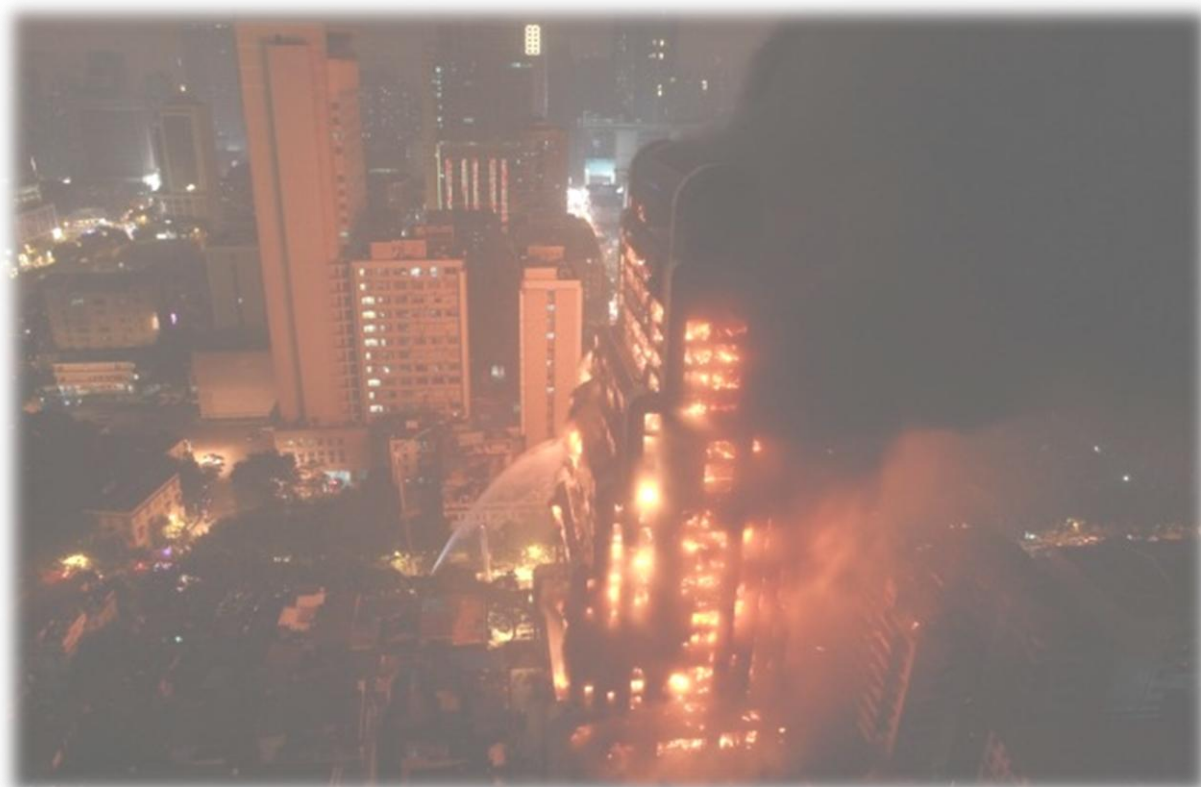




**Державна служба України з надзвичайних ситуацій
Інститут державного управління у сфері цивільного захисту
Академія пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля**

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

« Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі »



Київ 2014

ББК 38.3
УДК 614.841
Б-90

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
як навчальний посібник для курсантів, студентів та слухачів вищих
навчальних закладів, що здійснюють підготовку для ДСНС України
(Лист МОН України від _____ № _____)*

**Андрієнко В.М., Поздєєв С.В., Отрош Ю.А., Єременко С.А.,
Тищенко О.М., Некора О.В., Нуянзін О.М.**

Б-90 “Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі”: навчальний посібник / Андрієнко В.М., Поздєєв С.В., Отрош Ю.А., Єременко С.А., Тищенко О.М., Некора О.В., Нуянзін О.М. – Київ: ІДУЦЗ, 2014 - 295 с.

Рецензенти:

Голоднов О.І., доктор технічних наук, професор;

Осипенко В.І., доктор технічних наук, професор;

Должиков П.М., доктор технічних наук, професор.

Навчальний посібник створено з метою полегшення переходу фахівців до нової системи проектування залізобетонних конструкцій EN 1992-1-1 (Загальні правила і правила для будівель) і EN 1992-1-2 (Загальні правила визначення вогнестійкості). Для ілюстрації вимог Єврокодів посібник містить приклади. Посібник як і Єврокоди базується на методі розрахунків за граничними станами, роз'яснює практичне застосування цих розрахунків. Важливим аспектом навчального посібника є можливість простого використання методики традиційного та протипожежного проектування. Навчальний посібник призначений для курсантів, студентів та слухачів вищих навчальних закладів для підготовки фахівців освітньо-кваліфікаційного рівня бакалавр у галузі знань 1702 «Цивільна безпека» за напрямом 6.170203 «Пожежна безпека».

ISBN

*©Андрієнко В.М., Поздєєв С.В., Отрош Ю.А.,
Єременко С.А., Тищенко О.М., Некора О.В.,
Нуянзін О.М., 2014*

*© Інститут державного управління у сфері
цивільного захисту, 2014*

*© Академія пожежної безпеки імені Героїв
Чорнобиля, 2014*

ЗМІСТ

	С.
ПЕРЕДМОВА.....	7
ПОЗНАЧЕННЯ.....	10
РОЗДІЛ 1 БЕТОН ТА ЙОГО ХАРАКТЕРИСТИКИ.....	15
1.1. Структура, класифікація та характеристики міцності бетону.....	15
1.2. Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо напруженого залізобетону.....	28
1.3. Розвиток та застосування залізобетонних конструкцій.....	35
РОЗДІЛ 2 АРМАТУРА.....	45
2.1. Область застосування та класифікація арматури.....	45
2.2. Характеристика класів арматури та умови її використання.....	52
2.3. Корозія арматури та залізобетону.....	58
РОЗДІЛ 3 НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. МЕТОД ГРАНИЧНИХ СТАНІВ.....	60
3.1. Класифікація навантажень та впливів.....	60
3.2. Сполучення навантажень.....	67
3.3. Основні положення методу граничних станів.....	68
3.4. Характеристичні (нормативні) та розрахункові опори матеріалів	71
3.5. Розрахунок за першою та другою групою граничних станів.....	72
3.6. Вплив навантажень на конструкції при пожежі.....	74
РОЗДІЛ 4 КЛАСИФІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД	83
4.1. Визначення і класифікація будівель та споруд.....	83
4.2. Визначення і класифікація будівельних конструкцій.....	88
РОЗДІЛ 5 ЄВРОКОДИ.....	96
5.1. Загальні вимоги.....	96
5.2. Проектування протипожежного захисту будівель та споруд.....	104
5.3. Галузь застосування EN 1991 частина 1.2, EN 1992 частина 1.2, EN 1993 частина 1.2 і EN 1994 частина 1.2.....	109

5.4. Різниця між принципами і правилами застосування.....	113
5.5. Національні додатки та національно зумовлені параметри.....	114
РОЗДІЛ 6 МЕТОДИ ПРОЕКТУВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ.....	115
6.1. Вступ до проектування вогнезахисту.....	115
6.2. Проектування вогнестійкості залізобетонних конструкцій по EN 1992-1-2.....	121
6.3. Проектування вогнестійкості сталевих конструкцій за EN 1993-1-2.....	122
6.4. Проектування вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій за EN 1994-1-2.....	123
6.5. Проектування вогнестійкості на основі результатів випробувань.....	125
РОЗДІЛ 7 РЕЖИМИ ПОЖЕЖ.....	127
7.1. Розрахункові пожежі. Вступ.....	127
7.2. Загальні правила розрахунку температури середовища при пожежі.....	129
7.3. Номінальні режими пожежі.....	129
7.3.1 Режим стандартної пожежі.....	130
7.3.2 Режим зовнішньої пожежі.....	131
7.3.3 Режим вуглеводневої пожежі.....	131
7.4. Еквівалентна тривалість впливу пожежі.....	132
7.5. Параметричні температурні режими пожежі.....	136
7.6. Розрахунок температури зовнішніх елементів конструкції при пожежі.....	142
7.7. Уточнені моделі пожеж.....	142
7.8. Температура елементів конструкцій.....	143
РОЗДІЛ 8 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ ПРИ ДІЇ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР.....	155
8.1. Загальні положення.....	155

8.2. Міцнісні та деформаційні властивості бетону за підвищених температур.....	157
8.3. Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі.....	161
8.4. Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур.....	165
8.5. Теплофізичні та термомеханічні властивості арматури.....	171
РОЗДІЛ 9 ЧИСЕЛЬНІ МЕТОДИ АНАЛІЗУ ТЕПЛОТЕХНІЧНОЇ ЗАДАЧІ ВИЗНАЧЕННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ПОЖЕЖІ.....	174
9.1. Математичне моделювання процесу теплопередачі в залізобетонних будівельних конструкціях при пожежі.....	174
9.2. Метод кінцевих різниць.....	177
9.3. Метод кінцевих елементів.....	178
9.4. Розв'язок задач структурного аналізу задачі вогнестійкості методом кінцевих елементів.....	180
9.5. Сучасне програмне забезпечення для реалізації чисельних розрахункових методів аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при пожежі.....	183
РОЗДІЛ 10 ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН.....	186
10.1. Стадії напружено-деформованого стану.....	186
10.2. Розрахунок та конструювання плит та балок (ригелів).....	188
10.3. Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, за Єврокодом EN 1992-1-2.....	195
10.4. Уточнені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, на прикладі залізобетонної балки	200
10.4.1. Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної балки.....	200

10.4.2. Розв’язок статичної задачі для визначення вогнестійкості залізобетонної балки методом кінцевих елементів.....	206
РОЗДІЛ 11 ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА СТИСК.....	215
11.1 Особливості конструювання елементів, що працюють на стиск....	215
11.2 Розрахунок стиснутих елементів за граничними станами I групи..	219
11.3 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів за Єврокодом EN 1992-1-2.....	223
11.4 Уточнені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів на прикладі залізобетонної колони.....	230
11.4.1 Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної колони.....	230
11.4.2 Розв’язок статичної задачі для визначення вогнестійкості залізобетонної колони методом кінцевих елементів.....	242
РОЗДІЛ 12 ПРИКЛАД РОЗРАХУНОК ВОГНЕСТІЙКОСТІ ФРАГМЕНТУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ УТОЧНЕНИМИ МЕТОДАМИ.....	244
12.1 Об’єкт дослідження.....	244
12.2 Загальна постановка задачі та основні положення розрахунку.....	248
12.3 Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості фрагменту залізобетонної конструкції.....	251
12.4 Розв’язок статичної задачі для визначення вогнестійкості фрагменту залізобетонної конструкції методом кінцевих елементів.....	264
12.5 Визначення межі вогнестійкості за розрахованими параметрами напружено-деформованого стану.....	286
ПЕРЕЛІК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....	291

ПЕРЕДМОВА

Навчальний посібник “Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі” призначений для курсантів, студентів, слухачів вищих начальних закладів, що здійснюють підготовку для підрозділів ДСНС України, а також спеціалістів, що працюють в галузі проектування протипожежного захисту. Зміст посібника висвітлює основні розділи дисципліни «Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі», а також основні положення розрахункової оцінки вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій, що містяться у відповідних нормативних документах, прийнятих в Європейському Союзі та Україні.

Навчальний посібник створено з метою набуття курсантами, студентами та слухачами необхідних знань та навичок щодо застосування розрахункових методів оцінки вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій, які вивчаються в рамках програми навчальної дисципліни “Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі”. Також він буде корисний для полегшення переходу фахівців до нової системи проектування залізобетонних конструкцій EN 1992-1-1 (Загальні правила і правила для будівель) і EN 1992-1-2 (Загальні правила визначення вогнестійкості), які містяться у відповідному сучасному стандарті України 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), який є аналогом цих європейських документів. Для ілюстрації вимог Єврокодів посібник містить приклади. Посібник як і ці норми базується на методі розрахунків за граничними станами, роз’яснює практичне застосування цих розрахунків з використанням пружного, пружнопластичного і пластичного підходів до проектування. Важливим аспектом навчального посібника є можливість простого використання методики традиційного та протипожежного проектування.

Методики розрахунку, представлені в будівельних Єврокодах, закладають концептуальні засади цілей орієнтованих методів проектування будівель і споруд в умовах пожежі, не виключаючи використання при необхідності прийнятих розпорядчих рішень.

Ці методи розрахунку забезпечують більш раціональну основу проектування протипожежного захисту будівель і споруд, що надає інженерам, архітекторам і кінцевим користувачам свободу вибору при проектуванні нових і відновленні (наступної експлуатації) існуючих об'єктів. Взагалі кажучи, згадана свобода вибору досягається ціною збільшення обсягів проектних, в тому числі розрахункових робіт.

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

Мінімальні вимоги до вогнестійкості визначені в національних нормативах, заснованих на міркуваннях безпеки для життя людей, що знаходяться в будівлі або поблизу від неї, а також персоналу пожежної охорони. Питання, що належать до захисту майна, охорони навколишнього середовища і забезпечення безперебійної діяльності, не розглядаються. Тому в деяких випадках рівень пожежної безпеки, що перевищує встановлений національними стандартами, може бути доцільний.

Посібник призначений для систематизації, розширення та закріплення теоретичних знань, а також узагальнення практичних навичок розрахунків будівельних конструкцій та їх вогнестійкості по навчальній програмі дисципліни «Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі» для курсантів, студентів та слухачів, які навчаються за напрямами підготовки 6.170203 «Пожежна безпека».

Для зручності посібник складається з розділів та підрозділів, що систематизує послідовність викладання розрахунку конкретної задачі та використовується для посилання на вихідні дані та результати попередніх розрахунків.

З метою уніфікації всі формули представлено в загальноприйнятих позначеннях.

Розрахунки рекомендується виконувати в одиницях системи SI в відповідності до діючих стандартів, нормативів та довідкової літератури.

ПОЗНАЧЕННЯ

Латинські великі букви

A	площа поперечного перерізу
A_c	площа поперечного перерізу бетону
A_p	площа попередньо напруженого пучка або пучків
A_s	площа поперечного перерізу арматури
$A_{s,min}$	мінімальна площа поперечного перерізу арматури
A_{sw}	площа поперечного перерізу поперечної арматури
C	клас бетону
LC	клас легкого бетону
E_{cm}	середнє значення початкового модуля пружності бетону
E_{ck}	характеристичне значення початкового модуля пружності бетону
E_{cd}	розрахункове значення модуля пружності бетону
E_s	розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
EI	згинальна жорсткість
EQU	статична рівновага
F	вплив
F_d	розрахункове значення впливу
F_k	характеристичне значення впливу
E	результат впливу
E_d	розрахункова величина результату впливу
R_d	розрахункова величина міцності
R_k	характеристична величина міцності
X	властивість матеріалу
X_d	розрахункова величина властивості матеріалу
X_k	характеристичне значення характеристики міцності або деформативності за нормальних температур
G_k	характеристичне значення постійного впливу
G_d	розрахункова величина постійного впливу
$G_{d,inf}$	Нижня розрахункова величина постійного впливу
$G_{d,sup}$	Верхня розрахункова величина постійного впливу
$G_{kj,sup}$	Верхня характеристична величина постійного впливу j
$G_{kj,inf}$	Нижня характеристична величина постійного впливу j
P	відповідна репрезентативна величина дії попереднього напруження
P_d	розрахункова величина дії попереднього напруження
P_k	характеристична величина дії попереднього напруження
P_m	середня величина дії попереднього напруження
Q	перемінна впливу
Q_d	розрахункова величина змінного впливу
Q_k	характеристичне значення змінного впливу
Q_{fat}	характеристичне значення навантаження втомленості
A	випадкова дія
A_d	розрахункова величина випадкової дії

A_{Ed}	розрахункова величина сейсмічної дії
A_{Ek}	характеристична величина сейсмічної дії
I	момент інерції площі перерізу бетону в пружній стадії без тріщин
L	довжина
M	згинальний момент
M_{Ed}	розрахункове значення зовнішнього згинального моменту
N	осьова поздовжня сила
N_{Ed}	розрахункове значення зовнішньої прикладеної осьової сили (розтягу або стиску)
R	опір; міцність
S	внутрішні сили
S	статичний момент площі
SLS	граничний стан за придатністю до експлуатації
T	крутний момент
T_{Ed}	розрахункове значення прикладеного крутного моменту
ULS	граничний стан за несучою здатністю і стійкістю
V	поперечна сила
V_{Ed}	розрахункове значення поперечної сили
$E_{d,fi}$	розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі
$R_{d,fi}$	розрахунковий опір під час пожежі; $R_{d,fi}(t)$ для часу t
$R30$ <i>або</i>	клас вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
$R60$	
$E30$ <i>або</i>	клас вогнестійкості за ознакою втрати цілісності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
$E60$	
$I30$ <i>або</i>	клас вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
$I60$	
T	температура, К (переносяться з температури θ , °С);
$X_{d,fi}$	розрахункові характеристики міцності або деформативності під час пожежі

Латинські малі букви

Da	відхилення геометричних даних
b	загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г-подібних перерізах
d	діаметр; висота
d	робоча висота поперечного перерізу
e_0	випадковий ексцентриситет прикладення сили
e	ексцентриситет прикладення сили
f_{cd}	розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб
f_{cm}	середнє значення міцності бетону на стиск
f_{ctk}	характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг

f_p	значення міцності на розтяг попередньо напруженої арматури
f_{pk}	характеристичне значення міцності попередньо напруженої арматури
$f_{p0,1}$	0,1 % умовна границя текучості попередньо напруженої арматури
$f_{p0,1k}$	характеристична 0,1 % умовна границя текучості попередньо напруженої арматури
$f_{p0,2k}$	характеристична 0,2 % умовна границя текучості арматури
f_t	значення міцності арматури на розтяг
f_{tk}	характеристичне значення міцності арматури на розтяг
f_y	значення міцності арматури на границі текучості
f_{yd}	розрахункове значення міцності арматури на границі текучості
f_{yk}	характеристичне значення міцності арматури на границі текучості
f_{ywd}	розрахункове значення міцності поперечної арматури
h	висота
h	загальна висота перерізу
i	радіус інерції
h_d	глибина отвору
k	коефіцієнт; стала величина
l	(l або L) довжина; проліт
m	маса
r	радіус
l/r	кривизна в певному перерізі
t	конкретний момент часу
t_0	вік бетону в момент прикладання навантаження
u	периметр бетонного перерізу площею A_c
x	висота стиснутої зони перерізу
x, y, z	координати
z	плече пари внутрішніх сил
a	відстань від найближчої обігріваної поверхні до осі ненапруженої або попередньо напруженої арматури (надалі відстань до осі арматури)
c_c	теплоємність бетону, Дж/(кг·К)
$f_{ck}(\theta)$	характеристичне значення міцності бетону на стиск за температури θ для заданої деформації
$f_{ck,t}(\theta)$	характеристичне значення міцності бетону на розтяг за температури θ для заданої деформації
$f_{pk}(\theta)$	характеристичне значення опору попередньо напруженої арматури за температури θ для температурної деформації
$f_{sk}(\theta)$	характеристичне значення опору ненапруженої арматури за температури θ для температурної деформації
$k_{(\theta)}=X_{k(\theta)}/X_k$	коефіцієнт зниження для міцності або деформативності за температури θ
$n=N_{0Ed,fi}/(0,7(A_c f_{cd}+A_s f_{yd}))$	рівень навантаження колони за нормальних температур
t	тривалість вогневого впливу, хв

Грецькі малі букви

α	кут; множник
β	кут; множник; коефіцієнт
β_c	коефіцієнт прямолінійності
γ	коефіцієнт надійності
γ_A	коефіцієнт надійності для аварійних впливів A
γ_C	коефіцієнт надійності для бетону
γ_F	коефіцієнт надійності для впливу F
$\gamma_{F,fat}$	коефіцієнт надійності для впливу втоми
$\gamma_{C,fat}$	коефіцієнт надійності при визначенні втоми бетону
γ_G	коефіцієнт надійності для постійних впливів G
γ_M	коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей самої властивості матеріалу, відхилів у геометрії та використаної розрахункової моделі
γ_P	коефіцієнт надійності для впливів, пов'язаних із попереднім напруженням P
γ_Q	коефіцієнт надійності для змінних впливів Q
γ_s	коефіцієнт надійності для арматурної і попередньо напруженої сталі
$\gamma_{s,fat}$	коефіцієнт надійності для арматурної і попередньо напруженої сталі при впливі втоми
γ_f	коефіцієнт надійності для впливів без урахування невизначеностей моделі
γ_g	коефіцієнт надійності для постійних впливів без урахування невизначеностей моделі
γ_m	коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей тільки властивості матеріалу
δ	показник збільшення / перерозподілу
ζ	показник зменшення / коефіцієнт перерозподілу
η	переводний коефіцієнт
ε_c	значення відносних деформацій стиску бетону
ε_{cl}	значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c
ε_{cu}	значення відносних граничних деформацій стиску бетону
ε_{ctu}	значення відносних граничних деформацій розтягу бетону
ε_u	значення відносних деформацій арматурної або попередньо напруженої сталі при максимальному навантаженні
ε_{uk}	нормативне значення відносних деформацій арматурної або попередньо напруженої сталі при максимальному навантаженні
θ	кут
λ	гнучкість
μ	коефіцієнт тертя між пучками та їх каналами
ν	коефіцієнт Пуассона
ν	коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві

ξ	співвідношення міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматурної сталі
ρ	густина бетону в абсолютно сухому стані, кг/м ³
ρ_{1000}	величина втрат від релаксації (%) через 1000 год після попереднього напруження і при середній температурі 20 °С
ρ_l	коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
ρ_w	коефіцієнт армування для поперечної арматури
σ_c	напруження стиску у бетоні
σ_{cp}	напруження стиску у бетоні від осьового навантаження або попереднього напруження
σ_{cu}	напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ε_{cu}
τ	крутні напруження зрізу
$\tau_{F,d}$	розрахункове напруження анкерування від осьового зусилля
\emptyset	діаметр арматурного стрижня або каналу для попереднього напруження
\emptyset_n	еквівалентний діаметр арматурного стрижня або пучка арматурних стрижнів
ψ	коефіцієнти, що визначають характерні величини змінних впливів: ψ_0 – для комбінації величин, ψ_1 – для повторюваних величин, ψ_2 – для умовно постійних величин
$\gamma_{M,fi}$	коефіцієнт надійності матеріалу під час пожежі
	$\eta_{fi} = E_{d,fi} / E_d$ коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі
	$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$ коефіцієнт використання під час пожежі
$\varepsilon_{c(\theta)}$	температурна деформація бетону
$\varepsilon_{p(\theta)}$	температурна деформація попередньо напруженої арматури
$\varepsilon_{s(\theta)}$	температурна деформація ненапруженої арматури
$\varepsilon_{s,fi}$	деформація ненапруженої та попередньо напруженої арматури за температури θ
λ_c	теплопровідність бетону, Вт/(м К)
$\lambda_{0,fi}$	гнучкість колони під час пожежі
$\sigma_{c,fi}$	напруження стиску в бетоні під час пожежі
$\sigma_{s,fi}$	напруження арматури під час пожежі
θ	температура, °С
θ_{cr}	критична температура, °С
f_i	значення під час пожежі
t	залежність від часу
θ	залежність від температури

Розділ 1

БЕТОН ТА ЙОГО ХАРАКТЕРИСТИКИ

1. Структура, класифікація та характеристики міцності бетону.
2. Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо напруженого залізобетону.
3. Розвиток та застосування залізобетонних конструкцій.

1.1. Структура, класифікація та характеристики міцності бетону

Будівельний матеріал – матеріал, який використовується в будівництві, наприклад, бетон, сталь, деревина, кам'яна кладка [4].

Бетон – штучний будівельний матеріал, який складається з цементного каменю, води, крупного та мілкового заповнювача.

У порах та капілярах міститься *хімічно не зв'язана* вода та повітря. Найактивнішою складовою бетону є *цементний камінь*, у процесі твердіння якого гелева складова (мінеральний клей) перетворюється на кристалічний зросток, який надійно з'єднує крупний і мілкий заповнювачі в єдиний моноліт.

Залізобетон – будівельний матеріал, утворений із бетону і робочої арматури [1]. Бетон, в основному, використовується в роботі на стиск, а арматура в роботі на розтяг.

Позитивні фізико-механічні властивості бетону:

1. **Міцність** – механічна властивість матеріалу, що відображає його здатність протидіяти діям, яка надається в одиницях напруження [1], тобто властивість матеріалу опиратися дії зовнішніх сил не руйнуючись;
2. Надання будь-якої архітектурної форми;
3. **Вогнестійкість** – властивість матеріалу зберігати міцність при пожежі (1000-1200⁰C);
4. **Довговічність** (зберігає міцність до 1000 років);

5. **Гігієнічність**;

6. **Опір проникненню радіації**;

7. **Використання місцевих будівельних матеріалів**;

8. **Корозійна стійкість** – властивість матеріалу не вступати в хімічну реакцію з оточуючим середовищем.

9. **Морозостійкість** – властивість матеріалу в зволоженому стані опиратися руйнуючому впливу перемінного заморожування та відтаювання. Впливає водоцементне відношення В/Ц.

10. **Водонепроникність** – властивість матеріалу не пропускати воду. Бетон на пористих заповнювачах пропускає воду. При В/Ц > 0,2 вільна вода не зв'язана хімічно з цементом при випаровуванні утворює в бетоні пори. Це знижує міцність. В гідротехнічних спорудах застосовують густих бетон.

Недоліки :

1. Вага;
2. Можливість виникнення та розкриття тріщин;
3. Складність ремонту під час експлуатації;
4. Складність монолітних робіт в зимовий час.

Бетони класифікують:

1) **за середньою густиною**: особливо важкі $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$ (заповнювачі: подрібнений чавун, обрізки сталі, магнетит, барит. Використовується для конструкцій, що захищають від радіації); важкі $\rho = 2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$ (заповнювачі: пісок, щебінь, гравій важких порід); полегшені $\rho = 1800 \dots 2200 \text{ кг/м}^3$ (заповнювач: черепашник, тощо); легкі $\rho = 500 \dots 1800 \text{ кг/м}^3$ (керамзит, аглопорит, термозит, пемза, туф); особливо легкі $\rho < 500 \text{ кг/м}^3$ (ніздрюваті суміші з в'язучого, води та тонкомеленого заповнювача);

Основні переваги легких і особливо легких бетонів в можливості знизити масу конструкцій (до 25%) і покращити звукоізоляційні, теплозахисні властивості, підвищити вогнестійкість. При будівництві

атомних реакторів для біологічного захисту від опромінення застосовують спеціальні особливо важкі бетони.

2) **за призначенням:** конструкційні (гідротехнічні, дорожні, будівельні, для несучих елементів конструкцій будівель і споруд), спеціальні (жаростійкі, кислотостійкі, сульфатостійкі, теплоізоляційні);

3) **за структурою:** щільні, крупнопористі, пористі, ніздрюваті;

4) **за видом в'язучого:** з цементних, силікатних, ніздрюватих, спеціальних (хімічно- та жаростійких) в'язучих;

5) **за видом заповнювачі ϵ :** природні щільні (гравій, щебінь, кварцовий пісок), пористі (перліт, пемза, вапняк), штучні (керамзит, шлак).

Міцність бетону залежить від складу бетону, якості та кількості цементу та заповнювачів, водоцементного відношення, умов приготування, умов твердіння та віку бетону.

Міцність і густина бетону залежать **від виду крупного заповнювача**. В разі використання гранітного чи базальтового щебеню утворюється важкий бетон густиною $\rho = 2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$, а в разі застосування легких заповнювачів типу керамзиту, перліту – бетон густиною $\rho = 800 \dots 2000 \text{ кг/м}^3$.

Міцність бетону залежить **від умов твердіння**. **Наприклад**, у разі природного твердіння у вологому середовищі міцність бетону зростає повільно і досягає максимального значення через 1...3 роки. Якщо бетон твердне в сухому середовищі, то у початковий період міцність зростає швидко, проте не досягає максимального значення.

Здатність бетону набирати міцності в умовах підвищеної температури й вологості застосовують у виготовленні залізобетонних конструкцій, піддаючи їх тепловологісній обробці. Проте при цьому з бетону видаляється багато води і процес твердіння уповільнюється. Перспективним є застосування хімічних добавок – **пластифікаторів** (бетон набирає необхідної міцності через 2 години).

Розрізняють **кубикову** і **призмову** міцність бетону на осьовий стиск. При осьовому стисканні куби руйнуються внаслідок розриву бетону у поперечному напрямку. При цьому спостерігається явно виражений ефект обойми - в кубі у поверхонь поряд з плитами преса (зони передачі зусиль), виникають сили тертя, спрямовані всередину куба, що перешкоджають вільним поперечним деформаціям. Якщо цей ефект усунути, то й тимчасовий опір стиску куба зменшиться приблизно вдвічі. Дослідами встановлене, що міцність бетону також залежить від розміру зразка. Це пояснюється зміною ефекту обойми із зміною розмірів куба.

За еталон міцності бетону при стисканні прийнято **кубову міцність** $R_m(f_{ck,cube})$, яку визначають стисненням на пресі до зруйнування бетонних кубів 150x150x150 мм. За результатами визначають **клас бетону B (C)**.

Класом B(C) міцності бетону на стискання називається 95%-ва гарантована міцність бетону (МПа) під час випробувань кубів з ребром 150 мм, виготовлених з бетону робочого складу і випробуваних в віці 28 діб згідно з вимогами стандартів. Згідно [1] **клас бетону** – показник міцності бетону на стиск, нижче якого знаходиться лише 5% вибірки всієї вимірної міцності бетону даного складу.

Класи міцності на стискання важких бетонів: B3,5, B5, B7,5, B10, B12,5, B20, B25, B30, B35, B40, B45, B50, B55, B60. Для конструкцій використовують не нижче B7,5. Клас по міцності на осьовий стиск B; вказують в проектах в усіх випадках, як основну характеристику для важких бетонів. Для дрібнозернистих у діапазоні від B7.5 до B60. Для легких бетонів у залежності від середньої щільності B3.5 - B40.

Згідно нових норм [1] міцність бетону на стиск визначається через класи міцності бетону C, які пов'язані з характеристичною кубиковою міцністю $f_{ck,cube}$, гарантованою з 95 % імовірністю.

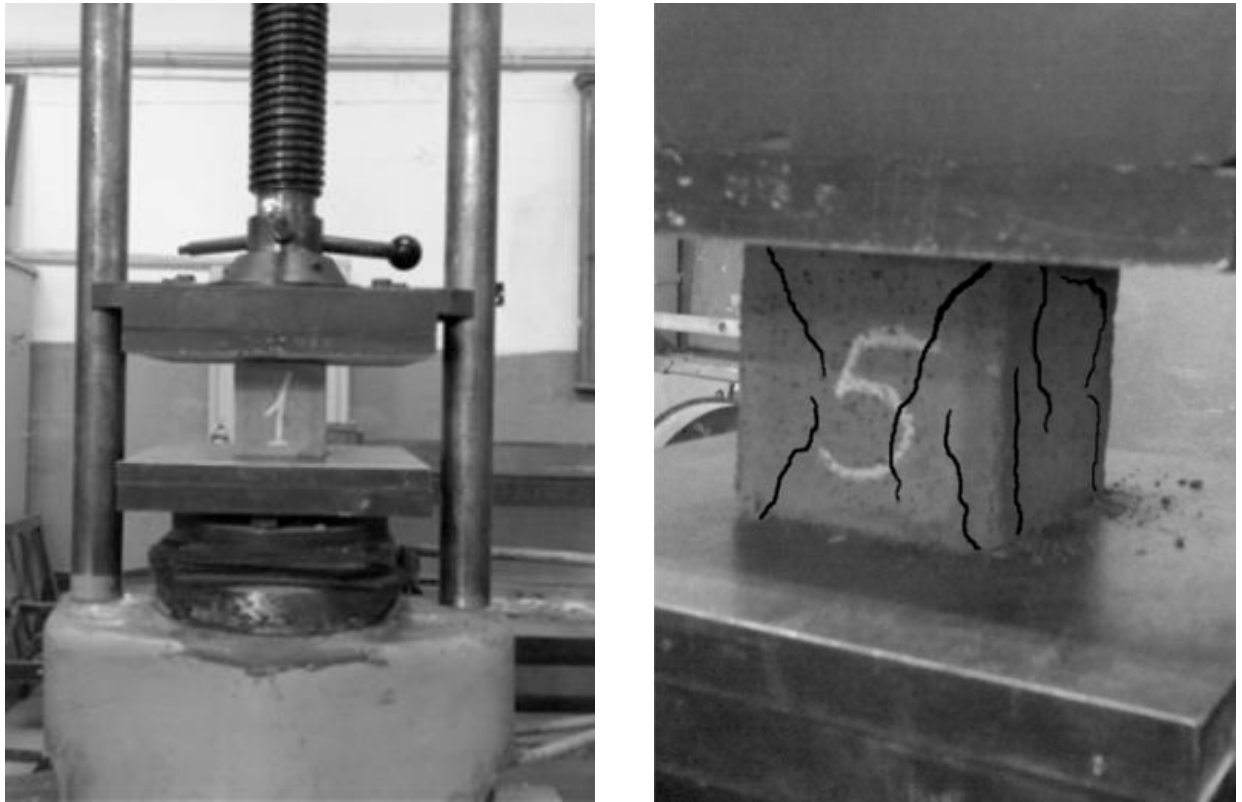


Рисунок 1.1 – Випробування куба для визначення класу бетону

Класи міцності ґрунтуються на характеристичній кубиковій міцності $f_{ck,cube}$, визначеній на 28 добу з максимальним значенням $C_{max} = C50/60$ і з статистичною забезпеченістю 0,95 [1, табл. 3.1].

Оскільки залізобетонні конструкції по формі відрізняються від кубів, в розрахунку їхньої міцності основною характеристикою бетону при стиску є призмova міцність – R_b ($f_{ck,prism}$), тобто тимчасовий опір осьовому стиску бетонних призм. Досліди на бетонних призмах зі стороною a і висотою h показали, що призмova міцність бетону менше кубової і вона зменшується із збільшенням відношення h/a . Вплив сил тертя на торцях призми зменшується із збільшенням її висоти і при відношенні $h/a=4$ значення R_b стає майже стабільним і рівним приблизно $0.75R$ (рис.1.2).

Для розрахунків використовують **призмovu міцність** R_b ($f_{ck,prism}$) – це межа міцності на стиск призми зі стороною основи 15 см та висотою в 4 рази більшою у віці 28 діб.

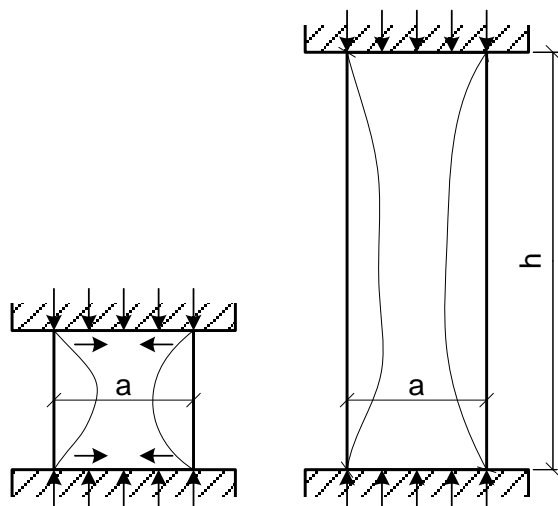


Рисунок 1.2 – Випробування бетонного куба та бетонної призми на стиск

Характеристична призмova міцність – це нормативний опір бетону стиску $R_{bn} (f_{ck})$.

