До пункту 2.3(2)P

Положення зазначеного пункту прийняті без змін.

#### 2.4.2.4 Коефіцієнти надійності для матеріалів

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (1) При перевірці граничних станів необхідно застосовувати коефіцієнти надійності для матеріалів  $\gamma_C$  і  $\gamma_S$ .

[2] Примітка. Величини  $\gamma_C$  і  $\gamma_S$  для використання у конкретній країні встановлюються національним додатком. Рекомендовані величини для довготривалих і короткотривалих та аварійних розрахункових випадків наведені у таблиці 2.1N. Ці значення не використовуються при перевірці вогнестійкості, для яких необхідно посилатися на EN 1992-1-2.

Для перевірки утомленості рекомендуються коефіцієнти надійності  $\gamma_{C,fat}$  і

$\gamma_{S,fat}$ , наведені у таблиці 2.1N, для довготривалих розрахункових випадків.  
Таблиця 2.1N – Коефіцієнти надійності для матеріалів при граничних станах

Розрахункові випадки	$\gamma_c$ для бетону	$\gamma_s$ для арматурної сталі	$\gamma_s$ для попередньо напруженої сталі
Довготривалий і короткотривалий	1,5	1,15	1,15
Аварійний	1,2	1,0	1,0

НБ.2.7 Величини окремих коефіцієнтів надійності для матеріалів  $\gamma_c$  і  $\gamma_s$  при  
Зміна №1 до перевірки граничних станів  
ДСТУ-НБ  
EN 1992-1-1 [9]

До пункту 2.4.2.4(1)

- Коефіцієнти надійності для бетону  $\gamma_c$  застосовується відповідно до вимог 2.4.2.4(1).
- Коефіцієнти надійності для арматурної сталі  $\gamma_s$  застосовуються:
  - при використанні арматурної сталі, виготовленої згідно з ДСТУ EN 10080 відповідно до 2.4.2.4(1);
  - при використанні арматурної сталі, виготовленої згідно з ДСТУ 3760 відповідно до 2.4.1 ДБН В.2.6-98.

2.4.1 **Коефіцієнти надійності для матеріалів**  
ДБН В.2.6-98 [10] При перевірці граничних станів необхідно застосовувати коефіцієнти надійності для матеріалів  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{ct}$  і  $\gamma_s$ .

Рекомендовані величини  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{ct}$  і  $\gamma_s$  наведені у таблиці 2.1. Ці значення не використовуються при перевірці вогнестійкості, для якої необхідно використовувати вказівки, наведені в ДБН В.1.2-7 та ДБН В.1.1-7.

Таблиця 2.1 – Коефіцієнти надійності матеріалів для граничних станів

Вид матеріалу	Перша група			Друга група	
	$\gamma_c$	$\gamma_{ct}$	$\gamma_s$	$\gamma_c$ $\gamma_{ct}$	$\gamma_s$
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3*	1,5/1,3*		1,0**	
Стрижнева арматура класів: A240С***			1,05		1,0
A400С, А-III діаметром, мм: 6 - 40			1,10		1,0
A500С діаметром, мм: 8-22			1,15		1,0
25-32			1,20		1,0
A600, A600С, A600К, A800, A800К, A800СК, A1000			1,2		1,0
Дротяна арматура класів: Дріт В, Вр			1,25		1,0
V500			1,20		1,0
Арматурні канати К-7 та К-15			1,2		1,0

\*) У чисельнику наведені коефіцієнти надійності  $\gamma_{ct}$  при призначенні  $f_{ctd, 0,05}$  (табл. 3.1), у знаменнику – коефіцієнти надійності  $\gamma_{ct}$  при призначенні  $f_{ctd, 0,95}$ .

\*\*) При аварійних навантаженнях приймаються такі коефіцієнти надійності матеріалів для розрахунку за першою групою граничних станів:  $\gamma_c = 1,00$ ,  $\gamma_{ct} = 1,00$ ,  $\gamma_s = 1,00$ .

\*\*\*) Арматурний прокат класів A240С, A400С, A500С, A600, A600С, A600К, A800, A800К, A800СК, A1000 згідно з ДСТУ 3760.

Дріт В і Вр згідно з ГОСТ 7348 (СТ СЭВ 5728).

Сталь гарячекатана для армування залізобетонних конструкцій А-III (А400) згідно з ГОСТ 5781.

Сталь для армування бетону V500 згідно з ДСТУ ENV 10080.

Канати сталеві арматурні К-7 згідно з ГОСТ 13840.

	<p>Величина коефіцієнта <math>\gamma_c</math> призначена виходячи зі значення коефіцієнта варіації міцності бетону на стиск 13,5 %, на розтяг <math>\gamma_{ct}</math> – 15 %, для сталі <math>\gamma_s</math> – від 7 до 10 %. При відповідному контролі якості можна приймати фактичні коефіцієнти варіації, що не охоплені конкретними положеннями цих Норм.</p>
	<p><b>2.4 Методи перевірки</b></p> <p><b>2.4.1 Загальні положення</b></p> <p>(1)P <i>Модель конструктивної системи, що прийнята для розрахунку за цією частиною 1-2 EN 1992, відображає очікувану роботу конструкцій під час пожежі.</i></p>
2.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]	<p>(1) Розрахунок вогнестійкості будівельних конструкцій враховує такі етапи:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– вибір відповідних проектних сценаріїв пожежі;</li> <li>– визначення відповідних температурних режимів;</li> <li>– розрахунок підвищення температури в будівельних конструкціях;</li> <li>– розрахунок механічної роботи конструктивної системи, її частини або окремої конструкції в умовах пожежі.</li> </ul>
(2)P	<p>Необхідно перевірити вплив пожежі на відповідному проміжку часу <math>t</math>:</p> $E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (2.3)$ <p>де <math>E_{d,fi}</math> – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, що визначається згідно з EN 1991-1-2, і включає результат від теплового розширення та деформації</p> <p><math>R_{d,fi}</math> – відповідний розрахунковий опір під час пожежі.</p>
(3)	<p>Розрахунок конструкцій під час пожежі виконують за розділом 5 EN 1990.</p>
5.1.4 ДСТУ-Н Б EN 1990 [4]	<p>(1)P <i>Конструктивний розрахунок при пожежі повинен базуватися на проектних пожежних сценаріях (див. EN 1991-1-2), і повинен розглядати моделі зростання температури в межах конструкції, також як і моделі механічної роботи конструкції при збільшенні температури.</i></p> <p>(2) <i>Характеристики, які вимагаються від конструкції, що піддана дії пожежі, повинні бути перевірені за допомогою загального розрахунку конструктивної системи, розрахунку частини конструктивної системи або розрахунку окремої конструкції, а також з використанням табличних даних або результатів випробувань.</i></p> <p>(3) <i>Робота конструкції, що піддана дії пожежі, повинна бути оціненою, враховуючи одно з двох:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- реальне виникнення пожежі, або</li> <li>- модельоване виникнення пожежі,</li> </ul> <p><i>а також супутніх дій.</i></p>
Примітка	<p>Для перевірки відповідності вимогам нормованої вогнестійкості достатньо провести аналіз окремої конструкції.</p>
(4)	<p>Коли правила застосування, що наведені в частині 1-2, дійсні лише для стандартного температурного режиму, це зазначається у відповідних пунктах.</p>
(5)	<p>Табличні дані, що наведені в розділі 5, базуються на стандартному температурному режимі.</p>
(6)P	<p><i>Як альтернатива проектуванню шляхом розрахунком, пожежна безпека може базуватись на результатах вогневих випробувань або на поєднанні результатів вогневих випробувань з розрахунками, див. EN 1990, розділ 5.</i></p>



### 2.4.2 Аналіз конструкції

- (1) Навантажувальний ефект визначають з розрахунку конструкцій в момент часу  $t=0$  з використанням коефіцієнтів сполучення  $\psi_{1,1}$  або  $\psi_{2,1}$  відповідно до EN 1991-1-2, розділ 4.
- (2) Як спрощення до 2.4.2.1 навантажувальний ефект можна отримати з розрахунку конструкцій за нормальної температури (рисунки 6):

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

де  $E_d$  – розрахункове значення відповідного зусилля чи моменту за нормальних температур на основі сполучення навантажень (див. EN 1990);  $\eta_{fi}$  – коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі.

Background Documents to EN 1992-1-2 [11]

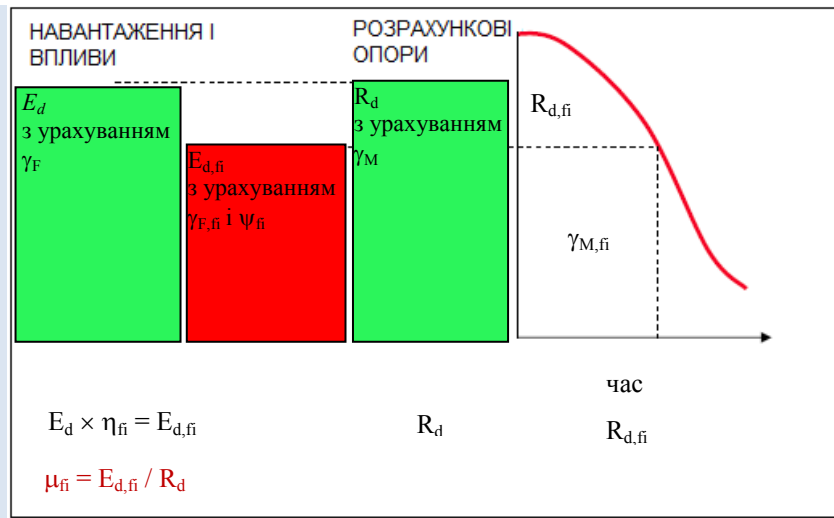


Рисунок 6 – Роз'яснення щодо рівня і зниження навантаження

- (3) Коефіцієнт зниження  $\eta_{fi}$  для сполучення навантажень за формулою (6.10) в EN 1990 має визначатись за:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

або для сполучень навантажень (6.10а) та (6.10б) в EN 1990 як менше значення в наведених нижче формулах:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

де  $Q_{k,1}$  – головне змінне навантаження;

$G_k$  – характеристичне значення постійного навантаження;

$\gamma_G$  – коефіцієнт надійності постійного навантаження;

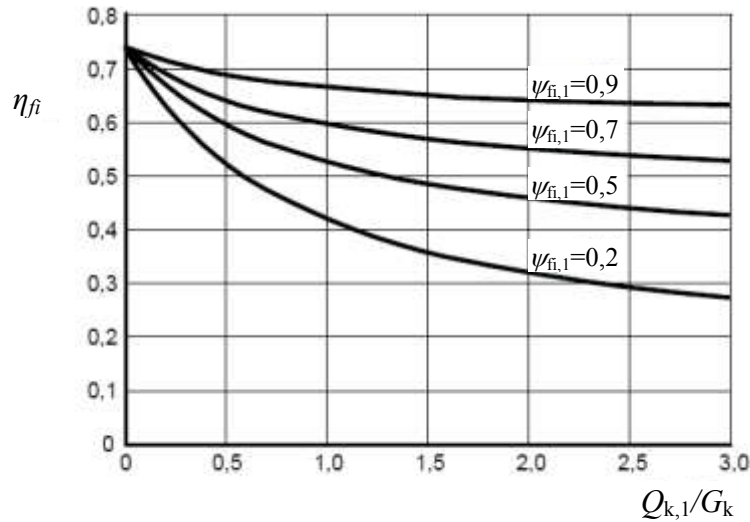
$\gamma_{Q,1}$  – коефіцієнт надійності змінного навантаження 1;

$\psi_{fi}$  – коефіцієнт сполучення навантажень для циклічних та квазіпостійних значень, наведених як  $\psi_{1,1}$  або  $\psi_{2,1}$  згідно з EN 1991-1-2

$\xi$  – коефіцієнт зниження для несприятливого постійного навантаження  $G$ .

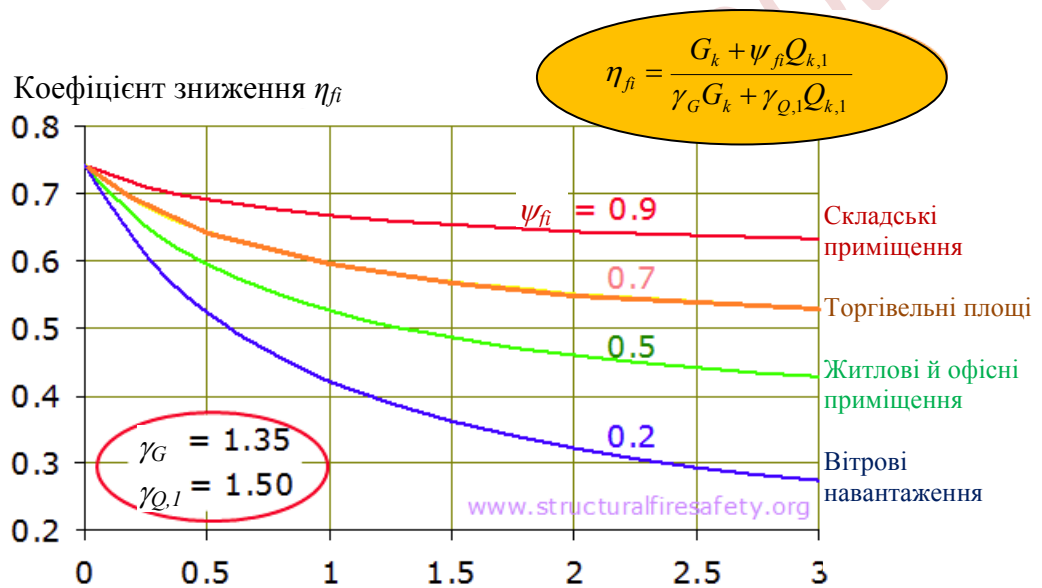
**Примітка 1.** Стосовно формули (2.5), приклади зміни значень коефіцієнтів зниження  $\eta_{fi}$  залежно від відношення навантажень  $Q_{k,1}/G_k$  для формули (2.4) та різних значень коефіцієнту сполучення  $\psi_{1,1}$  наведено на рисунку 2.1 з такими припущеннями, що  $\gamma_{GA}=1,0$ ,  $\gamma_G=1,35$  та  $\gamma_Q=1,5$  (рисунки 7). Формули (2.5a) та (2.5b) надають більш точні значення. Рекомендовані значення коефіцієнту надійності наведені у відповідному Національному додатку до EN 1990.

**Примітка 2.** Як спрощення може використовуватись рекомендоване значення  $\eta_{fi}=0,7$ .



**Рисунок 2.1** – Зміна коефіцієнта зниження  $\eta_{fi}$  залежно від співвідношення навантажень  $Q_{k,1}/G_k$

Fabienne  
ROBERT  
(2012)  
[13]



**Рисунок 7** – Приклад визначення коефіцієнта зниження  $\eta_{fi}$

Зміна №2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990 [4]

#### НБ.2.4 Величини коефіцієнтів $\psi$

До пункту А1.2.2 (Таблиця А1.1)

У таблиці НБ.2.2 надані значення коефіцієнтів  $\psi$  для будівель і споруд, що будуються на території України.

**Таблиця НБ.2.2** – Величини коефіцієнтів  $\psi$  для будівель і споруд

Навантаження, впливи	Значення		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Прикладені навантаження на будівлі, категорії (див. EN 1991-1-1):	0,7	0,5	0,35
Категорія А: житлові приміщення	0,7	0,5	0,35
Категорія В: офісні приміщення	0,7	0,7	0,6
Категорія С: приміщення, де можливо скупчення людей	0,7	0,7	0,6
Категорія D: торговельні площі	1,0	0,9	0,8
Категорія Е: складські приміщення			
Категорія F: проїзна частина для транспортного засобу з вагою:			
а) не більше ніж 30 кН	0,7	0,7	0,6
б) більше 30 кН, але не перевищує 160 кН	0,7	0,5	0,3

Категорія Н: дахи, покрівля <sup>a)</sup>	0,7	0	0
Снігові навантаження на будівлі *	0,6	0,5	0,3
Вітрове навантаження на будівлі *	0,6	0,2	0
Температура (без пожежі) в будівлях	0,6	0,5	0

a) Див. також ДСТУ-Н EN 1991-1-1, пункт 3.3.2(1)

### НБ.2.6 Розрахункові величини дій (STR/GEO) (Комплект В)

До пункту А1.3.1(1) (Таблиця А.1.2(В))

При визначенні розрахункових величин дій для граничних станів за несучою здатністю в постійних та перехідних розрахункових ситуаціях замість таблиці А1.2(В) потрібно користуватися таблицею НБ.2.4.

#### Таблиця НБ.2.4 – Розрахункові величини дій (STR/GEO) (Комплект В)

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

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

### НБ.3.3 Диференціація завдяки заходам, які мають відношення до часткових коефіцієнтів

До пункту В3.3(1)

#### Національне пояснення

Як шлях реалізації диференціації надійності використовують коефіцієнти, значення котрих приймаються залежно від класу об'єкта і типу розрахункової ситуації за наступною таблицею.

#### Таблиця НБ.3.3 – Значення коефіцієнтів $K_{FI}$

Клас відповідальності споруди	Категорія відповідальності конструкції	Значення коефіцієнтів $K_{FI}$ , які використовуються в розрахункових ситуаціях		
		усталених	перехідних	аварійних
СС3	А	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	В	1,150	0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	В	1,000	0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	В	0,950	0,900	

5.1.4 (4) Статичну роботу конструкції за підвищеної температури слід оцінювати відповідно до EN 1992 – EN 1996 та EN 1999, які надають теплові та конструкційні моделі для розрахунку.

(5) Там, де прийнятно для специфічних матеріалів та методів оцінки:

- теплові моделі можуть базуватись на припущенні однорідної або неоднорідної температури в межах поперечного перерізу та вздовж конструкцій;

- моделі можуть бути обмежені розрахунком окремих конструкцій або можуть враховувати взаємодію між конструкціями при виникненні пожежі.

(6) Моделі механічної роботи конструкцій при підвищених температурах повинні бути нелінійними.

3.30 ДБН В.1.2- 14 [12]	<p><b>Нелінійність</b></p> <p>Відсутність лінійної залежності між впливами і навантажувальними ефектами, що призводить до порушення принципу незалежності дії сил:</p> <p><b>- геометрична</b> нелінійна залежність між деформаціями і переміщеннями, обумовлена величиною переміщень і поворотів, що розглядаються;</p> <p><b>- фізична</b> нелінійна залежність між деформаціями і напруженнями, обумовлена фізичними властивостями матеріалів, що застосовані в конструкції</p>
-------------------------------	--

- (4) Потрібно брати до уваги лише вплив температурних деформацій, що є наслідком температурних градієнтів поперечного перерізу. Вплив теплового поздовжнього або поперечного розширення може не враховуватися.
- (5) Граничні умови на опорах і кінцях конструкції, які приймають в момент часу  $t=0$ , вважаються незмінними протягом пожежі.
- (6) Табличні дані, спрощені або уточнені методи розрахунку, наведені у 5, 4.2 та 4.3 відповідно, застосовуються для перевірки **окремих конструкцій** під час пожежі.

#### **2.4.3 Аналіз частини конструктивної системи**

- (1) Застосовується 2.4.2 (1).
- (2) Як альтернатива загальному розрахунку конструктивної системи під час пожежі в момент часу  $t=0$  опорні реакції, внутрішні зусилля та моменти на межі частини конструктивної системи можна отримати з розрахунку конструкцій за нормальних температур, як наведено в 2.4.2.
- (3) Частина конструктивної системи, що розраховується, має визначатися на основі ймовірного поширення тепла та температурних деформацій таким чином, щоб їх взаємодія з іншими частинами конструкції була представлена незалежними від часу опорними та граничними умовами під час вогневого впливу.
- (4)P *В межах частини конструктивної системи, що аналізується, необхідно враховувати характерний вид відмови під час пожежі, властивості матеріалу, що залежать від температури, та жорсткість окремої конструкції, вплив теплового розширення та температурні деформації (непрямий вплив пожежі).*
- (5) Граничні умови на опорах, зусилля та моменти на межі частини конструктивної системи у момент часу  $t=0$  вважаються незмінними під час пожежі.

#### **2.4.4 Розрахунок конструктивної системи**

- (1)P *При проведенні розрахунку конструктивної системи під час пожежі необхідно враховувати характерний вид відмови під час пожежі, властивості матеріалу, що залежать від температури, та жорсткість конструкції, теплове розширення та температурні деформації (непрямий вплив пожежі).*

## РОЗДІЛ 3 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ

### 3.1 Загальні положення

(1)Р Значення властивостей матеріалів, що наведені в цьому розділі, приймають відповідно до характеристичного значення згідно з 2.3 (1).

(2) Значення можуть використовуватись у спрощеному (див. 4.2) та уточненому методах розрахунку (див. 4.3).

Можна застосовувати альтернативні закони зміни властивостей матеріалу за умови, що вони не суперечать експериментальним даним.

Примітка. Властивості легкого бетону в цьому посібнику не наведені.

(3) Механічні властивості бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури за нормальної температури (20 °C) приймають як для розрахунку згідно з EN 1992-1-1.

### 3.2 Міцнісні та деформаційні властивості матеріалів за підвищених температур

#### 3.2.1 Загальні положення

Числові значення міцнісних та деформаційних властивостей, що надані в цьому розділі, визначені як для стаціонарного так і нестационарного режиму випробувань, а також іноді у поєднанні обох режимів. Так як ефект повзучості не враховується, моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовуються для швидкості нагрівання від 2 К/хв до 50 К/хв. Достовірність прийнятих міцнісних та деформаційних властивостей матеріалів для швидкості нагрівання поза вказаними межами має бути однозначно доведена.

#### 3.2.2 Бетон

##### 3.2.2.1 Бетон при стисканні

(1)Р Міцнісні та деформаційні властивості для одноосного напруженого стану бетону за підвищених температур визначаються за діаграмою «напруження-деформація», яка представлена на рисунку 3.1.

(2) Діаграма «напруження-деформація», що представлена на рисунку 3.1, визначається двома параметрами:

- міцність на стиск  $f_{c,\theta}$ ;
- деформація  $\varepsilon_{c1,\theta}$ , що відповідає  $f_{c,\theta}$ .

(3) Значення кожного з цих параметрів наведені в таблиці 3.1 залежно від температури бетону. Для проміжних значень може застосовуватись лінійна інтерполяція.

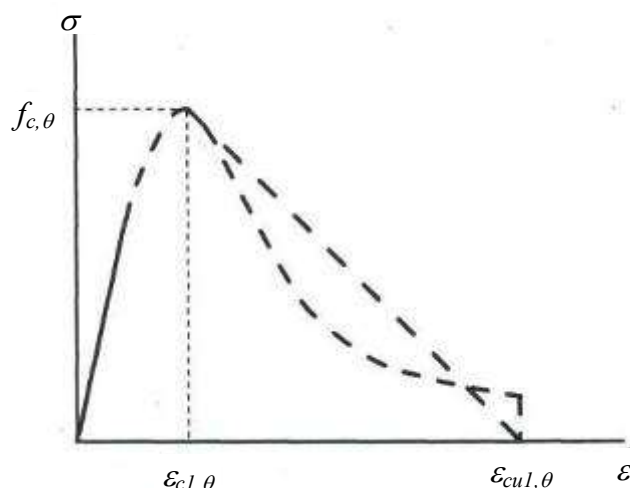


Рисунок 3.1 – Діаграма «напруження-деформація» стиснутого бетону за підвищених температур



- (4) Наведені в таблиці 3.1 параметри використовують для бетону на силікатних (граніти, сієніти, діорити) та карбонатних (вапняки, що містять не менше 80 % від ваги бетону карбонатної складової) заповнювачах.
- (5) Значення  $\varepsilon_{cul,\theta}$  на спадній гілці діаграми наведено в таблиці 3.1, колонка 4 для бетону на силікатному заповнювачі, а колонка 7 для бетону на карбонатному заповнювачі.

**Таблиця 3.1** – Значення параметрів діаграми “напруження-деформація” для звичайного бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі за підвищених температур

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

С.Л. Фомін  
[14-17]

Діаграми «напруження-деформація» стиснутого бетону за підвищених температур отримані на спеціальних пресах (рисунок 8), оснащених нагрівальним пристроєм і сервоконтролем тиску в циліндрі преса, що дозволяє пройти по низхідній гілці практично до нульового напруження. Але вони дають результати на низхідній ділянці (колонки 4 і 7 таблиця 3.1), які виходять за межі граничних деформацій, що відповідають руйнуванню бетону зразка.