Розрахункова призмova міцність – розрахунковий опір бетону стиску $R_b (f_{cd})$:

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bi}}, \quad (1.1)$$

де γ_{bi} - коефіцієнт надійності за матеріалом для бетону.

Коефіцієнт безпеки для матеріалу – коефіцієнт, який ураховує можливі відхилення міцнісних характеристик матеріалів від його характеристичного значення [1].

Згідно норм [1]:

f_{ck} - характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа;

f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск, МПа;

f_{cm} - середнє значення міцності бетону на стиск, МПа.

Міцність бетону на розтяг R_{st} , залежить від міцності цементного каменя і зчеплення його з заповнювачами. Міцність бетону на розтяг визначають випробуванням бетонних балочок на згинання. Клас по міцності

на осьовий розтяг B_t , призначається у тих випадках, коли ця характеристика має істотне значення і контролюється на виробництві: $B_t0.8$; $B_t1.2$; $B_t1.6$; B_t2 ; $B_t2.4$; $B_t2.8$; $B_t3.2$.

Згідно з дослідними даними, міцність бетону на розтяг у 10-20 раз менша, ніж при стисканні. Підвищення міцності бетону на розтяг може бути досягнуте збільшенням кількості цементу, зменшенням В/Ц, застосуванням щебеню з шороховатою поверхнею. Тимчасовий опір бетону осьовому розтягу (МПа) можна визначити по емпіричній формулі:

$$R_{bt} = 0.233 \sqrt{R^2} \quad (1.2)$$

Внаслідок неоднорідності бетону ця формула надає лише приблизні значення R_{bt} , точні значення отримують шляхом випробування на розрив зразків у вигляді вісімки.

Характеристична призмова міцність розтягу – це нормативний опір бетону розтягу R_{btm} (f_{ctk}). Він у 10...20 разів менший за нормативний опір бетону на стиск R_{bn} .

f_{ctk} - характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг, МПа.

Розрахункова призмова міцність розтягу – розрахунковий опір бетону розтягу:

$$R_{bt} = \frac{R_{btm}}{\gamma_{bi}} \quad (1.3)$$

Для проектування залізобетонних конструкцій прийнята **призмова міцність** бетону на **стиск** та **розтяг**.

Результати випробувань відносяться до випадкових величин, розподіл яких можна оцінити законом нормального розподілу Гауса. Закон дозволяє визначити мінімальну міцність при заданій ймовірності (забезпеченості) події:

$$R_{\min} = R_m - \chi S, \quad (1.4)$$

де R_m (f_{cm}) – середнє значення міцності;

f_{cm} - середнє значення міцності бетону на стиск за нормами [1], МПа;

$\chi = 1,64$ – числовий коефіцієнт, який відповідає заданій ймовірності 95 %;

$$S = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_m)^2}{n - 1}}$$
 – середнє квадратичне відхилення, де n – кількість

випробувань.

Можна записати: $R_{\min} = R_m \left(1 - \chi \frac{S}{R_m} \right) = R_m (1 - \chi \nu)$; де ν – коефіцієнт

мінливості міцності (коефіцієнт варіації).

Мінімальна гарантована міцність бетону R_{\min} (клас бетону) нормами приймається за вихідний (нормативний) опір бетону R_n , за яким визначається величина розрахункового опору $R_{b(bt)}$, що вводиться в розрахунок.

Як видно з формули, мінімальна міцність R_{\min} при заданій ймовірності залежить як від середньої міцності R_m , так і від коефіцієнта варіації ν , який пов'язаний з однорідністю бетону і відображає розкид його міцності. Звідси випливає, що одного контролю якості бетону по його середньої міцності недостатньо, необхідно мати і статистичні дані для визначення коефіцієнта варіації.

У будівельних нормах проектування, в яких за основну характеристику якості була прийнята марка бетону, чисельно рівна середній кубиковій міцності, передбачалося, що на всіх заводах-виробниках бетону по всій території країни коефіцієнт варіації - величина постійна $\nu = 0,135$. З цих умов в норми була закладена величина нормативного опору R_n , рівна мінімальній міцності: $R_n = R_{\min}$. Однак зрозуміло, що різні умови виготовлення бетону не можуть дати однакової його однорідності з малим коефіцієнтом варіації $\nu \leq 0,135$.

Міцність бетону на зріз і сколювання. Зріз являє собою поділ елемента на дві частини по перерізу, до якого прикладені перерізуючі сили. При цьому основний опір зрізу виявляють зерна великих заповнювачів,

працюючих, як шпонки. Тимчасовий опір зрізу можна визначити по емпіричній формулі $R_{sh}=2R_{bt}$; опір бетону сколюванню виникає при згині залізобетонних балок до появи у них похилих тріщин. Сколюючі напруги по висоті перерізу змінюються по квадратичній параболі. Тимчасовий опір сколюванню при згині, згідно дослідним даним, у 1.5 - 2 рази більше R_{bt} .

Марка бетону – гарантоване значення призначеної величини (водонепроникності, морозостійкості, середньої густини), встановленої вимогами відповідних нормативних документів [1].

Довговічність залізобетонних конструкцій значною мірою визначається морозостійкістю. Марки бетону за морозостійкістю F15...F500, які характеризуються числом циклів заморожування і відтаювання без помітного зниження міцності. Марки по морозостійкості F призначають для конструкцій, які в зволоженому стані підлягають дії заморожування та відтавання. Характеризують числом циклів заморожування - відтавання у насиченому водою стані при зниженні міцності не більш ніж на 15%. Для важкого і дрібнозернистого бетону - F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500. Для легкого бетону - F25 - F500. Для комірчастих - F15 - F100.

Для конструкцій, які працюють під тиском рідин та газів, марки за водонепроникністю W2...W12. Марка по водонепроникності W призначають для конструкцій, до яких подаються вимоги обмеженої проникності (резервуари та ін.); W2, W4, W6, W8, W10, W12. Вони характеризуються граничним тиском води (кг/см^2), при якому не відбувається її проникнення крізь зразок.

Для легких бетонів за середньою густиною встановлено марки D800...D2000. Марка по середній щільності D призначається для конструкцій, до яких окрім вимог міцності подаються вимоги теплоізоляції, і контролюють на виробництві. Важкий бетон від D2200 до D2500; легкий бетон від D800 до D2000; поризований бетон від D800 до D1400.

Задані клас і марку бетону отримують відповідним доббором складу бетонної суміші з наступним випробуванням контрольних зразків.

Деформації бетону визначаються його здатністю змінювати розміри під впливом процесів твердіння або під дією зовнішніх факторів [3].

Бетону притаманні як пружні, так і пластичні деформації. При невеликих навантаженнях (до 0,2 від міцності руйнування) для бетону характерні пружні деформації, однак при більших навантаженнях на поверхні бетону виникають мікротріщини, і має місце вже пластична деформація. Вигляд діаграми деформування бетону поданий на рис. 1.3.

Нелінійність деформацій при навантаженнях, більших ніж 0,3...0,4 від руйнуючих навантажень, пов'язана із процесом виникнення та розвитком у бетоні мікротріщин не тільки по поверхні, але й по усьому об'єму матеріалу.

В силу того, що на більшій частині діаграма деформування має нелінійний характер, модуль пружності визначається тільки на початковому етапі.

Початковий модуль пружності бетону при стиску E – це відношення нормального напруження до відносної деформації при напруженні, що дорівнює 0,2 від міцності бетону на стискання. Значення модуля пружності зростає зі збільшенням міцності при стиску і залежно від класу бетону знаходиться у межах $(9,5...40) \cdot 10^3$ МПа. Величина модуля пружності також залежить від загальної пористості бетону та використаних при його виготовленні заповнювачів. Зазвичай збільшення пористості бетону призводить до зменшення модуля пружності.

При дослідженні поведінки бетону в умовах його деформування існує два підходи. Перший підхід заснований на поступовому збільшенні навантажувальних напружень до повної руйнації зразку, яка настає в точці 3 гілки діаграми, відповідній стисканню, і в точці 7 гілки, відповідній розтягу. При цьому на гілці стискання виділяють зони I та II, а на гілці розтягу V.

Характер деформацій для стискання та розтягу дуже сильно відрізняються. При стисканні на початковому етапі (ділянка I) наявні тріщини закриваються і бетон поводить як пружний матеріал за рахунок пружних деформацій каркасу, зберігаючи при цьому пропорційну залежність між деформаціями та напруженнями. В точці 1 починається утворення нових тріщин і починається наступна ділянка II, для якої характерна поява псевдопластичних деформацій, зумовлених появою і розвитком нових тріщин. В точці 2 розпочинається утворення і розвиток нестійких тріщин. Точка 3 відповідає границі міцності бетону на стискання.

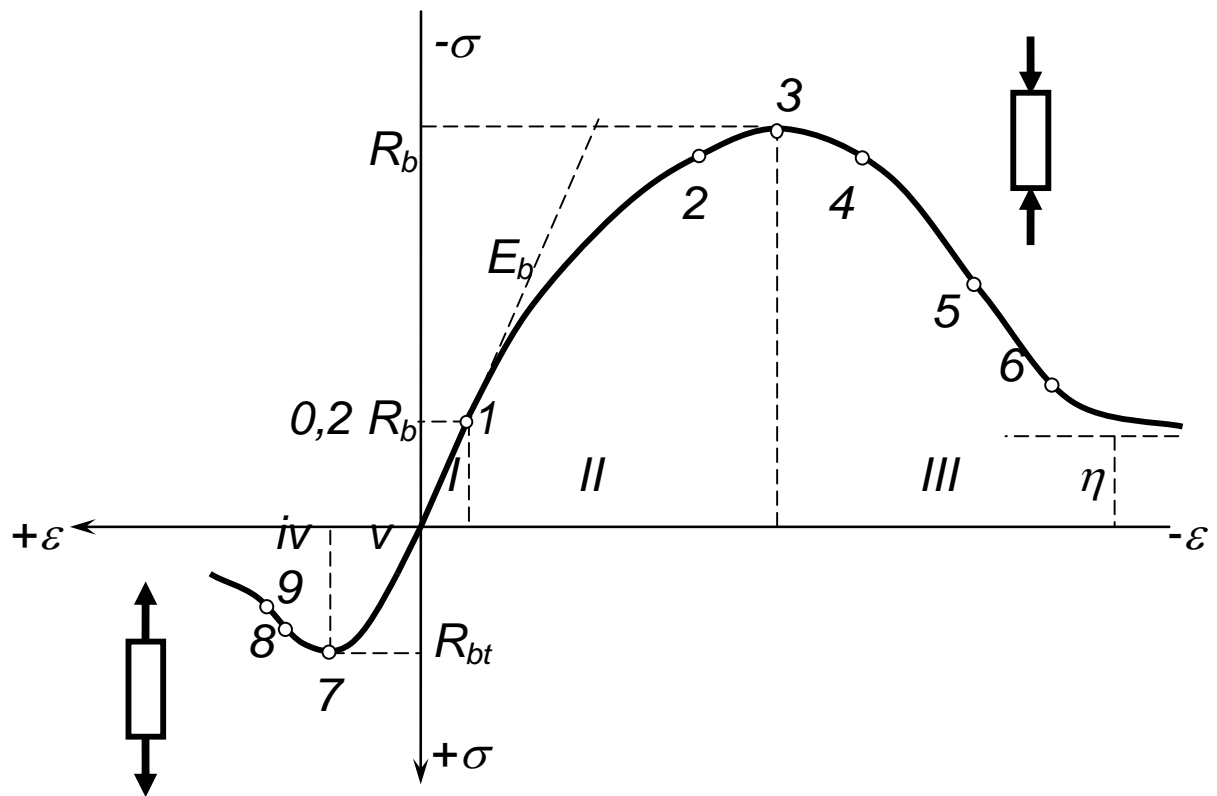


Рисунок 1.3 – Повна діаграма деформування бетону

Характер деформацій при розтягу зумовлений тією обставиною, що розвиток тріщин на ділянці V жодної миті не припиняється і тому відповідна гілка діаграми не має лінійної ділянки. Точка 7 відповідає границі міцності бетону на розтяг.

Спадні гілки повної діаграми деформування досліджуються при іншому підході до вимірювань при зменшенні напружень після досягнення границі міцності. Поведінка бетону на спадних гілках діаграми є дуже важливою для прогнозування роботи статично невизначених залізобетонних конструкцій, особливо при умовах прогресуючого руйнування під час пожежі та інших надзвичайних ситуацій. Точки 4, 5, 8, 9 встановлюють границі застосування спадних гілок діаграми для різних нормативів. Точка 6 визначає настання так названих магістральних тріщин, після чого деформуються окремі частини роздробленого бетону.

Пружні деформації бетону у значній мірі залежать від його складу (особливо заповнювачів). Модуль пружності бетону залежить від модулів пружності його складових. Відповідні значення модуля пружності E_{cm} , величина тангенсів кута січної між $\sigma_c=0$ і $0,3f_{cm}$ для бетону на кварцових заповнювачах наведені у [1, таблиці 3.1]. Для заповнювачів із вапняку і піщаника значення модуля пружності необхідно знижувати відповідно на 10% і 30%. Для заповнювачів із базальту значення E_{cm} необхідно збільшувати на 20%. Величина $0,3f_{cm}$ для визначення E_{cm} є наближеною.

E_{cm} - середнє значення початкового модуля пружності бетону, ГПа;

Коефіцієнт Пуассона ν може прийматися таким, що дорівнює 0,2 при рівні напружень, які не перевищують $0,5f_{cd}$ для бетону без тріщин, і 0 – для бетону з тріщинами.

У разі відсутності більш точних даних коефіцієнт лінійного теплового розширення можна приймати $1 \times 10^{-5} \text{ C}^{-1}$.

ε_{cl} - деформація при максимальних напруженнях при розрахунках за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{cl,cd}$, за другою групою граничних станів $\varepsilon_{cl,ck}$.

σ_c - напруження стиску у бетоні, МПа;

ε_c - значення відносних деформацій стиску бетону, %.

E_{ck} - характеристичне значення початкового модуля пружності

бетону, МПа;

E_{cd} - розрахункове значення модуля пружності бетону, МПа;

ε_{cu} - значення відносних граничних деформацій стиску бетону, %.

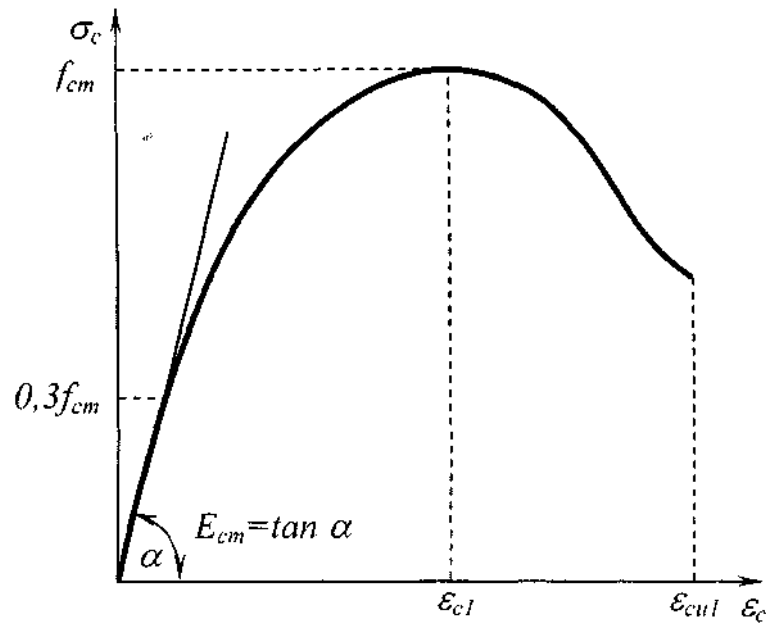


Рисунок 1.4 – Діаграма напруження-деформації бетону

Усадка - це зменшення розмірів бетону при твердінні його в повітряно-сухих умовах, яке обумовлене зміною вологості бетону, контракцією цементного тіста та карбонізацією новоутворень. Величина усадки в першу чергу визначається змінами вологості, тобто переміщенням та випаровуванням води, яка ще не увійшла до складу новоутворень. Усадка, що пов'язана із контракцією, є незначною і обумовлена тим, що об'єм новоутворень цементного каменю менший, ніж об'єм речовин, які вступають у реакцію. Карбонізаційна усадка пов'язана з наявністю вуглекислого газу у повітрі і відбувається у поверхневих шарах бетону, що твердіє.

Найбільшу усадку, величина якої може досягати 20 мм/м, має цементний камінь.

Шкідлива дія усадки пов'язана з виникненням тріщин по поверхні бетону, особливо в початкові терміни твердіння при низькій вологості оточуючого середовища. Негативні явища, пов'язані з усадкою можна

попередити, забезпечуючи потрібні умови твердіння, а також вдаючись до конструктивних заходів, наприклад використовуючи усадочні шви.

Набухання - це явище протилежне усадці і полягає у збільшенні об'єму бетону при наперемінному зволоженні його поверхні або при постійній експлуатації у воді. Наявність набухання пов'язана з дією тих самих факторів, що й усадка, але її величина є значно нижчою.

Повзучість – це здатність бетону до збільшення деформацій при тривалій дії сталого навантаження. Ця характеристика залежить від виду цементу, природи заповнювачів, складу бетонної суміші (чим менша витрата цементу і нижче В/Ц відношення, тим меншою є повзучість). Деформації повзучості найінтенсивніше розвиваються з моменту прикладання навантаження і затухають лише через кілька років. Наслідком повзучості є **релаксація** – перерозподіл напружень та їх часткове зменшення.

З деформаційними характеристиками бетону пов'язана його **тріщиностійкість**, яка визначається міцністю бетону при розтягу, призмовою міцністю, модулем пружності та усадкою.

1.2. Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо-напруженого залізобетону

Конструкції бетонні - виготовлені з бетону без арматури або з арматурою, яку встановлюють із конструктивних міркувань та не враховують у розрахунках; розрахункові зусилля від усіх дій в них сприймає бетон [1].

Конструкції залізобетонні - виготовлені з бетону, робочої та конструктивної арматури (армовані бетонні конструкції); розрахункові зусилля від усіх навантажень та впливів у армованих бетонних конструкціях повинні сприймати бетон і робоча арматура [1].

Конструкції попередньо напружені залізобетонні - у яких початкове попереднє напруження напруженої арматури забезпечує необхідний ступінь обтиску бетону у процесі виготовлення й експлуатації [1].

Бетон – це штучний будівельний матеріал, який добре протистоїть стисканню і погано - розтягу, а **залізобетон** - штучний будівельний матеріал, що складається з бетону та сталльної арматури, які працюють разом.

Розглянемо роботу бетонної балки на **згин** [3].

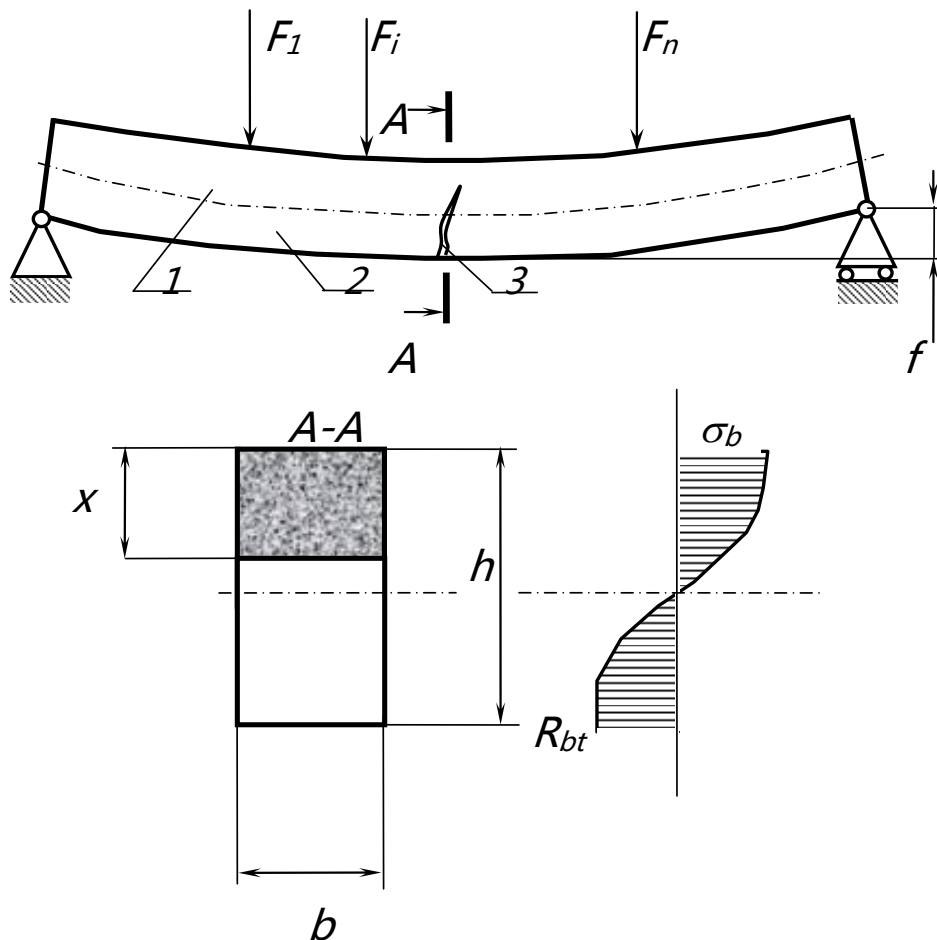


Рисунок 1.5 - Схема роботи бетонної балки на згин: 1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – тріщина, що спричиняє руйнування балки; F – силове навантаження; f – величина прогину балки

Під дією навантаження у початковий період напруження і деформації пов'язані лінійною залежністю за законом Гука. З подальшим збільшенням

навантаження в розтягнутій зоні виникають не пружні деформації. У момент виникнення граничних опорів на розтяг R_{bt} і граничних деформацій ε_{bt} в бетоні утворюється перша тріщина, яка спричиняє крихке руйнування балки.

Дослідження показали, що міцність бетону на розтяг в 10...15 разів нижча, ніж на стиск. *Наприклад*, для класу В15 міцність на розтяг $R_{bt}=1,15$ МПа, а на стиск $R_b=11$ МПа. Отже, міцність стиснутої зони залишається невикористаною у зв'язку з незначною міцністю розтягнутої зони, і, як наслідок, невелика несуча здатність бетонної балки.

Якщо в розтягнуту зону помістити сталеві стержні, то характер роботи вже залізобетонної балки буде інший.

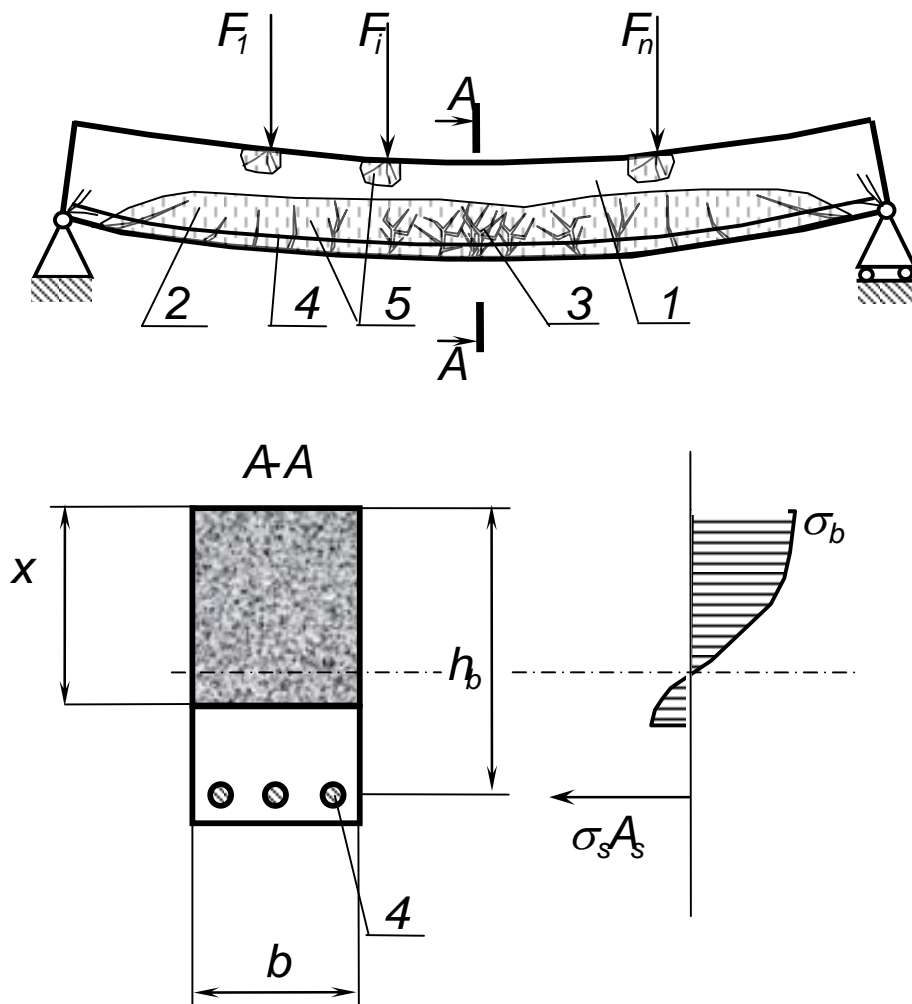


Рисунок 1.6 – Схема роботи залізобетонної балки на згин: 1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – тріщини в розтягнутому бетоні; 4 – арматура; 5 – зона пошкоджень бетону; F – силове навантаження

У початковий період бетон і арматура працюють разом. Із збільшенням навантаження, коли в бетоні розтягнутої зони напруження і деформації досягають граничних значень, виникають перші тріщини. Навантаження в цей момент становить 15...25% від руйнівного. Бетон в розтягнутій зоні виключається з роботи і всі розтягувальні зусилля сприймає арматура. Подальше збільшення навантаження спричиняє збільшення ширини розкриття тріщин, розвиток їх по висоті, утворення нових. Руйнування настає тоді, коли напруження в арматурній сталі досягнуть границі текучості. Руйнування балки буде пластичним з великими прогинами і закінчиться роздробленням бетону стиснутої зони.

Отже, армування бетонної балки дає можливість використовувати міцність сталевий арматури на розтяг і міцність бетону на стиск. Несуча здатність залізобетонної балки може переважати несучу здатність бетонної більш як у 10 разів.

Проте звичайні залізобетонні конструкції мають істотні недоліки - ***тріщини*** в розтягнутій зоні, що не завжди припустиме для нормальної експлуатації.

Тому застосовують ***попередньо напружені*** конструкції, під час виготовлення яких створюється обтискування бетону розтягнутої зони. Цього досягають напруженням арматури. Обтискування бетону дає можливість не допустити утворення тріщин під час експлуатації або обмежити їх розкриття.

Інколи утворюються тріщини у конструкціях, в яких утворення тріщин неприпустимо (наприклад, в резервуарах, трубах, конструкціях під впливом агресивного середовища). Щоб виключити цей недолік залізобетону, застосовують заздалегідь напружені конструкції. Таким чином, можна уникнути появи тріщин у бетоні та зменшити деформації прогину у стадії експлуатації. Попередньо напруженими називають такі залізобетонні конструкції, у яких в процесі виготовлення штучно створюють значні напруги стиску у бетоні натягненням високоміцної арматури. Початкові

напруги стиску утворюють у тих зонах бетону, що згодом під впливом навантажень зазнають розтяг. При цьому підвищується тріщиностійкість конструкції і створюються умови для застосування високоміцної арматури, що призводить до економії металу та зниженню вартості конструкції.

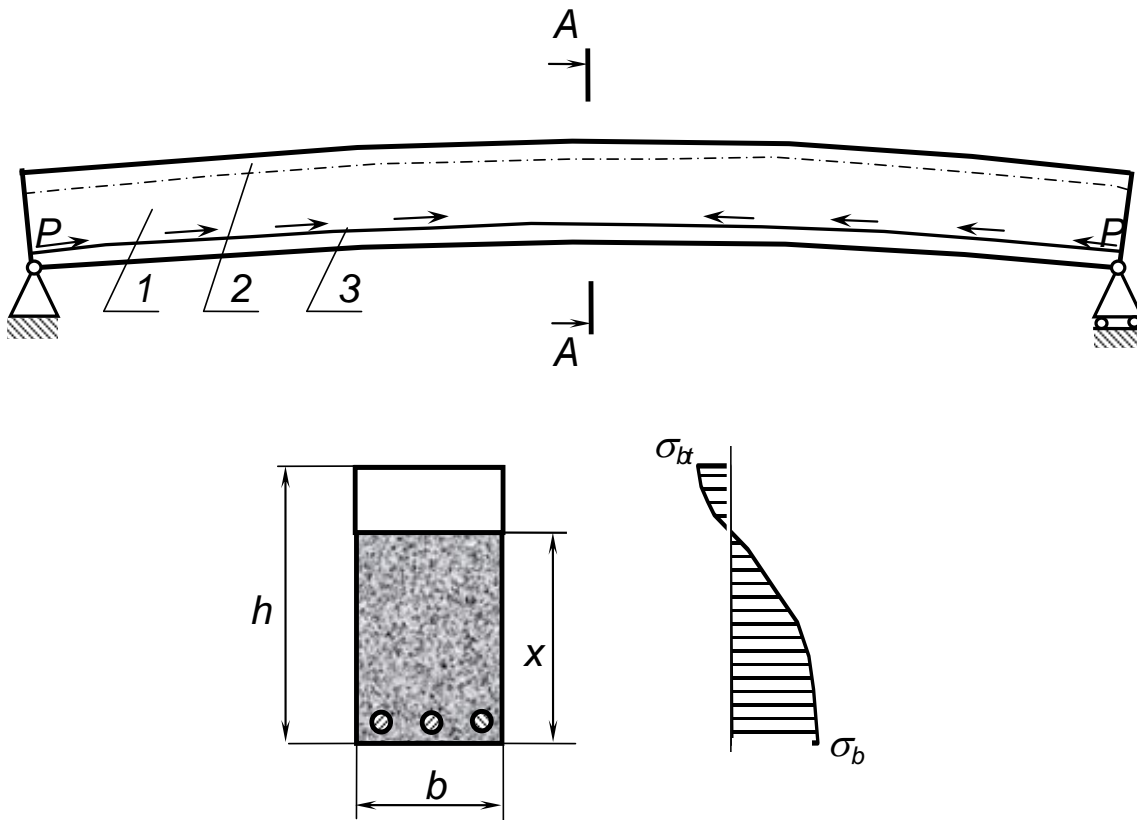


Рисунок 1.7 - Схема попередньо напруженої залізобетонної балки: 1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – попередньо напружена арматура P – зусилля попереднього натягу

Питома вартість арматури знижується із збільшенням міцності арматури. Тому високоміцна арматура значно економніше звичайної. Однак застосовувати високоміцну арматуру в конструкціях без попереднього напруження не рекомендується, тому що при високій нарузі розтягу в арматурі у бетоні розтягнутої зони з'являються тріщини значного розкриття, що позбавляють конструкцію необхідних експлуатаційних якостей. Суть використання заздалегідь напруженого залізобетону в конструкціях – економічний ефект, що досягається використанням високоміцної арматури, а

також висока тріщиностійкість, найкращий опір динамічним навантаженням, корозійна стійкість, довговічність.

У попередньо напруженій балці під навантаженням бетон зазнає напруги розтягу лише після погашення початкових напруг стиску. На прикладі двох балок видно, що тріщини у попередньо напруженій балці утворюються при більш високому навантаженні, але навантаження руйнування для обох балок близьке по значенню, оскільки граничні напруги в арматурі та бетоні цих балок однакові. Значно менше також і прогин попередньо напруженої балки. У виробництві попередньо напружених елементів можливі 2 методи створення попереднього напруження: натягнення арматури на упори і на бетон. При натягненні на упори арматуру заводять у форму до бетонування елемента, один кінець її закріплюють на упорі, інший натягують домкратом або іншим пристосуванням до контрольованої напруги. Після придбання бетоном необхідної кубикової міцності перед обтискуванням R_{br} арматуру відпускають з упорів. Арматура при відновленні пружних деформацій в умовах зчеплення з бетоном обтискує його. Стерженьову арматуру можна натягати на упори електротермічним способом. Стрижні з висадженими головками гріють електрострумом до 300 - 350°C, заводять у форму та закріплюють на упорах форм. При відновленні початкової довжини у процесі охолодження арматура натягається на упори. Арматуру можна також натягувати електротермомеханічним способом.

При натягненні на бетон спочатку виготовляють бетонний або слабоармований елемент, після цього по досягненні бетоном міцності R_{br} створюють у ньому попередню напругу стиску. Після цього арматуру заводять у канали або пази, що залишаються при бетонуванні елемента, та натягають на бетон. При цьому способі напруги в арматурі контролюють після закінчення обтискування бетону. Канали у бетоні, що перевищують діаметр арматури на 5 - 15 мм створюють укладкою порожниноутворювачів (сталевих спіралей, гумових трубок, що витягаються згодом і т. п.).

Зчеплення арматури з бетоном досягається після обтискування ін'єктуванням - нагнічуванням у канали цементного тіста чи розчину під тиском крізь заставлені при виготовленні елементу трійники - відводи. Якщо попереднє напруження застосовують при виготовленні резервуарів чи труб з зовнішньої сторони, то навивку її з одночасним обтискуванням бетону виконують спеціальними машинами. У цьому випадку на поверхню елементу після натягнення арматури наносять торкретуванням захисний шар бетону.

Натягнення на упори є більш індустріальним засобом у заводському виробництві. Натягнення на бетон застосовується головним чином для великорозмірних конструкцій.

У *стиснутих конструкціях* основну частину навантаження сприймає бетон, оскільки він добре чинить опір стисканню. Арматура сприймає частину стискаючих зусиль, що дає можливість зменшити розміри поперечного перерізу елемента. Армування стиснутого бетону підвищує надійність залізобетонних конструкцій. Проте замінити бетон дорожчим матеріалом – сталлюю арматурою - економічно не вигідно і арматуру ставлять у кількості 3% від площі перерізу бетону.

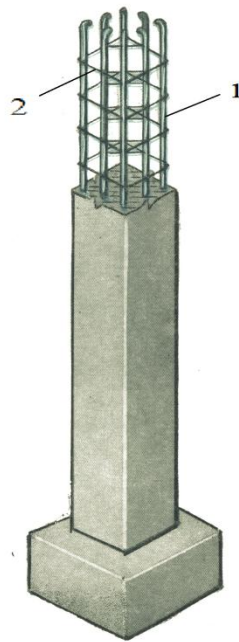


Рисунок 1.8 – Характер роботи стиснутої колони: 1 - поздовжня арматура, 2 - поперечна арматура

Бетон надійно захищає сталю арматуру від **корозії**, утворюючи на її поверхні плівку з цементного каменю і береже її від **вогню** в разі пожежі. Арматура компенсує недоліки бетону.

1.3. Розвиток та застосування залізобетонних конструкцій

При проектуванні бетонних та залізобетонних конструкцій за нормальних умов експлуатації використовують **ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.**

В цих нормах враховані основні положення (принципи) **EN 1992-1-1:2005 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні норми і правила для споруд.**

Ці Норми не поширюються на:

- конструкції, які експлуатуються за температури навколишнього середовища вище 50 °С і нижче -70 °С;
- спеціальні типи будівель (розрахунок висотних будівель вище 73,5 м на прогресуюче обвалення тощо);
- проектування спеціальних типів цивільних споруд, на які є окремі норми (віадуки, мости, дамби, резервуари під тиском, прибережні платформи або водозахисні споруди);
- дрібнозернисті бетони та пінобетонні складові, фібробетон, а також виготовлення конструкцій з надважких заповнювачів або із застосуванням сталевих профілів.

Норми містять основні вимоги щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього терміну служби.