Sven  
Huismann  
(2010) [18]



1 – зразок; 2 – сервогідролічна випробувальна машина; 3 – тризонна піч; 4 – система вимірювання поздовжніх переміщень; 5 – датчики ультразвуку і акустичної емісії

**Рисунок 8** – Термомеханічна випробувальна система

Граничні відносні деформації бетону  $\varepsilon_{cul}$  використовуються як критерій міцності стисненого бетону (при  $\theta = 20$  °С граничні відносні деформації бетону знаходяться у межах 4,5 ... 2,4 ‰, а у таблиці 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 прийнято  $\varepsilon_{cul}=3,5$  ‰ для класів міцності C12/15 – C50/60 і зменшуються від 3,2 до 2,8 ‰ для класів міцності C55/67 – C90/105), що відповідає появі магістральної тріщини руйнування бетону зразка. При цьому спадна гілка являє собою вже не область деформування цільного бетонного зразка, а область деформування окремих частин роздробленого бетону.

С.Л. Фомін  
[14-17]

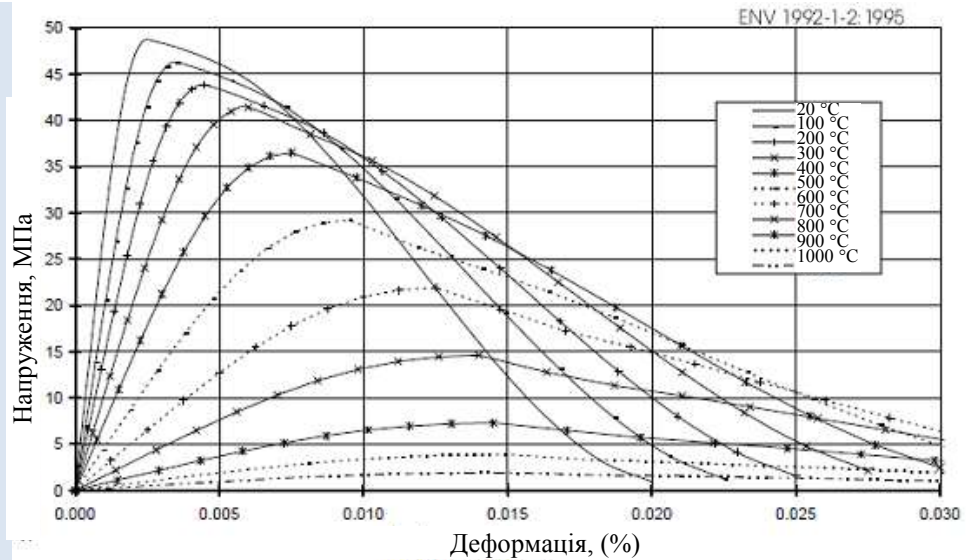
Для виконання розрахунків за допомогою програмних комплексів потрібні значення модулів пружності стиснутого  $E_{c,\theta}$  і розтягнутого бетону  $E_{tc,\theta}$ , значень деформацій  $\varepsilon_{c1,\theta}$ ,  $\varepsilon_{tc1,\theta}$ , що відповідають міцності на стиск  $f_{c,\theta}$  і на розтяг  $f_{tc,\theta}$ , граничних деформацій  $\varepsilon_{cu,\theta}$ ,  $\varepsilon_{tcu,\theta}$  і відповідних граничних напружень  $\sigma_{cu,\theta}$  і  $\sigma_{tcu,\theta}$ . Ці дані наведені в таблицях 1 і 2. Дані отримані за результатами аналізу діаграм, що наведені в ENV 1992-1-2:1995 (рисунок 9), а також табличних даних.

**Таблиця 1** – Значення уточнених параметрів діаграми «напруження-деформація» бетону за підвищених температур

Температура бетону, $\theta$ , °С	Силікатний заповнювач				Карбонатний заповнювач			
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cul,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cul,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	0,0026	0,0040	0,0200	1,00	0,0026	0,0040	0,0200
100	0,95	0,0037	0,0054	0,0225	1,00	0,0037	0,0054	0,0225
200	0,90	0,0050	0,0070	0,0250	0,97	0,0050	0,0070	0,0250
300	0,85	0,0068	0,0090	0,0275	0,91	0,0068	0,0090	0,0275
400	0,75	0,0085	0,0118	0,0300	0,85	0,0085	0,0118	0,0300
500	0,60	0,01066	0,0150	0,0325	0,74	0,01066	0,0150	0,0325
600	0,45	0,014	0,0194	0,0350	0,60	0,014	0,0194	0,0350
700	0,30	0,0158	0,0220	0,0375	0,43	0,0158	0,0220	0,0375
800	0,15	0,0164	0,0230	0,0400	0,27	0,0164	0,0230	0,0400
900	0,08	0,01695	0,0235	0,0425	0,15	0,01695	0,0235	0,0425
1000	0,04	0,01695	0,0235	0,0450	0,06	0,01695	0,0235	0,0450
1100	0,01	0,01695	0,0235	0,0475	0,02	0,01695	0,0235	0,0475

**Таблиця 2** – Відносні значення уточнених параметрів діаграми «напруження-деформація» бетону за підвищених температур

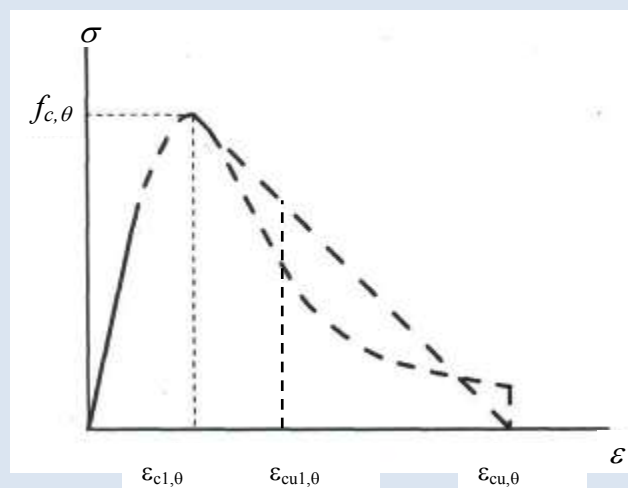
Температура бетону, $\theta$ , °С	Силікатний заповнювач				Карбонатний заповнювач
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}/\varepsilon_{c1}$	$\varepsilon_{cul,\theta}/\varepsilon_{cul}$	$E_{cm,\theta}/E_{cm}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,0	1,0	1,0	1,00
100	0,95	1,45	1,35	0,679	1,00
200	0,90	1,93	1,75	0,493	0,97
300	0,85	2,61	2,25	0,355	0,91
400	0,75	3,26	2,95	0,251	0,85
500	0,60	4,1	3,75	0,156	0,74
600	0,45	5,43	4,85	0,09	0,60
700	0,30	6,09	5,5	0,055	0,43
800	0,15	6,3	5,75	0,028	0,27
900	0,08	6,52	5,875	0,0173	0,15
1000	0,04	6,52	5,875	0,0043	0,06
1100	0,01	6,52	5,875		0,02



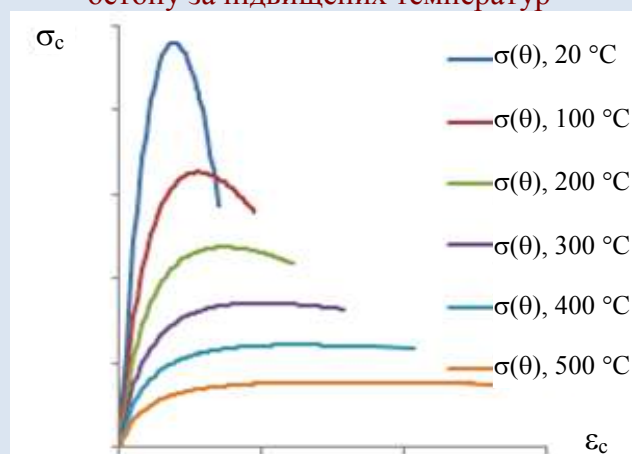
**Рисунок 9** – Діаграми «напруження-деформація» стиснутого бетону за підвищених температур

Діаграми “напруження-деформація”, що представлені на рисунках 10, 11, визначаються такими параметрами:

- міцність на стиск  $f_{cm,\theta}$ ;
- деформація  $\varepsilon_{cl,\theta}$ , при максимальних напруженнях, що відповідає  $f_{cm,\theta}$ ;
- номінальні граничні деформації  $\varepsilon_{cu1,\theta}$ ,
- модуль пружності  $E_{cm,\theta}$ .



**Рисунок 10** – Відкореговані діаграми “напруження-деформації” стиснутого бетону за підвищених температур



**Рисунок 11** – Схематичне зображення діаграми «напруження-деформація» стиснутого бетону за підвищених температур

*Залежність «напруження-деформація» описується виразом*

$$\sigma_{c,\theta} = f_{cm,\theta} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \text{ (див. 3.1.5 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [1])}$$

*де  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,\theta}$ ,  $k_\theta = 1,05 E_{cm,\theta} \times \varepsilon_{c1,\theta} / f_{cm,\theta}$*

3.1.5 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [2] Цей вираз справедливий при  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ , де  $\varepsilon_{cu1}$  – номінальні граничні деформації.  
(2) Можливе використання іншої залежності «напруження-деформації», якщо вона належним чином представляє характер роботи бетону, який розглядається.

3.1.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [2] **Міцність**  
(1) *Р Міцність бетону на стиск позначається через класи міцності бетону, які пов'язані з характеристичною 5%-ною циліндричною міцністю  $f_{ck}$  або кубиковою міцністю  $f_{ck,cube}$  згідно з EN 206-1.*  
(2) *Р Класи міцності у даних нормах ґрунтуються на характеристичній 5%-ній циліндричній міцності  $f_{ck}$ , визначеній на 28 добу з максимальним значенням  $C_{max}$ .*  
(3) Характеристичні значення міцності  $f_{ck}$  і відповідні механічні характеристики, які необхідні для проектування, наведено у таблиці 3.1.

3.1.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [2] (1) Пружні деформації бетону значною мірою залежать від його складу (особливо заповнювачів). Величини, що надаються у цьому стандарті, повинні розглядатись як індикативні для загального застосування. Однак, вони можуть конкретизуватись якщо передбачається, що конструкція буде чутливою до відхилень від цих загальних значень.  
(2) Модуль пружності бетону залежить від модулів пружності його складових. Відповідні значення модуля пружності  $E_{cm}$ , величина січної між  $\sigma_c = 0$  і  $0,4 f_{cm}$ , для бетону на кварцових заповнювачах, наведено у таблиці 3.1. Для заповнювачів із вапняку і піщаника, значення необхідно знижувати відповідно на 10 % і 30 %. Для заповнювачів із базальту значення необхідно збільшувати на 20 %.  
(4) Коефіцієнт Пуассона може прийматись рівним 0,2 для бетону без тріщин і рівним 0 для бетону з тріщинами.  
(5) У разі відсутності більш точних даних, коефіцієнт лінійного теплового розширення може прийматись таким, що дорівнює  $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ .  
(6) Для теплового впливу згідно з розділом 3 EN 1991-1-2 під час моделювання реальної пожежі, особливо якщо враховується низхідна ділянка цього режиму, повинна змінюватись математична модель для діаграми «напруження-деформація» бетону, визначена на рисунку 3.1.  
(7) Можливе збільшення міцності бетону у стадії охолодження не враховується.

С.Л. Фомін [33] Незважаючи на зниження температури навколишнього середовища після досягнення максимуму, внутрішні шари конструкцій продовжують прогріватися вглиб по перерізу за рахунок процесу теплопереносу. Проведені випробування та розрахунки несучої здатності конструкцій стосовно до отриманих температурних полів показують, що в ряді випадків граничний стан настає не протягом фази розвитку пожежі та горіння, а протягом фази згасання.

**Таблиця 3.1 – Характеристики міцності і деформативності бетону (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)**

	Класи міцності бетону													Аналітична залежність/пояснення	
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80		90
$f_{ck}$ (МПа)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (МПа)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (МПа)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ МПа
$f_{ctm}$ (МПа)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}(2/3) \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5%-ї вибірки
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95%-ї вибірки
$E_{cm}$ (ГПа)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (МПа)
$\epsilon_{c1} (^{0}/_{00})$	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	див. рисунок 3.2 $\epsilon_{c1} (^{0}/_{00}) = 0,7 f_{cm} / 0,31 < 2,8$
$\epsilon_{cu1} (^{0}/_{00})$	3,5													див. рисунок 3.2 для $f_{ck} > 50$ МПа $\epsilon_{cu1} (^{0}/_{00}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$	
$\epsilon_{c2} (^{0}/_{00})$	2,0													див. рисунок 3.3 для $f_{ck} > 50$ МПа $\epsilon_{c2} (^{0}/_{00}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$	
$\epsilon_{cu2} (^{0}/_{00})$	3,5													див. рисунок 3.3 для $f_{ck} > 50$ МПа $\epsilon_{cu2} (^{0}/_{00}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	
$n$	2,0													для $f_{ck} > 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$	
$\epsilon_{c3} (^{0}/_{00})$	1,75													див. рисунок 3.4 для $f_{ck} > 50$ МПа $\epsilon_{c3} (^{0}/_{00}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]^4$	
$\epsilon_{cu3} (^{0}/_{00})$	3,5													див. рисунок 3.3 для $f_{ck} > 50$ МПа $\epsilon_{cu3} (^{0}/_{00}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	

### 3.2.2.2 Міцність на розтяг

(1) Міцність бетону на розтяг зазвичай не враховується. За необхідності, міцність бетону на розтяг враховується при використанні спрощеного або уточненого методів розрахунку.

(2) Зниження характеристичного значення міцності бетону на розтяг враховують коефіцієнтом  $k_{c,t}(\theta)$ , що наведений у формулі:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad (3.1)$$

(3) У разі відсутності точних даних можна використовувати такі значення  $k_{c,t}(\theta)$  (див. рисунок 3.2):

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{для} \quad 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$$
$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0(\theta - 100)/500 \quad \text{для} \quad 100 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}$$

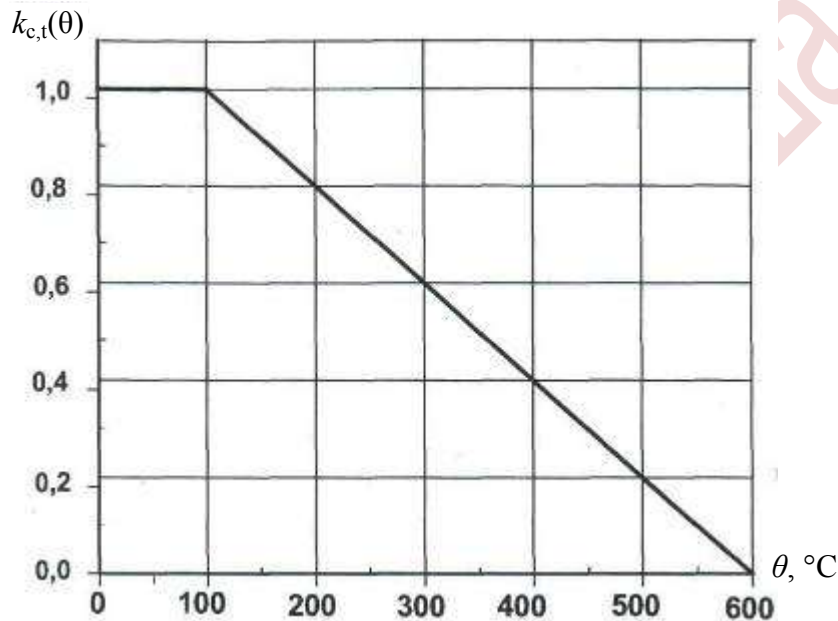


Рисунок 3.2 – Коефіцієнт  $k_{c,t}(\theta)$  зниження міцності бетону на розтяг ( $f_{ck,t}$ ) за підвищених температур

### 3.2.3 Арматура

(1)Р Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур визначають за діаграмою «напруження-деформація» (рисунок 3.3) та згідно з таблицею 3.2 (а або b). Таблиця 3.2b може застосовуватися лише при підтвердженні результатами випробувань на міцність за підвищених температур (рисунок 12).

(2) Діаграма «напруження-деформація», представлена на рисунку 3.3, визначається параметрами:

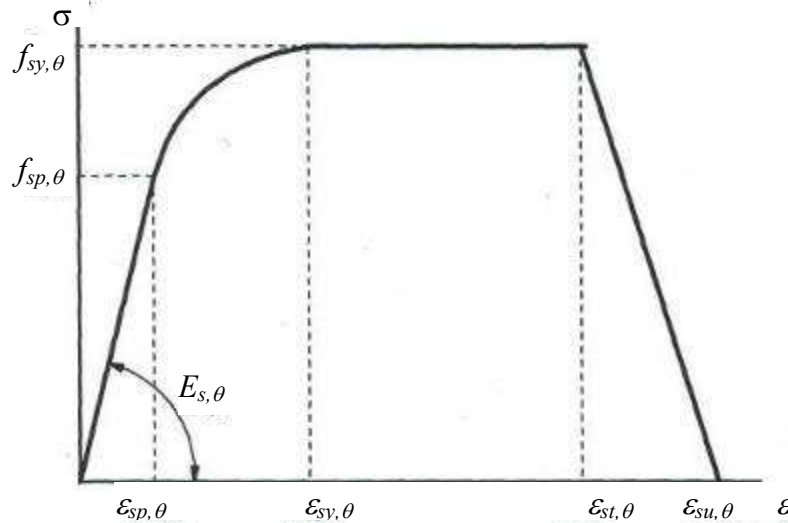
- нахил лінійної пружної зони  $E_{s,\theta}$ ;
- границя пропорційності  $f_{sp,\theta}$
- максимальний рівень напружень  $f_{sy,\theta}$ .

(3) Значення параметрів у (2) для гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур наведені в таблиці 3.2. Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

(4) Діаграма «напруження-деформація» також може застосовуватись для арматури при стисканні.



- (5) Під час теплового впливу (EN 1991-1-2, розділ 3) при моделюванні реальної пожежі, особливо якщо враховується низхідна температурна ділянка графіку, можуть застосовуватися значення, наведені в таблиці 3.2 для діаграми «напруження-деформація» арматури як досить точні.



Діапазон	Напруження $\sigma(\theta)$	Модуль пружності
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} + c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Параметр*)	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Клас А армування: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Функції	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

\*) Значення параметрів  $\varepsilon_{pl,\theta}$  та  $\varepsilon_{pu,\theta}$  для попередньо напруженої арматури можна взяти з таблиці 3.3. Клас А армування наведено в Додатку С EN 1992-1-1.

**Рисунок 3.3** – Діаграма «напруження-деформація» для ненапруженої та попередньо напруженої арматури за підвищених температур (позначення для попередньо-напруженої арматури «р» замість «s»)

### 3.2 Арматурна сталь

#### ДСТУ-Н Б 3.2.1 Загальні положення

EN 1992-1-1

[2]

(1) Нижче наведені основні положення і правила для арматури у формі стрижнів, прутків гладкого круглого прокату, зварних сіток та решітчастих конструкцій. Не розповсюджуються на стрижні із спеціальним покриттям.

(2) Вимоги до характеристик арматури застосовуються як до матеріалу, поміщеного у бетон, що тужавіє. Якщо робочі процеси на майданчику можуть вплинути на певні характеристики арматури, то ці характеристики необхідно перевірити після таких процесів.



**Рисунок 12** – Термомеханічна випробувальна система для арматурної сталі

### 3.2.2 Характеристики

(1) *Р* Характер роботи арматурної сталі визначається такими характеристиками:

- міцність на границі текучості  $f_{yk}$  або  $f_{0,2k}$ ;
- максимальна фактична міцність на границі текучості  $f_{y,max}$ ;
- міцність на розтяг  $f_t$ ;
- пластичність  $\epsilon_{tk}$  і  $f_t/f_{yk}$ ;
- гнучкість;
- властивості зчеплення ( $f_R$ , додаток C);
- розміри перерізу і допуски;
- міцність на втому;
- зварюваність;
- міцність на зсув та міцність зварювання для зварних сіток і решітчастих конструкцій.

(2) *Р* Цей Єврокод застосовується для арматури періодичного профілю та зварюваної, включно із сітками.

### 3.2.3 Міцність

(1) *Р* Міцність на границі текучості  $f_{yk}$  (або 0,2%-а умовна границя текучості  $f_{0,2k}$ ) і міцність на розтяг  $f_{tk}$  визначаються відповідно як характеристичне значення навантаження текучості, і як характеристичне максимальне навантаження при безпосередньому осьовому розтязі, кожне розділено на номінальну площу поперечного перерізу.

#### С.1 Характеристики арматури, що застосовується з цим Єврокодом ДСТУ-Н Б Загальні положення

EN 1992-1-1 (1) У таблиці С.1 наведено характеристики арматури, що застосовується з цим Єврокодом. Характеристики дійсні у діапазоні температур від - 40 °С до 100 °С для арматури у завершеній конструкції. Будь-яке гнуття та зварювання арматури, що здійснюється на майданчику в подальшому, повинно обмежуватись діапазоном температур, доступним за EN 13670.

Таблиця С.1 – Характеристики арматури

Вид виробу	Стрижні та розмотана катанка			Сітки із дроту			Вимога або величина варіації, %
	А	В	С	А	В	С	
Клас							-
Характеристична міцність текучості $f_{yk}$ або $f_{0,2k}$ , МПа	400...600						5,0
Мінімальне значення $k=(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,0$ 5	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Характеристична деформація при максимальному зусиллі $\varepsilon_{tk}$ , %	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Пластичність	Випробування на згин/випрямлення			-			
Міцність на зсув	-			0,3А $f_{yk}$ (А – площа дроту)			Мінімум
Максимальне відхилення від номінальної маси (окремого стрижня або дроту), %	Номінальний розмір стрижня, мм			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

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

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

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

Температура сталі $\theta$ , °C	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$ гарячекатана та холоднодеформована	$f_{sp,\theta}/f_{yk}$ гарячекатана та холоднодеформована	$E_{s,\theta}/E_s$ гарячекатана та холоднодеформована
1	2	3	4
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,87	0,95
300	1,00	0,74	0,90
400	0,90	0,70	0,75
500	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02

**Примітка.** Вибір між значеннями класу N (Таблиця 3.2a) та класу X (Таблиця 3.2b), що використовуються в країні, може бути зазначений в її Національному Додатку. Для використання рекомендовані значення класу N. Значення класу X рекомендовано тільки, коли це експериментально доведено.

### НБ.2.3 Значення параметрів діаграми «напруження-деформація» арматури

До пункту 3.2.3(5)

Положення цього пункту прийняті без змін.

### 3.2.4 Попередньо напружена арматура

- (1) Міцнісні та деформаційні властивості попередньо напруженої арматури за підвищених температур визначають за допомогою математичних моделей, що зазначені в 3.2.3 для ненапруженої арматури.

### 3.3.6 Розрахункові припущення

ДСТУ-Н Б  
EN 1992-1-1

[2]

(1) *Р* Конструктивний розрахунок виконується на основі номінальної площі поперечного перерізу напружуваної сталі та характеристичних значень  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  та  $\epsilon_{uk}$ .

(2) Розрахункове значення модуля пружності,  $E_p$  може прийматись рівним 205 ГПа для дротів та стрижнів. У залежності від процесів виготовлення, фактичний діапазон значень може становити 195...210 ГПа. Сертифікати на кожну поставку повинні містити відповідне значення.

(3) Розрахункове значення модуля пружності,  $E_p$  може прийматись рівним 195 ГПа для канатів. Залежно від процесів виготовлення, фактичний діапазон значень може становити 185...205 ГПа. Сертифікати на кожну поставку повинні містити відповідне значення.

(4) Середня густина напружуваної арматури для розрахунку може прийматись рівною 7850 кг/м<sup>3</sup>.

(5) Наведені вище значення вважаються дійсні у діапазоні температур -40 °C...+100 °C для напружуваної сталі у завершній конструкції.

- (2) Значення параметрів для холоднодеформованої (дріт та канати) та термомеханічно зміцненої попередньо напруженої (стрижні) арматури за підвищених температур виражені  $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$ ,  $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$ ,  $E_{p,\theta}/E_p$ ,  $\epsilon_{pi,\theta}$ ,  $\epsilon_{ri,\theta}$ . Значення  $\beta$  надані на вибір для класів А та В.

Для значень класу А (див. таблиця 3.3)  $\beta$  визначають за формулою:

$$\beta = \left[ \left( \frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \cdot \left( \frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right], \quad (3.2)$$

де визначення та значення для  $\varepsilon_{uk}$ ,  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  та  $E_p$  за нормальних температур наведені в розділі 3.3 EN 1992-1-1.

Для значень класу В (див. таблиця 3.3)  $\beta=0,9$ .

**Примітка.** Вибір значень класу А або В, що використовуються в країні, може бути зазначений в її Національному Додатку.

### НБ.2.4 Значення параметрів діаграми «напруження-деформація» холоднодеформованої попередньо напруженої арматури

До пункту 3.2.4(2)

Рішення про вибір класу А або В приймає проектувальник залежно від матеріалу, що застосовується.