Для забезпечення вимог безпеки конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб із необхідним ступенем надійності для різних

розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаних із завданням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

Для забезпечення вимог експлуатаційної придатності конструкція повинна мати такі початкові властивості, щоб із належним ступенем надійності для різних розрахункових впливів не утворювалися або надмірно розкривалися тріщини, а також не виникали надмірні переміщення, коливання та інші пошкодження, які ускладнюють нормальну експлуатацію (порушення вимог комфорту щодо перебування людей, до зовнішнього вигляду конструкції, технологічних вимог за умов нормальної роботи обладнання, механізмів, конструктивних вимог щодо сумісної роботи елементів та інших вимог, встановлених для проектування).

Безпека, експлуатаційна придатність, довговічність бетонних і залізобетонних конструкцій та інші встановлені завданням на проектування вимоги повинні бути забезпечені дотриманням:

- вимог до бетону та його складових;
- вимог до арматури;
- вимог до розрахунків конструкцій;
- технологічних вимог;
- вимог щодо експлуатації;
- вимог щодо межі вогнестійкості конструкцій.

Залізобетонні конструкції можуть виконуватися монолітними, збірними та збірно-монолітними.

Збірні конструкції – (попередньо виготовлені) конструктивні елементи яких виготовляються не в проектному положенні у споруді, а з'єднуються між собою для забезпечення необхідної конструкційної цілісності [4].

Метод будівництва – спосіб, яким буде здійснюватися виконання, наприклад, безпосередньо на будівельному майданчику, у заводських умовах, методом консольної зборки [4].

У повоєнний період найбільшого поширення набули **збірні** конструкції, оскільки потрібно було швидко відбудувувати зруйновані споруди. Збірні залізобетонні конструкції виготовляють на механізованих підприємствах.

Перевага збірного залізобетону порівняно з монолітним – в істотному підвищенні продуктивності праці за рахунок випуску елементів підвищеної заводської готовності, в скороченні термінів будівництва.

В останні роки з'явилася тенденція до збільшення використання **монолітного** залізобетону з використанням ковзкої та переставної опалубки. Монолітні конструкції зводять безпосередньо на будівельному майданчику. Монолітний залізобетон використовують тоді, коли необхідно підвищити **архітектурну виразність** будівель. Використовують при **особливо великих навантаженнях**. Підвищується жорсткість з'єднання конструкцій.

Виробництво збірних залізобетонних елементів ведуть по декількох технологічних схемах:

- 1) Конвеєрна технологія. Елементи виготовляють у формах, встановлених на вагонетках, що переміщуються по рельсах конвеєра від одного агрегату до іншого. По мірі просування вагонетки послідовно виконуються необхідні технологічні операції: установка арматурних каркасів, натягнення арматури попередньо-напружених елементів, установка вкладишів - порожниноутворювачів для елементів з порожнинами, укладка бетонної суміші та її ущільнення, витяг вкладишів, термовологісну обробку для прискорення твердіння бетону. Всі форми - вагонетки переміщуються у встановленому примусовому режимі. Високопродуктивну конвеєрну технологію застосовують на великих заводах при масовому випуску елементів відносно малої маси.

2) Поточно-агрегатна технологія. Технологічні операції виконують у відповідних цехах заводу. При цьому агрегати, що виконують необхідні технологічні операції, непорушні, а форма з виробом переміщується від одного агрегату до іншого кранами. Технологічний ритм переміщення форм заздалегідь не встановлений і не є примусовим.

3) Стендова технологія. Вироби у процесі виготовлення і теплової обробки залишаються непорушними, а агрегати, що виконують технологічні операції, переміщуються уздовж форм. Такі стенди обладнані пересувними кранами, пересувними бетоноукладачами, а також вібраторами для ущільнення бетонної суміші. Елементи виробляються у гладких або профільованих формах (матрицях чи касетах). По стендовій технології виробляють багатомірні й заздалегідь напружені елементи промбудівель (ферми, балки покриття, підкранові балки, колони та ін.).

4) Різновидом стендової технології є касетний спосіб, що застосовується при виготовленні стінових панелей та плит перекриття. Елементи виробляють на непорушному стенді у пакеті вертикальних металевих касет, що вміщає водночас декілька панелей. Формування панелей у вертикальному положенні дасть рівну і гладку поверхню плит та панелей.

5) Вібропрокатна технологія. Плити перекриття та панелі стін формують на безупинній стрічці, гладка чи рифлена поверхня якої утворить форму виробу. Після укладки арматурного каркаса бетонну суміш, подану на стрічку, вібрують та ущільнюють за допомогою розташованих згори валків. Послідовно прокатані вироби, укриті згори та підігріті знизу, за час переміщення по стрічці (в період декількох годин) набирають необхідну міцність. Технологічні операції підпорядковані єдиному ритму - швидкості руху, що формує стрічки. Виготовити увесь комплект збірних виробів по одній технологічній схемі неможливо, тому на заводах збірних залізобетонних виробів водночас використовують декілька технологічних схем.

Найбільш ранній бетон, виявлений археологами, можна віднести до 5600 р. до н.е. Він був знайдений на березі Дунаю в селищі Лапінський Вир (Югославія) в одній з хатин древнього поселення кам'яного століття, де з нього було зроблено підлогу товщиною 25 см.

Залізобетон - основний будівельний матеріал сучасності та має невелику історію застосування (близько 130 років).

Завдяки міцності бетону на стиск, довговічності, високій вогнестійкості, корисним технологічним властивостям бетон широко застосовують в будівництві. Проте він не міг конкурувати з металом, який здатний сприймати великі зусилля на стиск і розтяг. Виникла ідея об'єднати бетон і сталь в єдиний матеріал – **залізобетон** – для спільної роботи.

Російські майстри ще в 1802 році застосовували армований бетон, однак не вважали, що отримали новий будівельний матеріал і не патентували.

Залізобетонні конструкції вперше з'явилися у 1850 році в Франції (Ламбо). Був побудований човен, каркас якого складався з металевої сітки і вона була оштукатурена з двох сторін цементним розчином.

У 1861 році в Франції (Коаньє) видає першу книгу по залізобетону, у якій описує можливі конструкції з залізобетону. У 1867 році зафіксований перший патент на виготовлення залізобетонних конструкцій - їм став французький садівник Моньє, що застосував залізобетон для кадки для квітів.

Кінець XIX сторіччя вважається першим етапом розвитку залізобетону. У цей час з'являється конструкція ребристого монолітного перекриття, запропонована французьким інженером Геннебіком.

В 1904 році в м. Миколаїв по проекту російських інженерів був побудований перший маяк з монолітного залізобетону висотою 36 м, товщина стінок 10 см.

У 30...40 роки XX сторіччя широко застосовувались монолітні рамні конструкції, тонкостінні просторові конструкції - циліндричні оболонки бані.

Цей період вважається другим етапом розвитку залізобетону. Ідея створення попередньої напруги конструкцій виникла у 1910 році у Германії (Бах). Була зроблена серія дослідів з попередньо-напруженими балками. У 1928 році в Франції Фрейсіне обґрунтував потребу використання в якості арматури високоміцної сталі та високих початкових напруг.

Третій етап розвитку залізобетонних конструкцій супроводжувався процесом індустріалізації та розвитку теоретичних основ залізобетону.

В 1965 році була побудована Останкінська телевежа висотою 522 м з монолітного попередньо напруженого залізобетону.

Вироби можуть складатись з *одного шару* бетону (одношарові) та різних видів бетону (*багатошарових*).

За призначенням збірні залізобетонні вироби поділяють на такі групи: для житлових, громадських, промислових, сільськогосподарських, гідротехнічних.

Залізобетонні вироби мають бути *типові* й *уніфіковані*, щоб їх можна було застосовувати в будівлях та спорудах різного призначення.

Галузі застосування залізобетону:

1. Для спорудження одно - і багатоповерхових виробничих будівель із збірного залізобетону виготовляють плити покриття та перекриттів, стінові панелі, балки, ферми, колони, підкранові балки, фундаменти. Зовнішні стіни великопанельних будівель монтують з керамзитобетонних панелей, а решту елементів – з важкого бетону.

2. Видовищні будівлі – театри, кінотеатри.

3. Спортивні споруди – палаци спорту, криті стадіони, плавальні басейні.

4. Залізобетонні попередньо напружені конструкції використовують для аркових, фермових, балкових мостів на залізничних та автомобільних магістралях.



Рисунок 1.9 – Залізобетонна багатоповерхова будівля



Рисунок 1.10 – Залізобетонні мости

5. З монолітного та збірно-монолітного залізобетону будують спеціальні інженерні споруди: бункери, резервуари для зберігання нафтопродуктів, телевізійні башти, лінії електропередач, атомні реактори.



Рисунок 1.11 – Залізобетонна градирня

6. Просторові – об’ємні елементи ліфтових шахт, кільця криниць, блок – кімнати, санітарні кабінки.

7. Будівництво гідротехнічних споруд – гребель, шлюзів, набережних, будівель ГЕС.



Рисунок 1.12 – Гідротехнічні споруди

8. Транспортне будівництво – попередньо напружені шпали, естакади.



Рисунок 1.13 – Застосування залізобетону в дорожньому будівництві

9. Зі збільшенням політної маси літаків усі злітно-посадочні смуги будують з монолітного, часто попередньо напруженого залізобетону.

10. Для видобування нафти й газу споруджують плавучі або такі, що опускаються на дно, острови з монолітного залізобетону $V=300..600$ тис.м³.

11. Використовують для будівництва плавучих доків, понтонів, причальних споруд.

12. Зростання міст зумовило розвиток підземного будівництва : транспортні та пішохідні тунелі, підземні гаражі, станції метро, колектори.



Рисунок 1.14 – Застосування залізобетону при будівництві метрополітенів

Питання для самоконтролю

1. Визначення бетону, залізобетону та попередньо напруженого залізобетону.
2. Класифікація бетонів за густиною, призначенням, структурою, видом в'язучого та заповнювача.
3. Переваги і недоліки бетону та залізобетону.
4. Характеристики міцності бетону, кубикова та призмova міцності, характеристичні та розрахункові значення.
5. Класи міцності бетону на стиск та розтяг, експериментальне визначення міцності бетону.
6. Марки бетону по морозостійкості, водонепроникності, середній густині.
7. Деформаційні характеристики бетону, усадка, набухання, повзучість.
8. Суть роботи бетону та залізобетону.
9. Суть роботи попередньо напруженого залізобетону та стиснутих залізобетонних конструкцій.
10. Нормативні документи з проектування залізобетонних конструкцій.
11. Історія розвитку залізобетонних конструкцій.
12. Галузі застосування залізобетонних конструкцій.

Розділ 2 АРМАТУРА

1. Область застосування та класифікація арматури.
2. Характеристика класів арматури та умови її використання.
3. Корозія арматури та залізобетону.

2.1. Область застосування та класифікація арматури

Арматуру у залізобетонних конструкціях встановлюють здебільшого для сприймання зусиль розтягу та підсилення бетону стиснутої зони конструкцій.

Арматура – лінійно протяжний елемент у конструкції з бетону, призначений для сприйняття розтягувальних або стискальних зусиль. У будівлях і спорудах використовують арматуру у вигляді стержнів, дроту або (та) канатів [1]. **Арматура** – сітки, каркаси, окремі стержні, укладені в бетонну суміш згідно статичної схеми роботи.

Арматура конструктивна – арматура, яку встановлюють з конструктивних міркувань без розрахунку [1].

Арматура попередньо напружена – арматура, яку піддають попередньому напруженню перед або після виготовлення бетонного чи залізобетонного елемента [1].

Арматура робоча – арматура, яку призначають за розрахунком [1].

Клас арматури – показник міцності арматури на розтяг, який відповідає гарантованому значенню границі (фізичної або умовної) текучості в МПа, встановленої вимогами відповідних нормативних документів [1].

За функціональним призначенням арматуру поділяють на такі види:

- **робоча** – сприймає основні розрахункові зусилля, площу поперечного перерізу A_s встановлюють за розрахунком. Виконується зі сталі класів А300С, А400С, А600;

- **поперечна** (поперечні стержні зварних каркасів або хомути в'язаних каркасів) – сприймає поперечні зусилля та об'єднує робочу арматуру в каркаси. Встановлюється або за розрахунком, або конструктивно в залежності від величини поперечної сили Q . Виконується із сталі класів А240С, Вр-І;

- **розподільча** – забезпечує сумісну роботу робочої арматури сіток, а також сприймає місцеві додаткові зусилля, не враховані розрахунком. Встановлюється конструктивно із сталі класів А240С, Вр-І;

- **монтажна** - забезпечує проектне положення поперечної арматури та об'єднує її в каркаси. Встановлюється конструктивно зі сталі класів А240С, Вр-І;

- **з'єднувальна** – для збирання просторових каркасів. Встановлюється конструктивно з тим же кроком, що і поперечна арматура плоских каркасів зі сталі класів А240С, Вр-І.

За способом виготовлення: гарячекатана стержнева арматура (яку виготовляють способом прокату), холоднотягнута дротяна (виготовляють витягуванням у холодному стані, дріт $\varnothing 3...8$ мм). Ця арматура називається **гнучкою**, крім неї в конструкціях застосовують **жорстку** арматуру – з прокатних профілів (рис.2.1).

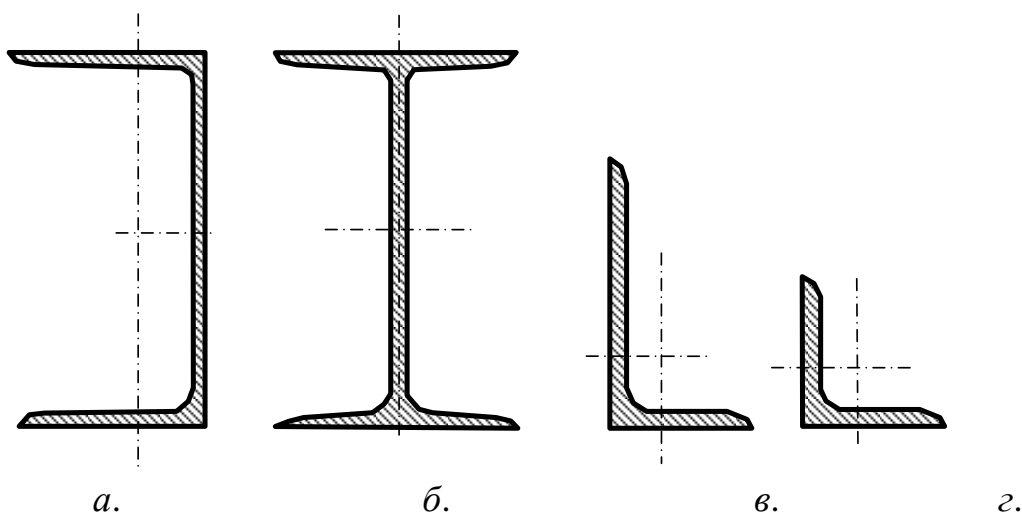


Рисунок 2.1 – Стандартні профілі сталевого прокату: *a* – швелерний, *б* – двотавровий, *в*, *г* – кутниковий

Арматуру для залізобетонних конструкцій згідно [1] поділяють на такі види:

- гарячекатану гладку та періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серпоподібної форми) діаметром від 5,5 мм до 40 мм;

- термомеханічна зміцнена періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серпоподібної форми) діаметром від 6 мм до 40 мм;

- холоднодеформовану періодичного профілю діаметром від 3 мм до 12 мм;

- арматурні канати діаметром від 6 мм до 15 мм;

Основним показником якості арматури, який встановлюється при проектуванні, є клас арматури за міцністю на розтяг, який позначають:

- А – для гарячекатаної та термомеханічно зміцненої арматури;

- В – для холоднодеформованої арматури;

- К – для арматурних канатів.

Класи арматури за міцністю на розтяг А, В і К відповідають гарантованому значенню межі текучості (з округленням) з забезпеченістю 0,95.

Крім того, у необхідних випадках до арматури пред'являють вимоги з додаткових показників якості: зварюваності, пластичності, холодостійкості тощо.

За характером поверхні гладка (А240С) та періодичного профілю (А300, А400, А600, А800, Вр-1, Вр-ІІ).

За умовами застосування: попередньо напружена та ненапружена.

Сітки та каркаси бувають зварні та в'язані.

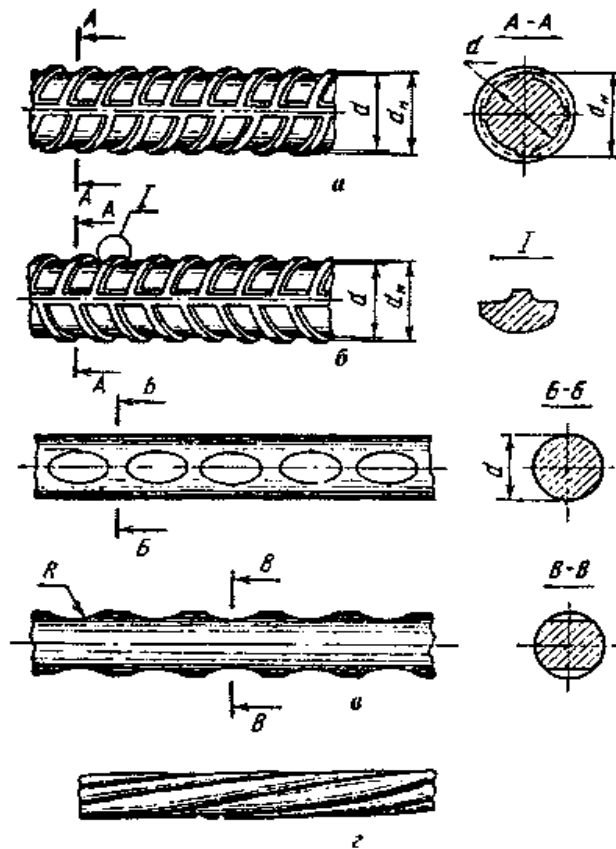


Рисунок 2.2 – Арматура: *a* – прутки класу А – II, *б* – прутки класу А – III, *в* – дріт періодичного профілю (Вр), *г* – канат

Зварні сітки виконують за допомогою контактної точкового зварювання. Стержні $\varnothing 8$ мм та більше дозволяється з'єднувати електродуговим зварюванням. Зварні сітки бувають **плоскі та рулонні** та підрозділяються на:

- 1) **з поздовжньою робочою арматурою** (рис.2.3)

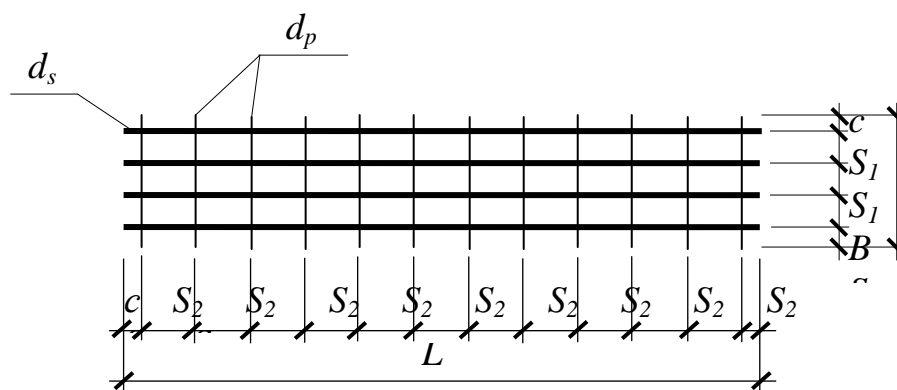


Рисунок 2.3 – Сітка з поздовжньою робочою арматурою

$$d_s > d_p, S_1 < S_2,$$

де d_s - діаметр поздовжньої робочої арматури, мм;

d_p - діаметр розподільної арматури, мм;

S_1 - крок поздовжніх стрижнів, 50...250мм;

S_2 - крок поперечних стрижнів, 50...250мм;

c - випуск стрижнів для зварювання, $10...40\text{мм} \geq d_s$;

2) з поперечною робочою арматурою (рис.2.4)

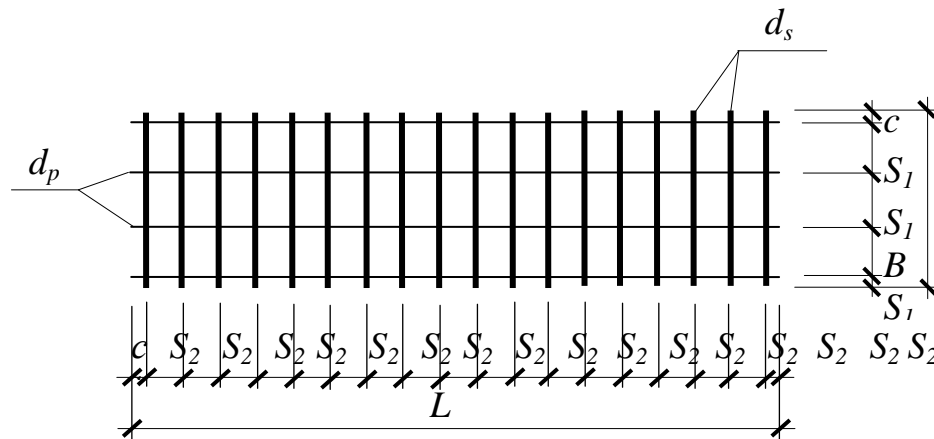


Рисунок 2.4 – Сітка з поперечною робочою арматурою

$$d_s > d_p, S_1 > S_2;$$

3) з робочою арматурою в двох напрямках (рис.2.5)

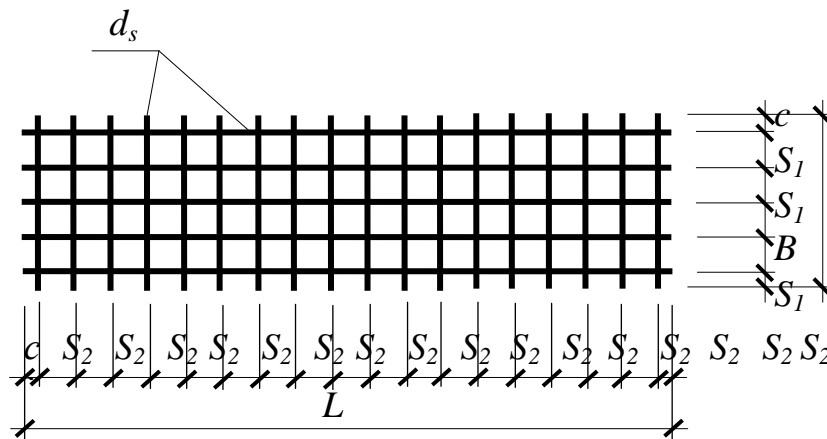


Рисунок 2.5 – Сітка з робочою арматурою в двох напрямках

$$d = d_1, S = S_1$$

Зварні каркаси: плоскі та просторові, здвоєні.

Плоскі каркаси виконують у вигляді взаємно перпендикулярних стрижнів, з'єднаних точковим зварюванням. Плоскі каркаси бувають (рис.2.6):

- 1) з робочою арматурою в 1 ряд з однієї сторони (рис.2.6, а);
- 2) з робочою арматурою в 2 ряди з однієї сторони (рис.2.6, б);
- 3) з робочою арматурою в 1 ряд з двох сторін (рис.2.6, в);
- 4) з робочою арматурою в 2 ряди з двох сторін (рис.2.6, г).

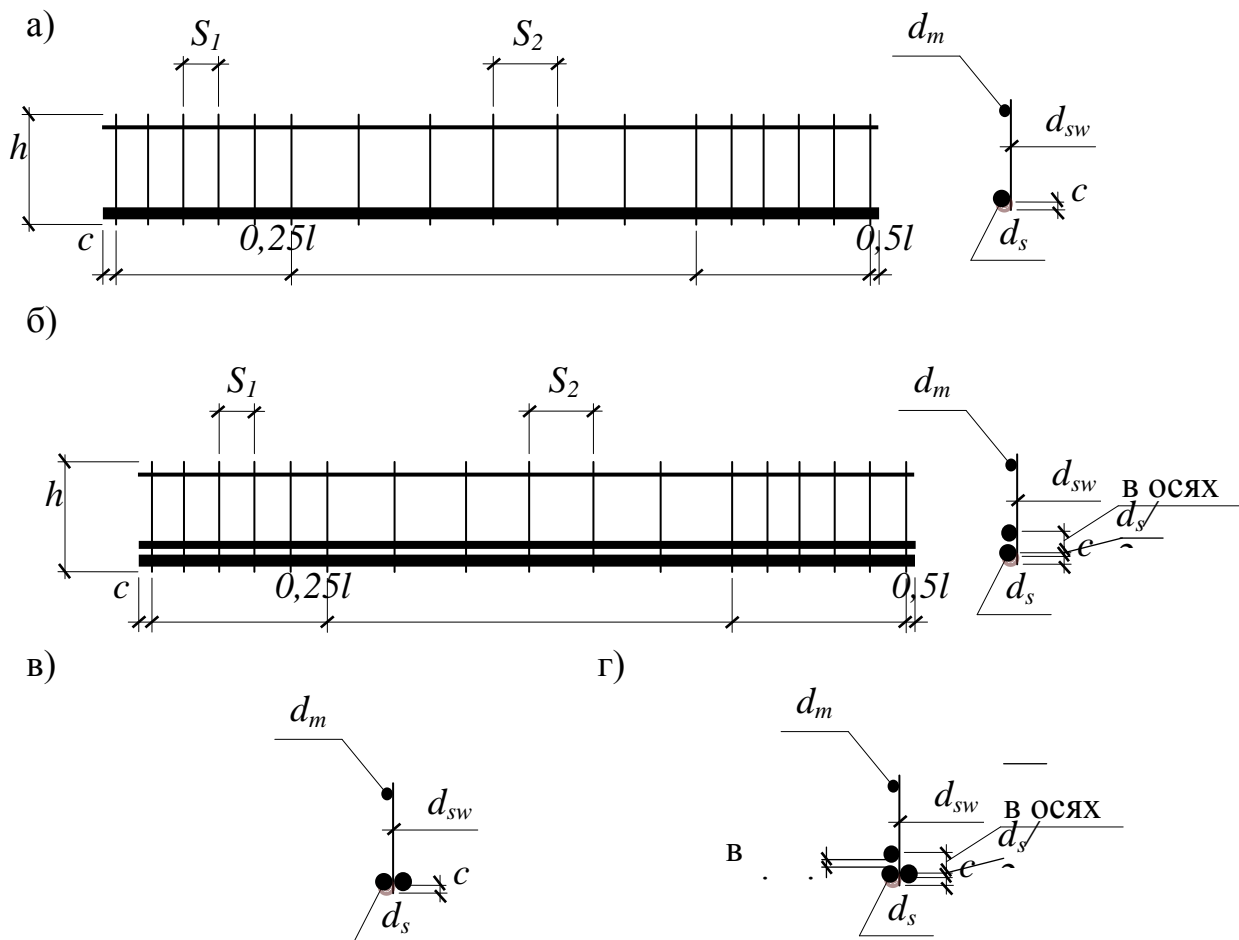


Рисунок 2.6 – Плоскі каркаси:

а) - з робочою арматурою в 1 ряд з однієї сторони; б) з робочою арматурою в 2 ряди з однієї сторони; в) з робочою арматурою в 1 ряд з двох сторін; г) з робочою арматурою в 2 ряди з двох сторін, де c – кінцевий випуск $c=10...40$ мм; d_s – діаметр робочої арматури; d_m – діаметр монтажної арматури; d_{sw} – діаметр поперечної арматури; S_1 – крок поперечних стрижнів на опорах; S_2 – крок поперечних стрижнів в середині прольоту; l – довжина каркасу; h – висота каркасу;

відстань в осях – відстань між центрами двох робочих стрижнів, яка дорівнює відстань в осях = відстань в світлі + d_s ;

відстань в світлі – відстань між гранями двох робочих стрижнів, приймається рівною:

- 1) при розташуванні робочої арматури зверху – не менше ніж діаметр робочої арматури та не менше ніж 30 мм;
- 2) при розташуванні робочої арматури знизу – не менше ніж d_s та не менше ніж 25 мм.

Плоскі каркаси об'єднують в **просторовий каркас** за допомогою з'єднувальної арматури (рис.2.7).

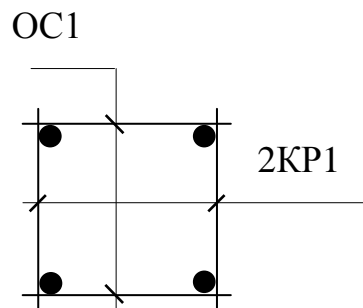


Рисунок 2.7 – Просторовий каркас

На рис.2.7 ОС1 – з'єднувальна арматура – окремий стрижень; 2КР1 – два плоских каркаса.

При малій ширині балок або ребер $b < 150$ мм застосовують **здвоєні** каркаси (рис.2.8).

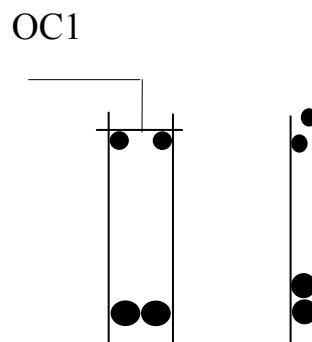


Рисунок 2.8 – Здвоєні каркаси

На прикладі монолітного перекриття наведено комплексне застосування арматурних сіток, каркасів, робочої, поперечної, розподільної арматури (рис.2.9).

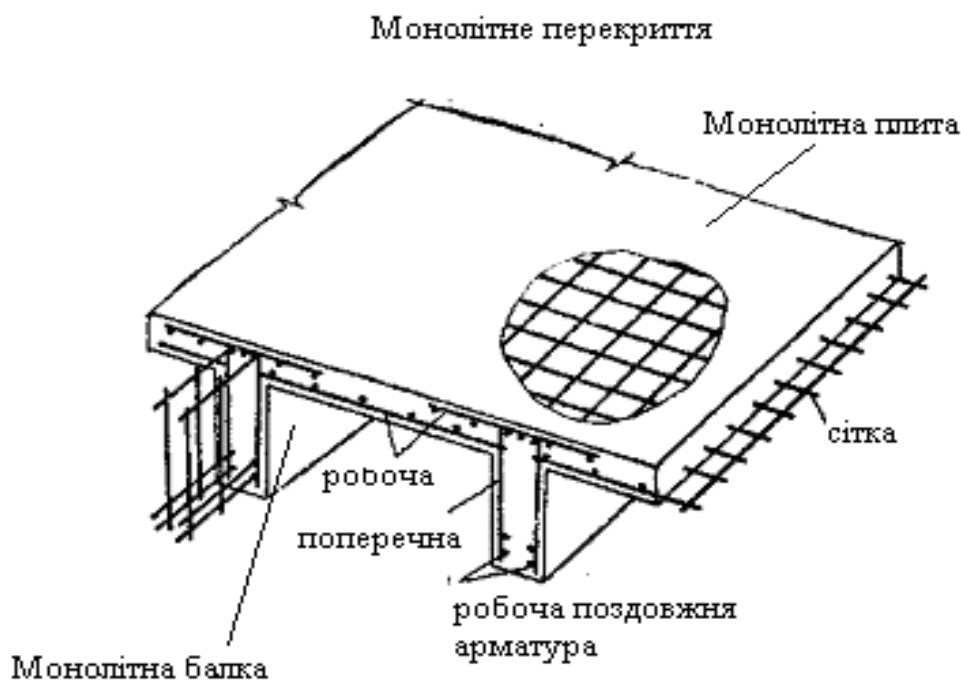


Рисунок 2.9 – Застосування арматури в монолітному перекритті

Однією з умов надійності залізобетону є спільна робота арматури з бетоном. Зчеплення залежить від трьох факторів:

1. Склеювання арматури з бетоном (гель цементного каменю склеює бетон і метал).
2. Тертя арматури об бетон (під час тверднення в бетоні розвивається усадка – зменшення бетону в об'ємі і обтискування арматури).
3. Механічне зчеплення арматури з бетоном – періодичний профіль на поверхні арматури.

2.2. Характеристика класів арматури та умови її використання

Характер роботи арматурної сталі визначається наступними характеристиками:

- характеристичне значення міцності на межі текучості f_{yk} або $f_{0,2k}$;

- максимальна фактична міцність на межі текучості $f_{y, \max}$;
- міцність при розтягу f_{tk} ;
- пластичність ε_{su} і f_{tk}/f_{yk} ;
- гнучкість;
- властивості зчеплення f_R ;
- розміри перерізу і допуски;
- опір на втомленість;
- зварюваність;
- міцність на зсув та міцність зварювання для зварних сіток і решітчастих блоків.

Міцність на межі текучості f_{yk} (або 0,2 % – умовна межа текучості $f_{0,2k}$) і міцність на розтяг f_{tk} визначаються відповідно як характеристичне значення навантаження, за якого відбувається текучість арматури або характеристичне максимальне навантаження при безпосередньому осьовому розтягу арматури, віднесених до номінальної площі поперечного перерізу.

Арматура повинна мати необхідну пластичність у відповідності з міцністю на розтяг f_{tk}/f_{yk} і відносним видовженням ε_{uk} при максимальних напруженнях. На рисунку 2.10 показано діаграми напруження-деформації фізичного стану арматурної сталі.

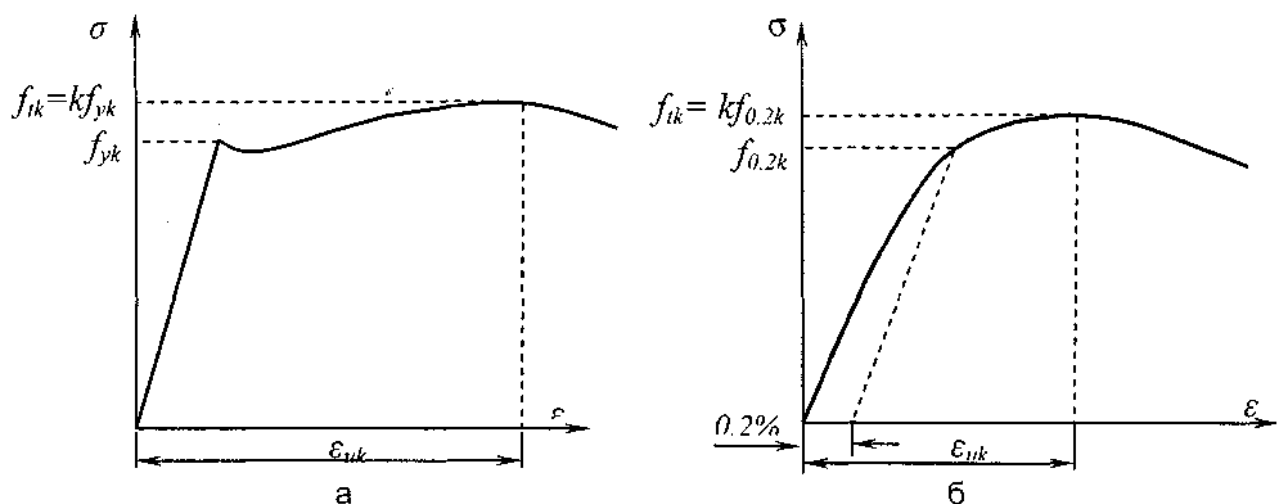


Рисунок 2.10 – Діаграма напруження-деформації розтягу для звичайної арматурної сталі : а – арматурна сталь, що має фізичну площадку текучості; б – арматурна сталь, що не має фізичної площадки текучості

Характеристичні та розрахункові значення міцності та деформаційних характеристик арматури.

Основними показниками міцності та деформативності арматури є характеристичні значення їх міцнісних і деформаційних характеристик. Основною характеристикою опору арматури при розтягу (стиску) є характеристичне значення опору f_{yk} , яке дорівнює значенню фізичної границі текучості або умовної, що відповідає залишковому видовженню (скороченню) у $0,2\%$ $f_{0,2k}$.

Встановлені такі основні деформаційні характеристики арматури:

- модуль пружності арматури E_s ;
- відносні деформації видовження арматури ϵ_{s1} при досягненні напруженнями міцності f_{yk} ;
- граничні деформації арматури ϵ_{su} .

Для арматури з фізичною межею текучості значення відносної деформації видовження арматури ϵ_{s1} визначають як пружні відносні деформації при відповідних (характеристичних або розрахункових) значеннях міцності арматури та її модуля пружності.

Для арматури з умовною межею текучості значення відносної деформації видовження арматури ϵ_{s1} визначають як суму залишкового видовження, що дорівнює $0,2\%$, та пружних відносних деформацій при напруженні, яке дорівнює умовній межі текучості.

Для стиснутої арматури значення відносної деформації скорочення приймають такими ж, як при розтягу, за винятком спеціально зазначених випадків, але не більшими від граничних відносних деформацій скорочення бетону.

Значення модуля пружності арматури при стиску та розтягу приймають однаковими і встановлюють для відповідних видів і класів арматури.

Як узагальнену характеристику механічних властивостей арматури слід приймати діаграму стану (деформування) арматури, яка встановлює зв'язок

між напруженнями σ_s та відносними деформаціями ϵ_s арматури у разі короткочасного одноразового прикладання навантаження (згідно зі стандартними випробуваннями) до руйнування. Діаграми стану арматури при розтягу та стиску приймають однаковими за винятком випадків, коли розглядають роботу арматури, у якої раніше були не пружні деформації протилежного знака. Характер діаграми напруження-деформації арматури встановлюють у залежності від її виду.

Розрахункові значення опору арматури визначають діленням характеристичних значень міцності арматури на коефіцієнт надійності γ_s .

Значення коефіцієнта надійності γ_s слід приймати у залежності від класу арматури та граничного стану, що розглядається, але не менше ніж наведені в [1, табл. 2.1].

Розрахункове значення модуля пружності арматури E_s приймають таким, що дорівнює його характеристичній величині.

Вплив характеру навантаження, навколишнього середовища, напруженого стану арматури, технологічних факторів та інших умов роботи, які не враховують безпосередньо у розрахунках, слід ураховувати коефіцієнтом умов роботи арматури γ_{si} .

Розрахункові передумови

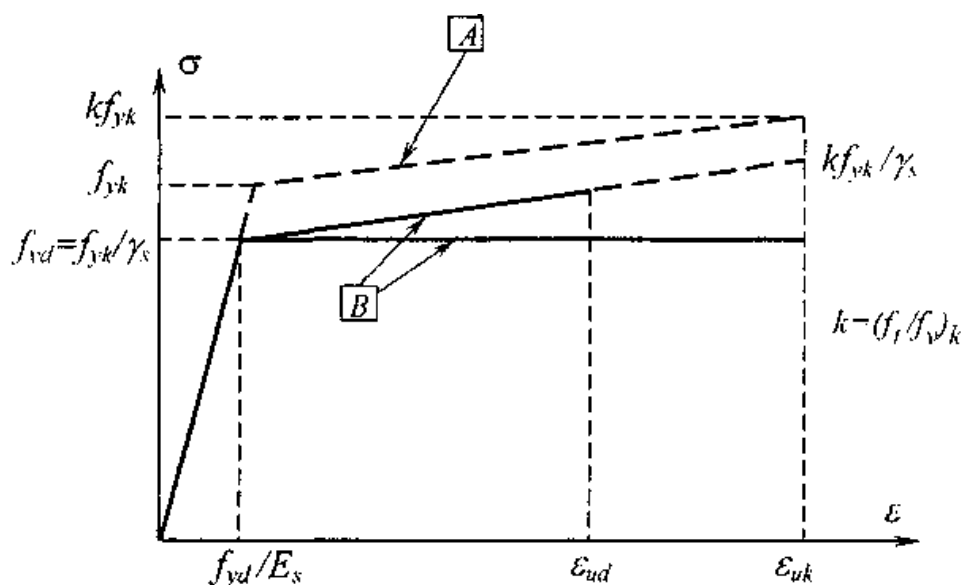
Розрахунок повинен виконуватися з використанням номінальної площі перерізу арматури, а розрахункові значення величин визначаються з їх характеристичних значень.

Для звичайного розрахунку можна прийняти одну з наступних передумов (рис. 2.11):

а) похилу верхню гілку з граничною деформацією ϵ_{ud} максимальними напруженнями $k f_{yk} / \gamma_s$ при ϵ_{uk} , де $k = (f_t / f_y)_k$;

б) горизонтальну верхню гілку з граничною деформацією ϵ_{uk} .

Величина ϵ_{ud} може встановлюватися згідно з відповідними нормативними документами. Рекомендованим є значення $0,9 \epsilon_{uk}$.



[A] – ідеалізована; **[B]** – розрахункова

Рисунок 2.11 – Ідеалізована і розрахункова діаграми напруження-деформації для арматури (при розтягу і стиску)

Середнє значення густини арматурної сталі можна прийняти 7850 кг/м^3 .

Розрахункове значення модуля пружності E_s можна прийняти 200 ГПа.

Допускається, при відповідному обґрунтуванні, використовувати інші залежності для опису діаграми деформування арматури, які більш повно відображають реальні властивості арматурної сталі.

Для звичайних залізобетонних конструкцій, які проектують у відповідності з вимогами цих норм [1], слід передбачати арматуру:

- гладку класу А240С;
- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

Для попередньо ненапружених залізобетонних конструкцій арматуру, яку встановлюють відповідно до розрахунку, слід переважно приймати періодичного профілю класів А400С і А500С, а також арматуру класу В500 у зварних сітках і каркасах. При обґрунтуванні економічної доцільності допускається використовувати арматуру більш високих класів. Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій слід використовувати

стрижні та канати класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000, К-7 та дріт класів В, Вр.

У конструкціях, які експлуатують при статичному навантаженні в опалюваних будівлях, а також на відкритому повітрі та у неопалюваних будівлях при розрахунковій температурі мінус 30 °С і нижче, може бути використана арматура всіх вказаних вище класів, за винятком арматури класу А240С марки сталі Ст3кп, яка застосовується при розрахунковій температурі не нижче мінус 30 °С.

Для монтажних (підйомних) петель елементів збірних залізобетонних і бетонних конструкцій слід використовувати гарячекатану арматурну сталь класу А240С марок Ст3сп і Ст3пс.

За старими позначеннями в якості робочої арматури без попереднього напруження застосовують стержньову арматуру класу А-III, Ат-III, арматурний дріт класу Вр-I з порівняно високими показниками міцності. Якщо міцність арматури класу А-III не цілком використовується у конструкціях через надмірні деформації або розкриття тріщин, то можливо застосування арматури класу А-II. Арматуру класу А-I можна застосовувати у якості монтажної, а також для хомутів в'язаних каркасів, поперечних стержнів зварних каркасів. У якості арматури для попередньо напружених конструкцій рекомендується застосовувати стержньову термічно зміцнену арматуру класів Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, гарячекатану арматуру класів А-IV, А-V, А-VI. Для елементів довжиною понад 12 м доцільно використовувати арматурні канати класів К-7, К-19 і високоміцний дріт, допускається застосовувати стержні класів А-IV, А-V. При виборі арматурної сталі для застосування в конструкціях враховують її зварюваність. Добре зварюється контактним зварюванням гарячекатана арматура класів від А-I до А-VI, Ат-IIIС, Ат-IVС та звичайний арматурний дріт у сітках.

2.3. Корозія арматури та залізобетону

Одна з переваг бетону і залізобетону – довговічність. Проте поєднання навантажень з дією хімічних процесів середовища спричиняє корозію бетону і сталеної арматури, що може призвести до руйнування конструкцій.

Шкідливими реагентами для бетону є вода, пара, вологі кислі гази, продукти хімічних виробництв. 50% конструкцій промислових виробництв експлуатуються в агресивному середовищі. Утворення тріщин прискорює процес корозії. Найшвидше руйнуються бетони пористої структури, які мають невелику міцність і насичені водою.

Причиною корозії є також вилугування, спричинене видаленням водою вапна. Цей вид корозії небезпечний за умови фільтрації води крізь стінки гідротехнічних конструкцій.

Найнебезпечніша корозія бетону під дією кислот. Кислоти вступають в реакцію із складовими цементного каменю, утворюють розчинні солі, що легко вилугуюються водою.

Щоб запобігти корозії або уповільнити її, слід застосовувати цемент, який менше піддається шкідливому реагенту.

Досить ефективно захищає бетон від корозії пофарбування його поверхні, обмазування та обклеювання захисними матеріалами.

У звичайних умовах швидкість корозії арматури становить 0,1 мм на рік, а за несприятливих умов 1 мм на рік. Об'єм металу, що зазнав корозії, в 2-3 рази збільшується по об'єму, ніж до корозії. Це створює внутрішній тиск на захисний шар бетону і утворення поздовжніх тріщин та відколювання захисного шару бетону.

Значну небезпеку становить електрокорозія арматури під дією блукаючих струмів.

Для гарантування довговічності арматуру залізобетонних конструкцій захищають шаром бетону достатньої товщини та щільності. За нормами

товщина захисного шару повинна бути не менша за діаметр стержня з округленням до 5 мм у більший бік.

Питання для самоконтролю

1. Класифікація арматури за призначенням, способом виготовлення, характером поверхні та умовами застосування.
2. Плоскі та просторові каркаси та сітки.
3. Спільна робота арматури з бетоном.
4. Характеристики міцності арматури.
5. Характеристики деформативності арматури.
6. Діаграми напруження-деформації фізичного стану арматурної сталі.
7. Умови використання арматури різних класів.
8. Корозія арматури та залізобетону.

Розділ 3

НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. МЕТОД ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

1. Класифікація навантажень та впливів.
2. Сполучення навантажень.
3. Основні положення методу граничних станів.
4. Нормативні та розрахункові опори матеріалів.
5. Розрахунок за першою та другою групою граничних станів.
6. Вплив навантажень на конструкції при пожежі.

3.1. Класифікація навантажень та впливів

Схема навантаження – ідентифікація положення, величини та напрямку незалежної дії [4].

Вплив – зусилля, які прикладені безпосередньо до конструкції та які викликають в елементах напруження або переміщення. Деформації елементів конструкцій, викликаних переміщенням в'язей, осіданнями основ, власними деформаціями (наприклад, усадкою, повзучістю, нерівномірним нагріванням тощо), що викликає реактивні зусилля або напруження.

Впливи першого порядку – наслідки впливів, обчислені без урахування впливу деформацій конструкції (за недеформованою схемою), але з урахуванням геометричних недосконалостей [4].

Впливи другого порядку – додаткові наслідки впливів, які спричинені деформаціями конструкції (розрахунок за деформованою схемою) [4].

В залежності від причин виникнення навантаження і впливи підрозділяються на **основні** та **епізодичні**.

Основні навантаження бувають **постійними** і **мінливими**, а епізодичні, залежно від тривалості безперервної дії, підрозділяються на **довготривалі** й **короткочасні**.

Характеристичні (нормативні) значення навантажень визначаються за ДБН В.1.2-2:2006 [5]. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.

Розрахункові значення навантажень визначаються шляхом множення характеристичних значень на **коефіцієнт надійності за навантаженням**.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовують чотири види розрахункових значень навантажень: **граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне**.

Граничне значення використовують при розрахунках на міцність та стійкість, **експлуатаційне** – жорсткість та тріщиностійкість, **циклічне** – витривалість, **квазіпостійне** – повзучість.

До основних **постійних** навантажень належать:

- а) власна вага частин споруд, в тому числі вага несучих та огорожувальних конструкцій;
- б) вага й тиск ґрунтів, гірський тиск.

До **мінливих довготривалих** навантажень належать:

- а) вага тимчасових перегородок;
- б) вага стаціонарного устаткування, а також вага рідин і твердих тіл, що заповнюють обладнання;
- в) тиск газів, рідин і сипучих тіл у місткостях і трубопроводах;
- г) навантаження на перекриття в складських приміщеннях, холодильниках, книгосховищах і архівах;
- д) навантаження на перекриття від людей, тварин, обладнання із квазіпостійними розрахунковими значеннями.

Повний перелік навантажень вказаний в ДБН В.1.2-2:2006.

До основних **мінливих короточасних** навантажень належать:

- а) навантаження від обладнання, які з'являються при налагодженні, випробуваннях, перестановці;

- б) вага людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування й ремонту обладнання;
- в) навантаження на перекриття від людей, тварин, обладнання;
- г) навантаження від рухливого підйомно-транспортного обладнання;
- д) снігове, вітрове, льодове навантаження (рис.3.1);
- е) температурні кліматичні впливи;



Рисунок 3.1 – Руйнування конструкцій покриття від снігового навантаження

Наприклад, характеристичні навантаження **на перекриття** громадських будівель від скупчення людей прийнято за 4 кН/м^2 . При цьому виходять з припущення, що на 1 м^2 перекриття можуть розміститися 5 чоловік масою по 80 кг кожен. Однак цілком ймовірно, що маса людини може перевищувати 80 кг. Тому вводять коефіцієнт надійності $\gamma_f = 1,2$. Розрахункове навантаження на перекриття визначають $4,8 \text{ кН/м}^2$.

Снігові та вітрові нормативні навантаження визначають за даними довгострокових метеорологічних спостережень, $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$. Снігові і вітрові встановлюються по середнім з щорічних несприятливих значень (рис.3.2, 3.3). Вся територія держави поділена на 6 снігових районів [5]. Для снігового навантаження $\gamma_f = 1,4$.

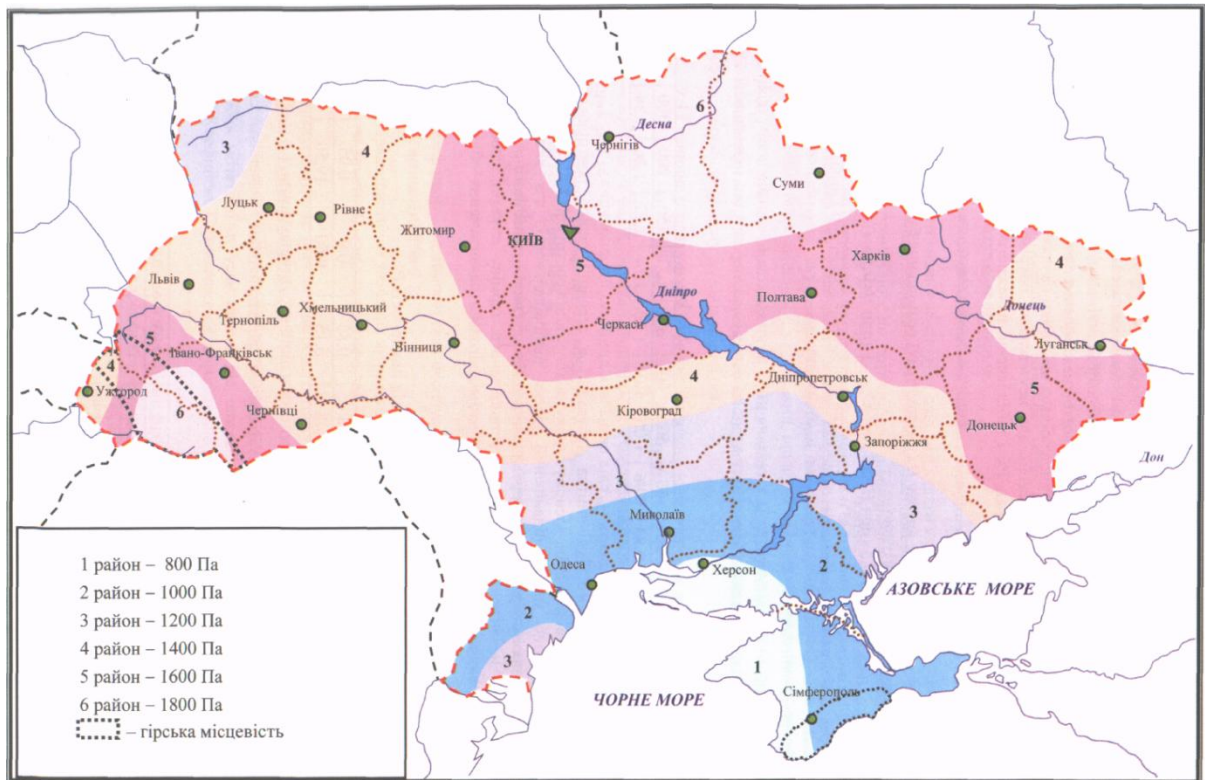


Рисунок 3.2 – Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву [5]

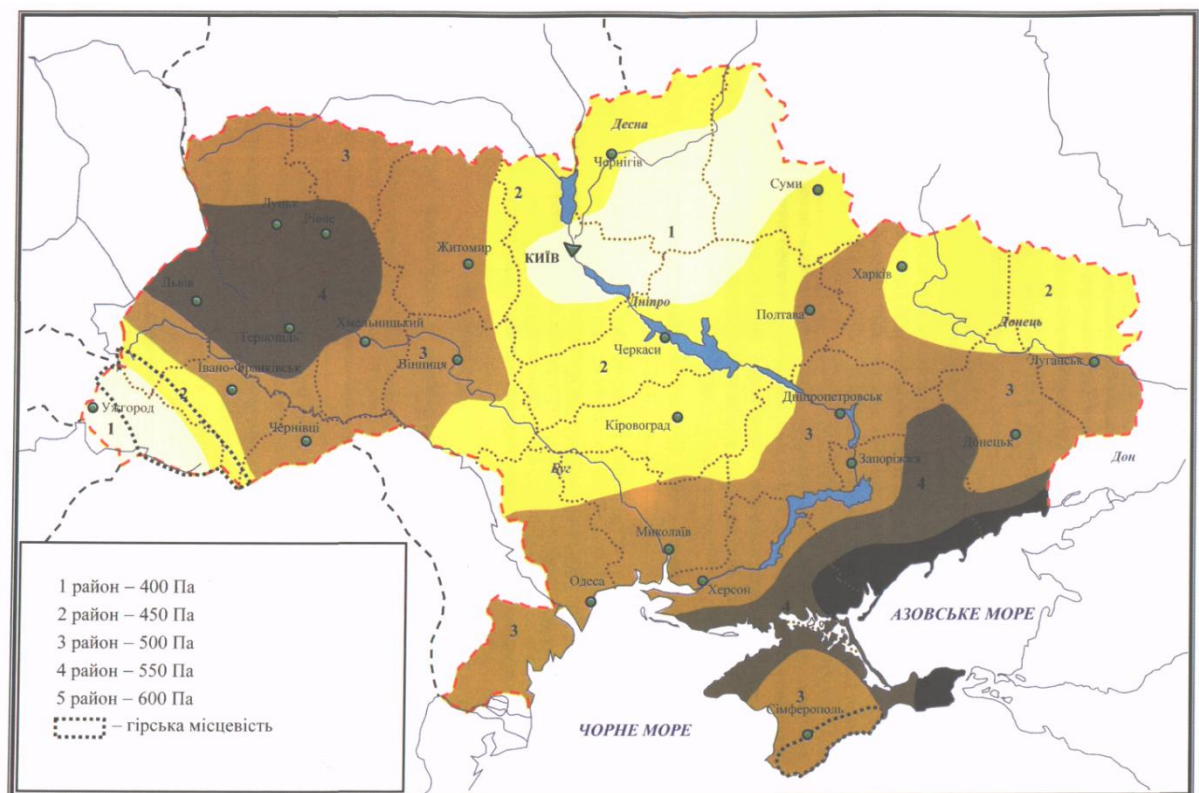


Рисунок 3.3 – Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску [5]

До *епізодичних* навантажень належать:

- а) сейсмічні, вибухові впливи;
- б) навантаження при порушенні технологічного процесу, поломці обладнання;
- в) впливи, обумовлені деформаціями основи (замочування просадкових ґрунтів, зсуви ґрунтів).



Рисунок 3.4 – Руйнування інженерної споруди від ожеледі

Класифікація навантажень, що використовується в ДБН В.1.2-2:2006, дозволяє віднести випадок пожежі до особливих впливів. У відповідності з цим, для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій використовуються постійні та тривалі навантаження.

При пожежі на конструкцію впливають : висока температура, тиск продуктів горіння та газів, падаючі уламки конструкцій, пролита вода, різні коливання температури (рис.3.5).

Дія (F) – це:

- а) сукупність сил (навантажень), які прикладені до конструкції (пряма дія);

б) сукупність прикладених деформацій або прискорень, що викликані, наприклад, зміною температури, зміною вологості, нерівномірним осіданням або землетрусами (непряма дія) [4].



Рисунок 3.5 – Руйнування конструкцій споруд від пожежі

Результат дії (E) – результат дій (або ефект дії) на елементи конструкції (наприклад, внутрішня сила, момент, напруження, деформації) або на всю конструкцію (тобто переміщення, поворот) [4].

Постійна дія (G) – дія, що, вірогідно, діятиме протягом базового періоду та варіації значень якої протягом цього часу є незначними, або для якої варіації завжди відбуваються в одному напрямку (монотонні), доки ця дія не досягне визначеного граничного параметра [4].

Перемінна дія (Q) – дія, варіації величини якої протягом часу є ні незначними, ні монотонними [4].

Випадкова дія (A) – дія, що, як правило, коротка за часом, але має значну величину, і є малоймовірною стосовно впливу на дану споруду протягом проектного терміну експлуатації [4].

ПРИМІТКА 1. Випадкова дія, як очікується, може викликати в багатьох випадках серйозні наслідки, якщо не вжити відповідних заходів.

ПРИМІТКА 2. Ударне навантаження, сніг, вітер, сейсмічні дії можуть бути перемінними або випадковими діями, залежно від наявної інформації стосовно статистичних розподілів.

Проектний термін експлуатації – передбачуваний проміжок часу, протягом якого конструкція або її частина експлуатуються за призначенням з передбачуваним технічним обслуговуванням, але без необхідного капітального ремонту [4].

Сейсмічна дія (A_E) – дія, що виникає внаслідок сейсмічних зрушень земної кори [4].

Геотехнічна дія – дія, що передається на споруду ґрунтом, засипкою або ґрунтовими водами [4].

Фіксована дія – дія, що має фіксоване розподілення та місцеположення відносно конструкції або елемента конструкції так, що величина та напрямок дії є визначеними однозначно для конструкції в цілому або для елемента конструкції, якщо ця величина та напрямок визначені на одній точці конструкції або елемента конструкції [4].

Вільна дія – дія, що може мати різне просторове розподілення стосовно конструкції [4].

Поодинокі дія – дія, яку можливо припустити як статистично незалежну в часі та просторі відносно будь-якої іншої дії на конструкцію [4].

Статична дія – дія, що не викликає значного прискорення конструкції або елементів конструкції [4].

Динамічна дія – дія, що викликає значне прискорення конструкції або елементів конструкції [4].

Розрахункова величина дії (F_d) – величина, отримана множенням характеристичної величини на частковий коефіцієнт γ_f .

3.2. Сполучення навантажень

Сполучення навантажень – сумісне розташування навантажень, сукупностей деформацій та недосконалостей, що одночасно розглядаються з заданими перемінними діями та постійними діями для конкретної перевірки [4].

Сполучення навантажень – це сукупність навантажень, які найбільш несприятливо впливають на конструкції з погляду даного граничного стану. У розрахунках конструкцій використовуються два типи сполучень: **основний** і **аварійний**.

Основне сполучення навантажень являє собою сукупність постійних та мінливих навантажень, в **аварійне сполучення** входить одне з епізодичних навантажень (наприклад, сейсмічне).

Мала вірогідність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень враховується множенням розрахункових значень, котрі входять в сполучення навантажень на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що містять в собі постійні та не менше двох мінливих навантажень, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для довготривалих навантажень та $\psi_2=0,9$ для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень коефіцієнт сполучень приймається рівним $\psi_1=0,95$ для мінливих довготривалих навантажень та $\psi_2=0,8$ для короткочасних навантажень.

Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучення $\psi_1=1$.

Для основних сполучень при врахуванні трьох та більше мінливих короткочасних навантажень, їх розрахункові значення дозволяється помножувати на коефіцієнт сполучень ψ_2 , який приймається для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження 1,0; для другого – 0,8; для решти – 0,6.

3.3. Основні положення методу граничних станів

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Останнім часом конструкції розраховують на силові та інші впливи за граничними станами.

В кінці 60-х років розроблений метод розрахунку по граничним станам. Основна відмінність від попередніх методів в тому, що чітко встановлюється поняття граничного стану і вводиться система розрахункових коефіцієнтів. Конструкції, які розраховані за цим методом значно економічні.

Граничними називають такі стани конструкцій, при яких вони перестають задовольняти вимогам, поставленим під час зведення та експлуатації.

Граничні стани – стани, за межами яких конструкція більше не відповідає належним розрахункових критеріям [4].

Граничні стани за несучою здатністю – стани, пов'язані з руйнуванням або іншими схожими формами відмови конструкції [4].

Граничні стани за експлуатаційною придатністю – стани, що відповідають умовам, поза межами яких визначені експлуатаційні вимоги для конструкції або елемента конструкції більше не виконуються [4].

Незворотні граничні стани експлуатаційної придатності – граничні стани експлуатаційної придатності, де деякі наслідки дій, що перевищують визначені експлуатаційні вимоги, залишатимуться після припинення цих дій [4].

Зворотні граничні стани експлуатаційної придатності – граничні стани експлуатаційної придатності, де відсутні наслідки дій, що перевищують визначені експлуатаційні вимоги після припинення цих дій [4].

Критерій експлуатаційної придатності – розрахунковий критерій для граничного стану експлуатаційної придатності [4].

Граничні стани об'єднують у дві групи:

- граничні стани першої групи призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;
- граничні стани другої групи зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування, тобто це процес безперервної роботи конструкції.

При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими **граничними станами першої групи** є в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До **граничних станів другої групи** належать надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.

Надійність конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невігідні значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок

виконують на основі ідеалізованих припущень та розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну нелінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій.

Навантаження, що діють на конструкцію та характеристики міцності матеріалів, з яких виготовлена конструкція, володіють мінливістю та можуть відрізнитися від середніх значень.

Тому для забезпечення того, щоб під час нормальної експлуатації споруди не настало жодного з граничних станів, вводять систему розрахункових коефіцієнтів, які враховують можливі відхилення (у несприятливий бік) різних факторів, що впливають на надійну роботу конструкції:

- **коефіцієнти надійності за навантаженням** $\gamma_f \geq 1$, які враховують мінливість навантажень або впливів. При розрахунках за I групою граничних станів $\gamma_f > 1$ (розрахункове значення навантаження), за II групою $\gamma_f = 1$ (характеристичне значення навантаження);

- **коефіцієнти надійності за матеріалом** $\gamma_m > 1$ (γ_s, γ_b – для арматури та бетону) які враховують мінливість властивостей міцності цього матеріалу;

- **коефіцієнти надійності за призначенням будівлі** γ_n , враховують ступінь відповідальності та капітальності будівлі та споруди. Для споруд особливо важливого народно - господарчого та соціального призначення (корпуси ТЕЦ, стадіони, цирки, кінотеатри, дитячі садочки, лікарні) $\gamma_n = 1$; для споруд найбільш масового характеру (житлові, промислові, с/г будівлі) $\gamma_n = 0,95$; для складів, теплиць, одноповерхових житлових будівель та тимчасових будівель та споруд $\gamma_n = 0,9$;

- **коефіцієнти умов роботи** $\gamma_c > 1$, які дозволяють оцінити деякі особливості роботи матеріалів та конструкцій в цілому, котрі не можуть бути відображені у розрахунках прямим шляхом.

Розрахункові коефіцієнти встановлюють на основі вірогідно-статистичних методів. Вони забезпечують потрібну надійність роботи конструкції для всіх стадій виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації.

3.4. Характеристичні (нормативні) та розрахункові опори матеріалів

Характеристичний (нормативний) опір матеріалів – це встановлене нормами граничне значення напруження в матеріалі R_n , МПа.

Розрахунковий опір матеріалів R – отримується шляхом ділення нормативного опору на відповідний коефіцієнт надійності за матеріалом

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s, R_b = R_{bn} / \gamma_b, \quad (3.1)$$

де R_s, R_b – розрахункові опори арматури розтягу та бетону стиску;

R_{sn}, R_{bn} – характеристичні (нормативні) опори арматури розтягу та бетону стиску;

γ_s, γ_b – коефіцієнт надійності по матеріалу для арматури та бетону.

Згідно норм [4]:

Характеристична величина (X_k або R_k) – показник властивості матеріалу або виробу, що має задану вірогідність його недосягнення у гіпотетично необмеженій серії випробувань. Це значення загалом відповідає визначеному квантилю допустимого статистичного розподілення відповідної властивості матеріалу або виробу. В деяких обставинах номінальне значення використовується як характеристичне значення.

Розрахункова величина властивості матеріалу або виробу (X_d або R_d) – величина, що отримана завдяки розділенню характеристичного значення на частковий коефіцієнт γ_m або γ_M , або, в особливих обставинах, безпосереднім визначенням.

Номінальна величина властивості матеріалу або виробу (X_{nom} або R_{nom}) – величина, що, як правило, використовується як характеристична величина і встановлена відповідно до належного документа, наприклад, Європейський стандарт або Попередній Європейський стандарт.

Розрахункові фактори - навантаження і механічні характеристики бетону та арматури (тимчасовий опір, границя текучості) - володіють статистичною мінливістю (розкидом значень). Навантаження можуть відрізнитися від заданої ймовірності перевищенням середніх значень, а механічні характеристики матеріалів - від зниження цих значень. У розрахунках по граничним станам враховують статистичну мінливість навантажень та механічні характеристики матеріалів, фактори нестатичного характеру, а також різноманітні несприятливі чи сприятливі фізичні, хімічні і механічні умови роботи бетону і арматури, виготовлення і експлуатації елементів будівель та споруд.

3.5. Розрахунок за першою та другою групою граничних станів

Розрахувати за **першою групою** граничних станів – забезпечити несучу здатність, перевіряючи умову: максимальне зусилля N від розрахункового навантаження не повинне перевищувати мінімальну несучу здатність Φ

$$N(g_n v_n, \gamma_f, \psi) \leq \Phi(R_n, 1/\gamma_m, \gamma_c, 1/\gamma_m, S) \quad (3.2)$$

$$(N, M, Q) \quad (I, A, W),$$

де N, M, Q – поздовжня сила, згинальний момент, поперечна сила;

$g_n v_n$ – характеристичні значення постійного та мінливого навантажень, які шляхом множення на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f складають розрахункове навантаження;

ψ – коефіцієнт сполучень навантажень;

R_n – характеристичний (нормативний) опір матеріалу, який шляхом ділення на коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m , множення на коефіцієнт умов роботи γ_c , та ділення на коефіцієнт надійності за призначенням будівлі γ_n складає розрахунковий опір матеріалу;

$S(I, A, W)$ – геометричні характеристики поперечного перерізу (момент інерції, площа, момент опору).

Розрахувати за **другою групою** граничних станів – це забезпечити конструкцію від утворення тріщин, від надмірного розкриття тріщин та від надмірних переміщень (прогини, кути перекосу та повороту, коливання).

Розрахунок за **утворенням тріщин**: $M_r \leq M_{crc}$ тріщина не з'явиться, якщо максимально можливе зусилля M_r від навантаження не перевищуватиме зусилля M_{crc} , яке може витримати поперечний переріз конструкції перед утворенням тріщини.

Розрахунок з **розкриття тріщин**: $a_{crc} \leq a_{crc,u}$ тріщина, яка розкрилась в елементі на ширину a_{crc} під дією зовнішнього навантаження не повинна перевищувати граничної ширини розкриття $a_{crc,u} = (0,05 \dots 0,4)$ мм.

Розрахунок за **переміщеннями** – частіш за все перевірка прогинів $f \leq f_u$; $f/l_0 \leq [f/l_0]$.

Розрахунковий критерій – кількісні формулювання, що описують кожний граничний стан умов, які повинні бути виконані [4].

Розрахункові ситуації – сукупність матеріальних умов, які відтворюють реальні умови, під час певного часового інтервалу, для якого розрахунок демонструє, що відповідні граничні стани не перевищені [4].

Перехідна розрахункова ситуація – розрахункова ситуація, яка має місце протягом періоду, значно більш короткого ніж проектний термін служби конструкції, та яка має високу можливість виникнення [4].

Постійна розрахункова ситуація – розрахункова ситуація, яка має місце для періоду такого ж порядку, що і проектний термін життєдіяльності споруди [4].

Випадкова розрахункова ситуація – розрахункова ситуація, яка відноситься до виняткових умов конструкції або впливу на неї, включаючи пожежу, вибух, зіткнення або локальне руйнування [4].

Розрахунок при пожежі – розрахунок конструкції для забезпечення експлуатаційних характеристик, які вимагаються у випадку пожежі [4].

Сейсмічна розрахункова ситуація – розрахункова ситуація, що відноситься до виняткових умов конструкції, яких вона зазнає у випадку сейсмічної дії [4].

Ризик – у рамках EN 1990-1999 - надзвичайний і серйозний випадок, наприклад, аномальна дія або зовнішній вплив, недостатня міцність або стійкість, або надмірне відхилення від заданих розмірів [4].

3.6 Вплив навантажень на конструкції при пожежі

Точна оцінка експлуатаційних якостей елементів конструкцій під час пожежі вимагає наявності відомостей про ступінь деградації експлуатаційних властивостей матеріалів, з яких вони виконані, під впливом зростання температури, а також виконання точної оцінки впливу навантажень на конструкцію при пожежі. Вплив навантажень в ході пожежі має велике значення, тому це відображено у вимогах по оцінці фактичних рівнів навантажень, які виникають під час стандартної пожежі. Важливість впливу навантажень на вогнестійкість визнається вже давно, тому цей фактор був спеціально включений в розрахункові моделі протипожежної частини Стандарту Великобританії BS 5950, частина 8, що розглядає сталеві конструкції.

У Єврокодах розглядається вплив навантажень не тільки на конструкції із сталевих і сталезалізобетонних матеріалів, а й на будівельні конструктивні елементи з бетону. Це є важливим, оскільки в Національному стандарті

відсутні чіткі норми, що описують вплив прикладених навантажень на експлуатаційні характеристики залізобетонних конструкцій.

Коефіцієнти надійності по навантаженням. Розрахунок впливу навантажень в граничному стані при пожежі відрізняється від розрахунку, прийнятого в діючих національних стандартах. Проектувальники повинні добре знати Єврокод EN 1990, який містить необхідні сполучення навантажень (що стосується розрахунку при нормальній температурі), а також Єврокод EN 1991-1-2 (частина Єврокоду по впливам, що відноситься до забезпечення пожежної безпеки), який, крім визначення наявних варіантів теплових впливів для теплотехнічних розрахунків температур, встановлює механічні впливи для розрахунку конструкції.

Таблиця 3.1

Рекомендовані величини ψ коефіцієнтів для будівель та споруд

Дія	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Прикладені навантаження на будівлі, категорія (див. EN 1991-1-1)			
Категорія А: житлові будинки, житлові площі	0,7	0,5	0,3
Категорія В: офісні площі	0,7	0,5	0,3
Категорія С: площі зібрання великої кількості людей	0,7	0,7	0,6
Категорія D: торговельні площі	0,7	0,7	0,6
Категорія Е: склади	1,0	0,9	0,8
Категорія F: проїзна частина, вага транспортного засобу ≤ 30 кН	0,7	0,7	0,6
Категорія G: проїзна частина, 30 кН $<$ вага транспортного засобу ≤ 160 кН	0,7	0,5	0,3
Категорія Н: дахи	0	0	0
Снігові навантаження на будівлях (див. EN 1991-1-3)*			
Фінляндія, Ісландія, Норвегія, Швеція	0,7	0,5	0,2
Інші країни-члени Європейського комітету з стандартизації, для місць, що розташовані на висоті $H > 1000$ м над рівнем моря	0,7	0,5	0,2
Інші країни-члени Європейського комітету з стандартизації, для місць, що розташовані на висоті $H \leq 1000$ м над рівнем моря	0,5	0,2	0
Вітрове навантаження на будівлі (див. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Температура (без пожежі) в будівлях (див. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ПРИМІТКА. Коефіцієнти ψ можуть бути встановлені Національним додатком.			
* Для країн, які не згадані нижче, див. відповідні місцеві умови			

Модель конструктивної системи, прийнята для розрахунку за частиною 1-2 EN 1992, відображає очікувану роботу конструкцій під час пожежі.