**Таблиця 3.3** – Значення параметрів діаграми «напруження-деформація» холоднодеформованої (хд) (дріт та канати) та для термомеханічно зміцненої попередньо напруженої (тз) (стрижень) арматури за підвищених температур

Температура сталі $\theta$ , °C	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$	$\varepsilon_{pi,\theta}$
	хд		тз	хд	тз	хд	тз	хд, тз	хд, тз
	Клас А	Клас В							
1	2а	2б	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,72	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,51	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,62	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

**Примітка.** Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

(3) Якщо враховуються теплові впливи (EN 1991-1-2, розділ 3) при моделюванні реальної пожежі та низхідної температурної ділянки, можуть використовуватись значення діаграми «напруження-деформація» попередньо напруженої арматури, визначені в (2), як достатньо точні.

## 3.3 Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі

### 3.3.1 Температурне розширення

(1) Температурну деформацію  $\varepsilon_c(\theta)$  бетону можна визначити за температур, починаючи з 20 °C:

Бетон на силікатному заповнювачі:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{для } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{для } 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

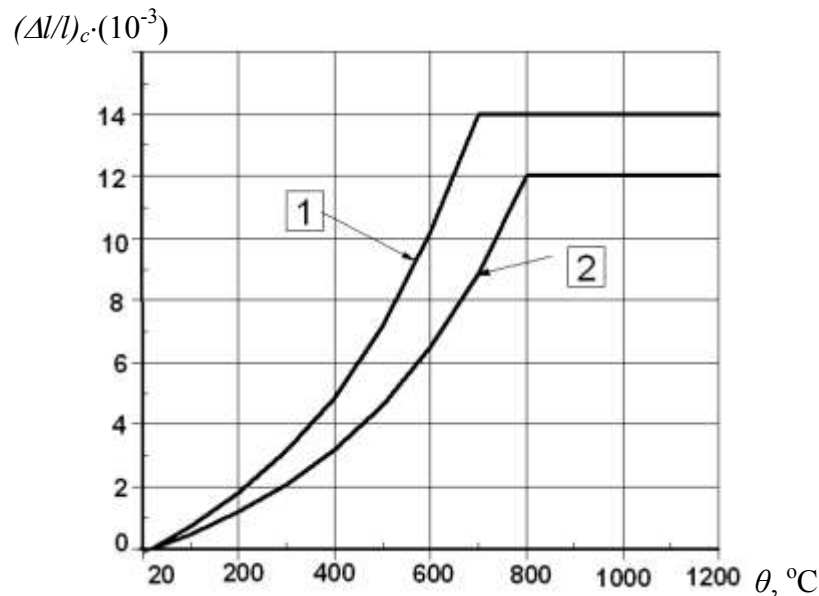
Бетон на карбонатному заповнювачі:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{для } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{для } 805 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

де  $\theta$  – температура бетону, °C.

- (2) Графік залежності температурного розширення від температури наведено на рисунку 3.5.



1 – силікатний заповнювач; 2 – карбонатний заповнювач

**Рисунок 3.5** – Залежність температурного розширення бетону від температури

### 3.3.2 Питома теплоємність

- (1) Зміна питомої масової теплоємності (далі – питомої теплоємності)  $c_p(\theta)$  бетону в сухому стані ( $u = 0$  %) на силікатному та карбонатному заповнювачах з підвищенням температури наведена на рисунку 3.6а і визначається такими залежностями:

$$\begin{aligned}
 c_p(\theta) &= 900 \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}; \\
 c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}; \\
 c_p(\theta) &= 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}; \\
 c_p(\theta) &= 1100 \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}.
 \end{aligned}$$

- (2) Якщо вологість не враховується в методі розрахунку, то залежність питомої теплоємності бетону на силікатному та карбонатному заповнювачах може моделюватись постійним значенням  $c_{p,peak}$  для температурного інтервалу від  $100^\circ\text{C}$  до  $115^\circ\text{C}$  з лінійним зменшенням за температури від  $115^\circ\text{C}$  до  $200^\circ\text{C}$ .

При цьому залежно від вологості значення  $c_{p,peak}$  складає:

$$\begin{aligned}
 c_{p,peak} &= 900 \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для вологості } 0\%; \\
 c_{p,peak} &= 1470 \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для вологості } 1,5\%; \\
 c_{p,peak} &= 2020 \text{ Дж/(кг·К)} && \text{для вологості } 3\%.
 \end{aligned}$$

Значення питомої теплоємності за температури  $200^\circ\text{C}$  складає  $1000 \text{ Дж/(кг·К)}$ .

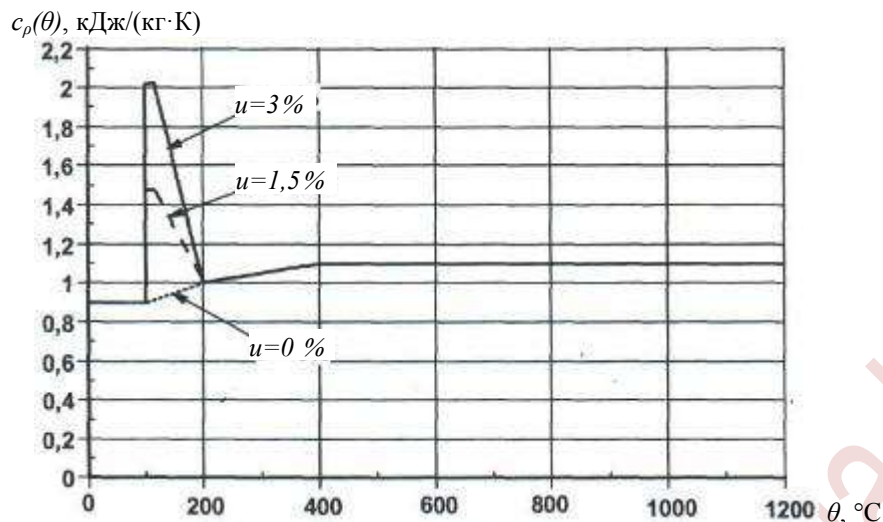
- (3) Для іншого значення вологості прийнятна лінійна інтерполяція. Пікові значення питомої теплоємності наведені на рисунку 3.6а.

Зміна густини з підвищенням температури пов'язана зі втратою води і визначається такими залежностями:

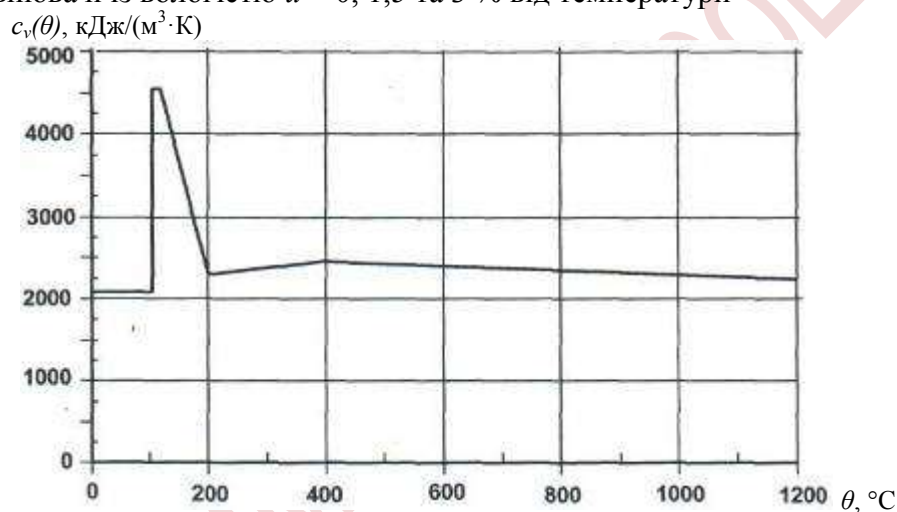
$$\begin{aligned}
 \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) && \text{для } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}; \\
 \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \times (1 - 0,02(\theta - 115)/85) && \text{для } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}; \\
 \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \times (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) && \text{для } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}; \\
 \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \times (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) && \text{для } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}.
 \end{aligned}$$

- (4) Зміну питомої об'ємної теплоємності (далі – об'ємної теплоємності)  $c_v(\theta)$  (добуток  $\rho(\theta)$  та  $c_p(\theta)$ ) наведено на рисунку 3.6б для бетону з вологістю 3 % та густиною  $2300 \text{ кг/м}^3$  за температури  $20^\circ\text{C}$ .





а) Залежність питомої теплоємності  $c_p(\theta)$  бетону на силікатному заповнювачі із вологістю  $u = 0, 1,5$  та  $3\%$  від температури



б) Залежність об'ємної теплоємності  $c_v(\theta)$  бетону на силікатному заповнювачі із вологістю  $u = 3\%$  та густиною  $2300 \text{ кг/м}^3$  від температури

**Рисунок 3.6** – Питома теплоємність та об'ємна теплоємність бетону

### 3.3.3 Теплопровідність

- (1) Теплопровідність  $\lambda_c$  бетону може визначатися з інтервалу між нижнім та верхнім граничними значеннями, наведеними в (2).

**Примітка 1.** Значення теплопровідності може встановлюватись у Національному додатку в діапазоні, визначеному нижньою та верхньою межею.

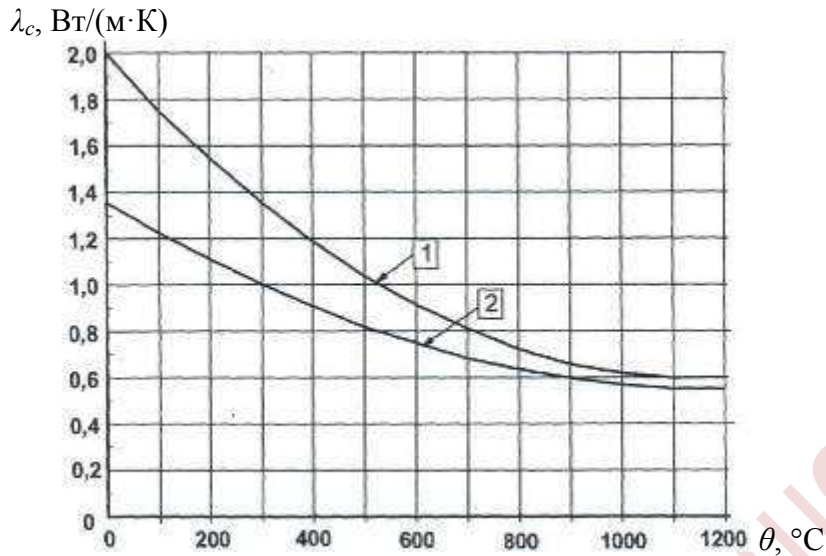
#### НБ.2.5 Значення теплопровідності $\lambda_c$

До пункту 3.3.3(1)

Значення теплопровідності бетону визначається по верхній межі теплопровідності, наведеній в (2). Допускається, за наявності відповідного обґрунтування, приймати інші значення теплопровідності бетону, які мають бути в діапазоні між нижньою та верхньою межами теплопровідності, наведеними в (2).

**Примітка 2** Додаток А застосовується для нижньої межі. Решта пунктів цієї частини 1-2 незалежні від вибору теплопровідності.

- (2) Верхню межу теплопровідності  $\lambda_c$  бетону визначають за такою залежністю:  
 $\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2$  для  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ , Вт/(м·К)  
 Нижню межу теплопровідності  $\lambda_c$  бетону визначають за такою залежністю:  
 $\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057(\theta/100)^2$  для  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ , Вт/(м·К)  
 де  $\theta$  – температура бетону.
- (3) Зміну теплопровідності бетону залежно від температури для верхньої та нижньої межі теплопровідності наведено на рисунку 3.7.



1 – верхня межа; 2 – нижня межа.

Рисунок 3.7 – Теплопровідність бетону

### 3.4 Температурне видовження ненапруженої та попередньо напруженої арматури

- (1) Температурну деформацію  $\varepsilon_s(\theta)$  арматури визнають, починаючи з 20 °С, за такими температурними залежностями:

Ненапружена арматура:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{для} \quad 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad \text{для} \quad 750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 860 \text{ }^\circ\text{C}$$

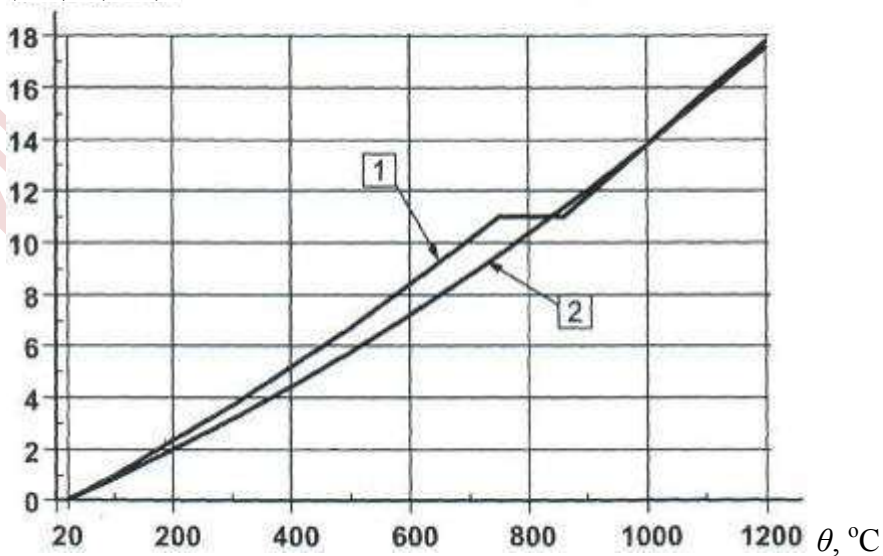
$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \quad \text{для} \quad 860 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 120 \text{ }^\circ\text{C}$$

Попередньо напружена арматура:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{для} \quad 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

- (2) Зміна температурного видовження залежно від температури наведена на рисунку 3.8.

$(\Delta l/l)_c \cdot (10^{-3})$



1 – ненапружена арматура

2 – попередньо напружена арматура

Рисунок 3.8 – Залежність видовження арматури від температури

## РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ

### 4.1 Загальні положення

(1)P Наступні методи розрахунку використовують за умови виконання 2.4.1(2)P:

- конструювання згідно з визнаними розрахунковими рішеннями (табличні дані або результати випробувань, розділ 5);
- спрощені методи розрахунку для конструкцій визначених типів, 4.2;
- уточнені методи розрахунку для моделювання роботи конструкцій, частин конструктивної системи або цілої конструктивної системи, 4.3.

Примітка 1. При використанні розрахункових методів цілісність (E) визначають, враховуючи 4.5.

Примітка 2. При визначенні теплоізолювальної здатності (I) температура навколишнього середовища, як правило, приймається 20 °С.

Примітка 3. Рішення щодо використання уточнених методів розрахунку в країні приймається в Національному додатку.

### НБ.2.6 Використання уточнених розрахункових моделей

До пункту 4.1(1)P

Рекомендовано використовувати уточнені розрахункові моделі для відтворення роботи цілої конструктивної системи (будівлі), частин конструктивної системи або окремої конструкції, якщо інші моделі об'єктивно не відображають роботу конструкцій під час пожежі.

(2)P Крихкому руйнуванню слід запобігати за допомогою відповідних заходів або враховувати вплив крихкого руйнування на відповідні характеристики вимог ( $R$  та/або  $EI$ ), див. 4.5.

(3) Раптове руйнування, спричинене надмірним видовженням арматури без зчеплення з бетоном, внаслідок нагрівання попередньо напружених конструкцій не допускається.

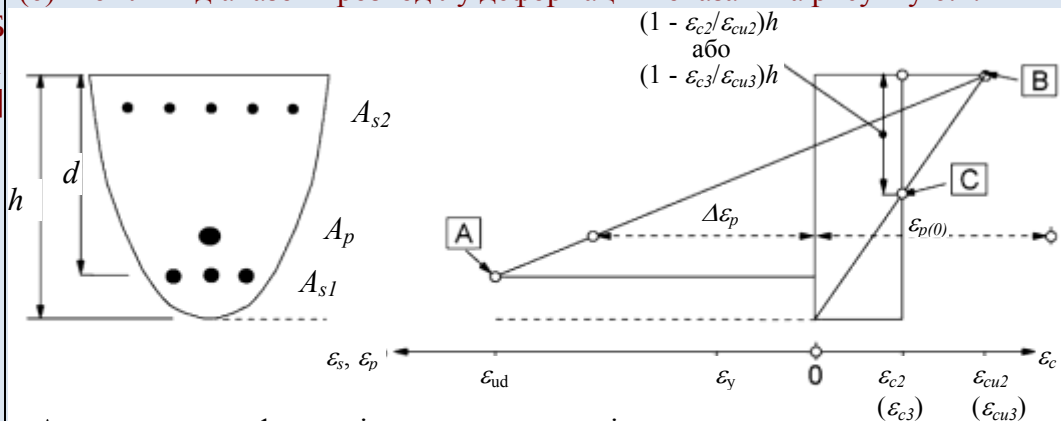
### 4.2 Спрощені методи розрахунку

#### 4.2.1 Загальні положення

(1) Спрощені методи розрахунку поперечного перерізу можуть використовуватись для визначення несучої здатності нагрітого поперечного перерізу та порівняння зі значенням навантаження за відповідного сполучення впливів, див. 2.4.2.

6.1 (6) Можливі діапазони розподілу деформацій показані на рисунку 6.1.

ДСТУ-Н Б  
EN 1992-1-1  
[2]



A – гранична деформація арматурної сталі при розтягу

B – гранична деформація бетону при стиску

C – гранична деформація бетону при центральному стиску

**Рисунок 6.1 – Можливі розподіли деформацій у граничному стані**

Примітка 1. В додатку В наведено два альтернативні методи. В.1 «Метод ізотерми 500 °С» та В.2 «Зональний метод» для розрахунку опору згинальним моментам та осевим силам (рисунки 13). Такі моделі можуть включати впливи другого порядку. Ці методи придатні для конструкцій, що зазнають впливу стандартного температурного режиму. Метод В.1 може використовуватись в поєднанні зі стандартним температурним режимом та параметричним впливом пожежі. Метод В.2 рекомендується використовувати для малих

перерізів та гнучких колон, але тільки за стандартного температурного режиму.

### НБ.3 РІШЕННЯ ПРО СТАТУС ДОВІДКОВИХ ДОДАТКІВ ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012

#### Таблиця НБ.2

Додаток В – Спрощені методи розрахунку

Додаток може використовуватися на території України за винятком Методу ізотерми 500 °С.

Fabienne ROBERT (2012) [13]

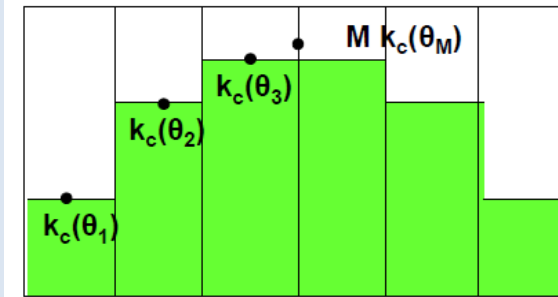


Рисунок 13 – Схема розділення поперечного перерізу за «Зональним методом»

Примітка 2. В додатку С наведено зональний метод аналізу малих перерізів колон зі значними впливами другого порядку.

(2) Розрахунок на зріз, кручення та анкерування згідно з 4.4.

Примітка. В додатку D наведено спрощений метод розрахунку для зрізу, кручення та анкерування.

(3) Спрощені методи розрахунку можуть застосовуватись для балок та плит, якщо вони завантажені переважно рівномірно розподіленим навантаженням, а розрахунок за нормальних температур базується на лінійному аналізі.

Примітка. В додатку E наведено спрощений метод розрахунку балок і плит.

#### 4.2.2 Температурні криві

(1) Температура в залізобетонних конструкціях, що зазнають вогневого впливу, може визначатися за результатами випробувань або розрахунків.

Примітка. Температурні криві, що наведені в додатку А ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2, застосовують для визначення температур поперечних перерізів із силікатним заповнювачем за стандартного температурного режиму до максимальної температури у приміщенні (рисунки 14). Ці криві застосовують для більшості інших заповнювачів.

Fabienne ROBERT (2012) [13]

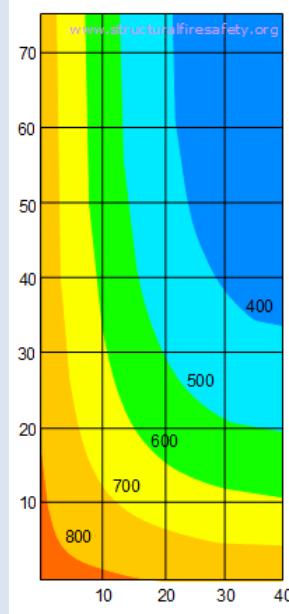


Рисунок 14 – Розподіл температури в перерізі балки  $h \times b = 150 \times 80$  мм – R30, °С

#### 4.2.3 Приведений поперечний переріз

- (1) Можна застосовувати спрощені методи, використовуючи приведений поперечний переріз.

Примітка.

В додатку В наведено два методи, що базуються на використанні приведеного поперечного перерізу.

Метод, наведений в додатку В.1, який базується на гіпотезі, що бетон за температури більше ніж 500 °С в розрахунку несучої здатності не враховується, тоді як бетон за температури менше 500 °С зберігає свою міцність в повній мірі. Цей метод застосовують для ненапружених залізобетонних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій з урахуванням поздовжнього зусилля, згинального моменту та їх сполучень.

Метод, наведений в додатку В.2, базується на принципі, що зруйнований вогнем поперечний переріз враховують відкиданням зруйнованої зони поверхні, що зазнала вогневого впливу. Розрахунок має виконуватись за відповідним алгоритмом. Цей метод придатний для ненапружених та попередньо напружених залізобетонних конструкцій з урахуванням поздовжнього зусилля, згинального моменту та їх сполучень.

НБ.3

### РІШЕННЯ ПРО СТАТУС ДОВІДКОВИХ ДОДАТКІВ ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012

#### Таблиця НБ.2

Додаток В – Спрощені методи розрахунку

Додаток може використовуватися на території України за винятком Методу ізотерми 500 °С.

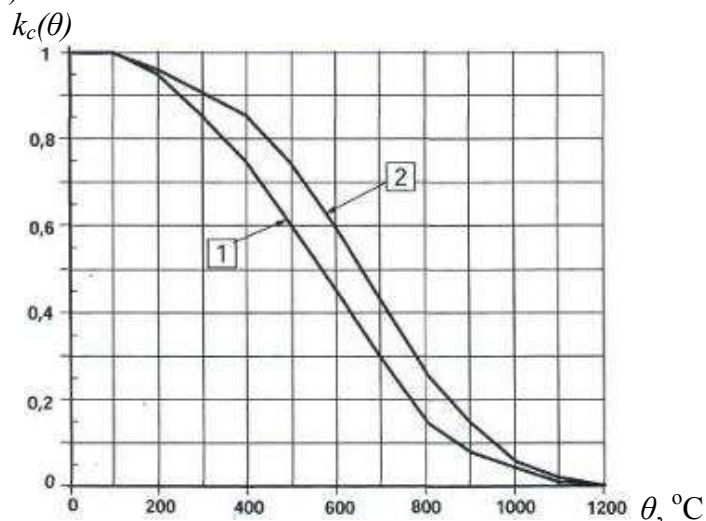
#### 4.2.4 Зниження міцності

##### 4.2.4.1 Загальні положення

- (1) Зниження характеристичної міцності бетону на стиск, характеристичної міцності ненапруженої та попередньо напруженої арматури наведені у цьому розділі. Вони можуть використовуватись у спрощених методах розрахунку поперечного перерізу, наведених в 4.2.3.
- (2) Зниження значення міцності, що наведені нижче в 4.2.4.2 та 4.2.4.3, застосовують тільки для швидкостей нагрівання, аналогічних тим, що мають місце при стандартному температурному режимі в момент досягнення максимальної температури газового середовища.
- (3) Можна застосовувати альтернативні формулювання законів зниження характеристичного значення міцності матеріалів за умови, що вони не суперечать експериментальним даним (рисунки 15, 16).

##### 4.2.4.2 Бетон

- (1) Зниження характеристичної міцності бетону на стиск залежно від температури  $\theta$  можна використовувати за таблицею 3.1, колонка 2 для силікатних заповнювачів та колонка 5 для карбонатних заповнювачів (рисунок 4.1).



1 – бетон на силікатному заповнювачі; 2 – бетон на карбонатному заповнювачі



**Рисунок 4.1** – Коефіцієнт  $k_c(\theta)$  зниження характеристичної міцності  $f_{ck}$  бетону

#### 4.2.4.3 Сталь

- (1) Для розтягнутої арматури зниження характеристичної міцності залежно від температури  $\theta$  наведено в таблиці 3.2а. Для розтягнутої арматури зниження характеристичної міцності арматури в балках і плитах, якщо  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$ , значення класу N зниження міцності армування наведені в таблиці 3.2а, колонка 2 для гарячекатаної та колонка 3 для холоднодеформованої арматури (рисунок 4.2а, криві 1 та 2). Зниження міцності для армування класу X можуть бути використані як зазначено в таблиці 3.2б, для гарячекатаної та холоднодеформованої арматури (рисунок 4.2б, крива 1).