Необхідно перевірити вплив пожежі на відповідному проміжку часу t :

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t, fi} \quad (3.3)$$

де

$E_{d,fi}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, що визначається згідно з EN 1991-1-2, і включає результат від теплового розширення та деформації;

$R_{d,t,fi}$ – відповідний розрахунковий опір під час пожежі.

Розрахунок конструкцій під час пожежі виконують за розділом 5 EN 1990.

Для перевірки відповідності вимогам нормованої вогнестійкості достатньо провести аналіз окремої конструкції.

Аналіз конструкції. 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.

Як спрощення навантажувальний ефект можна отримати з розрахунку конструкцій за нормальної температури:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (3.4)$$

де E_d – розрахункове значення відповідного зусилля чи моменту за нормальних температур на основні сполучення навантажень (див. EN 1990);

η_{fi} – коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі.

Коефіцієнт зниження η_{fi} для сполучення навантажень за формулою в EN 1990 має визначатись за:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.5)$$

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

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.5b)$$

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

G_k – характеристичне значення постійного навантаження;

γ_G – коефіцієнт надійності постійного навантаження;

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

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

ξ – коефіцієнт зниження для несприятливого постійного навантаження G .

Примітка 1. Стосовно формули (3.5), приклади зміни значень коефіцієнтів зниження η_{fi} залежно від відношення навантажень $Q_{k,1}/G_k$ для формули (3.4) та різних значень коефіцієнту сполучення $\psi_{1,1}$ наведено на рисунку 3.6 з наступними припущеннями, що $\gamma_{GA}=1,0$, $\gamma_G=1,35$ та $\gamma_Q=1,5$. Формули (3.5a) та (3.5b) надають більш точні значення. Рекомендовані значення коефіцієнту надійності наведені у відповідному Національному додатку до EN 1990.

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

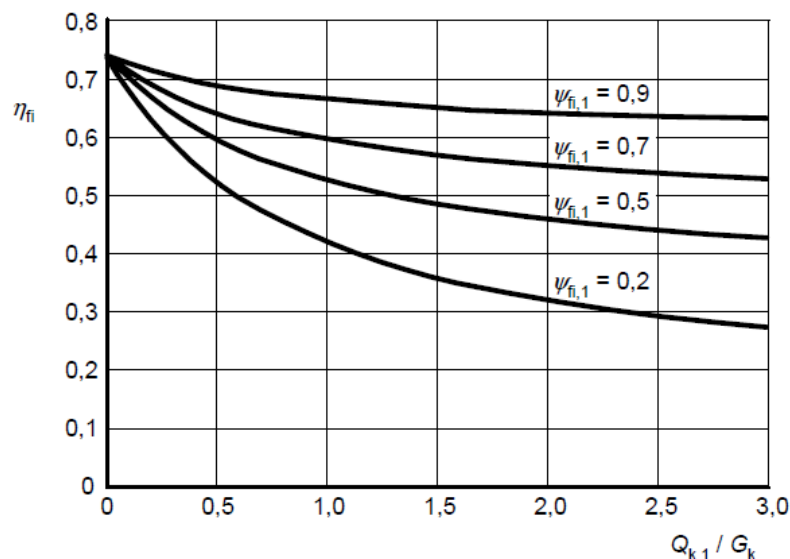


Рисунок 3.6 – Зміна коефіцієнта зниження η_{fi} залежно від співвідношення навантажень $Q_{k,1}/G_k$

Потрібно брати до уваги лише вплив температурних деформацій, що є наслідком температурних градієнтів поперечного перерізу. Вплив теплового поздовжнього або поперечного розповсюдження не враховується.

Граничні умови на опорах і краях конструкції, які приймають в момент часу $t=0$, вважаються незмінними протягом пожежі.

Аналіз частини конструктивної системи. Як альтернатива загальному розрахунку конструкцій 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. Частина конструкцій, що розраховується, має визначатися на основі ймовірного розповсюдження тепла та температурних деформацій таким чином, щоб їх взаємодія з іншими частинами конструкцій була представлена незалежними від часу опорними та граничними умовами під час вогневого впливу.

В межах частини конструктивної системи, що аналізуються, необхідно враховувати характерний вид відмови під впливом пожежі, залежні від температури властивості матеріалу та жорсткість окремого елемента, вплив розповсюдження тепла та температурні деформації (непрямий вплив пожежі)

Граничні умови на опорах, зусилля та моменти на межі частини конструктивної системи у момент часу $t=0$ вважаються незмінними під час пожежі.

Загальний розрахунок конструктивної системи. При проведенні загального розрахунку конструктивної системи під час пожежі необхідно враховувати характерний вид відмови під час пожежі, властивості матеріалу, що залежать від температури, та жорсткість елемента, розповсюдження тепла та температурні деформації (непрямий вплив пожежі).

Розрахункові значення навантажень. Загальне уявлення про понижуючі часткові коефіцієнти для граничного стану конструкції за несучою здатністю при пожежі розглянемо за допомогою розрахункових прикладів.

Приклад 3.1. Розрахунки наводяться для проектованої колони шестиповерхового жорсткого каркаса з вантажною площею 6 м x 9 м. Розрахункове осьове зусилля на колону для перевірки по граничному стану при пожежі визначається за допомогою відповідних коефіцієнтів.

Навантаження. Постійні навантаження (G).

Рівномірно розподілене навантаження (РРН) по всій площі підлоги:

$$G_k = 2,00 \text{ кН/м}^2.$$

Тимчасові навантаження (Q).

РРН по всій площі підлоги $Q_k = 3,50 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункові навантаження при нормальній температурі.

Коефіцієнти для навантажень.

Частковий коефіцієнт для постійних навантажень $\gamma_G = 1,35$ (EN 1990, Таблиця А1.2В і NA).

Частковий коефіцієнт для тимчасових навантажень $\gamma_Q = 1,50$ (EN 1990 , Таблиця А1.2В і NA) .

Сумарне рівномірно розподілене навантаження з одного поверху:

$$W = (\gamma_G G_k) + (\gamma_Q Q_k) = 7,95 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове осьове зусилля $N_{Ed} = 6 \text{ м} \times 9 \text{ м} \times W \times 5 = 2146,50 \text{ кН}$.

Розрахункові навантаження для граничного стану при пожежі.

Для граничного стану при пожежі часткові коефіцієнти для навантажень (γ_i) не застосовуються, вони використовуються або для постійного, або для тимчасових впливів.

Коефіцієнт сполучення для тимчасового впливу - $\psi_1 = 0,50$.

Це значення відноситься до офісних приміщень; воно береться з табл. 3.1.

Розрахункові значення впливів - граничний стан за міцністю для розрахункової пожежної ситуації.

Рівномірно розподілене навантаження для розглянутої аварійної ситуації: $W = G_k + (\psi_1 Q_k) = 3,75 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункове осьове зусилля $N_{Ed} = 6 \text{ м} \times 9 \text{ м} \times W \times 5 = 1012,50 \text{ кН}$.

Визначення розрахункового рівня навантаження, рівня навантаження та ступеня використання несучої здатності.

Незважаючи на незначну відмінність у термінології, що використовується в європейських стандартах, загальне уявлення про коефіцієнт по навантаженню, рівні навантаження, інтенсивності навантаження або коефіцієнту використання несучої здатності залишається однаковим.

Вогнестійкість конструктивного елемента при перевірці за граничним станом за несучою здатністю в умовах пожежі оцінюється за сумарною величиною навантаження, що діє під час пожежі, в порівнянні з навантаженням при нормальній температурі (тобто в умовах нормальної експлуатації). Коефіцієнт розрахункового рівня навантаження зручно використовувати для типових рішень широкого кола завдань з використанням табличних даних.

У всіх частинах Єврокодів, що розглядають забезпечення пожежної безпеки, використовується поняття коефіцієнта розрахункового рівня навантаження для граничного стану при пожежі:

$$\eta_f = (G_k + \psi_{fi} Q_{k1}) / (\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1}) \quad (3.6)$$

Для сполучення навантажень див. формулу (6.10) у Єврокоді EN 1990.

У Єврокоді EN 1992-1-2 використовуються два фактори, які відносяться до прикладених навантажень, а саме: рівень навантаження і коефіцієнт використання. Їх визначення даються нижче.

Рівень навантажування n . Цей термін використовується для визначення вогнестійкості залізобетонних колон і встановлює зв'язок між навантаженням, прикладеним (діючим) під час пожежі, і допустимим навантаженням в нормальних умовах:

$$n = N_{0Ed,fi} / [0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})], \quad (3.7)$$

де

$N_{0Ed,fi}$ - осьове навантаження (поздовжнє зусилля в колоні) при пожежі, кН;

A_c - площа перерізу бетону, мм²;

f_{cd} - розрахунковий опір бетону при стиску, Н/мм²;

A_s - площа перерізу поздовжньої арматури, мм²;

f_{yd} - розрахунковий опір сталі при розтягу, Н/мм².

Навантаження прикладене під час пожежі, залежить від вибору часткового коефіцієнта для навантаження при перевірці за граничним станом за несучою здатністю при пожежі. Значення часткового коефіцієнта – це національно визначений параметр. Допустимі значення викладені в EN 1990, а вибір значення коефіцієнта здійснюється по Національному Додатку до частини EN 1991, що розглядає забезпечення пожежної безпеки. Для найбільш загальних випадків (громадські та офісні будівлі) значення коефіцієнта тимчасового навантаження становлять 0,5, тобто 0,5, помножене на значення величини навантаження при нормальній температурі. Якщо точно не можна розрахувати рівень навантажування, то в якості консервативного припущення допускається, що значення $N_{0Ed,fi}$ може прийматися рівним $0,7N_{0Ed}$ ($\eta_{fi}=0,7$).

Коефіцієнт використання несучої здатності μ_{fi} . Коефіцієнт використання несучої здатності - це відношення опору конструкції в граничному стані при пожежі до опору конструкції в нормальних умовах. Його вибір обумовлений необхідністю використання часткового коефіцієнта для граничного стану в умовах пожежі згідно з наведеним вище роз'ясненням. Коефіцієнт використання несучої здатності застосовується для проектування і колон, і несучих стін. Він дорівнює:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}, \quad (3.8)$$

де

$N_{Ed,fi}$ - розрахунковий осьовий опір при пожежі, кН;

N_{Rd} - розрахунковий опір колони при нормальних умовах експлуатації, кН.

Коефіцієнт розрахункового рівня навантаження η_{fi} може застосовуватися замість μ_{fi} для розрахунку рівня навантаження в якості консервативного припущення, так як η_{fi} припускає, що елемент конструкції повністю навантажений в нормальних умовах експлуатації. Табличні значення, наведені в EN 1994-1-2, в основному залежать від рівня навантаження для розрахункової пожежі η_{fi} , який можна явно розрахувати за вказаною вище формулою або для якого приймається консервативне значення 0,65.

Питання для самоконтролю

1. Класифікація навантажень та впливів.
2. Впливи та дії.
3. Сполучення навантажень.
4. Граничні стани.
5. Основні положення методу граничних станів.
6. Коефіцієнти надійності.
7. Характеристичні і розрахункові опори матеріалів.
8. Розрахунок за I групою граничних станів.
9. Розрахунок за II групою граничних станів.
10. Розрахункові ситуації та ризик.
11. Вплив навантажень на конструкції при пожежі.
12. Рівень навантажування.
13. Коефіцієнт використання несучої здатності.

Розділ 4

КЛАСИФІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

1. Визначення і класифікація будівель та споруд.
2. Визначення і класифікація будівельних конструкцій.

4.1. Визначення і класифікація будівель та споруд

Будівлі і споруди – все, що побудовано або є результатом будівельної діяльності [4].

Тип будівлі або цивільної споруди – тип будівельної споруди визначається її цільовим призначенням, наприклад, житловий будинок, підпірна стіна, промислова будівля, автодорожній міст [4].

Будівлею називається надземна споруда, яка має внутрішній простір і призначена для того чи іншого виду людської діяльності (житлові будинки, заводські корпуси, вокзали, школи, лікарні).

Споруди, які не відносяться до будівель, а призначені для виконання лише технічних потреб (мости, димарі, щогли, резервуари, тунелі та ін.) називають **інженерними спорудами**.

Промислові будівлі, які призначені для здійснення виробничо-технологічних процесів поділяють на групи:

- Виробничі (механозборочні, інструментальні, ремонтні і т.д.);
- Енергетичні (ТЕЦ, котельні, електричні і трансформаторні підстанції);
- Будівлі транспортно-складського господарства (гаражі, пожежні депо, склади готової продукції);
- Допоміжні будівлі або приміщення (адміністративні, побутові, медпункти).

Цивільні житлові будівлі:

- квартирні будинки, призначені для тривалого проживання людей;
- гуртожитки – для тимчасового проживання;
- готелі;
- спальні корпуси і т.д.

Громадські будівлі, призначені для тимчасового перебування людей в зв'язку з функціональним призначенням (спорт, відпочинок, медичне обслуговування, навчання, харчування):

- дошкільні;
- навчальні і наукові;
- суспільного харчування;
- торгові і комунальні;
- адміністративні і видовищні;
- транспорту і зв'язку;
- лікарняні, спортивні і т.д.

Сільськогосподарські :

- Тваринницькі (корівники, конюшні);
- Птахівницькі (інкубатори, пташники);
- Складські (склади міндобрив, овоче- та зерносховища);
- Культивацийні (парники, оранжереї, теплиці);
- Ремонтні для с/г техніки і для обробки с/г продукції (млини, молочні пункти).

Вимоги для будівель і споруд:

- Функціональна доцільність (відповідність призначенню);
- Технічна доцільність;
- Архітектурна виразність;
- Економічна доцільність.

Опір – здатність елемента або компонента, або поперечного перерізу елемента або компонента конструкції витримувати дії без механічного ушкодження, наприклад, опір при згині, опір при поздовжньому згині, опір на розтяг [4].

Міцність – механічна властивість матеріалу, що відображає його здатність протидіяти діям, яка, зазвичай, надається в одиницях напруження [4].

Надійність – здатність конструкції або елемента конструкції виконувати визначені вимоги протягом всього проектного строку служби, для якого вони були сконструйовані. Надійність, як правило, виражається в імовірнісних показниках [4].

ПРИМІТКА. Надійність охоплює безпеку, експлуатаційну придатність та довговічність конструкції.

Диференціація надійності – заходи, призначені для соціально-економічної оптимізації ресурсів, що використовуватимуться для будівель і споруд, та які беруть до уваги всі очікувані наслідки від руйнування та вартість будівель і споруд [4].

Стійкістю (жорсткістю) будівлі називається здатність зберігати рівновагу при зовнішніх впливах.

Довговічність будівлі означає міцність, стійкість (жорсткість) будівлі як в цілому, так і окремих її елементів у часі.

Проектний термін експлуатації – передбачуваний проміжок часу, протягом якого конструкція або її частина експлуатуються за призначенням з передбачуваним технічним обслуговуванням, але без необхідного капітального ремонту [4].

Архітектурно-художня виразність – визначається критеріями краси та відповідності.

За умовною висотою будинки класифікують як [8]:

- а) малоповерхові – висотою $H \leq$ до 9 м (як правило до 3-х поверхів включно);
- б) багатоповерхові – висотою $9 \text{ м} < H \leq 26,5 \text{ м}$ (як правило до 9-ти поверхів включно);
- в) підвищеної поверховості – висотою $26,5 \text{ м} < H \leq 47 \text{ м}$ (як правило до 16-ти поверхів включно);
- г) висотні – висотою $H > 47 \text{ м}$ (як правило понад 16-ть поверхів).

Умовна висота будинку визначається висотою розташування верхнього поверху, без врахування верхнього технічного поверху, а висота розташування поверху визначається різницею позначок поверхні проїзду для пожежних машин і підлоги верхнього поверху (крім спеціально обумовлених у нормативних документах випадків) [8].

По довговічності будівлі поділяються (табл. 4.1):

Таблиця 4.1

Індикативний проектний термін експлуатації

Категорії проектного терміну служби	Індикативний проектний термін служби (роки)	Приклади
1	10	Тимчасові споруди ⁽¹⁾
2	10-25	Змінні частини споруди, наприклад, прольотні будівлі козлового крана, опори
3	15-30	Сільськогосподарські та подібні будівлі
4	50	Будівельні споруди та інші будівлі загального призначення
5	100	Монументальні будівельні структури, мости, та інші цивільні інженерні споруди

⁽¹⁾ Споруди або частини споруд, що можуть розбиратися для повторного використання, не повинні розглядатися як тимчасові.

Пожежна безпека означає ряд заходів, які зменшують можливість виникнення пожежі і отже загоряння конструкцій будівлі. Згідно зміни № 1 до [8] будівельні конструкції характеризують за вогнестійкістю та здатністю поширювати вогонь. За вогнестійкістю будівельні конструкції залежно від нормативних граничних станів та межі вогнестійкості поділяють на класи вогнестійкості.

Основні види граничних станів для конструкцій з вогнестійкості:

- граничний стан за ознакою втрати несучої здатності (умовне позначення R);
- граничний стан за ознакою втрати цілісності (умовне позначення E);
- граничний стан за ознакою втрати теплоізолювальної здатності (умовне позначення I).

Межа вогнестійкості конструкції визначається часом (у хвилинах) від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до

настання одного з нормативних для даної конструкції граничних станів з вогнестійкості.

По вогнестійкості будівлі поділяються на 5 ступенів в залежності від ступеню загоряння і межі вогнестійкості конструкції (табл.4.2).

Таблиця 4.2

Конструктивні характеристики будинків залежно від їхнього ступеня вогнестійкості

Ступінь вогнестійкості	КОНСТРУКТИВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ
I, II	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону із застосуванням листових і плитних негорючих матеріалів.
III	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону. Для перекриттів дозволяється застосовувати дерев'яні конструкції, захищені штукатуркою або негорючими листовими, плитними матеріалами або матеріалами груп горючості Г1, Г2. До елементів покриттів не висовуються вимоги щодо межі вогнестійкості, поширення вогню, при цьому елементи горищного покриття з деревини повинні мати вогнезахисну обробку.
IIIa	Будинки переважно з каркасною конструктивною схемою. Елементи каркаса – з металевих незахищених конструкцій. Огороджувальні конструкції – з металевих профільованих листів або інших негорючих листових матеріалів з негорючим утеплювачем або утеплювачем груп горючості Г1, Г2.
IIIб	Будинки переважно одноповерхові з каркасною конструктивною схемою. Елементи каркаса – з деревини, підданої вогнезахисній обробці. Огороджувальні конструкції виконують із застосуванням деревини або матеріалів на її основі. Деревина та інші матеріали групи горючості Г3, Г4 огорожувальних конструкцій мають бути піддані вогнезахисній обробці або захищені від дії вогню та високих температур.
IV	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з деревини або інших горючих матеріалів, захищених від дії вогню та високих температур штукатуркою або іншими листовими, плитними матеріалами. До елементів покриттів не висовуються вимоги щодо межі вогнестійкості та межі поширення вогню, при цьому елементи горищного покриття з деревини повинні мати вогнезахисну обробку.
IVa	Будинки переважно одноповерхові з каркасною конструктивною схемою. Елементи каркаса – з металевих незахищених конструкцій. Огороджувальні конструкції – з металевих профільованих листів або інших негорючих матеріалів з утеплювачем груп горючості Г3, Г4.
V	Будинки, до несучих і огорожувальних конструкцій яких не висовуються вимоги щодо межі вогнестійкості та межі поширення вогню.

Значення межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають шляхом випробувань за ДСТУ Б В. 1.1-4, за стандартами на методи випробувань на вогнестійкість будівельних конструкцій конкретних видів або за розрахунковими методами відповідно до стандартів або методик, узгоджених з центральним органом виконавчої влади з питань містобудування, архітектури та житлово-комунального господарства та центральним органом державного пожежного нагляду.

Позначення класу вогнестійкості будівельних конструкцій складається з умовних літерних позначень граничних станів і числа, що відповідає нормованій межі вогнестійкості у хвиликах, з ряду 15, 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180, 240, 360.

Економічна доцільність, враховуючи потреби населення повинна забезпечити міцність, стійкість, капітальність, але при цьому потрібно, щоб вартість 1 м^2 або 1 м^3 об'єму будівлі не перевищувала встановлені межі.

2. Визначення і класифікація будівельних конструкцій

Тип конструкції – ознака основного конструктивного матеріалу, наприклад, залізобетонні конструкції, металеві конструкції, дерев'яні конструкції, кам'яні конструкції, сталезалізобетонні конструкції [4].

Конструкція – організована комбінація поєднаних між собою частин, запроектована сприймати навантаження та забезпечувати відповідну жорсткість [4].

Конструктивний елемент – фізично окрема частина конструкції, наприклад, колона, балка, плита, фундамент [4].

Вид конструкції – класифікація конструктивних елементів. Видом конструкції є, наприклад, рами, підвісні мости [4].

Будівельні конструкції виконують несучі, огорожувальні чи суміщені (несучі та огорожувальні) функції.

Несуча конструкція сприймає всі навантаження, які діють на споруду (вага конструкцій, людей, устаткування, вітру, снігу).

До основних будівельних конструкцій відносять: фундаменти, стіни, окремі опори, перегородки, перекриття, дахи, сходи, світло аераційні ліхтарі.

Конструктивна система – несучі елементи будівлі або цивільних інженерних споруд і спосіб, яким дані елементи функціонують разом [4].

Розрахункова модель – ідеалізація конструктивної системи, яка використовується з метою розрахунку, проектування та перевірки [4].

Конструктивні схеми будівель :

- безкаркасні з поздовжніми та поперечними несучими стінами;
- каркасні з неповним каркасом (по середині залізобетонні конструкції колони, балки, плити перекриття, а зовнішні стіни з цегли);
- каркасні з повним каркасом (весь каркас з залізобетонних конструкцій колони, балки, плити перекриття і перекриття);
- блочні з об'ємних елементів.

Основи – масив ґрунту, який сприймає сумарне навантаження від споруди і зовнішніх навантажень, які діють на споруду.

Основи бувають штучні і природні.

До **природних** відносять ґрунти, які залягають під нижньою поверхнею фундаменту в природному стані.

Якщо ґрунти не відповідають умовам необхідної міцності, роблять штучні основи шляхом укріплення ґрунтів (ущільнення трамбівками, силікатизацією, забивкою паль).

Фундамент – це конструкція споруди, розташована нижче поверхні землі і призначена для сприйняття і розподілу навантажень від будинку на його основу, тобто ґрунт (рис.4.1., 4.2, 4.3).

Стіни – слугують для огороження приміщень від зовнішнього середовища (зовнішні) та для розділу об'єму будівлі на окремі приміщення (внутрішні).

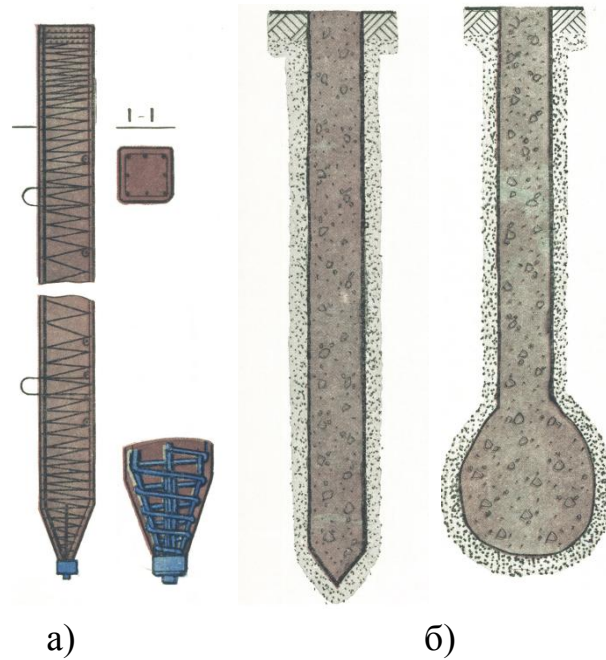


Рисунок 4.1 – Забивні (а) та набивні палі (б)

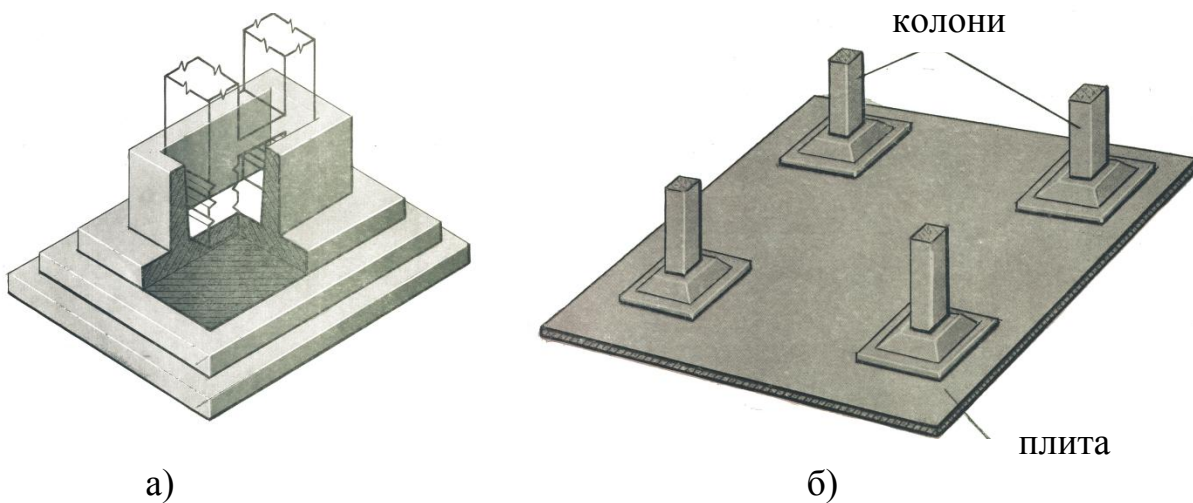


Рисунок 4.2 – Монолітний фундамент під колону (а) та монолітна плита під всю споруду (б)

Стіни є вертикальними огороженнями і одночасно виконують несучі функції. В залежності від цього стіни поділяються на самонесучі, несучі та ненесучі.

Самонесучі – опираються на фундамент і несуть навантаження тільки від власної ваги.

Несучі – крім власної ваги сприймають інші навантаження.

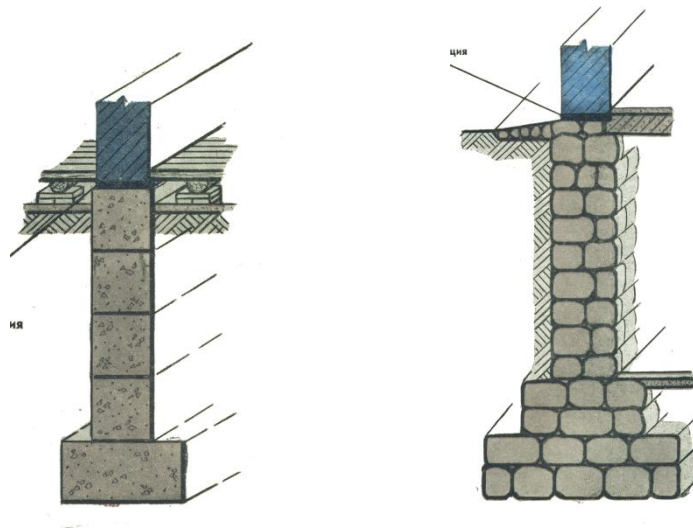


Рисунок 4.3 – Стрічковий фундамент зі збірних блоків (а) та фундамент з бутової кладки (б)

Ненесучі – виконують огорожувальну функцію, передають власну вагу в межах кожного поверху на інші елементи будівлі. Наприклад, навісні панелі, що кріпляться до колон за допомогою закладних деталей.

Внутрішні ненесучі стіни застосовують для поділу поверху будівлі на окремі приміщення та називаються перегородками.

Матеріал – цегляні, панельні, блочні, дерев'яні, монолітні, залізобетонні.

Поведінка при високих температурах стін і перегородок залежать від товщини та матеріалу. Чим більша товщина, тим довше зберігаються несучі і огорожувальні функції. Кам'яні стіни можуть декілька годин опиратися впливу високих температур. Металеві залежать від ступеня прогріву і захисту. Особливо незадовільно ведуть себе дерев'яні – поширюють вогонь.

Стержньові опори – несучі вертикальні стержньові елементи, які передають навантаження від перекриттів і других елементів будівлі на фундамент (рис.4.4).

Матеріал – дерево (стійки), кам'яні (стовпи), сталь та залізобетон (колони).

Залізобетонні колони поділяють на дві групи: в будівлях без мостових кранів і в будівлях з мостовими кранами. В другому випадку колони, крім опорних площадок під несучі балки чи ферми, мають додаткові консолі для підкранових балок.

Колони бувають крайні (вздовж зовнішніх стін) і середні.

По способу прикладання навантаження: центрально-стиснуті і позакентрово-стиснуті.

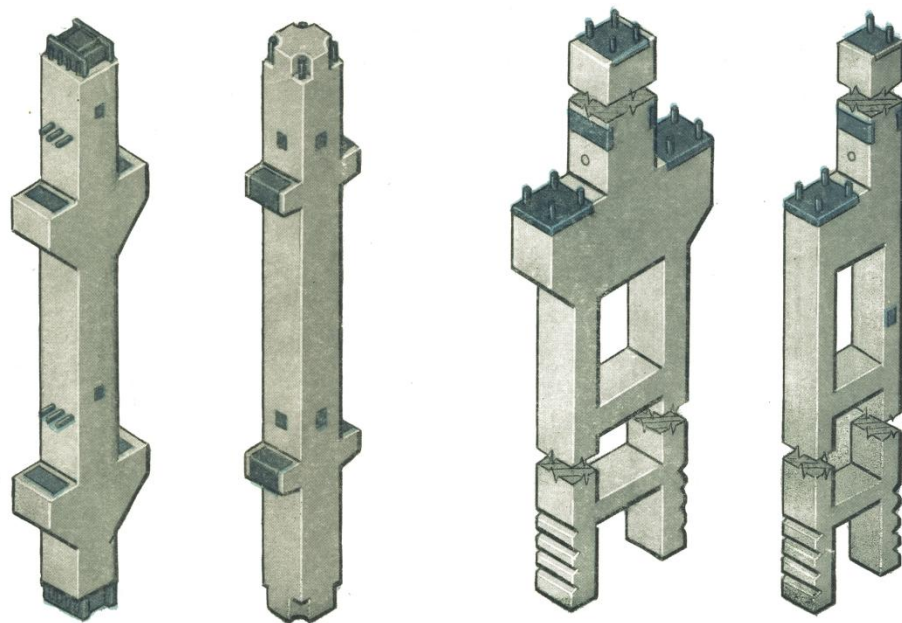


Рисунок 4.4 – Залізобетонні колони

Колони з'єднуються між собою (в багатоповерхових будівлях), з несучими елементами перекриття та покриття, підкрановими балками зварюванням стержневої арматури і металевих закладних деталей (рис.4.5). Всі зазори заробляють розчином.

Поведінка при високих температурах – їх руйнування призводить до руйнування всієї споруди або її частини. Перевагу по вогнестійкості мають залізобетонні та кам'яні опори.

Перекриття – поділяють будівлю по висоті на поверхи і являють собою горизонтальні несучі конструкції, які опираються на стіни чи опори.

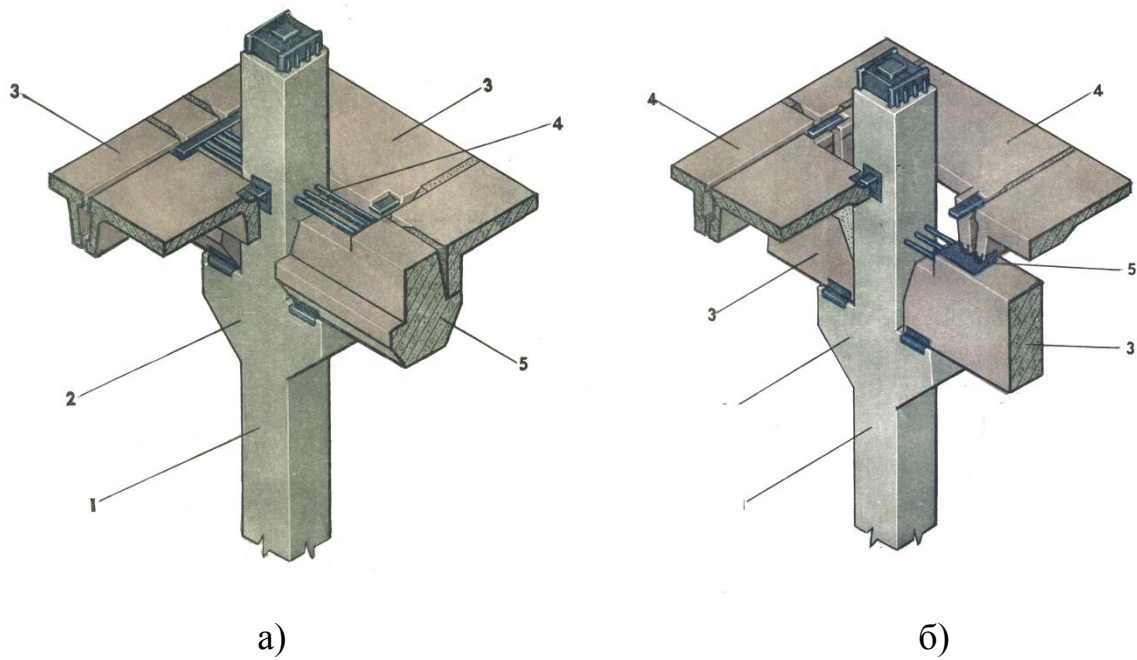


Рисунок 4.5 – З'єднання залізобетонних колон з конструкціями перекриття: 1 - колона, 2 - консоль колони, 3(а) - плита перекриття, 3(б) - ригель прямокутного перетину, 4(а) - випуск арматури ригеля, 4(б) - плита перекриття, 5(а) - ригель з опорними полками, 5(б) - закладні елементи

Перекриття опираються на покладені по опорах балки, названі прогонами чи ригелями, чи безпосередньо на опори.

Розташовані усередині будинку окремі опори і балки утворюють внутрішній каркас будівлі.

Є надпідвальні (між підвалом та першим поверхом), горищні (між верхнім поверхом і горищем), міжповерхові (між поверхами).

Залізобетонні перекриття бувають монолітні і збірні. Зазори між плитами заповнюють розчином. Плити утворюють суцільний горизонтальний диск жорсткості.

По несучій частині перекриття передбачають: шар гідроізоляції (руберойд), утеплювач, основу під підлогу (цементна стяжка), підлогу.

Матеріал – залізобетон, дерево, метал.

Поведінка при високих температурах. Найбільшу пожежну небезпеку являють перекриття з горючих матеріалів. Повітряні прошарки сприяють прихованому поширенню пожежі.

Сходи – слугують для з'єднання між поверхами. Сходи складаються з сходових маршів та сходових площадок. Для безпеки пересування по сходах марші огорожують перилами. Приміщення, у яких розташовуються сходи, називаються сходовими клітками. **Матеріал** – залізобетон.