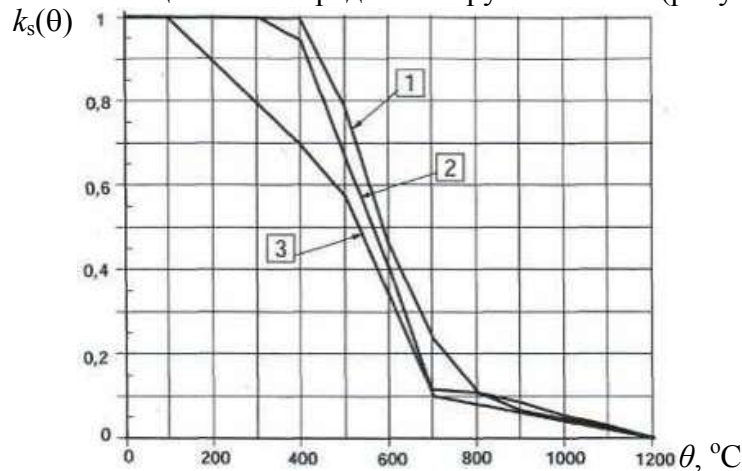
Для стиснутої арматури колон та стиснутих зон балок і плит значення класу N зниження міцності арматури за умовної межі текучості 0,2 % має бути визначено, як наведено нижче. Це зниження міцності також застосовується для розтягнутої арматури, якщо  $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$  та використовуються спрощені методи розрахунку перерізів (рисунок 4.2а, крива 3):

$k_s(\theta) = 1,0$	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	$700\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$

Аналогічно може бути визначено значення класу X зниження міцності за умовної границі текучості 0,2 %, як наведено нижче. Це зниження міцності також застосовується для розтягнутої арматури, якщо  $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$  (рисунок 4.2б, крива 2).

$k_s(\theta) = 1,0$	для	$20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,8 - 0,2(\theta - 400)/300$	для	$100\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,6 - 0,2(\theta - 500)/100$	для	$400\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 500\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,33 - 0,27(\theta - 600)/100$	для	$500\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 600\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,15 - 0,18(\theta - 700)/100$	для	$600\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,08 - 0,07(\theta - 800)/100$	для	$700\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 800\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,05 - 0,03(\theta - 900)/100$	для	$800\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 900\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04 - 0,01(\theta - 1000)/100$	для	$900\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1000\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04(1200 - \theta)/200$	для	$1000\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$

- (2) Зниження характеристичної міцності попередньо напруженої сталі залежно від температури  $\theta$  має відповідати 3.2.4(2). Значення можна взяти з таблиці 3.3, колонка 2а або 2б для холоднодеформованої сталі та колонка 3 для термомеханічно зміцненої попередньо напруженої сталі (рисунок 4.3).

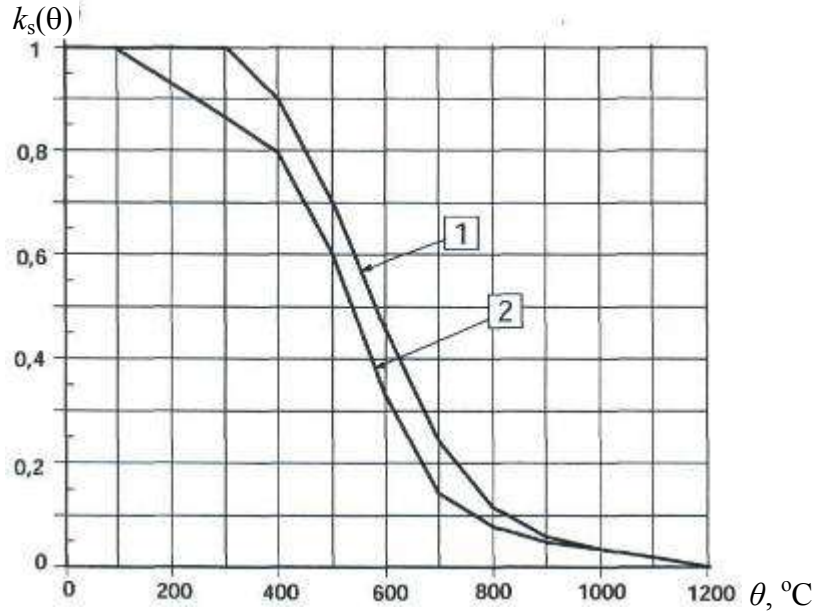


- 1 – розтягнута арматура (гарячекатана) для деформацій  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$   
 2 – розтягнута арматура (холоднодеформована) для деформацій  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$   
 3 – стиснута та розтягнута арматура для деформацій  $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

**Рисунок 4.2а** – Коефіцієнт зниження  $k_s(\theta)$  характеристичної міцності  $f_{yk}$

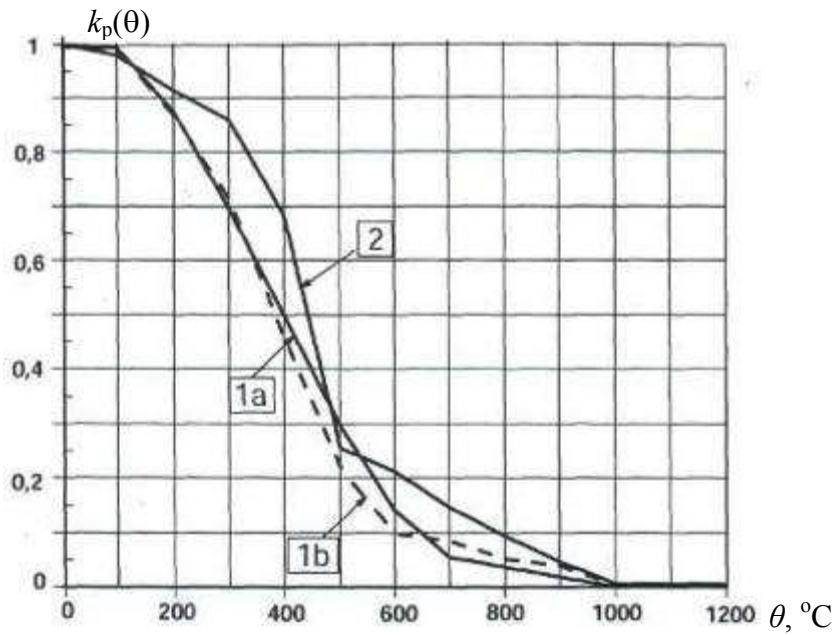


розтягнутої та стиснутої арматури (значення класу N)



- 1 – розтягнута арматура для деформацій  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$   
 2 – стиснута арматура та розтягнута арматура  $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

**Рисунок 4.2b** – Коефіцієнт зниження  $k_s(\theta)$  характеристичної міцності  $f_{yk}$  розтягнутої та стиснутої арматури (значення класу X)



1a – холоднотермомеханічно зміцнена попередньо напружена сталь (дроти та канати) Клас А

1b – холоднотермомеханічно зміцнена попередньо напружена сталь (дроти та канати) Клас В

2 – термомеханічно зміцнена попередньо напружена сталь (стрижні)

**Рисунок 4.3** – Коефіцієнт зниження  $k_p(\theta)$  характеристичної міцності  $p f_{pk}$  попередньо напруженої сталі

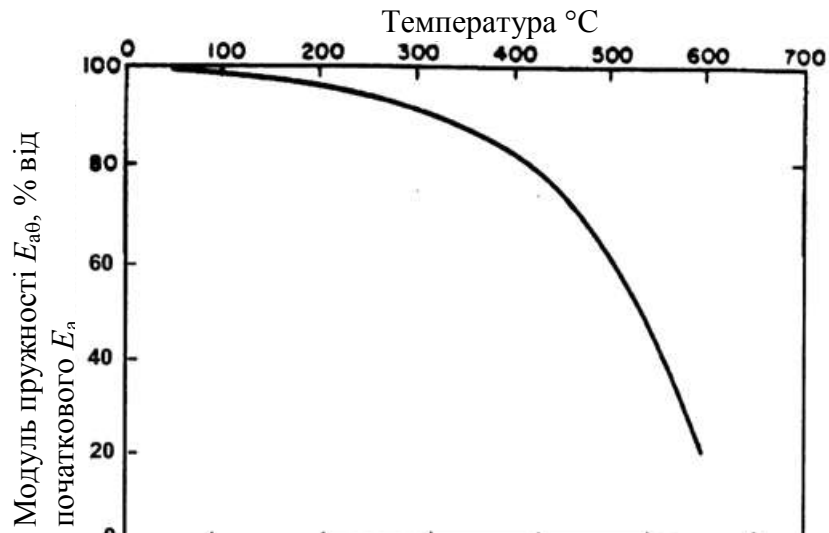


Рисунок 15 – Співвідношення «модуль пружності-температура» для сталі

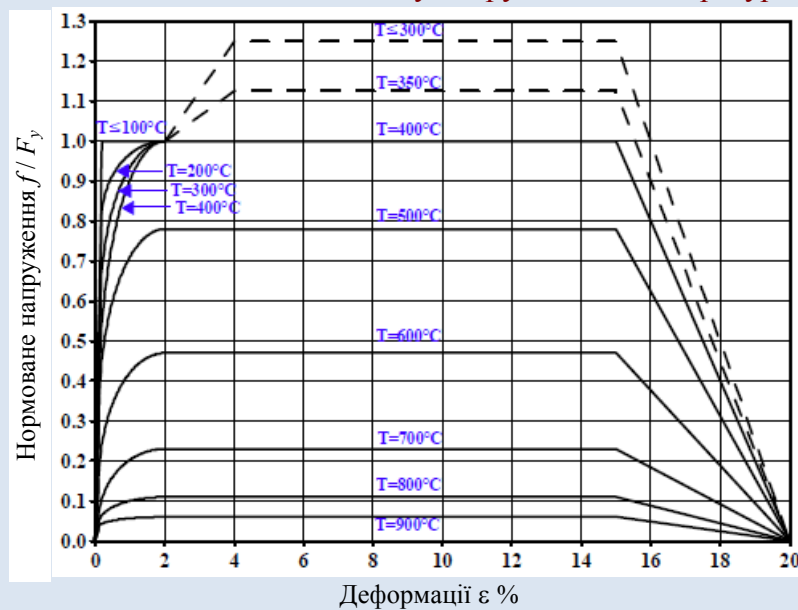


Рисунок 16 – Діаграми «напруження-деформації» для арматури залежно від температури

### 4.3 Уточнені методи розрахунку

#### 4.3.1 Загальні положення

- (1)Р Уточнені методи розрахунку достатньо точно відображають закономірності поведінки залізобетонних конструкцій, що зазнають вогневого впливу. Вони базуються на фундаментальних фізичних передумовах, що ведуть до одержання найбільш достовірних даних про очікувану роботу відповідного конструктивного елемента під час пожежі.
- (2)Р Будь-який імовірний вид руйнування, що не враховується уточненим методом розрахунку, (наприклад, кручення, крихке руйнування бетону, місцева втрата стійкості стиснутого армування, зріз та руйнування в результаті втрати зчеплення арматури з бетоном, пошкодження анкерних пристроїв), має виключатися відповідними заходами.
- (3) Уточнені методи розрахунку містять розрахункові моделі для визначення наступного:
  - зростання та розподілення температури по всіх конструкціях (теплотехнічний розрахунок);
  - механічної роботи конструктивної системи або будь-якої її частини (статичний розрахунок).

	(4) Уточнені методи розрахунку можуть використовуватись за будь-яких температурних режимів пожежі за умови, що відомі властивості матеріалів для відповідного діапазону температур та відповідного режиму нагрівання.
	(5) Уточнені методи розрахунку використовують для будь-якого типу поперечного перерізу.
4.16 ДБН В.1.1-7 [20]	Межа вогнестійкості вузла кріплення будівельної конструкції та місця її прилягання до інших конструкцій повинна бути не нижча за нормовану межу вогнестійкості самої конструкції.
6.2.2.4 ДБН В.1.2-7 [5]	Міцність і стійкість будівельного об'єкта під час пожежі повинна забезпечуватись вогнестійкістю основної конструкції, яка вважається забезпеченою, якщо доведено, що вогнестійкість окремих конструкцій, які утворюють основну конструкцію, є принаймні такою ж, як і основної конструкції, а їх <u>з'єднання не зменшують вогнестійкості</u> основної конструкції.
	<b>4.3.2 Теплотехнічний розрахунок</b>
(1)P	Уточнені методи розрахунку для теплотехнічного розрахунку мають базуватись на основних принципах та припущеннях теорії теплопровідності.
(2)P	Теплотехнічний розрахунок має включати такі поняття: а) відповідні теплові впливи, визначені в EN 1991-1-2; б) температурно залежні теплофізичні властивості матеріалів.
(3)	Впливом вологості та міграції вологи всередині бетону або захисних шарів за їх наявності нехтують.
(4)	Температурне розподілення в залізобетонних елементах можна використовувати для оцінки, незважаючи на наявність армування.
(5)	Результат нерівномірного теплового впливу, а також теплопередача на прилеглі конструкції будівлі за необхідності можуть враховуватись.
3.3.2 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]	Уточнені моделі пожежі (1) Уточнені моделі пожежі мають враховувати таке: - властивості газу; - масообмін; - енергообмін.
Примітка 1.	Наявні методи розрахунку зазвичай включають ітераційну процедуру.
Примітка 2.	Метод визначення розрахункового питомого навантаження $q_{f,d}$ наведено в додатку Е.
Примітка 3.	Метод розрахунку швидкості тепловиділення $Q$ наведено в додатку Е.
	(2) Необхідно використовувати одну з таких моделей: – однозонні моделі, що передбачають рівномірний розподіл температури у відсіку залежно від часу; – двозонні моделі, що встановлюють верхню зону з відповідними товщиною та рівномірною температурою, які залежать від часу, та нижню зону з рівномірною нижчою температурою, що залежить від часу; – обчислювальні моделі термо- та аеродинаміки потоку (польові моделі), що встановлюють зміну температур у відсіку, які цілком залежать від часу та просторового розташування в приміщенні.
2.4 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]	Теплотехнічний розрахунок (4) Залежно від вибору температурного режиму згідно з розділом 3 слід використовувати такі методики: – для номінального температурного режиму теплотехнічний розрахунок окремих будівельних конструкцій виконується для визначеного проміжку часу, не враховуючи фазу затухання;
3.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [3]	(1)P Теплові впливи задають величиною результтивного теплового потоку $\dot{h}_{net}$ (Вт/м <sup>2</sup> ) на поверхні конструкції. (2) На обігріваних поверхнях цей тепловий потік $\dot{h}_{net}$ визначають, враховуючи конвективну $\dot{h}_{net,c}$ (Вт/м <sup>2</sup> ) та радіаційну $\dot{h}_{net,r}$ (Вт/м <sup>2</sup> ) складові.

### 4.3.3 Статичний розрахунок

- (1)Р Уточнені методи розрахунку для статичного розрахунку базуються на визначених принципах та припущеннях будівельної механіки, враховуючи зміну механічних властивостей від температури.
- (2)Р Необхідно враховувати **температурні деформації** та напруження, спричинені як підвищенням, так і перепадами температур.
- (3)Р Значення деформації для граничного стану, встановлені розрахунковими методами, мають обмежуватись настільки, наскільки це потрібно для забезпечення сумісності всіх частин конструктивної системи.
- (4)Р Якщо це доречно, при статичному розрахунку враховують геометричну нелінійність.
- (5) Повну деформацію  $\varepsilon$  визначають за формулою:
- $$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (4.15)$$
- де  $\varepsilon_{th}$  – температурна деформація;  
 $\varepsilon_{\sigma}$  – миттєва деформація, що залежить від напруження;  
 $\varepsilon_{creep}$  – деформація повзучості;  
 $\varepsilon_{tr}$  – тимчасова деформація.
- (6) Несуча здатність окремих конструкцій, частин або усїєї конструктивної системи під час вогневого впливу може бути визначена методом розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням пластичних деформацій (див. EN 1992-1-1, розділ 5).
- (7) Граничний кут повороту залізобетонних перерізів при пластичній деформації має оцінюватись із урахуванням збільшених граничних деформацій  $\varepsilon_{cu}$  та  $\varepsilon_{su}$  в умовах нагріву. На значення  $\varepsilon_{cu}$  також впливає існуюче поперечне армування.
- (8) Стиснута зона перерізу елемента (наприклад, згинального), що зазнає прямого вогневого впливу, має бути перевірена та сконструйована з особливою увагою, з метою запобігання крихкого руйнування стиснутого бетону або руйнування захисного шару бетону.
- (9) При розрахунку окремих елементів або частин конструктивної системи їх граничні умови перевіряють та конструюють таким чином, щоб запобігти обваленню внаслідок втрати ними відповідної опори.

## 2.5 Статичний розрахунок

ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-2  
[3]

(1)Р Статичний розрахунок слід виконувати для такої ж тривалості, що прийнята для теплотехнічного розрахунку.

### 4.3.4 Перевірка уточнених методів розрахунку

- (1)Р Перевірку точності розрахункових моделей виконують за результатами відповідних випробувань.
- (2) Розрахункові результати можуть стосуватись температур, деформацій та межі вогнестійкості.
- (3) Основні параметри мають перевірятись для впевненості в тому, що модель відповідає сучасним технологіям будівництва, за допомогою аналізу її вразливості.
- (4) Основні параметри можуть стосуватись, наприклад, значення поздовжнього згину, розміру елементів та рівня навантаження.

## 4.4 Зріз, кручення та анкерування

- (1) Якщо використовуються мінімальні розміри, що наведені в табличних даних, перевірки на зріз, кручення та анкерування виконувати не обов'язково.
- (2) Методи розрахунку на зріз, кручення та анкерування слід застосовувати, якщо вони підтверджені результатами випробувань.

## 4.5 Крихке руйнування

### 4.5.1 Вибухоподібне крихке руйнування

- (1)P Вибухоподібне крихке руйнування потрібно виключити, інакше його вплив на експлуатаційні вимоги ( $R_{ta}$  або  $EI$ ) потрібно враховувати (рисунки 17-19).
- (2) Вибухоподібне крихке руйнування малоймовірне, якщо вологість бетону менша за  $k$  %. Якщо значення вологості більші за  $k$  %, необхідно проводити більш точну оцінку вологості, типу заповнювача, водопроникності бетону та умов нагрівання.

**Примітка.** Значення  $k$ , що застосовується в країні, може бути зазначене в Національному додатку. Рекомендоване значення  $k=3$  %.

#### НБ.2.7 Значення вологості $k$ бетону

До пункту 4.5.1(2)

Положення цього пункту прийняті без змін.

Structural  
Concrete  
(2008) [21]

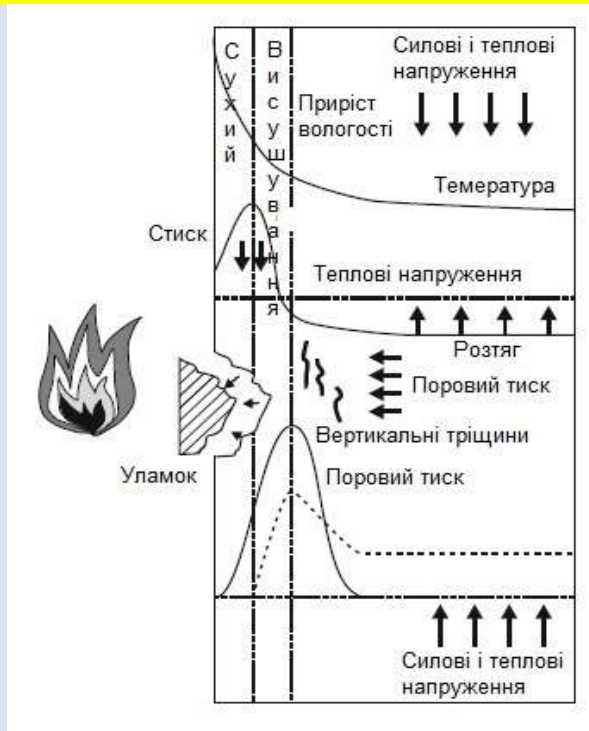


Рисунок 17 – Схема крихкого руйнування бетону

Kodur, V.K.R., Phan, L. (2007) [22] При нагріванні до високих температур у бетоні відбуваються складні фізико-хімічні та фізико-механічні процеси, закономірності яких необхідно враховувати при розробці розрахункових методів [23].

Міцність бетону при дії високих температур залежить від властивостей в'язучих речовин, від дисперсного складу заповнювачів. Велике значення на властивості бетону надає гашене вапно  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , яке в чистому вигляді в цементах відсутнє, але виділяється в процесі твердіння бетонів.

Результатом фізико-механічних і хімічних процесів в нагрітому бетоні може бути відшаровування заповнювача від цементного каменю внаслідок появи тріщин на поверхні контакту, що призводить іноді до розтріскування всього елемента. На розтріскування бетону впливає і міграція хімічно зв'язаної води в порах бетону, механізм якої вивчений недостатньо.





**Рисунок 18** – Колони після високотемпературного впливу (вплив поперечної арматури)

Вибухове пошарове руйнування бетону може відбуватися внаслідок розтягувальних напружень, що виникають через тиск води у порах, а також, чи на додаток до цього, через знеміцнення бетону після втрати ним зв'язаної води. Знеміцнення бетону може сприяти його руйнуванню не тільки через тиск пари у порах, але й під дією термічних напружень, а також через різницю коефіцієнтів температурного розширення різних наповнювачів бетону.

Порушення структури бетону після високотемпературного вогневого впливу відбувається в таких діапазонах температур. На початку пожежі при температурі до 200 °С міцність бетону на стиск практично не змінюється. Якщо вологість бетону перевищує 3,5 %, то при вогневому впливі і температурі 250 °С можливо крихке руйнування бетону. Від 250 до 350 °С в бетоні утворюються в основному тріщини від температурної усадки бетону. До 450°С в бетоні утворюються тріщини переважно від різниці температурних деформацій цементного каменю і заповнювачів. Після 450°С відбувається порушення структури бетону через дегідратації  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , коли вільне вапно в цементному камені гаситься вологою повітря зі збільшенням об'єму. При температурі понад 573 °С спостерігається порушення структури бетону через модифіковане перетворення  $\alpha$ -кварцу в  $\beta$ -кварц в граніті зі збільшенням обсягу заповнювача. При температурі понад 750 °С структура бетону повністю руйнується.

Експериментально встановлено:

- фазовий перехід води в структурі бетону відбувається в температурному інтервалі 100-350 °С;
- лавиноподібне утворення мікротріщин відбувається за температури 600 °С;
- на руйнування бетону на глибину до 75 мм істотно впливають власні стискальні напруження;
- на зростання капілярного тиску впливає зменшення розміру пор за рахунок віднесення частинок в'язучого вологою, що випаровується.

Результати дослідження вибухового руйнування бетону, виконані зарубіжними фахівцями, опубліковані в працях Національного інституту стандартів США (NIST) [19] по вогнестійкості.



- (3) Якщо елемент розрахований на впливи класу X0 та XC1 (див. EN 1992-1-1), вологість цього елемента нижча за  $k\%$ , де  $2,5 \leq k \leq 3,0$ .
- (4) Якщо використовуються табличні дані, ніяких подальших перевірок для бетону виконувати не потрібно. Пункт 4.5.2 (2) застосовують, якщо відстань до осі арматури  $a$  становить більше 70 мм.
- (5) Для балок, плит та розтягнутих елементів, якщо вологість бетону більша за  $k\%$ , вплив вибухоподібного крихкого руйнування бетону на несучу здатність  $R$  може оцінюватись допущенням місцевого відшарування захисного шару арматурного стрижня, канату в поперечному перерізі, а потім перевіркою *зниженої* несучої здатності перерізу. Для цієї перевірки температура інших арматурних стрижнів може вважатись такою, що є поза межами непошкодженого перерізу. Ця перевірка не вимагається для будь-якого елементу конструкцій, для якого дійсна робота внаслідок вибухоподібного крихкого руйнування перевірена експериментальним чином, або який покритий додатковим захистом та перевірений випробуваннями.

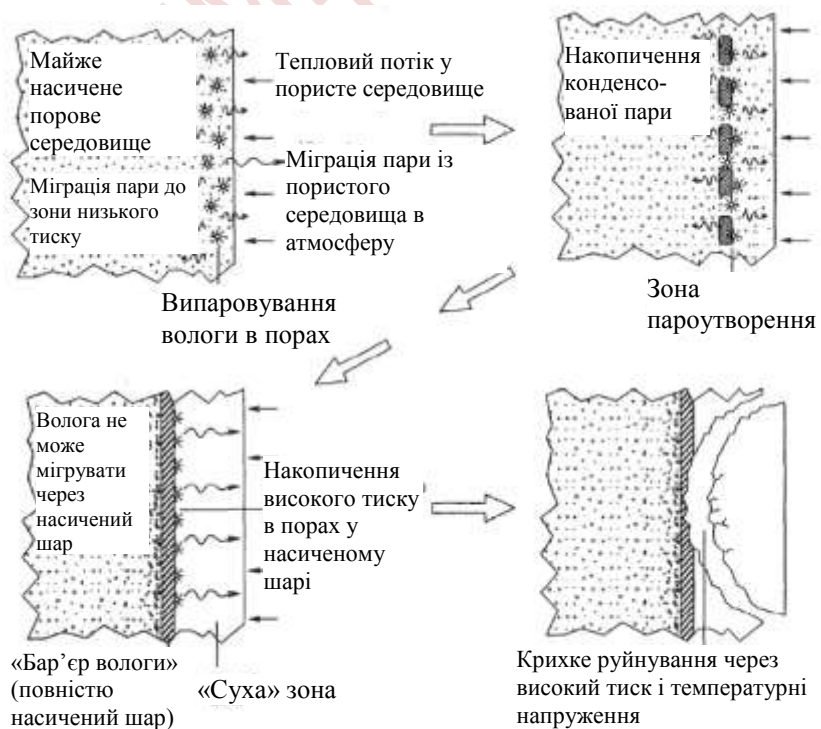
**Примітка.** За достатньо великої кількості стрижнів вважається, що можливий перерозподіл напружень без руйнування ( $R$ ). Це включає:

- нерозрізна плита з рівномірно розподіленими стрижнями,
- балки шириною більше 400 мм та з кількістю стрижнів більше 8-и, розташованих у розтягнутій зоні.

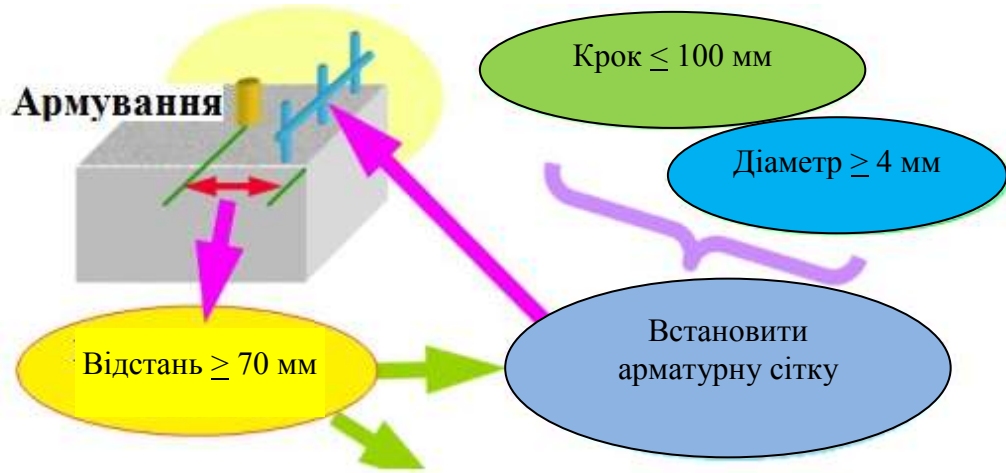
#### 4.5.2 Руйнування бетону

- (1) Руйнування бетону під час вогневого впливу потрібно виключити, або враховувати при забезпеченні експлуатаційних вимог ( $R$  та/або  $EI$ ).
- (2) Якщо відстань до осі арматури більше 70 мм, або випробування не доводились до руйнування бетону, тоді необхідно армувати поверхневий шар. Армування поверхневого шару виконують сіткою з кроком стрижнів не більше 100 мм та діаметром стрижнів не менше 4 мм (рисунки 20).

Sven  
Huismann  
(2010) [18]



**Рисунок 19** – Якісна картина вибухового руйнування бетону при нагріванні випромінюванням

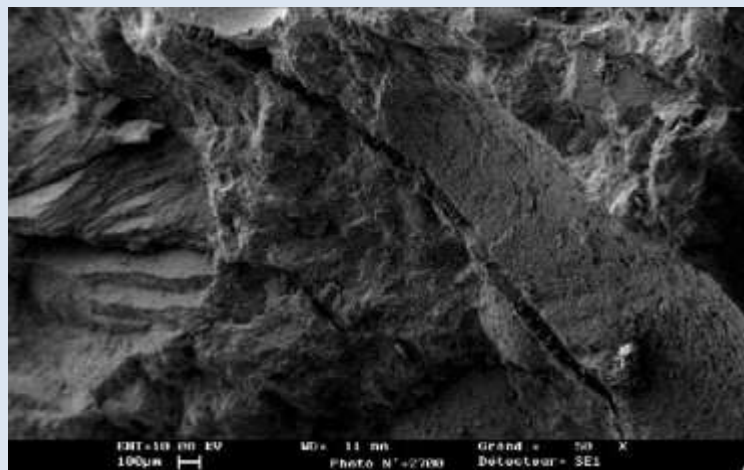


**Рисунок 20** – Захист від вибухового руйнування бетону

А. Використання фібри впливає на пористість бетону за високих температур. Це може знизити тиск у порах бетону. Наявність фібри впливає на пористість, чим знижує випаровування вологи з матеріалу (рисунки 21, 22).  
Noutouwe (2005) [25]



**Рисунок 21** – Поліпропіленова фібра в бетоні



**Рисунок 22** – Сліди поліпропіленової фібри в бетоні (після нагрівання до високих температур)

## 4.6 З'єднання

- (1)Р Проектування з'єднань базується на загальній оцінці роботи конструкцій під час пожежі.
- (2)Р З'єднання проектують на підставі розрахунку таким чином, щоб вони задовольняли вимогам граничних станів з вогнестійкості  $R$  та  $EI$ , що встановлюються для з'єднаних елементів конструкцій, та забезпечували достатню стійкість всієї споруди.
- (3) Елементи з'єднання з конструкційної сталі розраховують на вогнестійкість згідно з EN 1993-1-2.

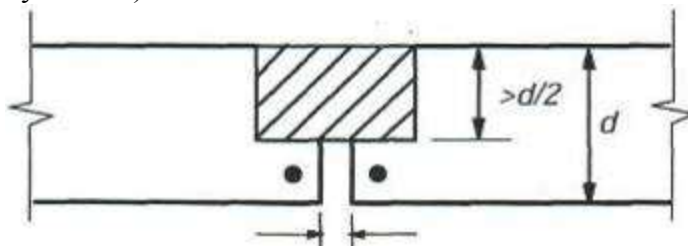
10.9.4.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1992-1-1  
[2]

### Матеріали

(1)Р Матеріали, що використовуються для з'єднань, повинні бути:

- стабільними і довговічними протягом проектного строку експлуатації конструкції;
- хімічно і фізично сумісними;
- захищеними від несприятливих хімічних і фізичних впливів;
- здатними забезпечити вогнестійкість конструкції.

- (4) Згідно з вимогами граничного стану з вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності  $I$  ширина зазорів у з'єднаннях не повинна перевищувати 20 мм, а глибина зазорів не повинна бути більшою за половину мінімальної товщини  $d$  (див. 4.2) наявного розділювального елемента (рисунок 4.4).



Примітка.

Стрижні в кутових зонах, що розміщуються біля зазору, не розглядаються як кутові стрижні з відповідним посиланням на табличні дані.

**Рисунок 4.4** – Розміри зазору в з'єднаннях

Для зазорів з більшою глибиною та, за необхідності, з установленою закладною деталлю вогнестійкість має встановлюватись на основі відповідних випробувань.

## 4.7 Вогнезахисні покриття

- (1) Нормована вогнестійкість може забезпечуватись за допомогою вогнезахисних покриттів.
- (2) Властивості та роботу вогнезахисних покриттів конструкцій оцінюють під час відповідних випробувань.

## РОЗДІЛ 5 РОЗРАХУНОК ЗА ТАБЛИЧНИМИ ДАНИМИ

### 5.1 Сфера застосування

- (1) В розділі наведені розрахункові рішення для стандартного температурного режиму до 240 хв (див. 4.1). Правила застосовуються для аналізу окремої конструкції згідно з 2.4.2.

**Примітка.** Таблиці розроблені на емпіричній основі і підтверджені досвідом, теоретичною оцінкою та випробуваннями (рисунки 23). Дані взяті з приблизних усталених висновків для найтиповіших конструкцій та дійсні для всього діапазону теплопровідності згідно з 3.3. Табличні дані для окремих типів бетонних виробів можна знайти у відповідних стандартах на ці вироби або визначити, використовуючи розрахункові методи згідно з 4.2, 4.3 та 4.4.

Annual  
report  
(2011) [26]



Рисунок 23 – Випробувальна піч

- (2) Значення, наведені в таблицях, застосовуються для бетону на силікатному заповнювачі (від 2000 кг/м<sup>3</sup> до 2600 кг/м<sup>3</sup> згідно з EN 206-1). Якщо в балках або плитах використовуються карбонатні або легкі заповнювачі, то мінімальний розмір поперечного перерізу можна зменшити на 10 %.
- (3) Якщо використовуються табличні дані, не потрібно виконувати подальших перевірок на зріз, кручення і анкерування (див. 4.4).
- (4) Якщо використовуються табличні дані, не потрібно виконувати подальших перевірок на крихке руйнування, за винятком підсилення захисного шару бетону (див. 4.5.1 (4)).

### 5.2 Загальні правила розрахунку

- (1) Вимоги для огорожувальної здатності (граничні стани з вогнестійкості E та I, див. 2.1.2) можуть вважатись забезпеченими, коли мінімальна товщина стін та плит відповідає таблиці 5.3. Для з'єднань необхідно посилатись на 4.6.
- (2) Для несучої здатності (граничний стан з вогнестійкості R) мінімальні вимоги до розмірів перерізів та відстані до осі арматури визначають з таблиць, з урахуванням такої умови:

$$E_{d,fi}/R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

де:

$E_{d,fi}$  – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі;

$R_{d,fi}$  – розрахункова несуча здатність під час пожежі.



- (3) Табличні дані для цього розділу ґрунтуються на зниженні рівня навантаження  $\eta_{fi}=0,7$ , якщо інше не передбачене у відповідних пунктах.
- Примітка.** Якщо коефіцієнт надійності, визначений в Національному додатку до EN 1990, не співпадає із зазначеними в 2.4.2, вищевказане значення  $\eta_{fi}=0,7$  не дійсне. В таких випадках значення  $\eta_{fi}$  для використання в країні можуть бути зазначені в Національному додатку.

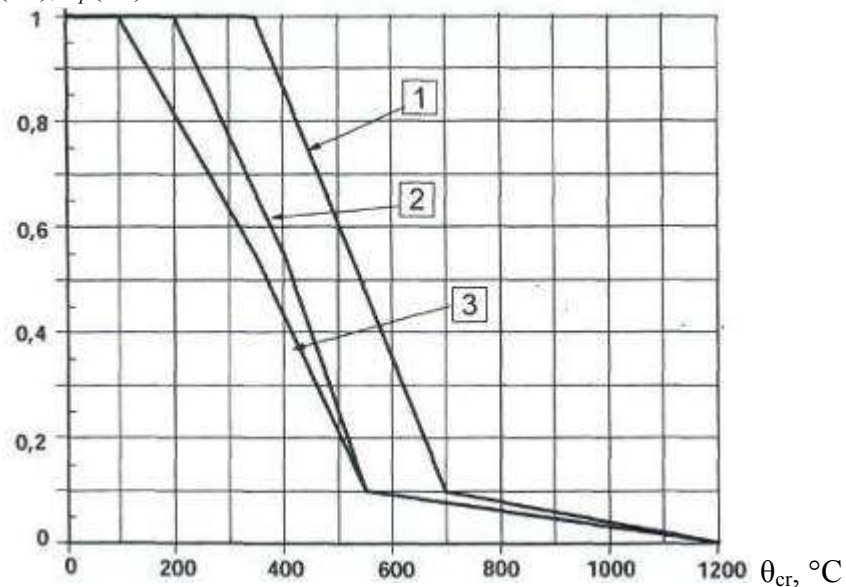
### НБ.2.8 Значення коефіцієнту $\eta_{fi}$

До пункту 5.2(3)

Додаткові положення не встановлюються.

- (4) Для забезпечення необхідної відстані від осі арматури до найближчої обігріваної поверхні в розтягнутих зонах вільно опертих балок та плит використовують таблиці 5.5, 5.6 та 5.8, колонка 3 (один напрямок), дані яких базуються на критичній температурі нагріву сталі  $\theta_{cr}=500$  °С. Цей висновок відповідає  $E_{d,fi}=0,7E_d$  та  $\gamma_s=1,15$  (рівень напружень  $\sigma_{s,fi}/f_{yk}=0,60$ , див. формулу (5.2), де  $E_d$  – розрахунковий навантажувальний ефект згідно з EN 1992-1-1.
- (5) Для попередньо напружених арматурних елементів критична температура стрижнів приймається 400 °С, а для канатів та дротів – 350 °С. Це твердження приблизно відповідає значенням  $E_{d,fi}=0,7E_d$ ,  $f_{p0,1k}/f_{pk}=0,9$  та  $\gamma_s=1,15$  (рівень напружень  $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k}=0,55$ ). Якщо не проводились спеціальні перевірки згідно з (7) в розтягнутих елементах, балках та плитах необхідна відстань до осі арматури  $a$  має збільшуватись на:
- 10 мм для попередньо напружених стрижнів, відповідно  $\theta_{cr}=400$  °С;
  - 15 мм для попередньо напружених дротів та канатів, відповідно  $\theta_{cr}=350$  °С.
- (6) Зниження характеристичної міцності ненапруженої та попередньо напруженої арматури як залежності від температури  $\theta$  для користування таблицями в цьому розділі показано відповідними кривими на рисунку 5.1.

$k_s(\theta_{cr}), k_p(\theta_{cr})$



1 – арматура

2 – попередньо напружена арматура (стрижні згідно з EN 10138-4)

3 – попередньо напружена арматура (дроти та канати згідно з EN 10138-2 та EN 10138-3 відповідно)

**Рисунок 5.1** – Крива для критичної температури ненапруженої та попередньо напруженої арматури  $\theta_{cr}$ , що відповідає коефіцієнту зниження

$$k_s(\theta_{cr})=\sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \text{ або } k_p(\theta_{cr})=\sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\text{ }^{\circ}\text{C})$$

Криві отримані з таких формул:

і) арматура (гарячекатана або холоднодеформована згідно з EN 10080)

$k_s(\theta)=1,0$	для $20\text{ }^{\circ}\text{C}\leq\theta\leq 350\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta)=1,0-0,4(\theta-350)/150$	для $350\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 500\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta)=0,61-0,5(\theta-500)/200$	для $500\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 700\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_s(\theta)=0,1-0,1(\theta-700)/500$	для $700\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$

ii) попередньо напружена сталь (стрижні згідно з EN 10138-4)

$k_p(\theta)=1,0$	для $20\text{ }^{\circ}\text{C}\leq\theta\leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_p(\theta)=1,0-0,45(\theta-200)/200$	для $200\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_p(\theta)=0,55-0,455(\theta-400)/150$	для $400\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 550\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_p(\theta)=0,1-0,1(\theta-550)/650$	для $550\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$

iii) попередньо напружена сталь (дріт та канати згідно з EN 10138-2 та -3 відповідно)

$k_p(\theta)=1,0$	для $20\text{ }^{\circ}\text{C}\leq\theta\leq 100\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_p(\theta)=1,0-0,45(\theta-100)/250$	для $100\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 350\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_p(\theta)=0,55-0,455(\theta-350)/200$	для $350\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 550\text{ }^{\circ}\text{C}$
$k_p(\theta)=0,1-0,1(\theta-550)/650$	для $550\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta\leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$

(7) Для розтягнутих та вільно опертих елементів при згині (за винятком попередньо напружених арматурних елементів без зчеплення з бетоном), в яких критична температура відрізняється від  $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ , відстань до осі арматури, наведена в таблицях 5.5, 5.6 та 5.9, може уточнюватись наступним чином.

а) при обчисленні напруження сталі  $\sigma_{s,fi}$  від впливу пожежі  $E_{d,fi}$  використовують формулу (5.2).

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{f_{yk}(20^{\circ}\text{C})}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.2)$$

де  $\gamma_s$  – коефіцієнт надійності для арматури (розділ 2 EN 1992-1-1)

$A_{s,req}$  – площа потрібного армування за граничним станом відповідно до EN 1992-1-1

$A_{s,prov}$  – площа забезпеченого армування

$E_{d,fi}/E_d$  – можна оцінити, застосовуючи 2.4.2.

б) визначають критичну температуру армування  $\theta_{cr}$ , що відповідає коефіцієнту зниження  $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\text{ }^{\circ}\text{C})$  (рисунок 5.1, крива 1) для ненапруженої або  $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\text{ }^{\circ}\text{C})$  (рисунок 5.1, крива 2 або 3) для попередньо напруженої арматури.

с) уточнюють мінімальну відстань до осі арматури, наведену в таблицях, для нової критичної температури  $\theta_{cr}$ , використовуючи наближену формулу (5.3), де  $\Delta a$  зміна відстані до осі арматури в мм.

$$\Delta a = 0,1(500 - \theta_{cr}), \text{ мм} \quad (5.3)$$

(8) Наведене вище наближення дійсне, якщо  $350\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_{cr} < 700\text{ }^{\circ}\text{C}$ , та для зміни відстані до осі арматури, наведеної тільки в таблицях. Для температур за межами цих границь та для більш точних результатів необхідно користуватись температурними кривими.

(9) Для попередньо напруженої сталі аналогічно можна використовувати формулу (5.2). Для попередньо напруженої арматури без зчеплення з бетоном критичні температури вище  $350\text{ }^{\circ}\text{C}$  можна використовувати тільки, якщо застосовуються більш точні методи визначення прогинів, див. 4.1 (3).

(10) Для розтягнутих елементів або балок, де вимагається, щоб  $\theta_{cr}$  була менше  $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ , розміри поперечного перерізу повинні бути збільшені за умови збільшення мінімальної ширини розтягнутого елемента або розтягнутої зони балки в мм згідно з формулою (5.4):

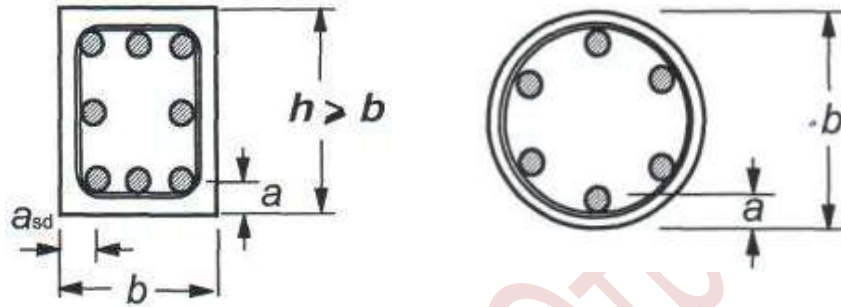
$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8(400 + \theta_{cr}) \quad (5.4)$$

де  $b_{min}$  – мінімальний розмір  $b$ , наведений в таблицях, що відносяться до нормованої вогнестійкості.



Як альтернатива збільшенню ширини за формулою (5.4) уточнюють відстань до осі арматури для отримання температури, необхідної для діючого напруження. Це вимагає використання точнішого методу, такого, який наведено в додатку А.

- (11) В таблицях, додатково до розрахункових правил, що вимагаються (EN 1992-1-1), наведені значення мінімальних розмірів для вогнестійкості. Деякі значення відстані до осі арматури, використані в таблицях, менші за ті, що вимагаються в EN 1992-1-1, та повинні враховуватись для контролю.
- (12) Може проводитись лінійна інтерполяція між значеннями, наведеними в таблицях.
- (13) Позначення, що використані в таблицях, надані на рисунку 5.2.



**Рисунок 5.2** – Переріз елементів конструкцій, номінальна відстань до осі арматури  $a$

- (14) Відстань до осі арматури  $a$ , для сталевих стрижнів, дроту та попередньо напруженого арматурного елемента має номінальні значення.
- (15) При армуванні в декілька рядів, як наведено на рисунку 5.3, та там де воно складається з ненапруженої та попередньо напруженої арматури з тими ж характеристичними міцностями  $f_{yk}$  та  $f_{pk}$ , середня відстань до осі арматури  $a_m$  не може бути меншою за відстань до осі арматури  $a$ , наведену в таблицях. Середня відстань до осі арматури може бути обчислена за формулою (5.5)

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}} \quad (5.5)$$

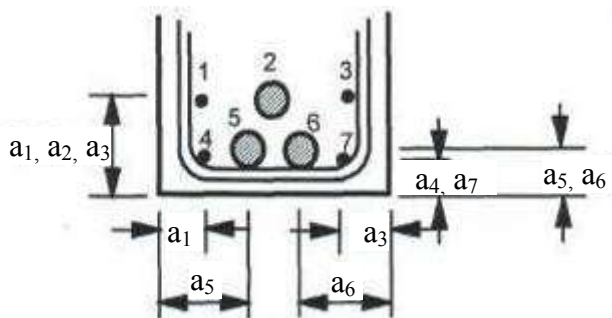
де  $A_{si}$  – площа поперечного перерізу  $i$ -того сталевго стрижня (попередньо напруженого арматурного елемента, канату);

$a_i$  – відстань до осі  $i$ -того сталевго стрижня (попередньо напруженого арматурного елемента, канату).

Коли армування складається зі сталей з різними характеристичними міцностями,  $A_{si}$  у формулі (5.5) можна замінити на  $A_{si}f_{yki}$  (або  $A_{si}f_{yki}$ ).

- (16) Коли ненапружена та попередньо напружена арматури можуть використовуватись одночасно (наприклад, у частково попередньо напруженому елементі), відстані до осей ненапруженої та попередньо напруженої арматури повинні визначатись окремо.

**Примітка.** Рекомендується використовувати температурні криві та спрощені методи розрахунку.



**Рисунок 5.3** – Розміри, що використовуються при розрахунку відстань до осі арматури  $a_m$

- (17) Мінімальна відстань до осі для будь-якого окремого стрижня повинна бути не менше за необхідну при R 30 для стрижнів в один ряд або половину середньої відстані до осі для стрижнів в декілька рядів (формула (5.5)).

### 5.3 Колони

5.3.1 (7) Колона – це елемент, у якого висота перерізу не перевищує ширину ДСТУ-Н Б більш як у 4 рази, висота елемента, щонайменш, у 3 рази – висоту перерізу. EN 1992-1-1 У іншому разі, вона повинна розглядатись як стіна.

#### 5.3.1 Загальні положення

- (1) Для оцінки вогнестійкості колон існує два методи: метод А та метод В.  
Примітка. Наведені табличні дані використовують тільки для будівель із в'язями жорсткості (рисунки 24, 25). Табличні дані для безв'язевих будівель можуть бути наведені в Національному додатку.

#### НБ.2.9 Табличні дані для колон

До пункту 5.3.1(1)

Додаткові положення не встановлюються.

#### 5.3.2 Метод А

- (1) Вогнестійкість ненапружених та попередньо напружених залізобетонних колон, що переважно зазнають стиску, в будівлях із в'язями жорсткості може вважатись забезпеченою, якщо значення в таблиці 5.2а застосовують сумісно з наступними правилами.
- (2) Мінімальні значення ширини колони  $b_{min}$  та відстані до осі поздовжньої арматури  $a$ , наведені в таблиці 5.2а, чинні за наступних умов:
- розрахункова довжина колони (визначення див. EN 1992-1-1, розділ 5) під час пожежі:  $l_{0,fi} \leq 3$  м
  - ексцентриситет першого порядку під час пожежі:  $e = M_{0,Ed,fi} / N_{0,Ed,fi} \leq e_{max}$ ;
  - ступінь армування  $A_s < 0,04A_c$ .

Примітка 1. Значення  $e_{max}$  в межах  $0,15h$  (або  $b$ )  $\leq e_{max} \leq 0,4h$  (та  $b$ ), для використання в країні можна застосовувати Національний додаток. Рекомендоване значення  $e_{max}$  становить  $0,15h$  (та  $b$ ).

**Таблиця 5.2а** – 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	300/45	350/53	155/25

	300/25	400/38	450/40**	
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).

**НБ.2.10 Значення максимального ексцентриситету під час пожежі  $e_{max}$ , розрахункової довжини колони під час пожежі  $l_{o,fi}$   
До пункту 5.3.2(2)  
Положення цього пункту прийняті без змін.**

**Примітка 2.** Розрахункову довжину колони під час пожежі  $l_{o,fi}$  приймають як  $l_o$  за нормальних температур в усіх класах. Для будівель з в'язями жорсткості, якщо вплив за стандартним температурним режимом становить більше 30 хв, розрахункову довжину  $l_{o,fi}$  приймають як  $0,5l$  для міжповерхових перекриттів та  $0,5l \leq l_{o,fi} \leq 0,7l$  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.**

**Примітка 3.** Ексцентриситет першого порядку під час пожежі прирівнюють до такого, який використовують при розрахунку за нормальних температур.