Дах – це верхнє огороження споруди для захисту приміщень від зовнішніх кліматичних факторів і впливів, що сприймає навантаження від власної ваги, снігу, вітру. Дах складається з несучої (ферми, крокви, рами, арки) і огорожувальної (покрівля) частин.

Покрівля, суміщена з перекриттям верхнього поверху, називається суміщеним дахом чи покриттям.

Ліхтари – це засклені надбудови на покритті будинку, призначені для верхнього освітлення виробничих цехів, віддалених від віконних прорізів, і для улаштування повітрообміну в приміщеннях. Бувають світлові, аераційні, світлоаераційні. Можуть використовуватись для димовидалення при пожежах.

Питання для самоконтролю

1. Визначення будівель та споруд.
2. Класифікація будівель та споруд.
3. Вимоги до будівель та споруд.
4. Міцність, надійність, довговічність, умовна висота.
5. Граничні стани з вогнестійкості.
6. Ступені вогнестійкості будівель.
7. Визначення будівельних конструкцій.
8. Класифікація будівельних конструкцій.
9. Конструктивні схеми будівель.
10. Поведінка конструкцій при високих температурах.

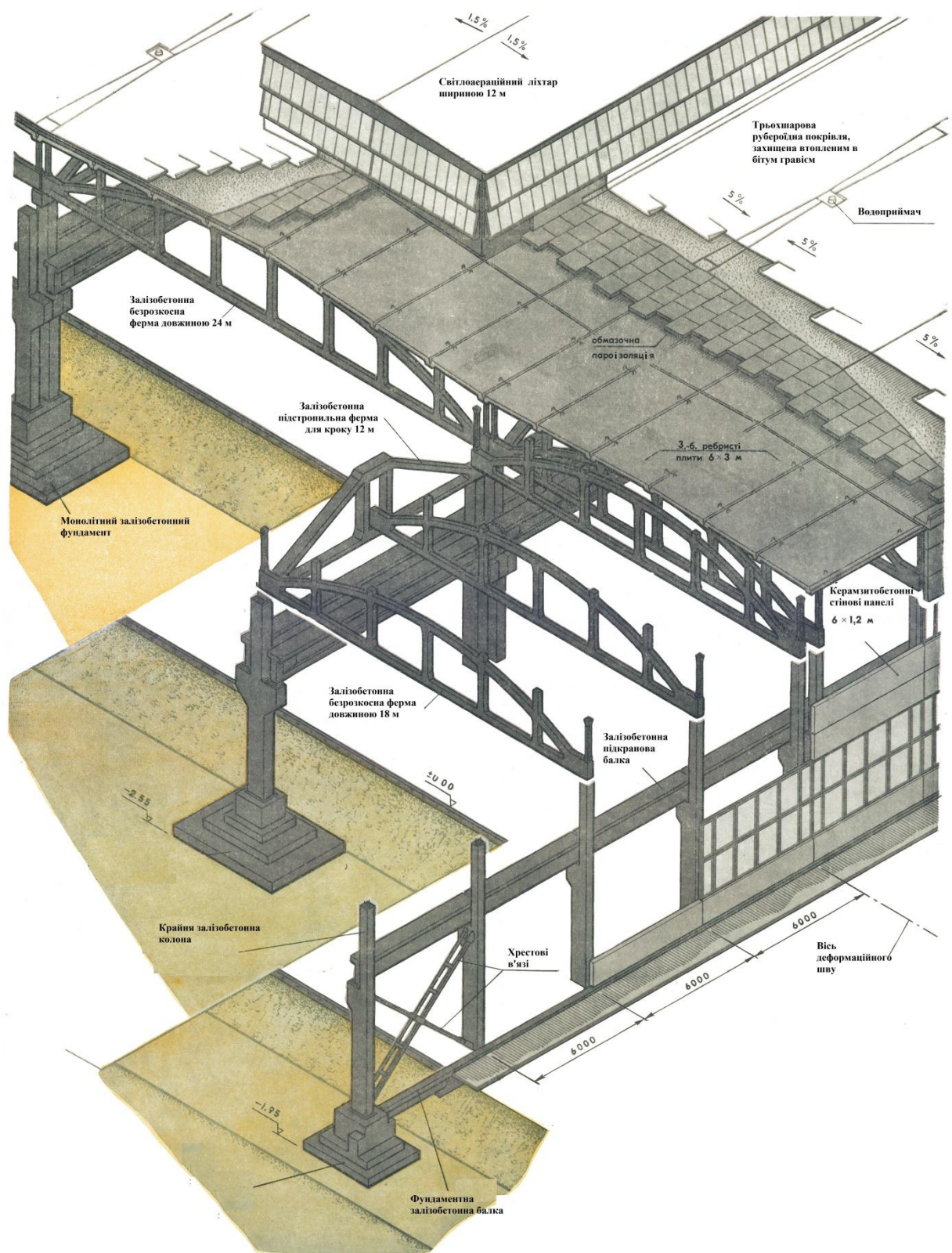


Рисунок 4.6 – Каркас промислової будівлі

Розділ 5

ЄВРОКОДИ

1. Загальні вимоги.
2. Проектування протипожежного захисту будівель та споруд.
3. Галузь застосування EN 1991 частина 1.2, EN 1992 частина 1.2, EN 1993 частина 1.2 і EN 1994 частина 1.2.
4. Різниця між принципами і правилами застосування.
5. Національні додатки та національно зумовлені параметри.

5.1. Загальні вимоги

Одним із пріоритетних напрямків Європейської політики добросусідства є поступове наближення українського законодавства, норм і стандартів до відповідних документів Європейського Союзу. Розвиток нормативної бази в Україні здійснюється з використанням досвіду Європейського Союзу (відносно гармонізації законодавства України в сфері будівництва і нормативної бази відносно проектування будівельних конструкцій, стандартів на будівельні вироби).

Основним із напрямків розвитку нормативної бази в Україні є впровадження національних стандартів, гармонізованих з Єврокодами. Згідно з ДБН А.1.1-94:2010 “Система стандартизації та нормування у будівництві. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення” Єврокод – це Європейський стандарт із проектування будівельних конструкцій.

ЄВРОКОДИ являють собою:

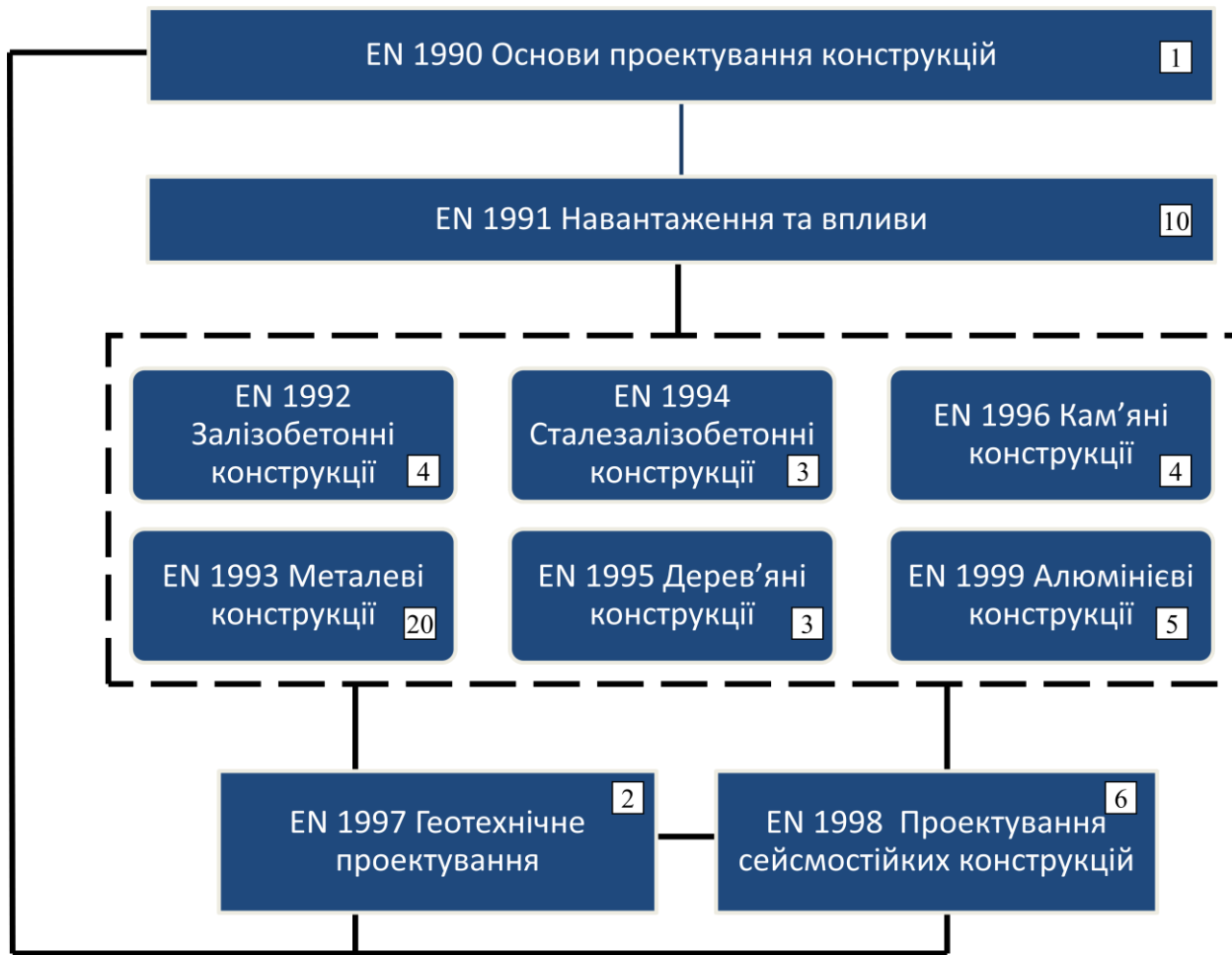
- комплект Європейських стандартів з проектування конструкцій будівель і споруд, що розробляються у відповідності з програмою дій у

сфері будівництва, яка була прийнята Комісією Європейської Спільноти у 1975 році на підставі статті 95 Договору;

- комплект з **10 стандартів**, кожний з яких складається з окремих частин (загалом **58 стандартів**), які на першій стадії мали слугувати альтернативою чинним національним правилам Держав-членів, а у майбутньому мають замінити їх;
- визнані країнами Європейського Союзу як **еталонні документи для доведення відповідності** будівель і споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС щодо будівельних виробів, а також як основа для укладання контрактів для будівництва будівель і споруд та пов'язаних з ними інженерних послуг;
- стандарти, що передбачають процедуру **Національної імплементації**, яка признає відповідальність регуляторних органів країн-членів та захищає їх **право на призначення величин, які пов'язані з регулюванням питань безпеки на національному рівні там, де вони відрізняються у різних країнах**;
- основу для розроблення гармонізованих стандартів для будівельних матеріалів і виробів.

Система **Єврокодів** включає в себе десять частин (рис.5.1), які охоплюють всі основні будівельні матеріали (бетон, сталь, дерево, камінь/цегла і алюміній), всі основні аспекти проектування будівель і споруд (основи проектування конструкцій, навантаження, пожежна безпека, геотехнічне проектування, сейсмостійкість тощо), а також широкий спектр типів конструкцій і виробів (будівлі, мости, башти і щогли, силоси тощо).

Стандарти Єврокодів визнають відповідальність регуляторних органів країн-членів та захищають їх право на призначення величин, які пов'язані з регулюванням питань безпеки на національному рівні там, де вони відрізняються від країни до країни.



Загалом 58 стандартів Єврокодів

[2] - кількість частин (окремих стандартів)

Рисунок 5.1 – Частини Єврокодів

Єврокоди служать основоположними документами для таких цілей:

- як засоби забезпечення відповідності будівель та споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі №1 «Механічний опір та стійкість» та основній вимозі №2 «Пожежна безпека»;
- як основа для укладання угод на будівельні роботи та супутні інженерні послуги;
- як основа для розроблення узгоджених технічних умов на будівельні вироби (ENs та ETAs).

Програма будівельних Єврокодів включає такі стандарти, що в основному складаються з декількох частин (табл. 5.1).

Таблиця 5.1

Частини Єврокодів

Єврокод	Частина Єврокоду
1	2
<i>EN 1990 :2002 Основи проектування конструкцій</i>	
<i>EN 1991 Дії на конструкції</i>	<i>EN 1991-1-1:2002 Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд</i>
	<i>EN 1991-1-2:2002 Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі</i>
	<i>EN 1991-1-3:2003 Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження</i>
	<i>EN 1991-1-4:2005 Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження</i>
	<i>EN 1991-1-5:2003 Частина 1-1: Основні дії - Теплові дії</i>
	<i>EN 1991-1-6:2005 Частина 1-6: Основні дії - Дії під час зведення</i>
	<i>EN 1991-1-7:2006 Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи</i>
	<i>EN 1991-2:2003 Частина 2. Рухомі навантаження на мости</i>
	<i>EN 1991-3:2006 Частина 3: Дії, що викликані кранами та обладнанням</i>
	<i>EN 1991-4:2006 Частина 4: Силоси та резервуари</i>
<i>EN 1992 Eurocode 2: Проектування залізобетонних конструкцій</i>	<i>EN 1992-1-1:2004 Part 1-1: Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд</i>
	<i>EN 1992-1-2:2004 Частина 1-2:Основні правила - Вогнестійкість</i>
	<i>EN 1992-2:2005 Частина 2:Залізобетонні мости. Проектування і правила конструювання</i>
	<i>EN 1992-3:2006 Частина 3:Конструкції для зберігання і утримання рідини</i>
<i>EN 1993 Eurocode: 3 Проектування сталевих конструкцій</i>	<i>EN 1993-1-1:2005 Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд</i>

Продовження таблиці 5.1

1	2
<p><i>EN 1993</i> <i>Eurocode: 3</i> <i>Проектування</i> <i>сталевих</i> <i>конструкцій</i></p>	<p><i>EN 1993-1-2:2005 Part 1-2: Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-3:2006 Частина 1-3:Основні правила. Додаткові правила для холоднодеформованих елементів і пластин</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-4:2006 Частина 1-4:Основні правила – Додаткові правила для неіржавіючої сталі</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-5:2006 Частина 1-5:Пластинчасті конструктивні елементи</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-6:2007 Частина 1-6:Міцність і стійкість оболонок</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-7:2007 Частина 1-7:Пластинчасті конструкції при навантаженні поза межами площини</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-10:2005 Частина 1-10:Ударна в'язкість</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-11:2006 Частина 1-11:Проектування конструкцій з елементами, що напружуються</i></p>
	<p><i>EN 1993-1-12:2007 Частина 1-12:Додаткові правила до EN 1993 для сталей класів вище S 700</i></p>
	<p><i>EN 1993-2:2006 Частина 2:Сталеві мости</i></p>
	<p><i>EN 1993-3-1:2006 Частина 3-1:Бапти, щогли і димові труби - Бапти і щогли</i></p>
	<p><i>EN 1993-3-2:2006 Частина 3-2:Бапти, щогли і димові труби - Димові труби</i></p>
	<p><i>EN 1993-4-1:2007 Частина 4-1:Силоси</i></p>
	<p><i>EN 1993-4-2:2007 Частина 4-2:Резервуари</i></p>
	<p><i>EN 1993-4-3:2007 Частина 4-3:Трубопроводи</i></p>
	<p><i>EN 1993-5:2007 Частина 5:Палі</i></p>
	<p><i>EN 1993-6:2007 Частина 6:Підкранові конструкції</i></p>
<p><i>EN 1994-1-1:2004 Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд</i></p>	
<p><i>EN 1994</i> <i>Eurocode 4:</i> <i>Проектування</i> <i>сталезалізобе-</i> <i>тонних</i> <i>конструкцій</i></p>	<p><i>EN 1994-1-2:2005 Частина 1-2:Основні правила - Вогнестійкість</i></p>
	<p><i>EN 1994-2:2005 Частина 2:Основні правила і правила для мостів</i></p>
	<p><i>EN 1995-1-1:2004 Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд</i></p>

Продовження таблиці 5.1

1	2
<i>EN 1995 Eurocode 5: Проектування дерев'яних конструкцій</i>	<i>EN 1995-1-2:2004 Частина 1-2:Основні положення - Вогнестійкість</i>
	<i>EN 1995-2:2004 Частина 2:Мости</i>
	<i>EN 1996-1-1:2005 Частина 1-1. Загальні правила для армованих та неармованих кам'яних конструкцій</i>
<i>EN 1996 Eurocode 6: Проектування кам'яних конструкцій</i>	<i>EN 1996-1-2:2005 Частина 1-2:Основні правила - Вогнестійкість</i>
	<i>EN 1996-2:2006 Частина 2:Конструктивний аналіз, вибір матеріалів і виконання кам'яної кладки</i>
	<i>EN 1996-3:2006 Частина 3:Спрощений метод розрахунку неармованих кам'яних конструкцій</i>
	<i>EN 1999-1-1:2007 Частина 1-1. Загальні правила для конструкцій</i>
<i>EN 1999 Eurocode 9 Проектування алюмінієвих конструкцій</i>	<i>EN 1999-1-2:2007 Частина 1-2. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість</i>
	<i>EN 1999-1-3:2007 Частина 1-3:Конструкції, що чутливі до витривалості</i>
	<i>EN 1999-1-4:2007 Частина 1-4:Холоднодеформовані листи</i>
	<i>EN 1999-1-5:2007 Частина 1-5:Конструкції оболонок</i>

Імплементация Єврокодів:

- Кожна країна (Національний орган з стандартизації) реалізує Єврокод або відповідну частину Єврокоду як Національний стандарт, опублікувавши перекладений (ідентичний) текст або схваливши одну з 3 мовних версій (англійську, німецьку, французьку);
- Національний стандарт, який впроваджує Єврокод, має складатися з Національної титульної сторінки, Національної передмови, тексту Єврокоду і Національного додатку;
- Національний додаток публікується від імені і з дозволу національних компетентних органів влади;

- Національні параметри призначаються за встановленою процедурою і враховують особливості географічних і кліматичних умов, засобів життя, встановлюваних рівнів безпеки.

На даний час в Україні розроблено та затверджено національні стандарти, гармонізовані з Єврокодами, а саме:

- ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпека у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1:2002, IDT);
- 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 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-3:2003, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-4:2005, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-7:2006, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT);
- 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);
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT);

- 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 1993-1-6:2011 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-6. Міцність і стійкість оболонки (EN 1993-1-6:2007, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Розрахунок з'єднань (EN 1993-1-8:2005, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. (EN 1994-1-1:2004, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1996-1-1:2010 Єврокод 6. Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила для армованих та неармованих кам'яних конструкцій (EN 1996-1-1:2005, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1997-2:2010 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 2. Дослідження і випробування ґрунту (EN 1997-2:2007, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмичні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT);
- ДСТУ-Н Б EN 1999-1-1:2010 Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила для конструкцій (EN 1999-1-1:2007, IDT);

- ДСТУ-Н Б EN 1999-1-2:2010 Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій. Частина 1-2. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1999-1-2:2007, IDT).

Національний додаток (до частини Єврокоду) – додаток до частини Єврокоду, який містить параметри, визначені на національному рівні, які слід використовувати для проектування будівель і споруд у країні, де здійснюється імплементація (впровадження) Єврокодів.

Розділи даного посібника призначені в якості керівництва до чотирьох окремих документів: Єврокод EN 1991-1-2, Єврокод EN 1992-1-2, Єврокод EN 1993-1-2 і Єврокод EN 1994-1-2 з посиланням на Єврокод EN 1990, який присвячений основам проектування будівель і споруд.

5.2. Проектування протипожежного захисту будівель та споруд

Всі будівлі повинні відповідати певним функціональним вимогам, що включають засоби евакуації, визначення шляхів поширення пожежі всередині будівлі, визначення шляхів розповсюдження пожежі зовні будівлі, визначення шляхів доступу протипожежної служби до засобів гасіння пожежі. Вимоги викладено у нормативних документах. Важливо відзначити, що будівельні норми і правила призначені тільки для забезпечення необхідних стандартів щодо захисту здоров'я та безпеки людей, які перебувають в середині і за межами будівлі. В них не розглядаються заходи щодо обмеження збитку будівельним конструкціям, але така мета не виключається. Будівельні норми і правила не призначені для забезпечення мінімізації фінансових витрат, викликаних пожежею. Це має велике значення для проектування протипожежного захисту будівель і споруд, коли для виконання умов замовника не вистачає вимог нормативних документів.

Найбільш важлива вимога до будівельних конструкцій в умовах поширення пожежі всередині будівлі полягає в наступному: будівля має бути

сконструйована і зведена таким чином, щоб у разі пожежі стійкість будівлі зберігалася протягом розумно достатнього періоду часу.

При розробці Єврокодів передбачалося, що демонстрація відповідності нормативним вимогам для альтернативних методів повинна проводитись за допомогою розрахунків, заснованих на експлуатаційних характеристиках матеріалів та елементів конструкцій.

Міцність і жорсткість сталевих та залізобетонних елементів конструкцій знижуються з підвищенням температури, і зниження цих характеристик особливо важливо в діапазоні температур між 400 і 700°C.

Найбільш простим способом розрахунку сталевих конструкцій, що знаходяться в умовах пожежі, є розрахунок будівлі для нормальних умов навколишнього середовища, а потім перевірка того, що температура сталевих елементів конструкцій, покритих вогнезахисними матеріалами, не перевищує певного критичного значення або не перевищує певний відсоток від несучої здатності конструкції при температурі пожежі.

Необхідні експлуатаційні характеристики залізобетонних конструкцій в умовах пожежі приймаються, як правило, по табличним значенням, які передбачають мінімальні розміри і мінімальну товщину покриття для посилення вогнестійкості [10].

Для бетонних конструкцій розміри вогнестійкого покриття, прийняті для умов пожежі, зазвичай достатні для отримання необхідного ступеня вогнестійкості.

Вимоги до збереження стійкості будівлі протягом розумно достатнього періоду часу традиційно відносяться до часу, необхідного для «виживання» конструкції в ході стандартних випробувань на вогнестійкість.

Вимоги до вогнестійкості, відносяться безпосередньо до часу вогнестійкості будівлі, проте часто цей час неправильно сприймається за взаємно однозначну відповідність між часом збереження працездатності конструкцій в умовах пожежних випробувань і часом збереження стійкості

будівлі при реальній пожежі. Цілком очевидно, що це не так. Реальні умови пожежі можуть бути більш-менш жорсткими (або за часом, або по температурі) в порівнянні з умовами стандартної пожежі, що залежить від конкретних параметрів приміщення, в якому розвивається пожежа.

Загальноприйнятим критерієм розрахунку є наступна вимога: час вогнестійкості будівлі повинен перевищувати час, встановлений нормативними документами на підставі оцінки приналежності будівлі до певної цільової групи за функціональним призначенням.

Вогнестійкість конструкції будівлі визначається за трьома критеріями оцінки руйнування: теплоізоляція, вогнева непроникність (цілісність) і несуча здатність. Саме за такою методикою проектується переважна більшість конструкцій будівель. Розпорядчий характер нормативних документів, які діяли до введення Єврокодів, перешкодив розробці більш раціональних підходів до протипожежного проектування будівель.

Як було відмічено вище, загальноприйнятий спосіб досягнення прийнятого періоду вогнестійкості будівель із сталевим каркасом полягає в застосуванні засобів пасивного вогнезахисту елементів конструкції. Засоби пасивного вогнезахисту можуть бути представлені традиційними будівельними матеріалами такими, як бетон або цегляна кладка. Аж до кінця 70-х років ХХ століття бетон був найпоширенішою формою забезпечення вогнезахисту елементів конструкцій. Однак висока вартість такого виду вогнезахисту, а також проблема, пов'язана з високотемпературним розтріскуванням бетону під час пожежі, викликала необхідність розробки альтернативних способів захисту.

Найчастіше теплоізоляція забезпечується розпиленням протипожежних аерозолів і установкою вогнестійких плит [10], а також поєднанням обох варіантів.

Покриттям, що спучуються, в порівнянні з традиційними методами вогнезахисту, може віддаватися перевага. Системи аерозольного

вогнезахисту використовуються в місцях, де сталеві конструкції не видно, наприклад, нижні поверхні перекриттів, закриті підвісними стелями.

Захист за допомогою вогнестійких плит (гіпсокартонних плит або сухої штукатурки) переважно використовується в місцях, де ці плити можуть піддаватися вогневному впливу. У сучасних офісних приміщеннях зі сталевим каркасом найбільш поширеною формою захисту є аерозольне покриття балок і захист колон вогнестійкими плитами.

Найбільш поширеним способом досягнення певної вогнестійкості сталевих конструкцій як і раніше є використання пасивних засобів вогнезахисту. Товщина шару протипожежного захисту виводиться, виходячи з розрахунку коефіцієнта перетину (H_p/A чи A_m/V). Це відношення величини периметра, який прогрівається, до повної площі поперечного перерізу, що передбачає наявність змінюваних величин, при яких різні перетини сталевих конструкцій нагріваються під час пожежі.

Методики розрахунку, викладені в стандарті BS 5950, частина 8 включають метод розрахунку граничної температури. У цій простій, але ефективній методиці використовується концепція співвідношення навантажень (коефіцієнта навантаження), тобто відношення навантаження, що діє під час пожежі, до гранично допустимому навантаження при нормальній температурі, для обчислення величини граничної температури нагріву, яка потім порівнюється з розрахунковою температурою і проводиться оцінка необхідності застосування засобів пасивного вогнезахисту. Величина розрахункової температури може визначатися або за результатами випробувань, або виходячи з табличних даних, опублікованих в стандартах. Зниження цього значення допускається тільки для двотаврових (I) і з широкими полками двотаврових профілів (H) з малими величинами відношення (D/B), що враховують екрануючі ефекти. Необхідно взяти до уваги, що методика розрахунку граничної температури не може застосовуватися до балок в зонах дії значних поперечних сил. У цій методиці

використовуються коефіцієнти приведення навантаження для граничного стану пожежі.

Альтернативний варіант полягає в застосуванні методики моменту від зовнішнього навантаження. Ця методика не застосовується для тонкостінних профілів. Вона широко не поширена, оскільки потрібні відомості про температурний профіль балки. Момент від навантаження ґрунтується на відомій температурі критичних елементів з використанням відповідних коефіцієнтів зниження міцності. Якщо момент від навантаження не перевищує граничного моменту перетину при граничному пожежному стані, то захист балки не потрібен.

Розробка будівельних Єврокодів дала проектувальникам можливість прийняти функціональний підхід для проектування залізобетонних конструкцій, які піддаються впливу реальної пожежі, з урахуванням вигідних сторін динаміки всієї будівлі, внутрішньої цілісності та живучості належним чином запроектованих залізобетонних будівель.

У розділах Єврокодів, що відносяться до протипожежного захисту, викладається новий підхід до протипожежного проектування будівель і конструкцій. Для проектувальників залізобетонних конструкцій, більш знайомих з дуже простим розпорядчим підходом до проектування протипожежного захисту конструкцій, заснованим на використанні спрощених довідкових таблиць, нові принципи можуть здатися надмірно складними. Однак методологія протипожежного проектування, викладена в Єврокодах, дає проектувальникам значно більше гнучкості у використанні методів проектування. Діапазон наявних варіантів коливається від простого розгляду динаміки окремих елементів конструкції, які піддаються впливу стандартної пожежі, до прийняття до уваги фізичних параметрів, що впливають на виникнення та розвиток пожежі, в поєднанні з аналізом стану всієї будівлі. Пропоновані варіанти розглядаються більш докладно в розділі 6.

Зазначений досить складний процес може бути істотно спрощений шляхом його поділу на три етапи, що складаються з: визначення характеристик розрахункової пожежі, теплотехнічного розрахунку розподілу температур в межах конструкції та розрахунку реакції конструкції на пожежний вплив.

Відмінність європейської системи полягає в тому, що вся необхідна проектувальникам інформація не представлена в одному документі. Інформація по температурному впливу для виконання аналізу температури взята з EN 1991-1-2; методика розрахунку підвищення температури несучих сталевих конструкцій (як захищених, так і незахищених) знаходиться в EN 1993-1-2 і EN 1994-1-2. Значення температури залізобетонних елементів конструкцій, які піддаються впливу стандартної пожежі, наведені в таблицях EN 1992-1-2. Методики розрахунків несучої здатності конструкцій викладені в розділах з протипожежної безпеки в EN 1992, EN 1993 і EN 1994, а значення впливів (або навантажень), що використовуються для оцінки, взяті з відповідних розділів EN 1991.

5.3. Галузь застосування EN 1991 частина 1.2, EN 1992 частина 1.2, EN 1993 частина 1.2 і EN 1994 частина 1.2

EN 1991-1-2 є частиною Єврокоду 1, що містить правила завдання навантажень і впливів при пожежі. Цей стандарт застосовується в поєднанні з Єврокодами EN 1992-EN 1999; в них визначаються правила протипожежного проектування будівель і споруд з різних будівельних матеріалів і розглядаються особливі умови. У EN 1991 частина 1.2 розглядаються основні принципи і впливи для будівельного проектування будівель і споруд.

Температурно-часові криві (температурні режими пожежі), які використовуються для розрахунку будівельних конструкцій, можуть бути

представлені або номінальними кривими пожежі, або фізичними моделями пожежі. Типові номінальні криві (режими пожежі) можуть включати стандартні температурно-часові характеристики (ISO 834, BS 476, частина 20, BS EN 1363-1 1201), використовувані для визначення вогнестійкості, а також більш жорсткі криві (режими) вуглеводневої пожежі, використовувані для проектування морських бурових платформ і підприємств нафтової промисловості. Фізичні моделі пожежі включають параметричний підхід, метод еквівалентної тривалості пожежі та уточнені моделі - зонна або польова модель пожежі.

Частина будівельного Єврокода, що відноситься до пожежної безпеки, застосовується для проектування сталевих конструкцій, а саме - EN 1993, частина 1.2, як і британський стандарт BS 5950, частина 8, містить інформацію по характеристикам сталі, яка знаходиться під впливом високих температур, що застосовуються в розрахункових моделях, призначених для визначення вогнестійкості при впливі підвищених температур. Однак між європейськими та національними документами існує ряд істотних відмінностей.

Єврокод EN 1993, частина 1.2 не є окремим документом. По відношенню до розрахунку температурно-часових характеристик він повинен застосовуватися в поєднанні з розділом пожежної безпеки Єврокоду EN 1991. У розділі пожежної безпеки Єврокоду EN 1993 розглядається проектування сталевих конструкцій для аварійної ситуації, зумовленої впливом пожежі в контексті несучої здатності. У цьому документі визначаються тільки відмінності від проектування або доповнення до нього для нормальних умов (нормальної температури навколишнього середовища). Розглядається застосування тільки пасивних (порівняно з активними) форм протипожежного захисту. Крім того, розділ пожежної безпеки EN 1993 охоплює холодногнуті елементи конструкцій.

Сталезалізобетонні конструкції не розглядаються в цьому документі, вони викладені у відповідному розділі пожежної безпеки EN 1994. У Великобританії відбулася зміна пріоритетів проектування, тобто тепер проектування за допомогою розрахунків переважає проектуванню, заснованому на результатах випробувань і являє собою альтернативний варіант розрахунку.

Розділ пожежної безпеки Єврокоду для сталезалізобетону EN 1994-1-2 по галузі застосування аналогічний відповідній частині норм і правил, що відносяться до сталевих конструкцій. Характеристики матеріалу, який перебуває при високій температурі, наводяться для будівельної сталі, арматурної сталі і залізобетону. Табличні дані представлені для різних значень розмірів поперечного перерізу і площ арматури для ряду балок і колон. Застосування табличних даних обмежено умовами стандартної пожежі.

У розділі пожежної безпеки Єврокоду EN 1992 частина 1.2 розглядається проектування залізобетонних конструкцій для аварійної ситуації пожежного впливу. Цей розділ застосовується спільно з основною частиною Єврокоду EN 1992 та розділом по пожежній безпеці Єврокоду, який розглядає навантаження і впливи. У розділі викладаються питання запобігання передчасного обвалення конструкцій і обмеження поширення пожежі за межі відсіку її виникнення. Методика проектування і табличні дані даються для армованих колон і колон з попередньо напруженого залізобетону, стін (несучих і ненесучих), елементів конструкцій, що працюють на розтяг, армованих балок і балок з попередньо напруженого залізобетону, армованих плит і плит з попередньо напруженого залізобетону. EN 1992 частина 1.2 не охоплює конструкції з попередньо напруженою арматурою, тонкостінні просторові конструкції та системи активного протипожежного захисту. Цей стандарт проектування протипожежного захисту дає характеристики матеріалів, що знаходяться в зоні високих

температур, таких, як бетон (звичайної міцності, легкий бетон і бетон високої міцності), арматурна сталь і напружена арматура. Важливо відзначити, що теплопровідність залізобетону, зазначена в цьому документі, відрізняється від прийнятого значення, наведеного в EN 1994.

EN 1992-1-2 містить принципи, вимоги та правила проектування будівель та споруд з конструкцій, що зазнали вогневого впливу, враховуючи такі аспекти. Основною метою захисту від пожежі є обмеження ризику для людини та групи людей, їх майна та, у разі потреби, навколишнього середовища або майна, що безпосередньо зазнає впливу вогню у разі пожежі.

Директива 89/106/ЕЕС встановлює основні вимоги для обмеження пожежних ризиків. Будівлі та споруди проектують і зводять так, щоб у разі виникнення пожежі:

- забезпечувалася несуча здатність конструктивної системи протягом певного проміжку часу;
- обмежувалося виникнення та поширення вогню і диму в будівлях;
- обмежувалося поширення вогню на сусідні будівлі;
- мешканці могли залишити будівлі або врятуватися іншими способами;
- враховувалася безпека пожежно-рятувальних підрозділів».

Єврокод 2 поширюється на проектування будинків та споруд з конструкціями із залізобетону. Він відповідає основним положенням і вимогам щодо їх безпеки та експлуатаційної придатності.

Єврокод 2 стосується лише вимог міцності, експлуатаційної придатності, довговічності та вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

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. Частина 1-2 EN 1992 стосується тільки пасивних методів

вогнезахисту. Активні методи захисту не наведені. Частина 1-2 EN 1992 поширюється на залізобетонні конструкції, що мають виконувати конкретні функції під час пожежі:

- запобігання передчасного руйнування конструкції (несуча функція);
- обмеження поширення вогню (полум'я, гарячих газів, надлишкового нагрівання) за межі визначених зон (огороджувальна функція).

Частина 1-2 EN 1992 стосується конструкцій або частини конструктивної системи, що перебувають в межах дії EN 1992-1-1 та запроектовані відповідним чином, за винятком:

- конструкцій з зовнішньою попередньо напруженою арматурою;
- конструкцій оболонки.

Наведені в цій частині 1-2 EN 1992 методи застосовують для важкого бетону класу міцності до C90/C105 включно та для легкого бетону класу міцності до LC55/60. Додаткові та альтернативні методи визначення для класів міцності бетону вище C50/60 наведені в розділі 6 Єврокоду.

5.4. Різниця між принципами і правилами застосування

Як і всі Єврокоди, чотири документи, описані вище, проводять відмінність між принципами і правилами застосування. Принципами є ствердження і визначення загального характеру, що не мають альтернативи. Правилами є загальноприйняті способи виконання робіт, що впливають з принципів і відповідають їх вимогам. Допускається використовувати альтернативні варіанти правил застосування, однак у цьому випадку проектувальник повинен довести, що обраний ним альтернативний варіант відповідає вимогам принципів, принаймні, за ступенем надійності.

Правила застосування можна розглядати в якості розпорядчих керівництв, що забезпечують відповідність вимогам. Допускається, щоб

проектувальники розробляли рішення, засновані на цілеспрямованому підході і які відповідають функціональним вимогам, але ці альтернативні варіанти повинні бути, принаймні, такими ж надійними, як і розпорядчі рішення. Правила, викладені в діючих національних нормах і правилах у багатьох випадках відповідають вимогам принципів, зазначених у Єврокодах.