(3) Введений коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі  $\mu_{fi}$ . Цим пояснюється сполучення навантажень, міцності на стиск і вигин колони, в тому числі ефекти другого порядку.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.6)$$

де  $N_{Ed,fi}$  – розрахункове осьове навантаження під час пожежі,  
 $N_{Rd}$  – розрахункова міцність колони за нормальних температур  
 $N_{Rd}$  – при розрахунку обчислюється відповідно до EN 1992-1-1 з урахуванням  $\gamma_m$  за нормальних температур, враховуючи впливи другого порядку та початковий ексцентриситет, що дорівнює ексцентриситету для  $N_{Ed,fi}$

**Примітка 1.** Коефіцієнт зниження  $\eta_{fi}$  використовують замість  $\mu_{fi}$  для розрахункового рівня навантаження (див. 2.4.2) як надійне спрощення, оскільки  $\eta_{fi}$  враховує, що колона повністю навантажена при розрахунку за нормальної температури.

Sven  
Huisman  
(2010) [18]



**Рисунок 24 – Піч для випробування колон**



**Рисунок 25** – Колона після випробування на вогнестійкість

**Примітка.**  
(4)

Таблиця 5.2а основана на рекомендованому значенні  $\alpha_{cc}=1,0$ .

Інші значення для табличних даних можуть оцінюватись за формулою:

$$R=120((R_{\eta fi}+R_a+R_l+R_b+R_n)/120)^{1,8} \quad (5.7)$$

$$\text{де } R_{\eta fi}=83 \left[ 1,00 - \mu_{fi} \frac{(1+\omega)}{(0,85/\alpha_{cc})+\omega} \right]$$

$$R_a=1,60(a-30)$$

$$R_l=9,60(5-l_{o,fi})$$

$$R_b=0,09b'$$

$$R_n=0$$

для  $n=4$  (тільки кутові стрижні)

$$R_n=12$$

для  $n>4$

$a$  – відстань до осі поздовжньої сталеві арматури, мм;  $25 \text{ мм} \leq a \leq 80 \text{ мм}$

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

$b'=2A_c/(b+h)$  – для прямокутного поперечного перерізу або діаметру круглого поперечного перерізу  $200 \text{ мм} \leq b' \leq 450 \text{ мм}$ ;  $h \leq 1,5b$ .

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} - \text{ступінь армування за нормальної температури}$$

$\alpha_{cc}$  – коефіцієнт для міцності на стиск, див. EN 1992-1-1.

Межі застосування ексцентриситету першого порядку під час пожежі наведені в 5.3.2 (2).

### 5.3.3 Метод В

(1) Вогнестійкість залізобетонних колон визначають за таблицею 5.2b та наступних правил. Додаткова інформація наведена в додатку С.

(2) Таблиця 5.2b застосовна тільки для будівель із в'язями жорсткості якщо:

- рівень навантаження  $n$  за нормальних температур (EN 1992-1-1, 5.8)

$$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (5.8a)$$

- ексцентриситет першого порядку під час пожежі  $e$

$$e = M_{0Ed,fi} / (N_{0Ed,fi}) \quad (5.8b)$$

$$e/b \leq 0,25;$$

$$e_{max} = 100 \text{ мм};$$

- гнучкість колони під час пожежі  $\lambda_{fi}$

$$\lambda_{fi} = l_{o,fi} / i \quad (5.8c)$$

$\lambda_{fi} \leq 30$ , що відповідає більшості колон у звичайних будівлях

де  $l_{o,fi}$  – розрахункова довжина колони під час пожежі

$b$  – мінімальний розмір перерізу прямокутної колони або діаметр круглої колони

$N_{0Ed,fi}$ ,  $M_{0Ed,fi}$  – осьова сила та момент першого порядку під час пожежі;

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} - \text{ступінь армування за нормальних температурних умов}$$

$i$  – мінімальний радіус інерції.

- (3) В таблиці 5.2б поздовжнє зусилля та згинальний момент першого порядку (див. EN 1992-1-1, 5.8) вводиться в формулах (5.8a) та (5.8b) для рівнів навантаження колони за нормальної температури. Впливи другого порядку також враховані.

**Примітка 1.**  $N_{0Ed,fi}$  можна прийняти  $0,7 N_{0Ed}$  ( $\eta_{fi}=0,7$  (2.4.2)) якщо  $\eta_{fi}$  розраховано точно.

**Примітка 2.** Коефіцієнт гнучкості  $\lambda_{fi}$  під час пожежі можна приймати як значення  $\lambda$  за нормальної температури в усіх випадках. Для будівель з в'язями жорсткості, якщо вплив за стандартним температурним режимом становить більше 30 хв., розрахункову довжину  $l_{0,fi}$  приймають  $0,5l$  для міжповерхових перекриттів та  $0,5l < l_{0,fi} < 0,7l$  для покриття, де  $l$  – розрахункова довжина колони (від підлоги до підлоги).

**Таблиця 5.2b** – Мінімальні розміри колони та відстаней до осі арматури для залізобетонних колон прямокутного або круглого перерізу

Нормована вогнестійкість	Ступінь армування, $\omega$	Мінімальні розміри, мм.			
		Ширина колони/відстань до осі робочої арматури, $b_{min}/a$			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/25:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	200/35:350/25*	350/40:500/25
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:200/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/40:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/45:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/45:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) означає, що ширина має бути більша за 600 мм. Необхідна окрема перевірка поздовжнього згину.

- (4) В колонах, де  $A_s \geq 0,02A_c$ , для вогнестійкості більше ніж 90 хв вимагається рівномірне розміщення стрижнів по краях поперечного перерізу.

## 5.4 Стіни

### 5.4.1 Ненесучі стіни (перегородки)

- (1) Якщо вимагається, щоб вогнестійкість перегородок відповідала тільки граничному стану з вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності I та граничному стану з вогнестійкості за ознакою втрати цілісності E, то мінімальна товщина стіни має бути не менше, наведеної в таблиці 5.3. Вимоги щодо відстані до осі арматури при цьому не встановлюють.

- (2) Якщо застосовуються карбонатні заповнювачі, мінімальну товщину стіни за таблицею 5.3 можна зменшити на 10 %.
- (3) Для уникання температурної деформації та часткової втрати цілісності між стіною та плитою відношення висоти стіни між підлогою і стелею до товщини не має перевищувати 40.

**Таблиця 5.3** – Мінімальна товщина ненесучої стіни (перегородки)

Нормована вогнестійкість	Мінімальна товщина стіни, мм
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175



### 5.4.2 Несучі суцільні стіни

(1) Це положення поширюється на залізобетонні стіни із співвідношенням довжини до товщини 4 або більше, і в яких арматура враховується при розрахунку за несучою здатністю.

- (1) Для визначення вогнестійкості несучих залізобетонних стін застосовують дані таблиці 5.3 та наступні правила.
- (2) Мінімальні значення товщини стіни, що наведені в таблиці 5.4, можна застосовувати для плоских залізобетонних стін (див. EN 1992-1-1, розділ 12).
- (3) Положення 5.4.1(2) та 5.4.1(3) також застосовують для несучих суцільних стін.

**Таблиця 5.4** – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури несучих залізобетонних стін

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм. Товщина стіни/відстань до осі арматури			
	$\mu_{fi}=0,35$		$\mu_{fi}=0,7$	
	стіна з одностороннім впливом вогню	стіна з двостороннім впливом вогню	стіна з одностороннім впливом вогню	стіна з двостороннім впливом вогню
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1. Визначення  $\mu_{fi}$  згідно з 5.3.2 (3).

Примітка.

### 5.4.3 Протипожежні стіни

- (1) Якщо протипожежна стіна повинна відповідати вимогам ударотривкості (граничний стан з вогнестійкості M, (див. 2.1.2 (6)), додатково до 5.4.1 або 5.4.2 мінімальна товщина для нормального бетону має бути не менше:
  - 200 мм для бетонної стіни
  - 140 мм для залізобетонної несучої стіни
  - 120 мм для залізобетонної ненесучої стіни,
 а відстань до осі арматури несучої стіни має бути не менше 25 мм.

### 5.5 Розтягнуті елементи

- (1) Вогнестійкість ненапружених та попередньо напружених залізобетонних розтягнутих елементів вважається достатньою, якщо застосовуються значення, наведені в таблиці 5.5, та виконуються наступні правила.
- (2) За надмірного подовження розтягнутого елемента, що впливає на несучу здатність конструкцій, відбувається зниження температури арматури в розтягнутому елементі до 400 °С. В таких ситуаціях відстані до осі арматури в таблиці 5.5 потрібно збільшити користуючись формулою (5.3), що наведена в 5.2 (7). Для оцінки зменшення видовження використовують значення властивостей матеріалів за розділом 3.
- (3) Поперечний переріз розтягнутих елементів не може бути менше ніж  $2b_{min}^2$ , де  $b_{min}$  мінімальна ширина елемента наведена в таблиці 5.5.

## 5.6 Балки

9.2.1.2 (3) Балка – це елемент, у якого проліт не менше ніж у 3 рази перевищує загальну висоту перерізу. В іншому разі вона повинна розглядатись як балка-стінка.  
ДСТУ-НБ EN1992-1-1 [2]

### 5.6.1 Загальні положення

- (1) Для визначення вогнестійкості ненапружених та попередньо напружених залізобетонних балок використовують дані, наведені в таблицях 5.5, 5.7, та виконуються наступні правила. Товщина стінки балки класифікується WA, WB або WC.

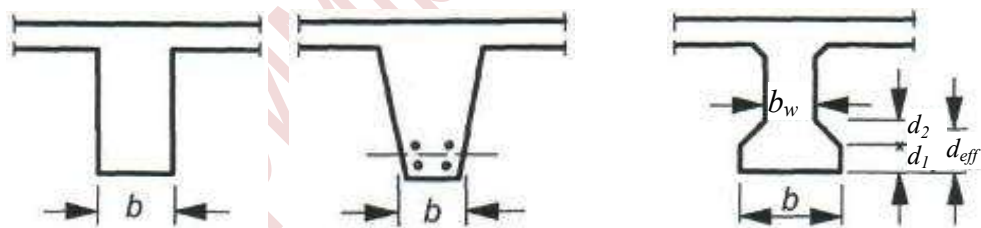
### НБ.2.11 Значення товщини стінки балки

Рішення щодо вибору значень класу WA, WB або WC приймає проектувальник. Рекомендується використовувати значення класу WA.

- (2) Таблиці використовують для балок, що зазнають тристороннього впливу вогню, наприклад, на верхню полицю встановлюються плити або інші елементи, які виконують теплоізолювальну функцію протягом всього періоду вогневого впливу. Для балок, що зазнають вогневого впливу з усіх сторін, застосовують 5.6.4.
- (3) Значення в таблицях дійсні для поперечних перерізів, наведених на рисунку 5.4. Правила застосування 5.6.1(5)-5.6.1(8) забезпечують потрібні розміри поперечного перерізу для захисту арматури.
- (4) Для балок зі змінною шириною (рисунок 5.4b) мінімальне значення  $b$  відноситься до центру тяжіння розтягнутої арматури.
- (5) Робоча висота  $d_{eff}$  нижньої полиці двотаврової балки з різними стінками (рисунок 5.4c) має бути не менше:

$$d_{eff} = d_1 + 0,5d_2 \geq b_{min}, \quad (5.9)$$

де  $b_{min}$  – мінімальне значення ширини балки за таблицею 5.7.



(а) Постійна ширина (б) Змінна ширина (с) Двотавровий переріз

**Рисунок 5.4** – Визначення розмірів різних типів балочних перерізів

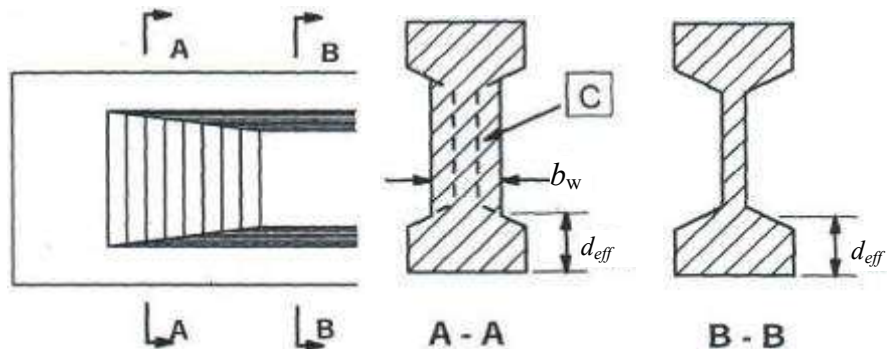
Це правило не працює, якщо фіктивний поперечний переріз (рисунок 5.5c), що задовольняє вимогам мінімальної ширини стосовно вогнестійкості, і який включає повне армування, входить в існуючий поперечний переріз.

- (6) Якщо дійсна ширина нижньої полиці  $b$  перевищує межу  $1,4b_w$ , ( $b_w$  – дійсна ширина стінки балки (рисунок 5.4c), а  $bd_{eff} < 2b_{min}^2$ , тоді відстань до осі ненапруженої або попередньо напруженої арматури збільшують:

$$a_{eff} = a \left( 1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a, \quad (5.10)$$

де  $d_{eff}$  – визначають за формулою (5.9)

$b_{min}$  – мінімальна ширина балки наведена в таблиці 5.5.



С – фіктивний поперечний переріз

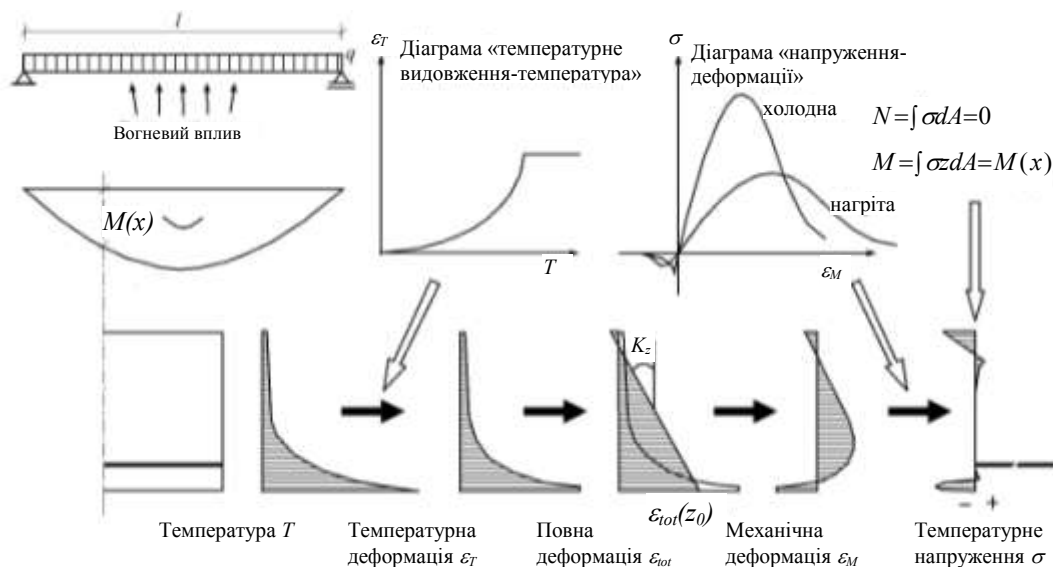
**Рисунок 5.5** – Двотаврова балка зі збільшеною шириною стінки  $b_w$ , що задовольняє вимогам фіктивного поперечного перерізу

- (7) Отвори в стінках балок не впливають на вогнестійкість, якщо залишкова площа поперечного перерізу елемента в розтягнутій зоні не менша за  $A_c = 2b_{min}^2$ , де  $b_{min}$  наведено в таблиці 5.5.
- (8) Зосередження температури відбувається в нижніх кутах балок. З цієї причини відстань  $a_{sd}$  (рисунок 5.2) від осі кутового стрижня (канату або дроту) до бічної грані балки тільки з одним рядом арматури слід збільшувати на 10 мм для значень ширини балки не більше тих, що наведені в колонці 4 таблиці 5.5 для вільно опертих балок та в колонці 3 таблиці 5.6 для нерозрізних балок, для відповідної нормованої вогнестійкості.

### 5.6.2 Вільно оперті балки

- (1) У таблиці 5.5 наведені мінімальні значення відстані від осі арматури до нижньої поверхні та сторони вільно опертих балок разом з мінімальними значеннями ширини балки для нормованої вогнестійкості від R30 до R240 (рисунок 26).

Fib Bulletin  
46 [27]



**Рисунок 26** – Графічне представлення розрахунків температурних напружень у вільно опертій балці

### 5.6.3 Нерозрізні балки

- (1) У таблиці 5.6 наведені мінімальні значення відстані від осі арматури до нижньої поверхні та сторони нерозрізних балок разом з мінімальними значеннями ширини балки для нормованої вогнестійкості від R30 до R240.
- (2) Дані таблиці 5.6 використовують, якщо а) виконуються правила конструювання, що вказані нижче, та б) перерозподіл згинального моменту при розрахунку за нормальної температури не перевищує 15 %. Інакше їх приймають як вільно оперті балки.

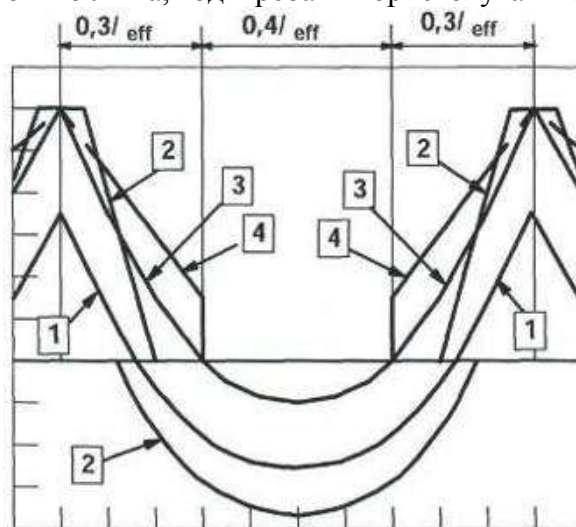
**Примітка.** Таблицю 5.6 можна використовувати для проектування нерозрізних балок, в яких перерозподіл згинаючого моменту більше 15 % за наявності достатньої здатності чинити опір повороту на опорах для необхідного впливу вогню. Більш точні розрахунки за умов їх застосування можуть базуватися на спрощених методах розрахунку (наприклад, додаток Е), для отримання більш точних значень відстані від осі арматури та довжини арматурних стрижнів за межами верхньої та нижньої епор згинальних моментів.

- (3) Площа верхнього армування на кожній проміжній опорі для нормованої вогнестійкості R 90 і вище, до відстані  $0,3l_{eff}$  (як визначено в розділі 5 EN 1992-1-1) від осі опори повинна бути не менша (рисунок 5.6):

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5x/l_{eff}) \quad (5.11)$$

де  $x$  – відстань від ділянки, що розраховується, до осі опори, якщо  $x \leq 0,3l_{eff}$ ;  
 $A_{s,req}(0)$  – площа необхідного верхнього армування на опорі за EN 1992-1-1;  
 $A_{s,req}(x)$  – мінімальна площа необхідного верхнього армування в перерізі на відстані  $x$  від осі опори, що розглядається, але не менше  $A_s(x)$ , що вимагає EN 1992-1-1.

$l_{eff}$  – розрахункова довжина прольоту. Якщо розрахункова довжина прилеглих прольотів більша, тоді треба використовувати це значення.



Пояснення:

- 1 – еюра згинальних моментів від впливу пожежі за  $t=0$
- 2 – обвідна еюра діючих згинальних моментів, якій повинна протидіяти розтягнута арматура згідно з EN 1992-1-1
- 3 – еюра згинальних моментів під час пожежі
- 4 – обвідна еюра згинальних моментів внутрішніх сил, що враховується у формулі (5.11)

**Рисунок 5.6** – Обвідна еюра згинальних моментів на опорах під час пожежі

- (4) Таблиця 5.6 застосовується для нерозрізних балок з використанням попередньо напружених арматурних елементів без зчеплення з бетоном тільки, якщо негативному згинальному моменту на проміжних опорах під час пожежі протидіє армування зі зчепленням з бетоном.
- (5) Товщина стінки двотаврової нерозрізної балки  $b_w$  (рисунок 5.4с) повинна бути не менша мінімального значення  $b_{min}$  в таблиці 5.6 (колонка 2) для відстані  $2h$  від проміжної опори за умови, якщо не спостерігається можливість вибухоподібного крихкого руйнування (див. 4.5).
- (6) Для запобігання руйнуванню стиснутого бетону або внаслідок зрізу нерозрізної балки на першій проміжній опорі, ширину балки та товщину стінки балки потрібно збільшити для нормованої вогнестійкості від R 120 до R 240 згідно таблиці 5.7, якщо виконуються такі умови:
- а) з'єднання або балка не забезпечують опір згинанню на крайній опорі (для цього 9.2.1.2 (1) EN 1992-1-1 наводить здатність чинити опір моменту, коли він є частиною здатності з'єднання передавати момент), та
- б)  $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max}$  на першій проміжній опорі, де  $V_{Ed}$  – розрахункова поперечна сила за нормальної температури та  $V_{Rd,max}$  – розрахунковий опір зрізу стінок згідно з розділом 6 EN 1992-1-1.

#### 5.6.4 Балки зі впливом пожежі з усіх сторін

- (1) Таблиці 5.5, 5.6 та 5.7 застосовують за таких умов:
- висота балки повинна бути не менше мінімальної ширини, необхідної для відповідної межі вогнестійкості,
  - площа поперечного перерізу балки повинна бути не менша за

$$A_c = 2b_{min}^2 \quad (5.12)$$

де  $b_{min}$  – наведене в таблицях 5.5-5.7.

**Таблиця 5.5** – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих ненапружених та попередньо напружених залізобетонних балок

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

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

Для попередньо напружених балок повинно зазначатись збільшення відстані до осі арматури згідно з 5.2 (5).

$a_{sd}$  – відстань до сторони балки від осі кутових стрижнів (попередньо напружених арматурних елементів або дротів) балок тільки з одним рядом армування. Для значень  $b_{min}$ , що перевищують наведені в колонці 4, значення  $a_{sd}$  не потрібно збільшувати.

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.



**Таблиця 5.6** – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури нерозрізних ненапружених та попередньо напружених залізобетонних балок, (див. таблицю 5.7)

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	$b_{min}=80$ $a=15^*$	160 12			80	80	80
R60	$b_{min}=120$ $a=25$	200 12*			100	80	100
R90	$b_{min}=150$ $a=35$	250 25			110	100	100
R120	$b_{min}=200$ $a=45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R180	$b_{min}=240$ $a=60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R240	$b_{min}=280$ $a=75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160

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

Для попередньо напружених балок повинно зазначатись збільшення відстані до осі арматури згідно з 5.2 (5).

$a_{sd}$  – відстань до сторони балки від осі кутових стрижнів (попередньо напружених арматурних елементів або дротів) балок тільки з одним рядом армування. Для значень  $b_{min}$ , що перевищують наведені в колонці 4, значення  $a_{sd}$  не потрібно збільшувати.

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

**Таблиця 5.7** – Ненапружені та попередньо напружені нерозрізні двотаврові залізобетонні балки; збільшені розміри ширини балки та товщини стінки балки за умов 5.6.3.6

Нормована вогнестійкість	Мінімальна ширина балки $b_{min}$ , мм, та товщина стінки балки $b_w$ , мм
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

## 5.7 Плити

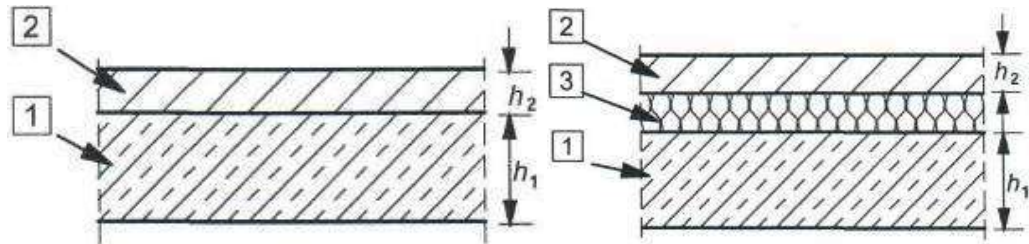
5.3.1 (4) Плита – це елемент, у якого мінімальний розмір сторони не менше ніж у 5 разів перевищує загальну товщину плити.  
ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

### 5.7.1 Загальні положення

- (1) Вогнестійкість залізобетонних плит із ненапруженою та попередньо напруженою арматурою можна вважати задовільною, якщо можуть застосовуватись значення, наведені в таблиці 5.8, разом з наступними правилами.
- (2) Мінімальна товщина плити  $h_s$ , що наведена в таблиці 5.8, забезпечує відповідну огорожувальну здатність (граничні стани з вогнестійкості E та I). Оздоблюваний поверхневий шар перекриття впливає на огорожувальну здатність пропорційно до своєї товщини (рисунок 5.7). Якщо нормується несуча здатність (граничний стан з вогнестійкості R), то можна використовувати тільки необхідну товщину плити, розраховану за

EN 1992-1-1.

- (3) Правила, наведені в 5.7.2 та 5.7.3, також застосовуються для ребер Т- та 2Т-подібних балок.



1 – залізобетонні плити; 2 – підлога (негорюча); 3 – звукоізоляція (можливо, горюча)

$h_s = h_1 + h_2$  (таблиця 5.9).

**Рисунок 5.7** – Залізобетонні плити з оздоблювальним поверхневим шаром

### 5.7.2 Вільно оперті плити суцільного перерізу

- (1) В таблиці 5.8 визначені мінімальні значення відстані від осі арматури до нижньої поверхні вільно опертих плит за нормованої вогнестійкості від R 30 до R 240.
- (2) Для плит, що працюють у двох напрямках,  $a$  позначає відстань до осі арматури в нижньому ряді.

**Таблиця 5.8** – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих суцільних ненапружених та попередньо напружених залізобетонних плит, що працюють в одному та двох напрямках

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

$l_x$  та  $l_y$  – прольоти плити, що працюють в обох напрямках (два напрями під прямими кутами), де  $l_y$  – довший проліт.

Для попередньо напружених плит потрібно вказувати збільшення відстані до осі арматури згідно з 5.2 (5).

Відстань до осі арматури в колонках 4 та 5 для плит, що працюють в обох напрямках, відноситься до плит, опертих з чотирьох сторін. Інакше їх треба розглядати як плиту, що працює в одному прольоті.

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

### 5.7.3 Нерозрізні плити суцільного перерізу

- (1) Значення, наведені в таблиці 5.8 (колонки 2 та 4), використовують для нерозрізних плит, що працюють як в одному, так і в обох напрямках.
- (2) Таблиця 5.8 та наступні правила застосовують для плит, де поздовжній перерозподіл моменту не перевищує 15 % для розрахунку за нормальних температур. За відсутності точних розрахунків та коли перерозподіл

моменту перевищує 15 %, або правила конструювання не дотримуються, кожний проліт нерозрізної плити розраховують як вільно оперту плиту, користуючись таблицею 5.8 (колонки 2, 3, 4 або 5 відповідно).

Правила пункту 5.6.3 (3) для нерозрізних балок також можна застосовувати для нерозрізних плит. Якщо ці правила не дотримуються, кожний проліт нерозрізної плити розглядають як вільно оперту плиту.

**Примітка.** Додаткові правила щодо здатності чинити опір повороту на опорах можуть бути наведені в Національному додатку.

## НБ.2.12 Правила щодо здатності чинити опір повороту

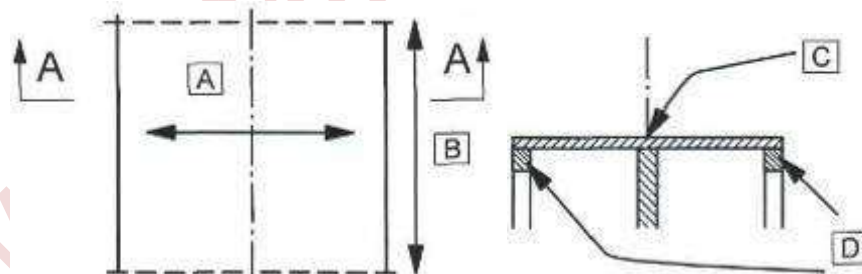
До пункту 5.7.3(2)

Додаткові положення не встановлюються.

- (3) Мінімальне верхнє армування  $A_s \geq 0,005A_c$  на проміжній опорі повинно забезпечуватись, якщо виконується одна з наступних умов:
- використовується холоднодеформована арматура.
  - в двопрольотних нерозрізних плитах методи розрахунку (EN 1992-1-1) та/або належне конструювання не обмежують згинання на крайніх опорах (наприклад, розділ 9 EN 1992-1-1).
  - неможливо розподілити зусилля в напрямку прольоту, так наприклад, проміжні стіни або інші опори в напрямку прольоту не беруться до уваги в розрахунку (рисунок 5.8).

### 5.7.4 Плоскі плити

- (1) Ці правила застосовують для плоских плит, для яких перерозподіл моменту згідно з розділом 2 EN 1992-1-1 не перевищує 15 %. Інакше відстані до осі арматури потрібно приймати як для плити, що працює в одному напрямку (колонка 3 таблиці 5.8), а мінімальну товщину – з таблиці 5.9.



A – напрям з проміжною опорою,  $l$

B – протяжність системи без поперечних стін або балок,  $> l$

C – небезпека крихкого руйнування

D – без обмеження повороту

**Рисунок 5.8** – Система плит, для яких потрібно забезпечити мінімальні площі армування згідно з 5.7.3(3)

- (2) Для вогнестійкості REI 90 та вище щонайменше 20 % повного верхнього армування в кожному напрямку на проміжних опорах згідно з EN 1992-1-1 має продовжуватись на весь проліт. Це армування повинно розміщуватись у смугі плоскої плити, що розташована над колоною.
- (3) Мінімальна товщина плити не може бути зменшена (наприклад, шляхом врахування покриття підлоги).
- (4) Відстань до осі  $a$  позначає відстань до осі арматури в нижньому ряді.

Особистий примірник Отроша Ю.А.

**Таблиця 5.9** – Мінімальні розміри та відстані до осі ненапруженої та попередньо напруженої арматури залізобетонних плоских плит

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм	
	Товщина плити $h_s$	Відстань до осі арматури $a$
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

### 5.7.5 Ребристі плити

- (1) Для оцінки вогнестійкості ненапружених та попередньо напружених залізобетонних ребристих плит, що працюють в одному напрямку, значення повинні узгоджуватись з 5.6.2, 5.6.3 для ребер та 5.7.3, таблиця 5.8, колонки 2 та 5 для полиці плит.
- (2) Для ненапружених та попередньо напружених залізобетонних ребристих плит, що працюють в обох напрямках, використовують значення за таблицями 5.10 та 5.11 разом з наступними правилами.
- (3) Значення таблиць 5.10 та 5.11 дійсні для ребристих плит при рівномірно розподіленому навантаженні.
- (4) Для ребристих плит з армуванням у кілька рядів застосовують правило 5.2 (15).
- (5) В нерозрізних ребристих плитах верхнє армування розташовують у верхній половині полиці плити.
- (6) Таблицю 5.10 використовують для вільно опертих ребристих плит, що в прольоті працюють в обох напрямках, а також для вільно опертих із защемленням щонайменше з одного краю ребристих плит, що працюють в обох напрямках прольоту, та нормованою вогнестійкістю нижче за REI 180, в яких конструювання верхнього армування не відповідає вимогам 5.6.3(3).

**Таблиця 5.10** – Мінімальні розміри та відстані до осі ненапруженої та попередньо напруженої арматури вільно опертих ребристих залізобетонних плит, що працюють в обох напрямках

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм			
	Можливі сполучення ширини ребер $b_{min}$ та відстані до осі арматури $a$			Товщина плит $h_s$ та відстань до осі арматури $a$ в полиці плити
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min}=80$ $a=15^*$			$h_s=80$ $a=10^*$
REI 60	$b_{min}=100$ $a=35$	120 25	$\geq 200$ 15*	$h_s=80$ $a=10^*$
REI 90	$b_{min}=120$ $a=45$	160 40	$\geq 250$ 30	$h_s=100$ $a=15^*$
REI 120	$b_{min}=160$ $a=60$	190 55	$\geq 300$ 40	$h_s=120$ $a=20$
REI 180	$b_{min}=220$ $a=75$	260 70	$\geq 410$ 60	$h_s=150$ $a=30$
REI 240	$b_{min}=280$ $a=90$	350 75	$\geq 500$ 70	$h_s=175$ $a=40$

$a_{sd}=a+10$



Для попередньо напружених ребристих плит відстань до осі арматури повинна збільшуватись згідно з 5.2(4).

$a_{sd}$  – відстань від осі арматури до бічної грані ребра, що зазнає вогневого впливу.

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

- (7) Таблиця 5.11 застосовується для вільно опертих щонайменше з одного краю ребристих плит, що працюють в обох напрямках. Для конструювання верхнього армування п. 5.6.3(3) застосовується до всіх нормованих значень вогнестійкостей.

**Таблиця 5.11** – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури для ненапружених та попередньо напружених залізобетонних ребристих плит із защемленням щонайменше одного краю, що працюють в обох напрямках прольоту

Нормована вогнестійкість	Мінімальні розміри, мм			
	Можливі сполучення ширини ребер $b_{min}$ та відстані до осі арматури, $a$			Товщина плит $h_s$ та відстань до осі арматури $a$ в полиці плити
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min}=80$ $a=10^*$			$h_s=80$ $a=10^*$
REI 60	$b_{min}=100$ $a=25$	120 15*	$\geq 200$ 10*	$h_s=80$ $a=10^*$
REI 90	$b_{min}=120$ $a=35$	160 25	$\geq 250$ 15*	$h_s=100$ $a=15^*$
REI 120	$b_{min}=160$ $a=45$	190 40	$\geq 300$ 300	$h_s=120$ $a=20$
REI 180	$b_{min}=310$ $a=60$	600 50		$h_s=150$ $a=30$
REI 240	$b_{min}=450$ $a=70$	700 60		$h_s=175$ $a=40$

$a_{sd}=a+10$

Для попередньо напружених ребристих плит відстань до осі арматури повинна збільшуватись згідно з 5.2(4).

$a_{sd}$  – відстань від осі арматури до бічної грані ребра, що зазнає вогневого впливу.

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

## ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Fib Bulletin 38: Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling, 2007
2. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)
3. 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)
4. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
5. ДБН В 1.2-7-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека
6. EN 1991-1-2. Basic design methods. Worked examples / Olivier VASSART // Workshop 'Structural Fire Design of Buildings according to the Eurocodes' – Brussels, 27-28 November 2012
7. Technical basis on structural fire resistance design in building standards law of Japan / Kazunori HARADA, Yoshifumi OHMIYA, Akiko NANBU, Akiko NAKAMICHI // Second International Workshop «Structures in Fire» – Christchurch – March, 2002 – 395-414 p.
8. Fib Bulletin 54: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance, vol. 4, 2010
9. Зміна №1 до ДСТУ-Н EN 1992-1-1 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)
10. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
11. Background documents to EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
12. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ
13. Fire resistance assessment of concrete structures / Fabienne ROBERT, Luc DAVENNE, Iuliana STOIAN // Workshop 'Structural Fire Design of Buildings according to the Eurocodes' – Brussels, 27-28 November 2012
14. Вогнестійкість залізобетонних конструкцій при проектуванні за національними стандартами, гармонізованими з Єврокодами / Фомін С.Л., Поклонський В.Г. // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). - Вип. 74: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДПНДІБК, 2011. – с. 68-88
15. Уточнение параметров диаграммы «напряжение-деформация» бетона при повышенных температурах / Фомин С.Л., Давиденко А.И., Поклонский В.Г. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Випуск №46, Одеса, 2012 – с. 360-367
16. Міцнісні та деформаційні властивості бетону за підвищених температур сталезалізобетонних конструкцій / С.Л. Фомін, К. Шейхмус, О.І. Давиденко, В.Г. Поклонський // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. - 2013. - № 755. - С. 435-441.
17. Определение модуля упругости тяжелого бетона при высокотемпературном нагреве / Фомин С.Л., Касем Шейхмус, Поклонский В.Г. / Науковий вісник будівництва, Харківський національний університет будівництва і архітектури, №73, 2013 – с. 427-436
18. Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung / Sven HUISMANN // Dissertation, Berlin, 2010 - 164 p.
19. Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings/ Long T. Phan, Therese P. McAllister, John L. Gross, Morgan J. Hurley // NIST Technical note 1681 – November 2010 – 217 p.
20. ДБН В.1.1-7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва
21. Structural Concrete 2008 Volume 9 Number 1. Journal of the fib.

22. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems / Kodur, V.K.R., Phan, L. // Fire Safety Journal 42 (2007), p. 482 – 488.
23. Огнестойкость бетона: европейское нормирование в строительстве / Еналеев Р.Ш., Теляков Э.Ш., Анаников С.В., Гасилов В.С. // FUNDAMENTAL RESEARCH №9, Казань, 2012.
24. Gelmiza V.I. Moscow, Vniipomvdssr-All-Union Research Institute for Fire Prevention of Soviet Interior Ministry, 1980. Issue 8, pp. 85–89.
25. Mechanical properties and microstructure of high strength concrete containing polypropylene fibres exposed to temperatures up to 200 °C / A. Noumowe // Cement and Concrete Research 35 (2005) 2192–2198
26. Annual report of The European Group of Organisations for Fire testing, Inspection and Certification, 2011
27. Fib Bulletin 46: Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment, 2008
28. 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)
29. Вогнестійкість будівельних конструкцій (за власні кошти ДП НДІБК) ЗНД-324-0004.11-001 – 41 с.
30. Nachweis der Feuerwiderstandsdauer einer Hochbaudecke nach DIN EN 1992-1-2 [http://www.lga.de/lga/de/download/statik\\_tipp\\_1101.pdf](http://www.lga.de/lga/de/download/statik_tipp_1101.pdf)
31. Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen nach DIN EN 1992-1-2 [http://www.lga.de/lga/de/download/statik\\_tipp\\_1301\\_stuetze.pdf](http://www.lga.de/lga/de/download/statik_tipp_1301_stuetze.pdf)
32. Projektowanie konstrukcji z betonu z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 2, Wozniak G, Turkowski P, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2013 – 76 p.
33. С.Л. Фомін, Б.Б. Григор'ян. Вогнестійкість залізобетонних конструкцій при реальному режимі пожежі. Будівництво України, 2002, №3. - С. 33 – 36
34. Руководство для проектировщиков к EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 и 1994-1-2: справочник по проектированию противопожарной защиты стальных, сталежелезобетонных и бетонных конструкций зданий и сооружений в соответствии с Еврокодами: пер. с англ. / Т. Леннон и др.; ред. серии X. Гульванесян – МГСУ, 2012. – 196 с.
35. Руководство для проектировщиков к EN 1990: Основы проектирования сооружений: пер. с англ. / X. Гульванесян, Ж.-А. Калгаро, М. Голицки; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т»; науч. ред. пер. д-р техн. наук В.Д. Райзер, канд. техн. наук Н.А. Попов. М.: МГСУ, 2011. – 264 с.

## ДОДАТОК А – ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ

### Приклад А.1 – Розрахунок колони на вогнестійкість

А.1.1 Вихідні дані розрахунку [13]:

Клас бетону С30/37, міцність  $f_{ck} = 30$  МПа,  $\gamma_c = 1,5$ ;

Арматура, міцність  $f_{yk} \geq 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,15$ ;

Захисний шар бетону  $c_{nom} = 30$  мм.

Клас відповідальності будівлі СС2, категорія відповідальності конструкції – Б.

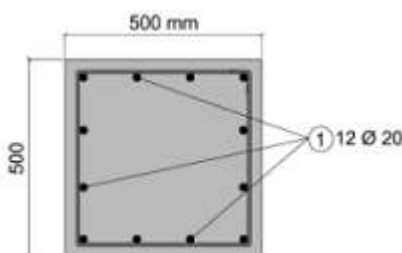


Рисунок А.1 – Схема армування колони

Таблиця А.1 – Параметри армування колони

Колона	Діаметр	Відстань до осі арматури, мм
Поздовжня (робоча) арматура	12Ø20	52
Хомути	Ø12/200 мм	36

А.1.2 Навантаження

1. Власна вага  $G_1$  прийнята з урахуванням густини бетону  $2,5 \text{ т/м}^3$  і розмірів конструкцій.

2. Постійні навантаження  $G_2$  (облицювання, підлога, вбудоване обладнання, перегородки) -  $1,5 \text{ кН/м}^2$ .

3. Змінні навантаження (конференц-зали):  $q_k = 4 \text{ кН/м}^2$  і  $\psi_2 = 0,6$ .

Коефіцієнт зниження  $\eta_{fi}$  визначаємо як менше значення в наведених нижче формулах:

$$\eta_{fi} = \frac{K_{FI} (G_k + \psi_{fi} Q_{k,1})}{K_{FI} (\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6,316 + 0,6 \cdot 4)}{1,050 \cdot (1,35 \cdot 6,316 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4)} = 0,636$$

$$\eta_{fi} = \frac{K_{FI} (G_k + \psi_{fi} Q_{k,1})}{K_{FI} (\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6,316 + 0,6 \cdot 4)}{1,050 \cdot (1,15 \cdot 6,316 + 1,5 \cdot 4)} = 0,610$$

Приймаємо  $\eta_{fi} = 0,610$ .

Зусилля в колоні за нормальних температур становить  $N_{0Ed} = 4384 \text{ кН}$ .

Зусилля в колоні під час пожежі  $N_{0Ed,fi} = \eta_{fi} N_{0Ed} = 0,610 \cdot 4384 = 2675 \text{ кН}$ .

Ексцентриситет навантаження  $e_{tot} = 3 \text{ см}$

А.1.3 Метод В базується на розрахунках, він є більш консервативним і потребує багатьох інтерполяцій. Обмеження для нормативної таблиці такі:

ексцентриситет  $e \leq 0,25b$  і  $\lambda_{fi} \leq 30$ . Таблиці на 9-ти сторінках у Додатку С [28].

Для Методу В рівень навантаження визначають за формулою:

$$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$$

Розрахункова довжина колони під час пожежі  $l_{0,fi}$

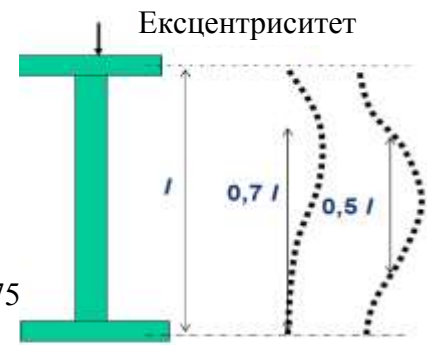
- для покриття  $0,7l$

- для міжповерхових перекриттів  $0,5l$

$$n_{column} = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7 \times (A_c f_{cd} + A_s f_{yd})}$$

Застосовується, якщо  $\lambda_{fi} \leq 30$  і  $e_{max} = 100$  мм.

$$n_{column} = \frac{2675 \cdot 10^3}{0,7 \times (500^2 \times 30 / 1,5 + 12 \times \pi \times 10^2 \times 500 / 1,15)} = 0,575$$



$$l_0 = 3,1 \text{ м}, \lambda = 22,5, e_{tot} = e_0 + e_i = 30 \text{ мм}$$

$$\text{Ступінь армування за нормальних температур } \omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{12 \times 314,1 \times 500 / 1,15}{500^2 \times 30 / 1,5} = 0,33.$$

Відстань до осі арматури – 52 мм.

**Таблиця 5.2b** – Мінімальні розміри колони та відстаней до осі арматури для залізобетонних колон з прямокутним або круглим перерізом

Нормована вогнестійкість	Ступінь армування, $\omega$	Мінімальні розміри, мм			
		Ширина колони/відстань до осі робочої арматури, $b_{min}/a$			
1	2	$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/25:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	200/35:350/25*	350/40:500/25
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:200/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/40:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/45:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/45:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

\* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

Проміжні табличні значення можна отримати за допомогою лінійної інтерполяції.

Таким чином, клас вогнестійкості розглянутої колони становить **R90**.



## Приклад А.2 – Розрахунок балки на вогнестійкість

Розрахунок балки на вогнестійкість виконаємо за методами, що запропоновані у ДСТУ-Н EN 1992-1-2 [28]:

- зональний метод (додаток В [28]);
- спрощений метод розрахунку для балок та плит (додаток Е [28]).

Поперечний переріз балки розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з трьох сторін – знизу та з боків. Балка розглядається як вільно оперта.

### А.2.1 Вихідні дані [29]

Розміри перерізу  $b = 300$  мм,  $h = 800$  мм, відстань до осі арматури  $a = 70$  мм (рисунок А.2).

Бетон класу С 20/25 ( $f_{ck} = 20$  МПа,  $\gamma_c = 1,5$ ,  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$  МПа). Арматура класу А500С ( $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,2$ ,  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,2 = 417$  МПа,  $E_s = 2,1 \times 10^5$  МПа), площа перерізу робочої арматури  $A_s = 1964$  мм<sup>2</sup> (4Ø25 А500С).

Розрахункове значення зовнішнього згинального моменту  $M_{Ed} = 500$  кНм.

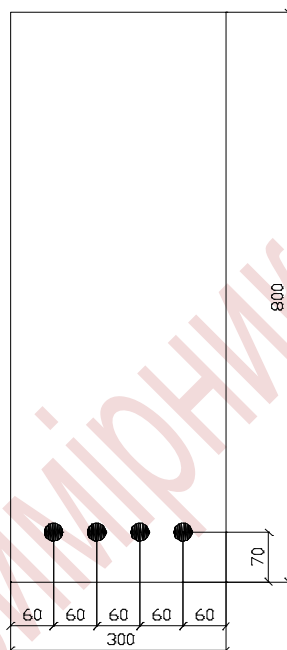


Рисунок А.2 – Поперечний переріз балки

### А.2.2 Зональний метод

Приведення поперечного перерізу базується на визначенні товщини  $a_z$  пошкодженої зони обігрівної поверхні (рисунок А.3).

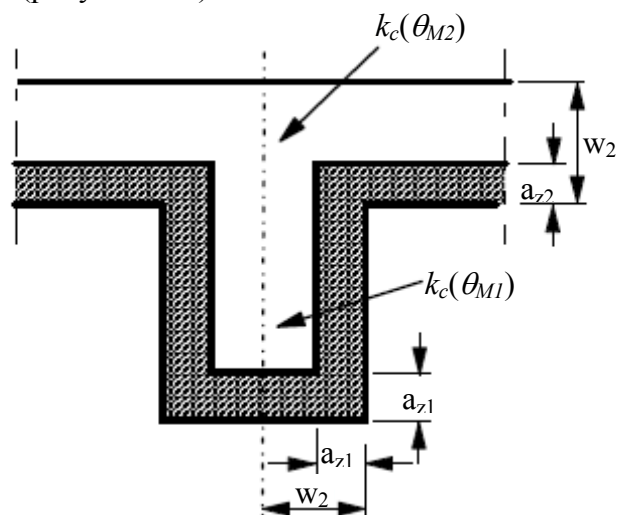
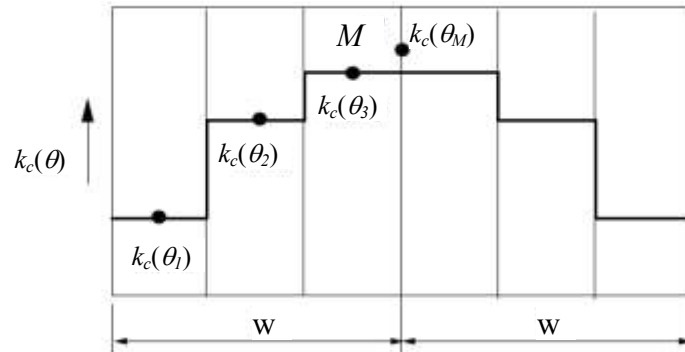


Рисунок А.3 – Приведений поперечний переріз балки

Пошкоджену зону  $a_z$  еквівалентної стінки під час двостороннього вогневого впливу визначають таким чином:

а) Розділяємо половину товщини стінки на три паралельні зони однакової товщини (рисунок А.4);



**Рисунок А.4** – Схема розділення перерізу на зони однакової ширини

б) Розраховуємо температуру для середини кожної зони (рисунок А.8 [28]):

$$\theta_1 = 600 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_2 = 225 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$\theta_3 = 100 \text{ }^\circ\text{C}.$$

в) Визначаємо відповідні коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск  $k_c(\theta_i)$  (рисунок 4.1):

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

$$k_c(\theta_2) = 0,93$$

$$k_c(\theta_3) = 0,97$$

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

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

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n) \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i)}{n} = \frac{(1-0,2/3)}{3} (0,45 + 0,93 + 0,97) = 0,731$$

Розраховуємо ширину пошкодженої зони балки за формулою:

$$a_z = w \left[ 1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] = 150 \times \left[ 1 - \frac{0,731}{0,99} \right] = 39 \text{ мм}.$$

Зменшимо розміри поперечного перерізу балки на величину  $a_z = 39$  мм з тих сторін, що зазнають вогневого впливу. Розрахункові ширина  $b_{\text{н}} = 222$  мм та висота  $h_{\text{н}} = 761$  мм.