5.5. Національні додатки та національно зумовлені параметри

Національні стандарти, що реалізують Єврокоди, містять повний текст Єврокодів (включаючи всі технічні доповнення) відповідно з тим, як вони були опубліковані Європейським комітетом по стандартизації. Перед текстом самого Єврокоду розташовані національна титульна сторінка і національний вступ, за яким слідує національні додатки. Національні додатки містять тільки інформацію за тими параметрами, які залишені відкритими в Єврокодах для того, щоб їх можна було вибрати на національному рівні. Ці параметри відомі як національно визначальні параметри. Вони будуть застосовуватися для проектування будівель і виконання будівельних робіт у країні, яка їх запровадила.

Питання для самоконтролю

1. Єврокоди.
2. Частини Єврокодів.
3. Імплементация Єврокодів.
4. Національні стандарти, які гармонізовані з Єврокодами.
5. Проектування протипожежного вогнезахисту будівель та споруд.
6. Відмінність Єврокодів в проектуванні вогнезахисту будівель та споруд.
7. Галузі застосування Єврокодів 1, 2, 3, 4.
8. Принципи і правила наведені в Єврокодах.

Розділ 6

МЕТОДИ ПРОЕКТУВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ

1. Вступ до проектування вогнезахисту.
2. Проектування вогнестійкості залізобетонних конструкцій по EN 1992-1-2.
3. Проектування вогнестійкості сталевих конструкцій за EN 1993-1-2.
4. Проектування вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій за EN 1994-1-2.
5. Проектування вогнестійкості на основі результатів випробувань.

6.1 Вступ до проектування вогнезахисту

Єврокоди надають проектувальникам цілий ряд варіантів, починаючи з розпорядчих правил, що ґрунтуються на стандартних межах вогнестійкості, та використанні табличних даних, і закінчуючи правилами розрахунку, що опираються на дані впливу реальної пожежі і поведінку будівлі в цілому. Вибір кожного із зазначених методів залежить від конкретної форми конструкції, від вивченості властивостей матеріалів під впливом пожежі та наявності належним чином обґрунтованих методів проектування.

Повна аналітична методика розрахунку на вогнестійкість має враховувати роботу конструктивної системи за підвищених температур, можливий вплив тепла та сприятливі впливи активних і пасивних систем вогнезахисту, а також невизначеності, що пов'язані з цими трьома властивостями, та відповідальність конструктивної системи (наслідки руйнування) [10].

На даний час можливо застосовувати методику для встановлення дійсної роботи конструкції, що включає деякі, якщо не всі з цих параметрів, та довести, що конструктивна система або її частини відтворюватиме дійсну

роботу при реальній пожежі у будівлі. Однак, якщо методика ґрунтується на номінальному (стандартному) температурному режимі, то класифікація, що передбачає визначені межі вогнестійкості, враховує (приблизно) вищенаведені властивості та невизначеності.

Порядок застосування методики розрахунку приведено на рисунку 6.1.

Розрізняють визначені підходи та підходи засновані на роботі конструкцій. Визначені підходи використовують номінальний температурний режим для генерування теплових впливів. Підхід заснований на роботі конструкцій, що використовує інженерно-технічне забезпечення пожежної безпеки, стосується теплових впливів, що залежать від фізичних і хімічних параметрів.

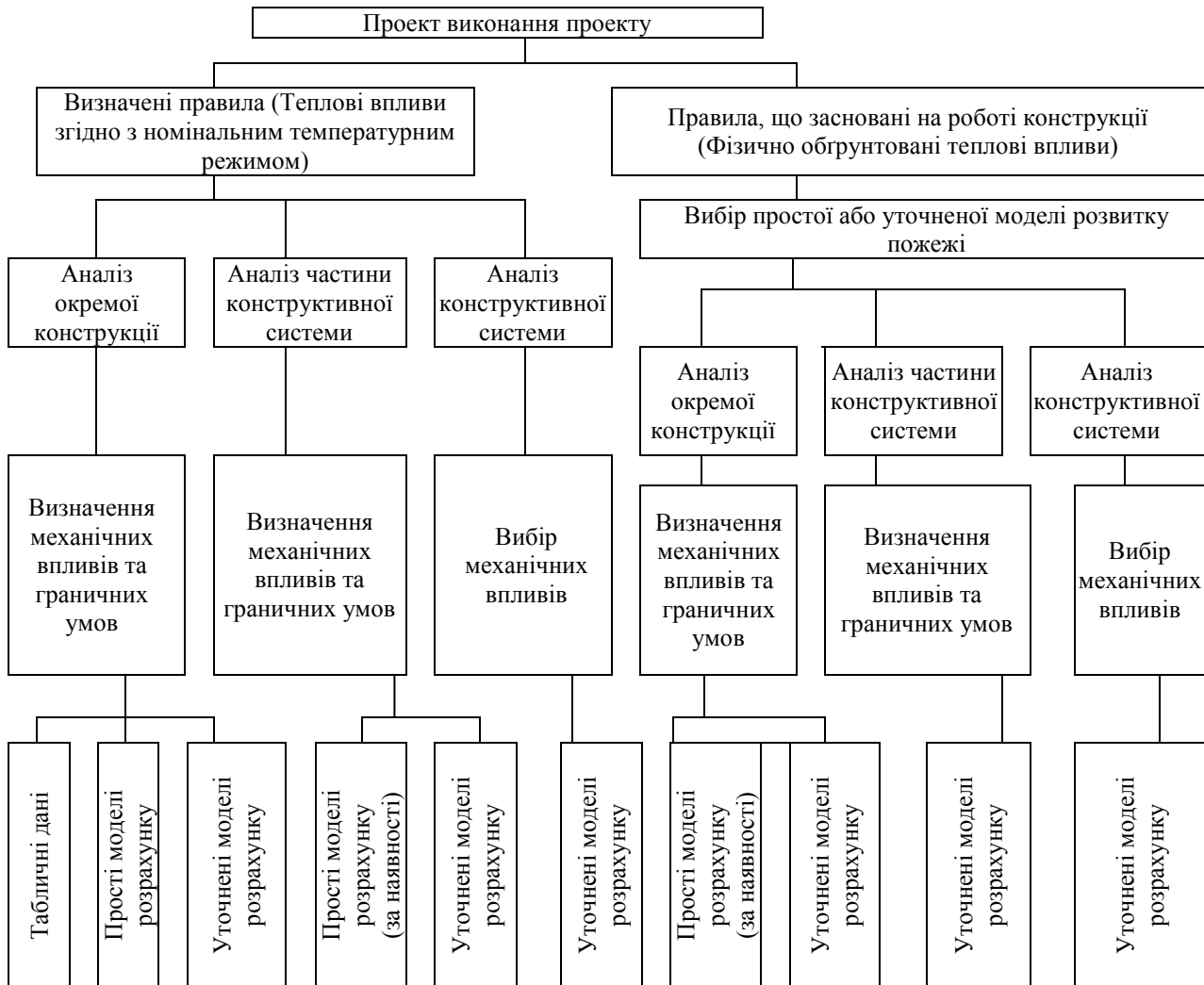


Рисунок 6.1 – Загальний вигляд методики розрахунку на вогнестійкість

У таблиці 6.1 узагальнюються всі альтернативні методи перевірки вогнестійкості залізобетонних конструкцій, що містяться в Єврокодах.

Ієрархічний порядок, з точки зору складності методів розрахунку, наступний: табличні дані, за якими йдуть методи спрощеного розрахунку і потім уточнені методи обчислень.

Для проектувальників табличні дані - це перший крок, який можна застосувати до переважної більшості конструкцій.

Спрощені методи розрахунків можуть застосовуватися для демонстрації експлуатаційних характеристик конструкцій, які перебувають в особливих умовах. Ці методи забезпечують істотну економію ресурсів за певних обставин.

Уточнені методи розрахунків (як правило, нелінійні кінцево-елементні моделі) можуть застосовуватися для розрахунку дуже складних конструкцій, коли положення національних нормативних документів незастосовні. Прикладами таких конструкцій можуть служити спортивні стадіони, виставкові зали та будівлі аеропортів.

Стандартна процедура проектування передбачає використання табличних даних з урахуванням певних меж вогнестійкості, що відносяться до стандартних випробувань на вогнестійкість. Найбільш значуща різниця в підходах полягає у відсутності обмеження використання тільки тієї частини матеріальних Єврокодів, які присвячені протипожежному проектуванню, але можливо, це тому, що це розходження більш яскраво виражено. Інформація, необхідна для проектування протипожежного захисту будівель і споруд, традиційно описувалася в одному стандарті на будівлі та споруди з певного типу будівельних матеріалів. Будівельні Єврокоди - це єдиний комплект проектно-конструкторських стандартів, призначених для застосування в цій якості.

Таблиця 6.1

Підсумкова таблиця щодо варіантів методів перевірки вогнестійкості

	Табличні дані	Спрощені методи розрахунку	Уточнені моделі розрахунку
Аналіз окремої конструкції Кожна конструкція розглядається окремо. Непрямі вогневі впливи не враховуються, за винятком тих, які є результатом перепаду температур.	ТАК - дані наведено тільки для стандартного температурного режиму; - дані можуть бути перероблені для інших температурних режимів пожежі.	ТАК - стандартний та параметричний температурні режими; - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму; - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовуються тільки для температурних режимів аналогічних стандартному.	ТАК - наведено тільки основні положення.
Аналіз частини конструктивної системи Враховуються непрямі вогневі впливи у вузлі, але не залежної від часу взаємодії з іншими частинами конструктивної системи.	НІ	ТАК - стандартний та параметричний температурні режими; - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму; - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовуються тільки для температурних режимів аналогічних стандартному.	ТАК - наведено тільки основні положення.
Загальний аналіз конструктивної системи Аналіз всієї конструктивної системи. Розглядаються непрямі вогневі впливи на всю конструктивну систему.	НІ	НІ	ТАК - наведено тільки основні положення.

Для проектування залізобетонних конструкцій, наприклад, з використанням табличних значень з національних стандартів, проектувальнику необхідно тільки звернутися до відповідного національного

стандарту на будівельні матеріали. Для аналогічного проектування відповідно до Єврокодів необхідно отримати часткові коефіцієнти, викладені в EN 1990, інформацію щодо навантажень, яка знаходиться в EN 1991-1, інформацію по теплофізичним і механічним даним, яка знаходиться в EN 1991-1-2, і, на закінчення, необхідно отримати дані про необхідні розміри елементів конструкції, що викладаються в Єврокоді EN 1992-1-2. Хоча методологія проектування пожежної безпеки, прийнята в Єврокодах, принципово відрізняється від методології, широко використовуваної в Великобританії, кінцевий результат, з точки зору розмірів елементів конструкції і товщини захисного шару бетону арматури, в багатьох випадках залишається аналогічним.

У частинах різних кодів, що відносяться до пожежної безпеки (EN 1992-1-2, EN 1993-1-2, EN 1994-1-2), вогнестійкість може бути визначена будь-яким із зазначених способів:

- за допомогою спрощених моделей розрахунку;
- за допомогою уточнених моделей розрахунку;
- за допомогою табличних даних.

Нормативні вимоги, в основному, визначені в національних нормативних документах, що ґрунтуються на призначенні будівлі (офіси, побутове призначення, торгівля тощо) і висоті конструкції. Процедура розрахунку відповідно до Єврокодів, визначає зв'язок між різними стандартами, необхідними для проектування , полягає в наступному:

- вибір відповідного сценарію моделі пожежі (EN 1991 -1 -2) ;
- визначення відповідної моделі пожежі (EN 1991-1-2) ;
- розрахунок зростання температури елементів конструкції (EN 1992 -1 -2, EN 1993-1-2, EN 1994-1-2);
- механічний розрахунок реакції конструкції (EN 1992 -1 -2, EN 1993-1-2, EN 1994-1-2);

Схематично ситуація показана на рис. 6.2.

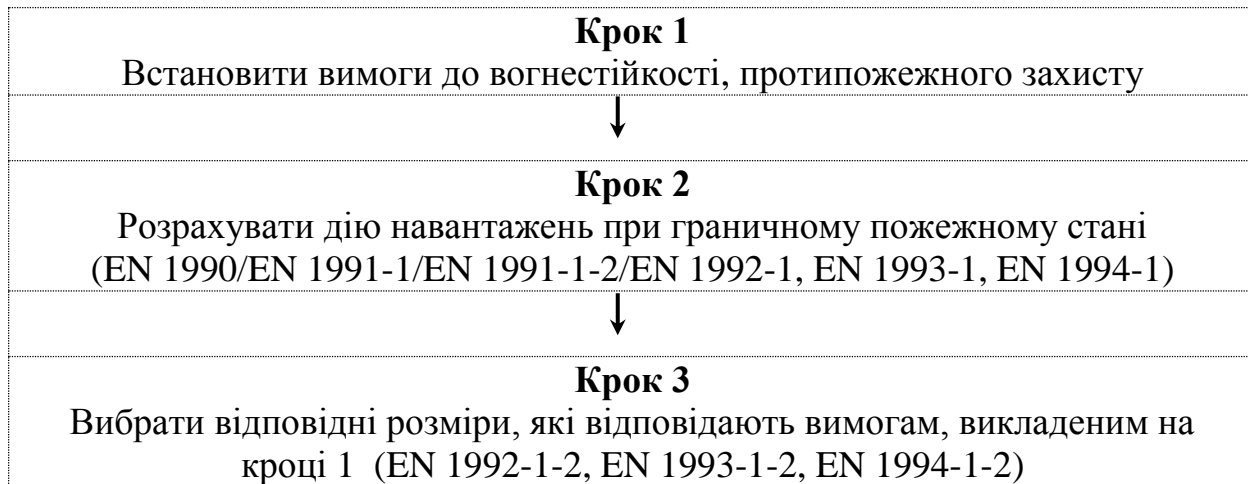


Рисунок 6.2 – Спрощена процедура проектування вогнестійкості конструкцій будівель і споруд

Найбільш значима відмінність цього підходу полягає в тому, що результат впливу навантажень як по відношенню до постійних, так і до тимчасових навантажень, і температурно-часового режиму, використовуваний для оцінки, міститься не в матеріальному Єврокодi, а у відповідному Єврокодi щодо навантажень та дій на конструкції.

У Єврокодах спрощені методики розрахунків разом з оцінкою відповідного навантаження на граничний пожежний стан засновані на показниках погіршення властивостей матеріалів під впливом підвищеної температури. Потім вогнестійкість обчислюється на основі понижуючих коефіцієнтів, що відповідають розрахунковому тепловому впливу, і порівнюється з навантаженнями, що діють на конструкцію під час пожежі.

В уточнених методиках розрахунку, як правило, використовуються складні кінцево-різницеві моделі, яких, в основному, немає у розпорядженні проектувальників.

Приведений поперечний переріз – поперечний переріз конструкції для розрахунку на вогнестійкість, що застосовується при використанні методу приведення поперечного перерізу. Його отримують шляхом виключення із

залишкового поперечного перерізу частин поперечного перерізу, опір та жорсткість яких дорівнюють нулю.

Критична температура нагрівання арматури – температура арматури, за якої очікується руйнування елемента під час пожежі (*граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R*), що відбувається за даного рівня напруження арматури.

Максимальний рівень напруження – рівень напруження, для заданої температури, за якого на діаграмі “напруження-деформація” для сталі відбувається перехід у пластичну стадію.

Противопожежна стіна – стіна, що розділяє відсіки (як правило споруди) і запроектована для забезпечення вогнестійкості та стійкості конструкцій, включаючи опір горизонтальному навантаженню, щоб під час пожежі та руйнуванні конструкцій з однієї сторони стіни, поширення вогню крізь стіну виключалося.

Частина конструктивної системи – окрема частина всієї конструктивної системи з відповідними граничними умовами та умовами спирання.

Вогнезахисні покриття – матеріали або сполучення матеріалів, що нанесені на конструкцію для підвищення вогнестійкості.

6.2 Проектування вогнестійкості залізобетонних конструкцій по EN 1992-1-2

Процедура проектування за Єврокодами залізобетонних конструкцій, що піддаються впливу пожежі, класифікується згідно з прийнятим методом проектування, який може бути представлений табличними даними, спрощеними моделями розрахунку або уточненими методами розрахунку. Варіанти, наявні в розпорядженні проектувальників, представлені в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2

Діапазон варіантів, що мають у розпорядженні проектувальників

Модель пожежі	Модель конструкції	Метод розрахунку
Теплові режими номінальної (стандартної) пожежі	Окремий елемент	Табличні дані
Розрахунок на основі стандартних кривих (еквівалентна тривалість пожежі)	З врахуванням стиків	Моделі спрощеного розрахунку
Спрощений розрахунок на основі характеристик відсіку (параметричний розрахунок)	Вся конструкція в цілому	Уточнені моделі розрахунку (нелінійні кінцево-різницеві моделі)
Уточнена модель розрахунку (розрахункова гідродинаміка)	-	-

Табличні дані представлені по залізобетонним колонам, стінам (як несучим, так і не несучим), балках (включаючи вільно оперті, нерозрізні, а також залізобетонні балки звичайні і попередньо напружені).

Методи спрощених розрахунків представлені разом з відповідними значеннями зниження міцності. Два методи спрощених розрахунків, а саме, метод ізотерми 500 °C і зонний метод, наведені у додатку В EN 1992-1-2.

Інструкції загального характеру дано за уточненими методами розрахунку для визначення температурного профілю та механічних характеристик матеріалів залізобетонних конструкцій.

6.3 Проектування вогнестійкості сталевих конструкцій за EN 1993-1-2

Процедура проектування за Єврокодами сталевих конструкцій, які піддаються впливу пожежі, класифікується згідно з типом розрахунків, що

виконуються. Розрахунок може бути зроблено для окремого елемента конструкції, частини конструкції або всієї конструкції в цілому. Варіанти, наявні в розпорядженні проектувальників, представлені в таблиці 6.3.

Таблиця 6.3

Альтернативні методи перевірки вогнестійкості згідно EN 1993-1-2

Розрахунок	Методи розрахунку		
	Табличні дані	Спрощені	Уточнені
1	2	3	4
Елемента конструкції Елемент конструкції вважається ізольованим. Непрямі впливи пожежі не враховуються, крім впливів, які викликані тепловими градієнтами	-	Стандартна пожежа і параметрична пожежа. Можна розрахувати температурні профілі для захищених та незахищених елементів конструкції	Національний додаток
Частин конструкції Враховуються непрямі впливи пожежі на підвuzлі, але не визначено температурно-часову взаємодію з іншими частинами конструкції	-	-	Те ж
Конструкції в цілому Аналіз всієї конструкції. Враховуються непрямі впливи пожежі по всій конструкції	-	-	Те ж

Методи спрощеного розрахунку даються для елементів, що працюють на розтяг, для елементів, що працюють на стиск, і для елементів, працюючих на згин. Перевірка може виконуватися як по відношенню до вогнестійкості, так і по відношенню до температури конструкцій.

6.4 Проектування вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій за EN 1994-1-2

Процедура проектування за Єврокодами сталезалізобетонних і бетонних конструкцій, що піддаються впливу пожежі, класифікується як за

типом виконуваного аналізу, так і за прийнятими правилами проектування. Варіанти, наявні в розпорядженні проектувальників, представлені в таблиці 6.4.

Табличні дані даються по сталезалізобетонних балках з частковим облицюванням і сталезалізобетонним колонам (включаючи повністю облицьовані сталеві профілі, частково облицьовані сталеві профілі і пустотні профілі, наповнені бетоном).

Спрощені моделі розрахунку представлені для сталезалізобетонних плит і сталезалізобетонних балок (включаючи гладкі сталеві балки і частково облицьовані сталеві балки), а також для сталезалізобетонних колон.

Інструкції загального характеру дано за уточненими моделям теплотехнічного та статичного розрахунку конструкції.

Таблиця 6.4

Альтернативні методи перевірки вогнестійкості згідно EN 1994-1-2

Розрахунок	Методи розрахунку		
	Табличні дані	Спрощені	Уточнені
Елемент конструкції Елемент конструкції вважається ізольованим. Непрямі впливи пожежі не враховуються, крім впливів, які викликані тепловими градієнтами	Тільки для стандартної пожежі	Тільки для стандартної пожежі. Стандартна пожежа і параметрична пожежа. Можна розрахувати температурні профілі для захищених та незахищених елементів конструкції	Тільки принципи
Частин конструкції Враховуються непрямі впливи пожежі на підвузлі, але не визначено температурно-часову взаємодію з іншими частинами конструкції	-	-	Те ж
Загальний аналіз конструкції Аналіз всієї конструкції. Враховуються непрямі впливи пожежі по всій конструкції	-	-	Те ж

6.5 Проектування вогнестійкості на основі результатів випробувань

Для всіх будівельних матеріалів, розглянутих у цьому довіднику, проектування протипожежного захисту будівель і споруд може ґрунтуватися на результатах випробувань на вогнестійкість (рис. 6.2), що є альтернативою до проектування на основі обчислень. Проектування може також ґрунтуватися на поєднанні результатів випробувань і чисельних розрахунків.



Рисунок 6.2 – Випробування на вогнестійкість

Питання для самоконтролю

1. Підходи до проектування вогнезахисту.
2. Методика розрахунку на вогнестійкість.
3. Методи перевірки вогнестійкості будівельних конструкцій, що містяться в Єврокодах.
4. Процедура розрахунку вогнестійкості відповідно до Єврокодів.
5. Проектування вогнестійкості залізобетонних конструкцій по EN 1992-1-2.
6. Проектування вогнестійкості сталевих конструкцій по EN 1993-1-2.

7. Проектування вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій по EN 1994-1-2.
8. Проектування вогнестійкості на основі результатів випробувань.

Розділ 7

РЕЖИМИ ПОЖЕЖ

1. Розрахункові пожежі. Вступ.
2. Загальні правила розрахунку температури середовища при пожежі.
3. Номінальні режими пожежі.
 - 3.1 Режим стандартної пожежі.
 - 3.2 Режим зовнішньої пожежі.
 - 3.3 Режим вуглеводневої пожежі.
4. Еквівалентна тривалість впливу пожежі.
5. Параметричні температурні режими пожежі.
6. Розрахунок температури зовнішніх елементів конструкції при пожежі.
7. Уточнені моделі пожеж.
8. Температура елементів конструкцій.

7.1. Розрахункові пожежі. Вступ

Перший етап проектування протипожежного захисту будівель і споруд полягає у встановленні відповідного сценарію розвитку пожежі. Зазвичай на цьому етапі розглядається виникнення пожежі в різних відсіках будівлі для визначення найбільш придатних проектних ситуацій. Вибір розрахункового сценарію розвитку пожежі передбачає вибір розрахункової пожежі. Визначення значень теплових впливів, застосовуваних у подальшому розрахунку конструкцій, може бути отримано або через розпорядчий підхід, який ґрунтується на даних стандартних методів випробувань, або через розгляд фізичних параметрів, характерних для певної будівлі. Перший зі згаданих підходів узгоджується з діючими розпорядчими методами, використовуваними багатьма проектувальниками. Другий зі згаданих методів проектування передбачає застосування розрахунків і принципово відрізняється від традиційних методів проектування протипожежного

захисту. Існують, по суті, чотири рівня або моделі, що можуть використовуватися для визначення пожежного впливу. Всі вони викладені в табл. 7.1 в порядку підвищення складності, на підставі матриці, наданої Віттевіном (Witteveen) [10].

В даний час використання моделей 3-го і 4-го рівнів складності обмежено дослідницькими проектами і складними або інноваційними конструкціями. Введення Єврокодів надасть можливість проектувати величезну кількість будівель згідно з розрахунковими правилами, викладеними у стандартах. Контролюючі органи все більше і більше відходять від розпорядчих підходів, схилившись до функціональної методології, відповідно з якою проектувальнику говориться, який результат необхідно отримати, а не як демонструвати відповідність функціональним вимогам. Така свобода вибору надає проектувальнику цілий діапазон варіантів, включаючи використання розрахункових методик.

Таблиця 7.1

Методи оцінки теплового впливу

Рівень детальності оцінки	Модель теплового впливу	Опис
1	Н1	Вплив стандартної пожежі - випробування або табличні дані
2	Н2	Еквівалентна тривалість пожежі - встановлює зв'язок між силою (вагою) пожежі у відсіку і еквівалентною тривалістю пожежі в стандартній печі
3	Н3	Параметричний вплив - застосовуються фізичні характеристики пожежного відсіку в якості вхідних параметрів
4	Н4	Уточнені методи - зонні або польові моделі, які використовуються для опису відклику відсіку в цілому на пожежу з необхідною тривалістю

7.2 Загальні правила розрахунку температури середовища при пожежі

Значення теплових впливів, використовувани в подальших розрахунках, можуть бути або номінальними, отриманими зі спрощених розрахунків, або з уточнених методів розрахунку. Вибір відповідного сценарію розрахункової пожежі повинен ґрунтуватися на оцінці ризиків з урахуванням можливих джерел загоряння та існуючих способів виявлення (гасіння) пожежі. Розрахункова пожежа повинна застосовуватися тільки до одного протипожежного відсіку одноразово (за один раз). Номінальні пожежі є умовними , формальними , існуючими тільки на папері або в аналітичній, або комп'ютерній моделі - на відміну від реальних, які відбуваються на практиці. Підкреслення протиставлення «номінальний - реальний » необхідно для більш точного розуміння проектувальниками різниці між виконанням правил проектування на основі номінальних (встановлених до інженерної або наукової практики) моделей та реальної здатності конструкції забезпечити безпеку будівлі або споруди в реальних умовах.

7.3. Номінальні режими пожежі

Номінальні режими пожежі є простим способом оцінки вогнестійкості будівельних матеріалів та елементів конструкції в тій мірі, в якій їх теплові і механічні навантаження будуть встановлені для заданих умов навантаження і обпирання. Але теоретично відображаючи пожежу в будівлі, ці стандартні криві (залежності температури навколишнього середовища від часу) зовсім не враховують будь-яких фізичних факторів її розповсюдження та подальшого розвитку. Номінальні криві (режими пожежі), викладені в EN 1991-1-2 , описані нижче.

7.3.1 . Режим стандартної пожежі

Для стандартного температурного режиму конструкції мають відповідати граничним станам з вогнестійкості R, E та I таким чином:

- огорожувальні: 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 (механічний опір);
- огорожувальні та несучі: граничні стани з вогнестійкості R, E та, якщо вимагається, I.

Граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R вважається забезпеченим, якщо забезпечена несуча здатність протягом потрібного часу під час вогневого впливу.

Граничним станом за ознакою втрати теплоізолювальної здатності I є перевищення середньої температури на необігрівасій поверхні над початковою середньою температурою цієї поверхні на 140 K або перевищення температури в довільній точці необігрівасої поверхні над початковою температурою в цій точці на 180 K.

За температурного режиму зовнішньої пожежі застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «ef».

За температурного режиму вуглеводневої пожежі застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «HC».

Стандартні криві пожежі ефективно застосовуються протягом багатьох років для визначення відносних експлуатаційних характеристик будівельних

матеріалів. Співвідношення температура-час для стандартної пожежі описано нижче; воно встановлено в EN 1363 [10]:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1), \quad (7.1)$$

де Θ - температура газу в пожежному відсіку, °С; t - час, хв.

Один критичний недолік цієї та інших номінальних кривих полягає у тому, що відсутня спадна гілка, тобто немає фази охолодження. Результати великомасштабних експериментів [10] показали, що наявність фази охолодження може стати дуже важливим фактором у відношенні експлуатаційних характеристик конструкцій, зокрема там, де є значні температурні обмеження. Це стандартне відношення є основою складання табличних даних для стандартів, що розглядають конструкції із сталі, бетону і сталезалізобетонних матеріалів. Багато з методів проектування, викладених у європейських технічних умовах, обмежені вибором моделі пожежі аналогічної стандартній кривій, оскільки відсутня достатня інформація по тепловим і конструкційним експлуатаційним характеристикам елементів і конструкцій в цілому, що піддаються впливу пожежі.

7.3.2. Режим зовнішньої пожежі

Модель зовнішньої пожежі застосовується до елементів конструкції фасаду, що є зовнішніми щодо основної конструкції.

Температурно-часова крива зовнішньої пожежі представлена формулою:

$$\Theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (7.2)$$

де Θ - температура газу в пожежному відсіку, °С; t - час, хв.

7.3.3. Режим вуглеводневої пожежі

У ситуаціях, коли нафтопродукти або пластмаси складають значну частину пожежного навантаження, температура зростає дуже швидко через

високе значення теплотворної здатності цих матеріалів. Тому для таких випадків була розроблена альтернативна температурно-часова крива, представлена у вигляді:

$$\Theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (7.3)$$

де Θ - температура газу в пожежному відсіку, °C; t - час, хв.

Всі три номінальні криві пожежі, визначені в Єврокодах, показані на рис. 7.1 разом з типовим тепловим впливом реальної пожежі, що складається з фази виникнення, фази росту, фази усталеного стану і фази загасання. Для спеціальних випадків, наприклад такого, як оцінка вогнезахисного облицювання тунелів, застосовується цілий ряд інших нормативних кривих. Ці криві не включені в європейські стандарти.

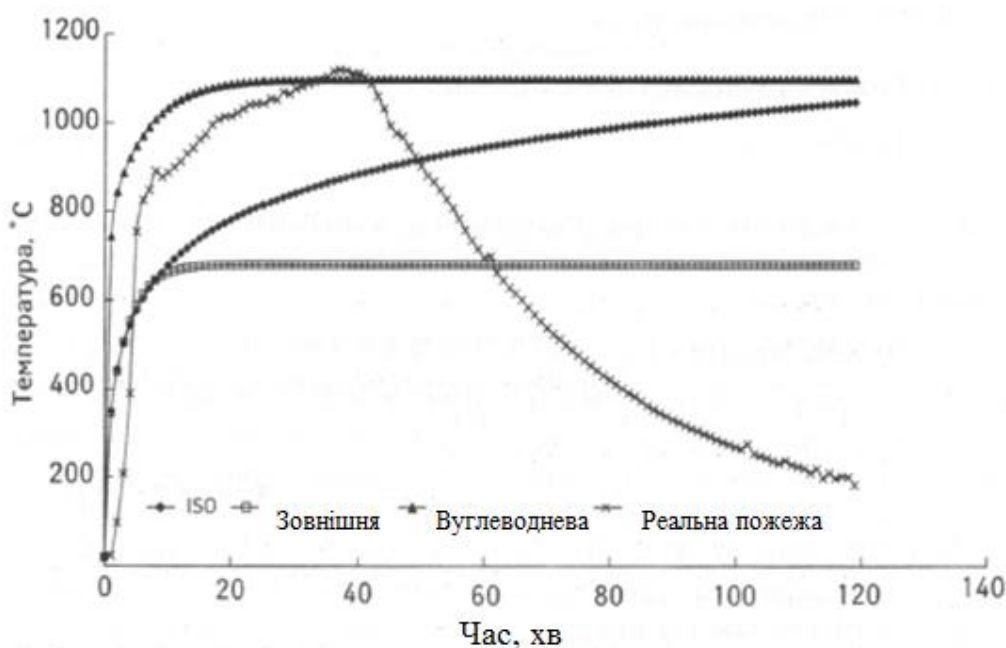


Рисунок 7.1 - Номінальні режими пожежі: порівняння з результатами випробувань вогнестійкості при реальній пожежі

7.4 . Еквівалентна тривалість впливу пожежі

Єврокод EN 1991-1-2 містить методику визначення вогнестійкості для проектування, заснованого на врахуванні фізичних характеристик пожежного

відсіку. Вона фактично є компромісом між номінальними кривими і поведінкою відсіку при реальній пожежі. Цей метод встановлює зв'язок між силою (вагою) реальної пожежі у відсіку та еквівалентною тривалістю пожежі в стандартній експериментальній печі.

Вхідними параметрами, що мають пряме відношення до даного випадку, є: кількість пожежного навантаження, розмір відсіку (площа підлоги і висота), теплофізичні властивості облицювання відсіку і умови руху повітря (вентилявання).

Формула в Єврокодi (ґрунтується на щільності пожежного навантаження, пов'язаного з площею) представлена нижче:

$$t_{e,d} = (q_{f,d} k_b w_t) k_c, \quad (7.4)$$

де

$t_{e,d}$ - еквівалентна тривалість пожежі для проектування, хв;

$q_{f,d}$ - щільність пожежного навантаження для розрахункової пожежі, МДж/м²;

k_b - поправочний коефіцієнт, що залежить від теплофізичних властивостей вогнезахисного облицювання;

w_t - коефіцієнт вентилявання;

k_c - поправочний коефіцієнт, що залежить від типу матеріалу.

Примітка. Для незахищеної сталі і залізобетону $k_c=1,0$; якщо детальна оцінка теплових властивостей не виконана, коефіцієнт $k_c=0.09$ (значення, приведені в національному додатку).

Коефіцієнт вентилявання при відсутності горизонтальних прорізів (слухових вікон) у відсіку обчислюється таким чином:

$$w_f = (6/H)^{0,3} [0,62 + 90(0,4 - \alpha_V)^4], \quad (7.5)$$

де H - висота протипожежного відсіку, м;

$\alpha_V = \frac{A_V}{A_f}$; показники вентилявання і площа підлоги, відповідно, м².

У ході перевірки необхідно переконатися в тому, що значення вогнестійкості елемента конструкції перевершує значення еквівалентної тривалості пожежі. Метод еквівалентної тривалості пожежі проілюстрований на рис. 7.2 з посиланням на значення максимальної температури елемента конструкції і часу, необхідного для отримання цим елементом температури, що дорівнює температурі, отриманої цим елементом в ході стандартного випробування в печі.

Цей метод ілюструється на навчальному прикладі.

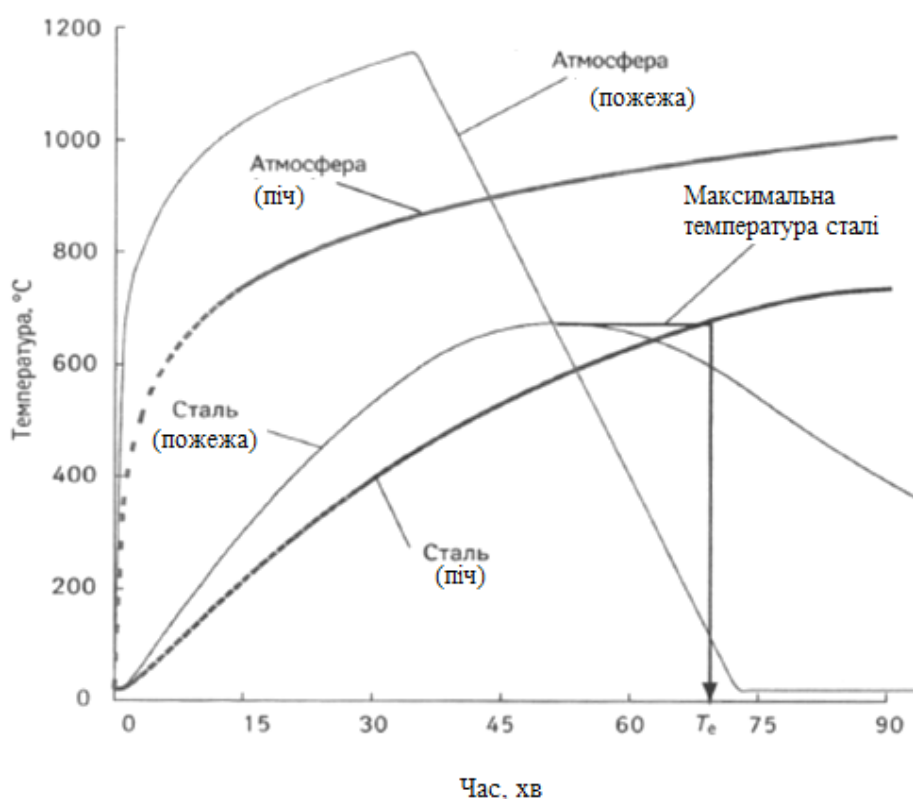


Рисунок 7.2 - Концепція еквівалентної тривалості пожежі на прикладі сталюого елемента конструкції, представлена доктором Б.Кірбі (B.Kirby)

Приклад 7.1. Розрахунок за методикою еквівалентної тривалості пожежі

Розрахувати відповідний період вогнестійкості захищеної сталевий балки, встановленої в невеликому приміщенні, з обмежувачими вогнестійкими площинами (підлога і стіни відсіку).