Визначаємо температуру в арматурних стрижнях:

$$\text{- кутових - } \theta_1 = 475 \text{ }^\circ\text{C}, k_s(475 \text{ }^\circ\text{C}) = 0,75;$$

$$\text{- середніх - } \theta_2 = 325 \text{ }^\circ\text{C}; k_s(325 \text{ }^\circ\text{C}) = 0,6.$$

Визначаємо зменшену міцність арматури залежно від температури стрижнів

$$f_{sd,\text{н}}(\theta_m) = k_v(\theta) \times f_{sd} = 0,675 \times 417 = 281,5 \text{ МПа}$$

$$\text{де } k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} = 2 \times (0,75 + 0,6) / 4 = 0,675$$

де  $\theta$  – температура  $i$ -того арматурного стрижня;

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

$k(\theta_i)$  – коефіцієнт зниження міцності  $i$ -го стрижня для температури  $\theta_i$  (рисунок 4.2а);

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

Далі розрахунок балки на вогнестійкість виконуємо як для нормальних температур (див. рисунок А.5).

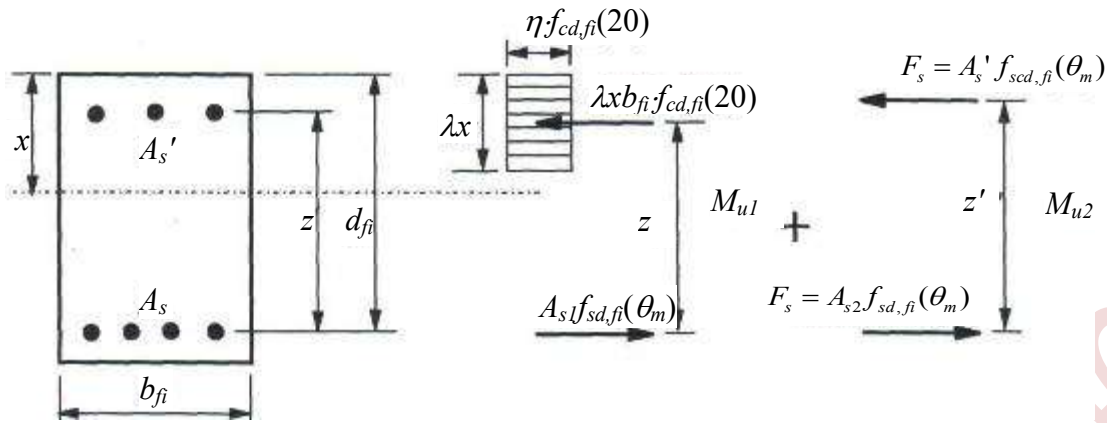


Рисунок А.5 – Розподіл напружень у прямокутному бетонному перерізі

Визначаємо граничну несучу здатність приведенного перерізу зі зниженою міцністю арматури.

$$\lambda x = A_{s1} \times f_{sd,fi}(\theta_m) / f_{cd,fi}(20) \times b_{fi} = 1964 \times 281,5 / 13,33 \times 222 = 187 \text{ мм}$$

$$z = (d_{fi} - 0,5 \times \lambda x) = (730 - 0,5 \times 187) = 637 \text{ мм.}$$

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z = 1964 \times 281,5 \times 637 = 352,2 \text{ кНм.}$$

е) Порівняємо граничну несучу здатність приведенного перерізу з розрахунковим моментом у разі пожежі:

$$M_{u1} = 352,2 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 0,7 \times M_{Ed} = 0,7 \times 500 = 350 \text{ кНм};$$

Таким чином, межа вогнестійкості балки перевищує 120 хв.

Клас вогнестійкості балки – **R 120**.

### А.2.3 Спрощений метод розрахунку для балок та плит (додаток Е [28])

Цей метод використовують лише для випадку рівномірно розподіленого навантаження.

Умова міцності вільно опертої балки під час пожежі:

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

Максимальний розрахунковий момент під час пожежі приймаємо (п. 5.2.3):

$$M_{Ed,fi} = 0,7 \times M_{Ed} = 0,7 \times 500 = 350 \text{ кНм.}$$

Розрахункову несучу здатність перерізу на згин  $M_{Rd,fi}$  при розрахунку на вогнестійкість обчислюють за формулою:

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \cdot k_s(\theta) \cdot M_{Ed}(A_{s,prov} / A_{s,req}) = (1,2 / 1,0) \times 0,675 \times 500 \times 1,05 = 425,25 \text{ кНм}$$

де  $\gamma_s = 1,2$  – коефіцієнт надійності для арматури за ДБН В.2.6-98 (див. НБ.2.7 Зміна №1 до ДСТУ-Н EN 1992-1-1 [9]);

$\gamma_{s,fi} = 1,0$  – коефіцієнт надійності арматури під час пожежі [28];

$k_s(\theta) = 0,675$  – коефіцієнт зниження міцності арматури за даної температури  $\theta$  за нормованої вогнестійкості, який визначений вище;

$M_{Ed} = 500 \text{ кНм}$  – розрахункове значення згинального моменту за нормальних умов;

$A_{s,prov}$  – передбачена площа розтягнутої арматури;

$A_{s,req}$  – необхідна площа розтягнутої арматури для розрахунку за нормальної температури;

$$A_{s,prov} / A_{s,req} \leq 1,3$$

$$M_{Rd,fi} = 425,25 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 350 \text{ кНм.}$$

Несуча здатність залізобетонної балки, що зазнає вогневого впливу за стандартним температурним режимом протягом 120 хвилин, забезпечена.

Клас вогнестійкості залізобетонної балки – **R 120**.

## Приклад А.3 – Розрахунок плити на вогнестійкість

### А.3.1 Розрахункова схема, навантаження і зусилля [30]

- Плита, що працює в одному напрямку ( $b = 1,0$  м,  $l_0 = 5,0$  м)
- характеристики перерізу  $h / d = 20$  см / 17,5 см

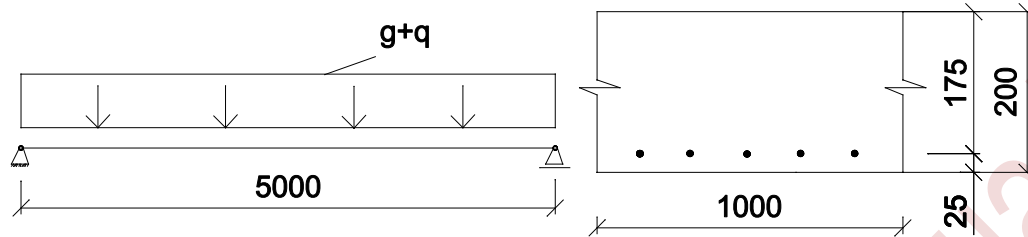


Рисунок А.6 – Розрахункова схема плити

- матеріали: бетон класу C20/25 ( $f_{ck} = 20$  МПа,  $\gamma_c = 1,5$ ), захисний шар бетону  $c = 20$  мм)
- поздовжнє армування:  $\text{Ø}10/15$  ( $A_s = 5,24$  см<sup>2</sup>), міцність  $f_{yk} = 500$  МПа,  $\gamma_s = 1,15$ , гарячекатана, клас N, відстань до осі арматури  $a = 25$  мм
- нормована межа вогнестійкості 90 хвилин (R90), нагрівання плити знизу
- клас відповідальності будівлі СС2, категорія відповідальності конструкції – А
- навантаження: постійне  $g_k = 6,0$  кН/м<sup>2</sup> (включаючи навантаження від ізоляційних, вирівнювальних та опоряджувальних шарів)
- тимчасове  $q_k = 3,0$  кН/м<sup>2</sup> (категорія С,  $\psi_1 = 0,6$ )

Коефіцієнт зниження  $\eta_{fi}$  визначаємо як менше значення з наведених нижче формул:

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

$$\eta_{fi} = \frac{K_{Fl} \cdot (G_k + \psi_{fi} Q_{k,1})}{K_{Fl} \cdot (\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1})} = \frac{0,975 \cdot (6,0 + 0,6 \cdot 3,0)}{1,100 \cdot (1,15 \cdot 6,0 + 1,5 \cdot 3,0)} = 0,6065$$

Приймаємо  $\eta_{fi} = 0,6065$ .

Розрахункове навантаження –  $(g + q)_d = 12,6$  кН/м<sup>2</sup>;

- розрахункове зусилля:  $M_{Ed} = 39,4$  кНм
- зусилля під час пожежі  $M_{Ed,fi} = 0,6065 \cdot 39,4 = 23,89$  кНм.

### А.3.2 Перевірка

*Перевірка постійної і тимчасової розрахункових ситуацій за граничними станами першої групи*

- результати підбору арматури:  $A_{s,req} = A_{s,prev} = 5,24$  см<sup>2</sup>.
- Поперечне армування не обов'язкове.

*Перевірка вогнестійкості за Таблицею 5.8*

Товщина плити  $h_{s,prev} = 200$  мм  $>$   $h_{s,req} = 100$  мм. Вимоги до вогнестійкості забезпечено.

Відстань до осі арматури  $a_{prev} = 25$  мм  $<$   $a_{req} = 30$  мм. Вимоги до вогнестійкості не забезпечено.

Клас вогнестійкості R90 не підтверджено табличними даними.

*Перевірка вогнестійкості зональним методом за ДСТУ-Н EN 1992-1-2 [28]*

- температура арматури:  $\theta \approx 560$  °С (для  $a = 25$  мм, рисунок А.2 [28])
- зниження міцності сталі:  $k_s \approx 0,60$  (для  $\theta = 560$  °С,  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$  і крива 1 для гарячекатаної арматури – рисунок 4.2а)
- визначення розподілу напружень: відповідно до ДСТУ-Н EN 1992-1-1 [28] для класів бетону до С50/60 приймають такі значення:  $\lambda = 0,8$ ,  $\eta = 1,0$ ,  $\varepsilon_{cu3} = 0,35\%$ .

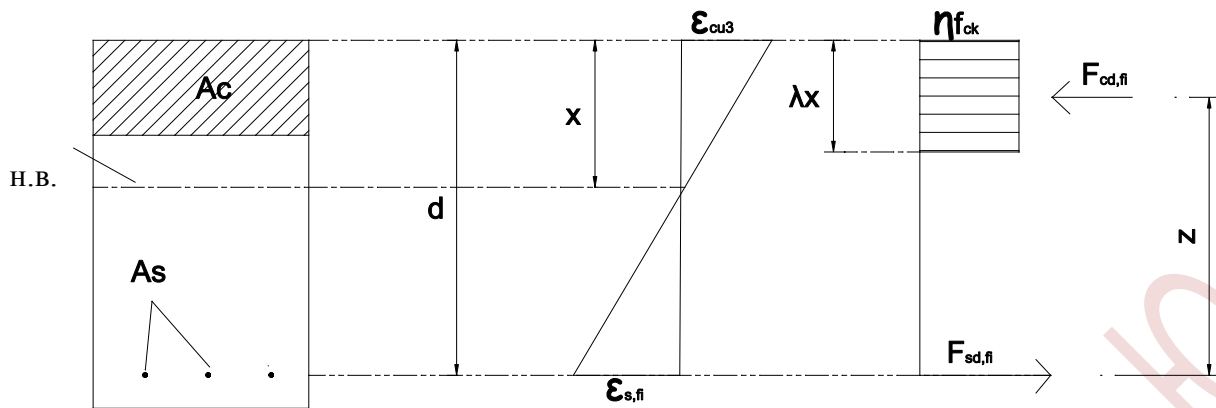


Рисунок А.7 – Розрахункова схема зусиль у перерізі плити

- зусилля в арматурі:  $F_{sd,fi} = A_s \cdot k_s \cdot f_{yk} = 5,24 \cdot 0,60 \cdot 50 / 1,15 = 136,7$  кН
- епюра напруження:  $F_{cd,fi} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{ck} = F_{sd,fi}$   
 $\lambda \cdot x = 136,7 / (100 \cdot 2,0 / 1,5) = 1,025$  см  
 $x = 1,025$  см /  $0,8 \approx 1,28$  см  
 $z = 20 - 2,5 - 1,025 / 2 = 17$  см
- визначення деформації:  $\epsilon_{s,fi} / (d - x) = \epsilon_{cu3} / x$   
 $\epsilon_{s,fi} = 0,35 \% \cdot 16,22$  см /  $1,28$  см =  $4,43$  %
- обмеження деформації:  $2,0 \% < \epsilon_{s,fi} = 5,8 \% < \epsilon_{su, \theta} = 20$  %. Умова забезпечена.
- прийнятий момент:  $M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} \cdot z = 136,7 \cdot 0,17 = 23,24$  кНм  
 $M_{Rd,fi} = 23,24$  кНм  $< M_{Ed,fi} = 23,89$  кНм. Вимоги до вогнестійкості не забезпечено  
**Клас вогнестійкості R90 не забезпечено.**

- Примітка: якщо  $\epsilon_{s,fi} < 2,0\%$ , тоді застосовують криву 3 (рисунок 4.2а).
- Примітка: оскільки стиснута зона не зазнає вогневого впливу, визначати ширину пошкодженої зони  $a_z$  не потрібно.
- Примітка: для звичайних згинальних конструкцій з мінімальними розмірами перевірка на дію поперечної сили не потрібна.



## Приклад А.4 – Розрахунок колони на вогнестійкість (Метод А)

А.4.1 Вогнестійкість залізобетонних колон в'язевих каркасів визначена згідно з ДСТУ-Н EN 1992-1-2 і Зміною №1 [28]. 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  $t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$ .

Пункт 5.3.2 (Метод А) цього посібника стосується залізобетонних колон, що відповідають таким умовам:

- будівля зі зв'язями жорсткості;
  - розрахункова довжина колони під час пожежі:  $l_{0,fi} \leq 3$  м або  $l_{0,fi} \leq 6$  м;
  - відстань до осі поздовжньої арматури  $a$  становить від 25 мм до 80 мм;
  - процент армування  $A_s/A_c < 4\%$ .
- Вогнестійкість визначають за табличними даними (мінімальна ширина і мінімальна відстань до осі арматури) або прямим розрахунком.

### А.4.2 Розрахункова схема, навантаження і зусилля [31]

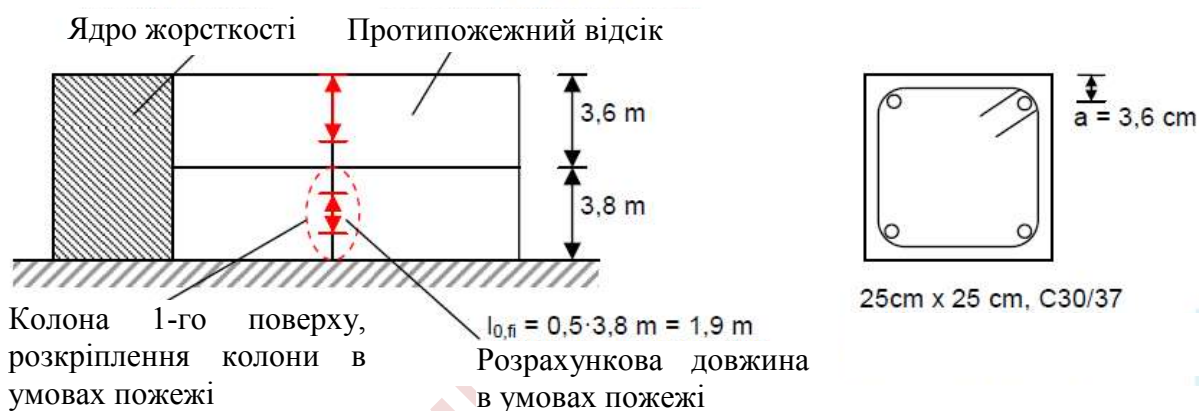


Рисунок А.8 – Колона першого поверху офісної будівлі

- Бетон класу C30/37,  $f_{ck}=30$  МПа,  $\gamma_C=1,5$ ;
- Армування  $4\varnothing 16$ ,  $f_{yk}=500$  МПа,  $\gamma_S=1,15$ ;
- Межа вогнестійкості - 90 хвилин (R90), стандартний температурний режим, обігрівана з чотирьох сторін
- Клас відповідальності будівлі CC2, категорія відповідальності конструкції – А
- Навантаження  $G_k = 595$  кН,  $Q_k = 160$  кН,  $\psi_2 = 0,35$
- Коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі  $\mu_{fi}$ :  

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} = 716,1 / 1599,6 = 0,448$$
- Розрахункове навантаження під час пожежі  

$$N_{Ed,fi} = K_{FI} \cdot (G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}) = 1,1 \cdot (595 + 0,35 \cdot 160) = 716,1 \text{ кН}$$
- Розрахункова міцність колони за нормальних температур  $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} = 250^2 \cdot 30 / 1,5 + 804 \cdot 500 / 1,15 = 1599,6$  кН, за умови, що ексцентриситет першого порядку під час пожежі  $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} = 0$ .

### А.4.3 Розрахунок за табличними даними

- Клас вогнестійкості залізобетонних колон в'язевих каркасів можна визначити за Таблицею 5.2а, де вказані мінімальна ширина колони  $b_{min}$  (найменший розмір поперечного перерізу) і мінімальна відстань до осі  $a$ . Ці мінімальні розміри залежать від коефіцієнта зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі  $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$  (тут  $\mu_{fi} = 0,448$ ).
- Таблиця 5.2а отримана із формули (5.7) при  $l_{0,fi} = 3$  м (див. пункт 4). Таким чином, для граничних умов, передбачених у пункті 1, застосовуються ці таблиця і формула.

- Значення  $\mu_{fi} = 0,448$  знаходиться в інтервалі між  $\mu_{fi} = 0,2$  і  $\mu_{fi} = 0,5$ . Табличні значення можна інтерполювати. Для цього рівня навантаження значення відстані до осі становить 4,2 см, що перевищує наявне значення  $a = 3,6$  см.
- Клас вогнестійкості колони R90 **не підтверджується табличним методом**.

#### A.4.4 Розрахунок вогнестійкості

- Межа вогнестійкості  $t_{fi,d}$  може бути визначена за формулою (5.7) безпосередньо для колон в'язевих каркасів довжиною  $l_{0,fi} \leq 6$  м і шириною перерізу  $b \geq 20$  см. Це рівняння являє собою статистичний аналіз близько 80 лабораторних випробувань і їх інтерпольовані результати. Граничні умови рівняння (див. пункт 1) відповідають діапазону застосування лабораторних тестів.

- Якщо поперечний переріз армовано 4-ма поздовжніми стрижнями:

$$R = 120 \cdot ((R_{nfi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120)^{1,8} = 120 \cdot ((40,88 + 9,6 + 29,76 + 22,5 + 0) / 120)^{1,8} = 90,74 \text{ хв}$$

$$R_{nfi} = 83 \left[ 1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right] = 83 \left[ 1,00 - 0,448 \frac{(1 + 0,28)}{(0,85 / 1,00) + 0,28} \right] = 40,88 ;$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{804 \cdot 500 / 1,15}{250^2 \cdot 30 / 1,5} = 0,28$$

$$R_a = 1,60(a - 30) = 1,6 \cdot (36 - 30) = 9,6; R_l = 9,60(5 - l_{0,fi}) = 9,6 \cdot (5 - 1,9) = 29,76;$$

$$R_b = 0,09b' = 0,09 \cdot 250 = 22,5; b' = 2A_s / (b + h) = 2 \cdot 250^2 / (250 + 250) = 250;$$

$$R_n = 0 \quad \text{для } n = 4 \text{ (тільки кутові стрижні)}$$

- Клас вогнестійкості R90 **забезпечено**.

- Якщо поперечний переріз армовано більше ніж 4-ма поздовжніми стрижнями –  $8\emptyset 12$  ( $A_s = 905 \text{ мм}^2$ ):

$$R = 120 \cdot ((R_{nfi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120)^{1,8} = 120 \cdot ((42,18 + 9,6 + 29,76 + 22,5 + 12) / 120)^{1,8} = 107,76 \text{ хв}$$

$$R_{nfi} = 83 \left[ 1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right] = 83 \left[ 1,00 - 0,436 \frac{(1 + 0,315)}{(0,85 / 1,00) + 0,315} \right] = 42,18 ;$$

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} = 716,1 / (250^2 \cdot 30 / 1,5 + 905 \cdot 500 / 1,15) = 716,1 / 1643,5 = 0,436$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{905 \cdot 500 / 1,15}{250^2 \cdot 30 / 1,5} = 0,315 ;$$

$$R_a = 1,60(a - 30) = 1,6 \cdot (36 - 30) = 9,6; R_l = 9,60(5 - l_{0,fi}) = 9,6 \cdot (5 - 1,9) = 29,76;$$

$$R_b = 0,09b' = 0,09 \cdot 250 = 22,5; b' = 2A_s / (b + h) = 2 \cdot 250^2 / (250 + 250) = 250;$$

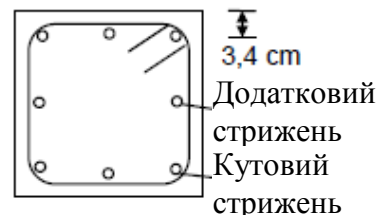
$$R_n = 12 \quad \text{для } n = 8.$$

- Клас вогнестійкості R90 **забезпечено**.

- Гранична довжина під час пожежі  $l_{0,fi}$  у рівняннях має бути щонайменше 2 м, еквівалентна  $b'$  може бути щонайбільше 45 см. Для круглих перерізів  $b'$  дорівнює діаметру колони. Для квадратних перерізів  $b' = b$ . Для прямокутних перерізів висоту приймають  $h$  не більше  $1,5b$ .

- В цьому прикладі ( $a = 3,6$  см,  $\mu_{fi} = 0,448$ ,  $l_{0,fi} = 2$  м,  $b' = 25$  см,  $4\emptyset 16$ ,  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ ) за рівнянням (5.7) визначаємо  $t_{fi,d} = 90,74$  хв. Клас вогнестійкості R90 забезпечено.

- Однак, якщо замінити 4 стрижні  $\emptyset 16$  на 8 стрижнів  $\emptyset 12$ , які приблизно однакові по площі перерізу (значення рівня навантаження  $\mu_{fi} = 0,436$  менші,  $A_s = \text{см}^2$ ), можна визначити  $t_{fi,d} = 107,76$  хв. Нормований клас вогнестійкості R90 забезпечений.



25cm x 25 cm, C30/37

- Пояснення: Чим більше нагріта арматура, тим більше вона втрачає міцність. Кути колони нагріваються більше, тому міцність кутових стрижнів знижується більше, ніж у середніх стрижнів.

## Приклад А.5 – Розрахунок колони на вогнестійкість (Метод В)

Колона залізобетонна центрально стиснена, обігрівана з чотирьох сторін, будівля з в'язями жорсткості [32].

Параметри колони:

- висота  $l = 3,50$  м, розміри перерізу  $b \times h = 40 \times 40$  см;
- армування  $4\varnothing 16$ ,  $A_s = 8,04$  см<sup>2</sup>, поперечна арматура (хомути)  $\varnothing_s$  10 мм;
- захисний шар  $c_{nom} = 25$  мм, відстань до осі арматури  $a = c_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 25 + 10 + 8 = 43$  мм;
- бетон класу C20/25.

Метод В

Перевірка умов застосування методу В:

- будівля із в'язями жорсткості;
- рівень навантаження  $n$  за нормальних температур

$$n = N_{0,Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) = 1125 \cdot 10^3 / (0,7(160000 \cdot 20/1,5 + 804 \cdot 500/1,15)) = 0,647$$

- ексцентриситет першого порядку за умов пожежі

$$e = \frac{M_{0,Ed,fi}}{N_{0,Ed,fi}} = \frac{0}{0,7 \cdot 1935} = 0 \text{ мм}$$

$$e/b = 0/400 = 0 \leq 0,025$$

- гнучкість колони за умов пожежі

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i = 2,45 / 0,115 = 21,3$$

- ступінь армування за нормальних температур

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{8,04 \cdot 500/1,15}{1600 \cdot 20/1,5} = 0,164.$$

З таблиці 5.2b (стор. 60) визначаємо клас вогнестійкості колони – **R60**.

Особистий примірник Отроша Ю.А.

*Науково-виробниче видання*

**Поклонський Віктор Григорович**

**Фесенко Олег Анатолійович**

**Тарасюк Василь Григорович**

**Немчинов Юрій Іванович**

**Байтала Христина Зеновіївна**

**Фомін Станіслав Леонідович**

**Круковський Павло Григорович**

**Новак Сергій Вікторович**

**Отрош Юрій Анатолійович**

**Калафат Костянтин Валерійович**

**РОЗРАХУНОК  
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ  
НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ВІДПОВІДНО  
ДО ЄВРОКОДУ 2  
ПРАКТИЧНИЙ ПОСІБНИК**

Підписано до друку з оригінал-макета (22.09.2016 р.).

Формат 64x90/16. Гарнітура Times New Roman. Друк офсетний. Умовний друк арк. 9,04  
Обл.-вид. арк. 8,35. Наклад 300 прим.

Надруковано ТОВ «Інтерекспресдрук»  
м. Київ, вул. Сім'ї Сосніних, 3  
м. Київ 2016 р.

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців,  
виготовників і розповсюджувачів видавничої продукції  
Серія ДК №3748 від 29.03.2010 р. 176

ISBN 978-966-97486-0-7