Розглянемо невеликий протипожежний відсік в межах офісної будівлі.
Розрахункові параметри приведені в табл. 7.2-7.5.

Таблиця 7.2

Геометричні дані

Параметри	Розміри
Площа підлоги A_f , м ²	36 (6м x 6м)
Площа, що вентилується A_V , м ²	7,2 (3,6м ширина x 2м висота)
Висота вентиляційного отвору h , м	2
Висота відсіку H , м	4

Таблиця 7.3

Теплові дані матеріалу

Елемент	Матеріал	Теплова інерція b , Дж/(м ² ·с ^{1/2} ·К)	Площа, м ²
Покрівля	Бетон	2280	36
Те ж	Гіпсокартон	520	36
Стіни	Те ж	520	76,8

Таблиця 7.4

Коефіцієнт k_b для розрахунку теплофізичних властивостей облицювання відсіку

Теплофізичні властивості	Дані
$b = (\rho c \lambda)^{1/2}$, Дж/(м ² ·с ^{1/2} ·К)	k_b (хв·м ² /МДж)
$b > 2500$	0.04
$720 \leq b \leq 2500$	0.055
$b < 720$	0.07

Таблиця 7.5

Характеристики густини пожежних навантажень

Тип будівлі	Характерні густини пожежних навантажень $q_{f,k}$ МДж/м ² , - квантиль 80%
Жилі будівлі	948
Лікарні	280
Готелі	377
Офісні будівлі	511
Шкільні приміщення	347

Для прикладу з рішенням використовуємо відповідні значення для Великобританії:

щільність питомого пожежного навантаження $q_{f,k} = q_{f,k} = 570$ (МДж/м²);

коефіцієнт вентилявання $w_t = 0,863$ ($\alpha_V = 0,2$);

коефіцієнт для врахування теплових властивостей $k_b = 0,07$ ($b=945$ Дж/(м²·с^{1/2} К));

коефіцієнт, що враховує властивості будівельного матеріалу, $k_c=1,0$ (захищена сталева балка).

Далі з рівняння (7.4) отримуємо $t_{e,d} = 570 \cdot 0,863 \cdot 0,07 = 34$ хв.

Тому період часу, рівний 60 хв, буде достатнім для протипожежного захисту.

7.5. Параметричні температурні режими пожежі

Поряд з методом еквівалентної тривалості пожежі параметричні температурно-часові криві для опису пожежі являють собою приклад спрощеного методу визначення температурного режиму атмосфери всередині відсіку. Даний підхід удосконалився (в області свого застосування) в ході послідовної підготовки частин Єврокоду 1, присвячених пожежній безпеці.

Базове формулювання, проте, залишалося значною мірою незмінним. Воно ґрунтується на роботі Вікстрема (Wickstrom) [10]. Параметричний підхід забезпечує швидку і легку оцінку температури газу у відсіку, яка ідеально підходить для розрахунків з використанням сучасних електронних таблиць. Цей підхід інтенсивно обґрунтовувався протягом багатьох років. Він застосовується тільки до фази пожежі, наступної за фазою її об'ємного займання, яка набуває особливої важливості при розрахунках конструкції. При використанні параметричного підходу розподіл температури у відсіку передбачається однорідним.

Нижче наведена основна формула додатку А до EN 1991-1-2:

$$\Theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}), \quad (7.6)$$

де Θ - температура газу в пожежному відсіку, °С;

$t^* = t\Gamma$, год;

t - час, год;

$\Gamma = [O/b]^2 / (0.04/1160)^2$;

$b = (\rho c \lambda)^{1/2}$, Дж/(м²·с^{1/2}·К);

O - коефіцієнт прорізів ($A_V \sqrt{h/A_t}$), м^{1/2};

A_V - площа вертикальних прорізів, м²;

h - висота вертикальних прорізів, м;

A_t - загальна площа приміщення, м²;

ρ - щільність огорожуючої конструкції, кг/м³;

c - питома теплоємність огорожуючої конструкції, Дж/(кг·К);

λ - теплопровідність огорожуючої конструкції, Вт/(м·К);

Передбачається, що температура в будь-якому заданому відсіку змінюється як проста експоненціальна функція модифікованого (або параметричного) часу, що залежить від зміни умов повітрообміну в приміщенні і властивостей вогнезахисного облицювання відсіку. Значення 0.04 і 1160 відносяться до коефіцієнта прорізу і до теплофізичних властивостей відсіку. Вони використовуються для розробки методу.

Параметричний розрахунок з використанням аналогічних значень відповідає температурно-часовому режиму, дуже схожому на криву стандартної пожежі. В даний час цей метод може використовуватися для більшості типів будівель.

Дана методика розрахунку забезпечує інженерів даними по швидкості росту температури, що змінюється протягом часу. Для розрахунку тривалості пожежі необхідно розглянути відношення між пожежним навантаженням і площею отворів. Момент часу t_{\max} , коли температура досягає максимуму у фазі нагріву, задається формулою:

$$t_{\max} = \text{maximum з } 0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / 0 \text{ або } t_{\text{lim}}, \quad (7.7)$$

где $q_{t,d}$ - розрахункове значення щільності пожежного навантаження, яке відноситься до загальної площі поверхні відсіку; значення $q_{t,d}$ повинно знаходитися в діапазоні 50-1000 Дж/м², а t_{lim} - це мінімальне значення часу впливу пожежі, засноване на повільній, середній або швидкій швидкості його розвитку. Для офісних приміщень середня швидкість розвитку пожежі повинна відповідати значенню t_{lim} , рівному 20 хв.

Для найбільш поширених на практиці сполучень пожежного навантаження, геометрії відсіку і коефіцієнта прорізів значення t_{\max} повинно перевищувати 20- хвилинну межу. Температурно-часові криві фази зниження температури пожежі задаються наступними співвідношеннями:

$$\Theta_g = \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^*) \quad \text{для } t_{\max}^* \leq 0,5; \quad (7.8a)$$

$$\Theta_g = \theta_{\max} - 250(3 - t_{\max}^*)(t^* - t_{\max}^*) \quad \text{для } t_{\max}^* < 2; \quad (7.8б)$$

$$\Theta_g = \theta_{\max} - 250(t^* - t_{\max}^*) \quad \text{для } t_{\max}^* \geq 2; \quad (7.8в)$$

У прикладі 7.2 дано параметричний розрахунок для типового офісного відсіку, а на рис 7.3 зображена розрахункова температурно-часова крива впливу пожежі і дано результати випробувань, які показують точність цього методу.

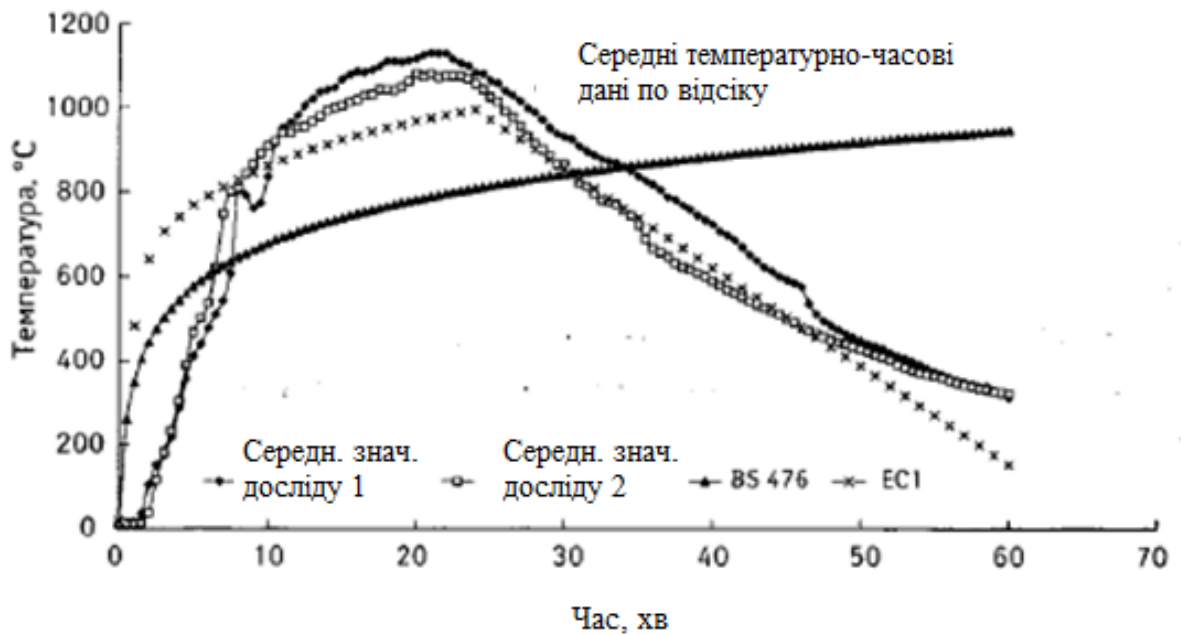


Рисунок 7.3 - Порівняння результатів параметричних розрахунків з результатами експериментів

Приклад 7.2. Параметричний розрахунок

Площа стандартного протипожежного відсіку в офісній будівлі становить 6 м х 6 м, а висота від підлоги до стелі - 3,4 м. Мається один віконний отвір на передній стінці шириною 3,6 м і висотою 2 м. У табл. 7.6 наведені геометричні розміри, необхідні для розрахунку температурно-часових характеристик відсіку.

Таблиця 7.6

Геометричні параметри для параметричного розрахунку

Параметри	Розміри
Площа підлоги $A_f, \text{м}^2$	36 (6 м х 6 м)
Вентилюєма площа, $A_v, \text{м}^2$	7.2 (3,6 м ширина х 2 м висота)
Загальна площа огорожуючих конструкцій (включаючи віконні прорізи), м^2	153,6 [(2х6х6)+(4х3,4х6)]
Висота вентиляційних прорізів $h, \text{м}$	2
Коефіцієнт прорізів $O=(A_v\sqrt{h/A_t}), \text{м}^{1/2}$	0.066

Стіни і підлога облицьовані гіпсокартонними плитами, а стеля виконана зі збірних залізобетонних панелей. У табл. 7.7 приведені необхідні для розрахунку температурно-часових характеристик відсіку властивості матеріалів.

Значення b , використовуване для розрахунку, - це середньозважена величина, де $b = \sum(b_j A_j / A_j)$. У даному прикладі значення b , яке повинно використовуватися в розрахунку, рівне $945 \text{ Дж} / (\text{м}^2 \cdot \text{с}^{1/2} \cdot \text{К})$.

Таблиця 7.7

Теплові параметри для параметричного розрахунку

Елемент	Матеріал	Теплова інерція b , Дж/($\text{м}^2 \cdot \text{с}^{1/2} \cdot \text{К}$)	Площа, м^2
Покрівля	Бетон	2280	36
Теж	Гіпсокартон	520	36
Стіни	Теж	520	76,8

У Єврокодах не дається інформація по теплових властивостях найбільш вживаних будівельних матеріалів. Деяка інформація дається в літературі, і теплові властивості широко використовуваних будівельних матеріалів наведено в табл. 7.8. Відмінності в значеннях b вказують на розкид параметрів можливо аналогічних матеріалів. Очевидно, що в цьому питанні необхідно мати більше інформації. Де це можливо, проектувальникам для виконання розрахунків слід звертатися до виробників для отримання точних даних за властивостями матеріалів.

Зазвичай за величину характерної щільності пожежного навантаження приймається 80%-ний квантиль, наведений в Єврокодi. У цьому випадку використовується щільність питомого пожежного навантаження, що дорівнює $570 \text{ МДж}/\text{м}^2$.

Таблиця 7.8

Теплофізичні властивості широко використовуваних будівельних матеріалів

Матеріал	Теплова інерція b , Дж/($\text{м}^2 \cdot \text{с}^{1/2} \cdot \text{К}$)
Звичайний бетон	2034,7 (2280)
Легкий бетон	1122,5 (840)
Будівельна сталь	13422,3 (15000)
Силікатна плита	151,8
Деревина	223,8 (600)
Цегла	1521,5 (1200)

Значення щільності пожежних навантажень наведені в Єврокодi EN 1991-1-2 i стандартi Великобританiї, а також у «Керiвництвi з проектування ...» Мiжнародноi Ради з дослiджень та iнновацiй для будiвель i споруд. У табл. 7.9 наводиться вiдповiдна iнформацiя. Основнi показники взято з Єврокодiв, а цифри, зазначенi в дужках, - з Стандарту Великобританiї. Вихiдну iнформацiю по щiльностi навантажень можна знайти в Керiвництвi з проектування Мiжнародноi Ради з дослiджень та iнновацiй для будiвель i споруд. При цьому слiд вiдзначити великий розкид значень, що залежить вiд краiни та типу будiвлi. Нормативнi значення не завжди узгоджуються один з одним. У деяких випадках таких, наприклад, як характернi значення для житлових примiщень, наведенi в Єврокодах i стандартах Великобританiї, даються дуже суперечливi данi. Для приведення у вiдповiднiсть один з одним цих важливих розрахункових параметрiв потрiбна додаткова робота.

З такими вхiдними значеннями рiвняння (7.6) i (7.7) використовуються для розрахунку температурно-часової реакцiї вiдсiку на вплив пожежi та очiкуваного часу пожежi. У цьому випадку параметричне рiвняння передбачає величину максимальної температури рiвноi 995°C, а час досягнення максимальної температури - 24 хв. Прогнозована реакцiя на

вплив пожежі показана на рис. 7.3, де вона порівнюється зі значеннями, вимірними в ході двох реальних пожеж.

Таблиця 7.9

Щільності пожежних навантажень

Тип будівлі	Характерні значення питомих пожежних навантажень, МДж/м ² - квантиль 80%
Житлові будівлі	948 (400)
Лікарні	280 (350)
Готелі	377 (400)
Офісні будівлі	511 (570)
Шкільні приміщення	347 (360)

7.6. Розрахунок температури зовнішніх елементів конструкції при пожежі

Зовнішні елементи конструкції можуть піддаватися впливу пожежі за допомогою полум'я та тепла, випромінюваного через прорізи будівлі. У Додатку В Єврокоду EN 1991-1-2 представлена методика розрахунку визначення теплових впливів на зовнішні елементи, заснована на роботі, виконаній Ло (Law) [10].

Ця методика передбачає розрахунок максимальної температури відсіку, розміру і температури вогневого шлейфу, що виходить з прорізів, а також параметрів процесу перенесення тепла шляхом випромінювання і конвекції.

7.7. Уточнені моделі пожеж

За деяких обставин виникає необхідність не обмежуватися даними по впливам номінальної пожежі або спрощеними методами розрахунку. Уточнені методи розрахунку, що включають зонні моделі пожежі, які

засновані на вирішенні рівнянь збереження маси і енергії, або більш складні моделі розрахункової гідродинаміки, можуть використовуватися для отримання інформації, яка базується на розрахунку термодинамічних і аеродинамічних змінних, що відносяться до різних точок розрахункової області. Зазначені моделі ефективно використовувалися протягом багатьох років для моделювання руху диму та токсичних газів, а зараз область їх застосування розширюється на моделювання температурних умов середовища для конкретних сценаріїв розвитку пожеж після об'ємного займання. Такі уточнені моделі розрахунку, як правило, недоступні інженерам-будівельникам, які відповідають за проектування протипожежного захисту будівель. Вони, як правило, використовуються дослідними інститутами або консультантами з проектування засобів пожежної безпеки.

7.8 Температура елементів конструкцій

Розрахунок температури повітря всередині протипожежних відсіків представлений в попередніх пунктах, є першим кроком у процесі раціонального проектування протипожежного захисту будівель.

Наступний крок - визначити або шляхом розрахунків, або базуючись на опублікованих даних розподіл температур всередині конструктивних елементів будівлі.

Температурний профіль залізобетонних елементів конструкцій.

В додатку А Єврокоду 2 наведені розрахункові температурні криві для плит (рисунок 7.5), балок (рисунки 7.6-7.13) та колон (рисунки 7.14-7.23). Рисунок 7.5 також застосовується для стін з одностороннім вогневим впливом.

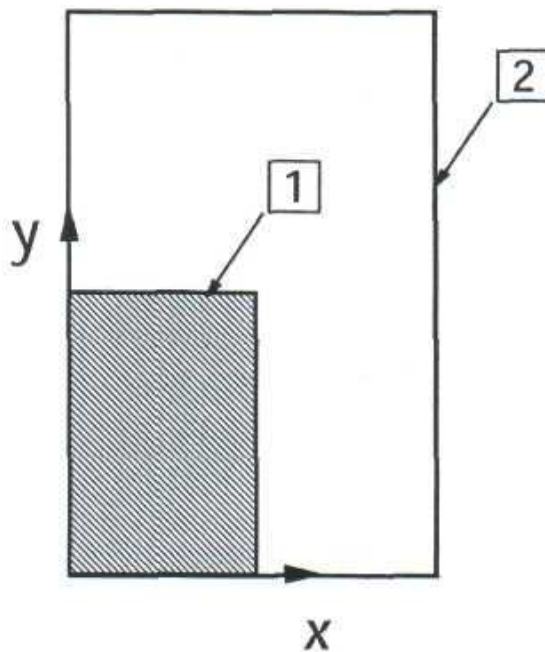
Розрахункові таблиці засновані на наступних припущеннях:

- питома теплоємність бетону відповідає питомій теплоємності бетону з 1,5%-вим вмістом вологи. Температурні номограми визначені для вологості більше 1,5 %;

- використовується нижня межа теплопровідності;
- ступінь чорноти бетонної поверхні - 0.7;
- коефіцієнт конвекції - 25;
- не відбувається розтріскування бетону при дії пожежі.

Примітка. Нижня межа теплопровідності виводиться з порівнянь температур, отриманих під час вогневих випробувань різних типів залізобетонних конструкцій; нижня межа дає більш достовірні значення температури бетонних конструкцій ніж верхня, яка виведена за результатами випробувань залізобетонних конструкцій.

Рисунок 7.4, показує як розташовані температурні криві в поперечному перерізі балок та колон, враховуючи симетрію.



- 1 – площа з температурними кривими
2 – повний поперечний переріз

Рисунок 7.4 – Площа поперечного перерізу, для якого наведені температурні криві

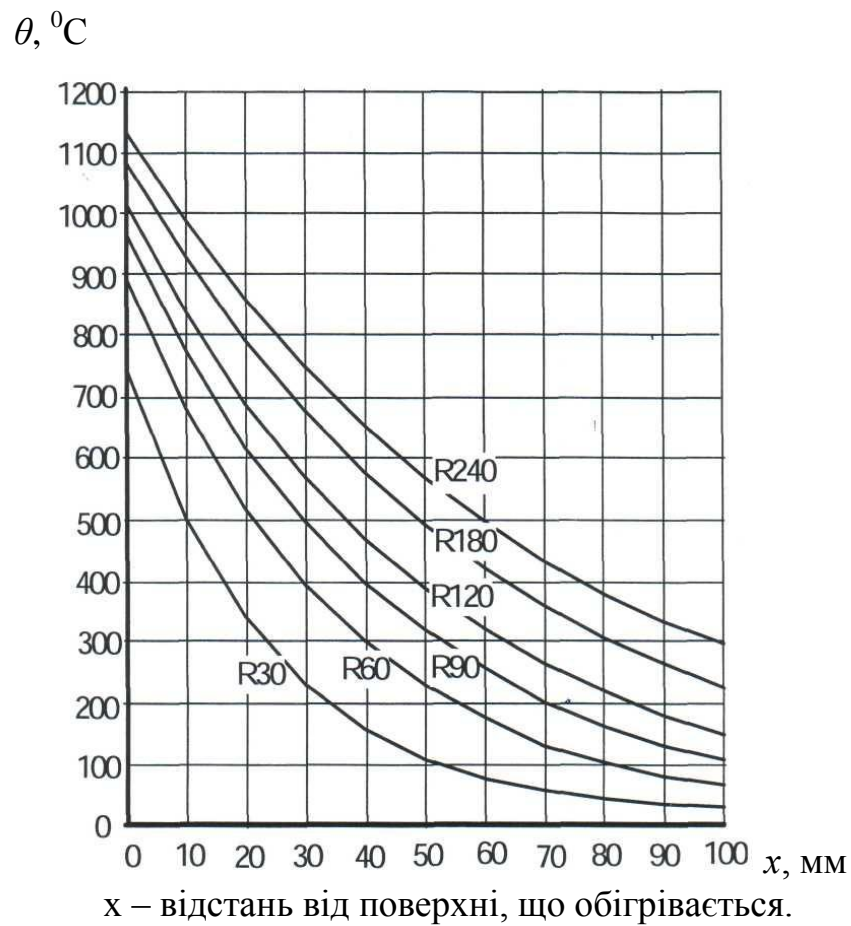


Рисунок 7.5 – Температурні криві плит (висота $h=200$ мм) для R60 – R240

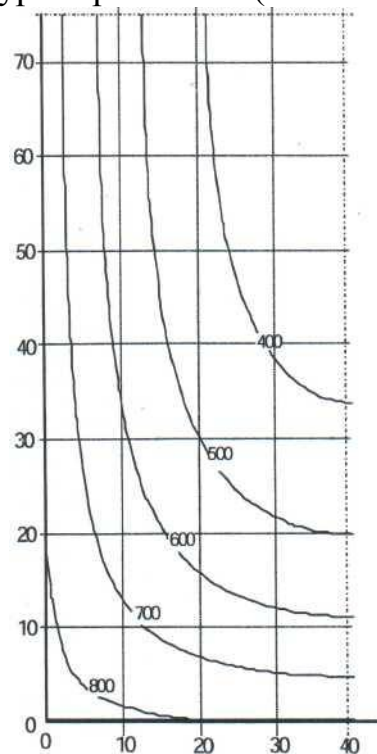


Рисунок 7.6 – Температурні криві балки $h \times b=150$ мм \times 80 мм – R30, $^\circ\text{C}$

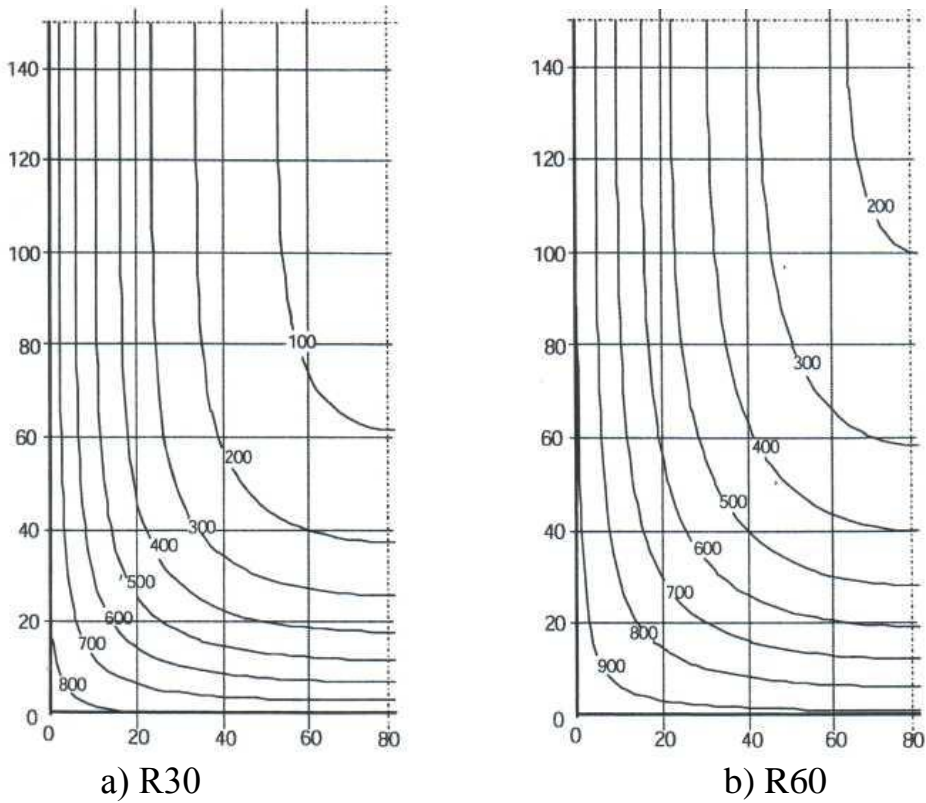


Рисунок 7.7 – Температурні криві балки $h \times b=300$ мм x 160 мм, °C

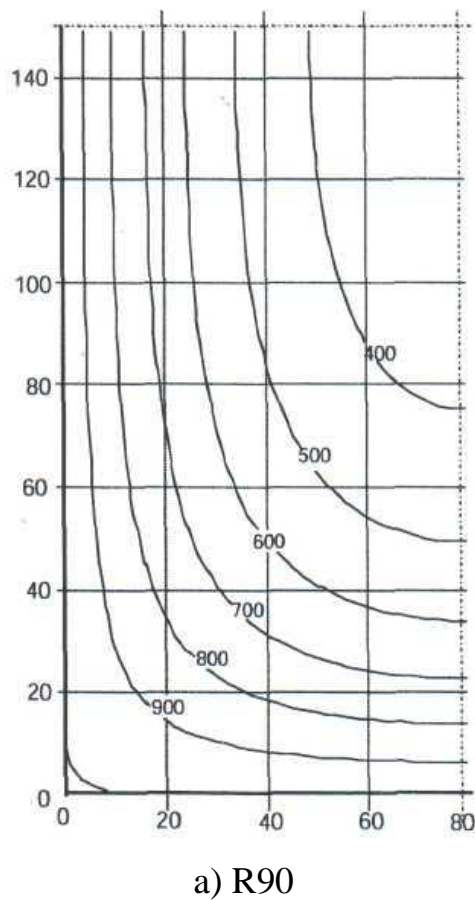


Рисунок 7.8 – Температурні криві балки $h \times b=300$ мм x 160 мм, °C

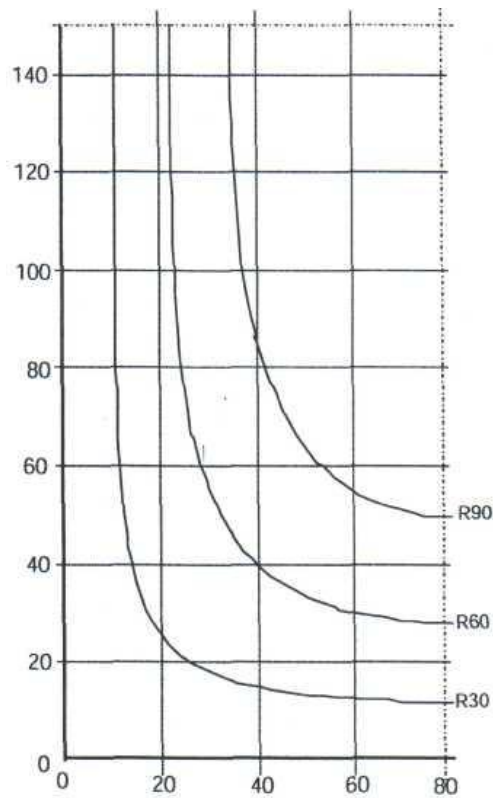


Рисунок 7.9 – Ізотерма 500 °С балки $h \times b=300$ мм x 160 мм, °С

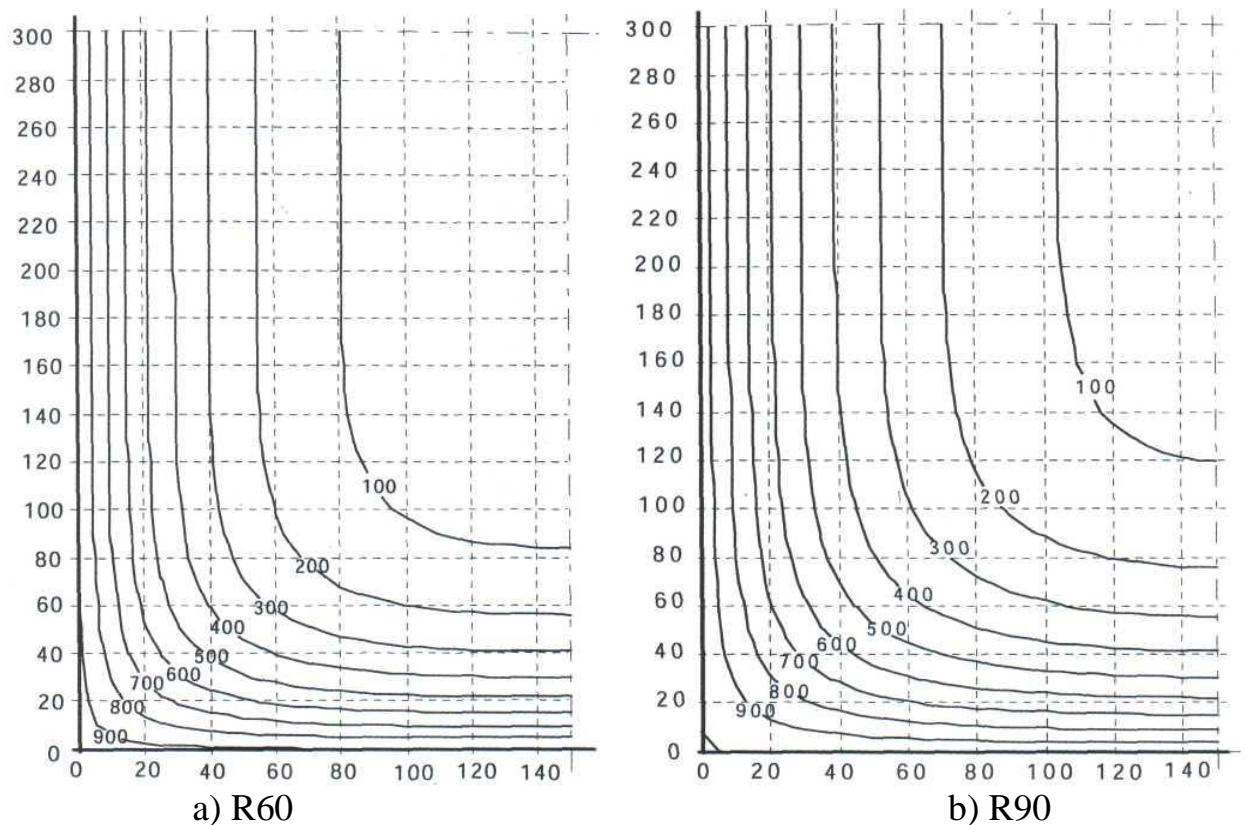


Рисунок 7.10 – Температурні криві балки $h \times b=600$ мм x 300 мм, °С

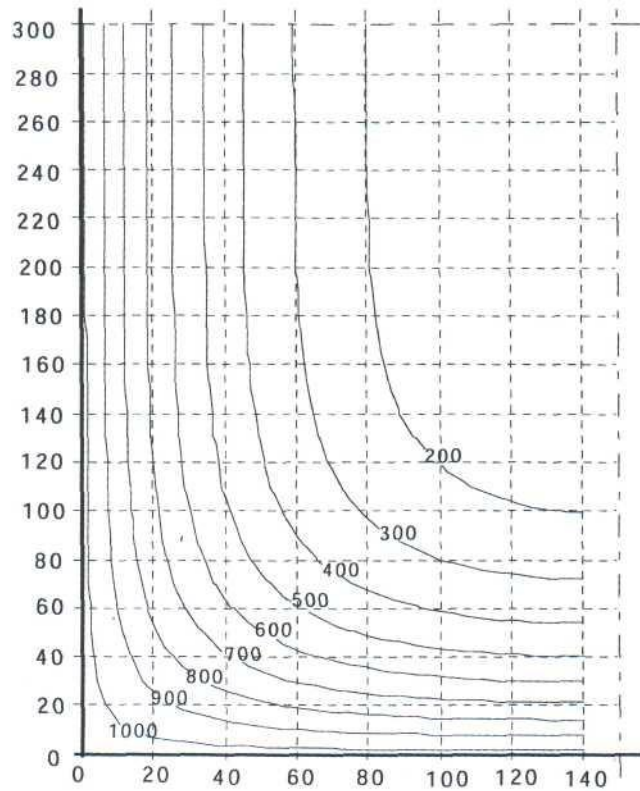


Рисунок 7.11 – Температурні криві балки $h \times b=600$ мм x 300 мм – R 120, $^{\circ}\text{C}$

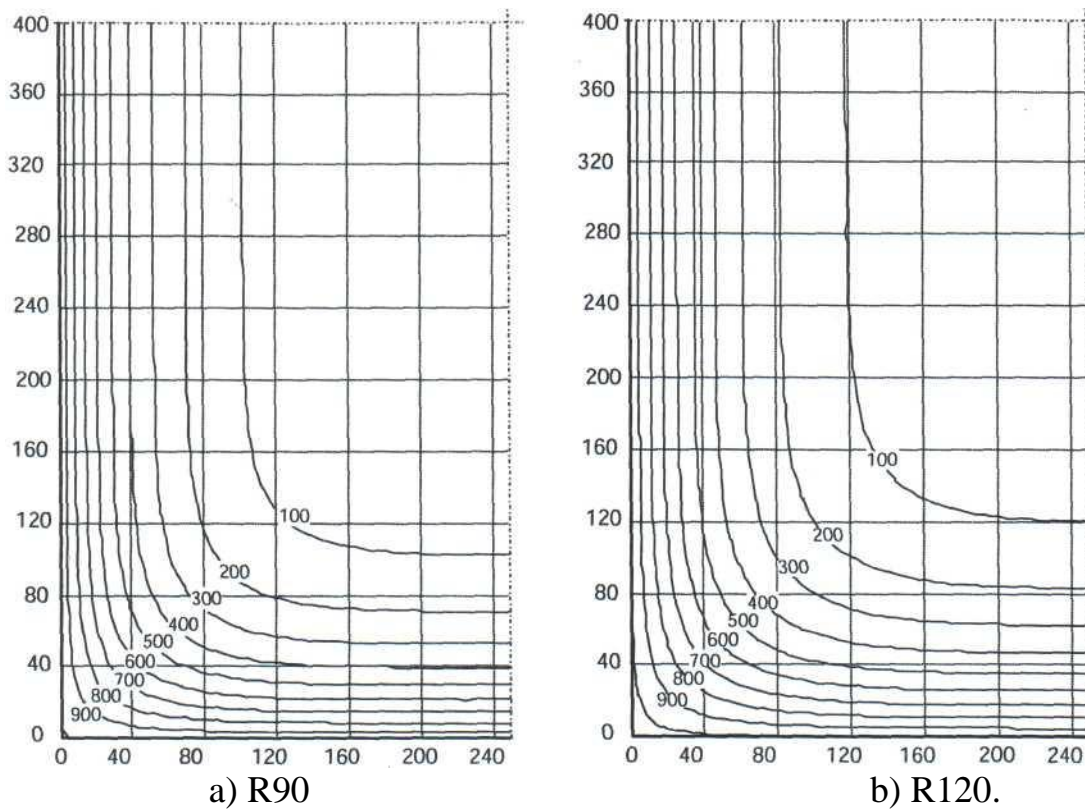


Рисунок 7.12 – Температурні криві балки $h \times b=800$ мм x 500 мм, $^{\circ}\text{C}$

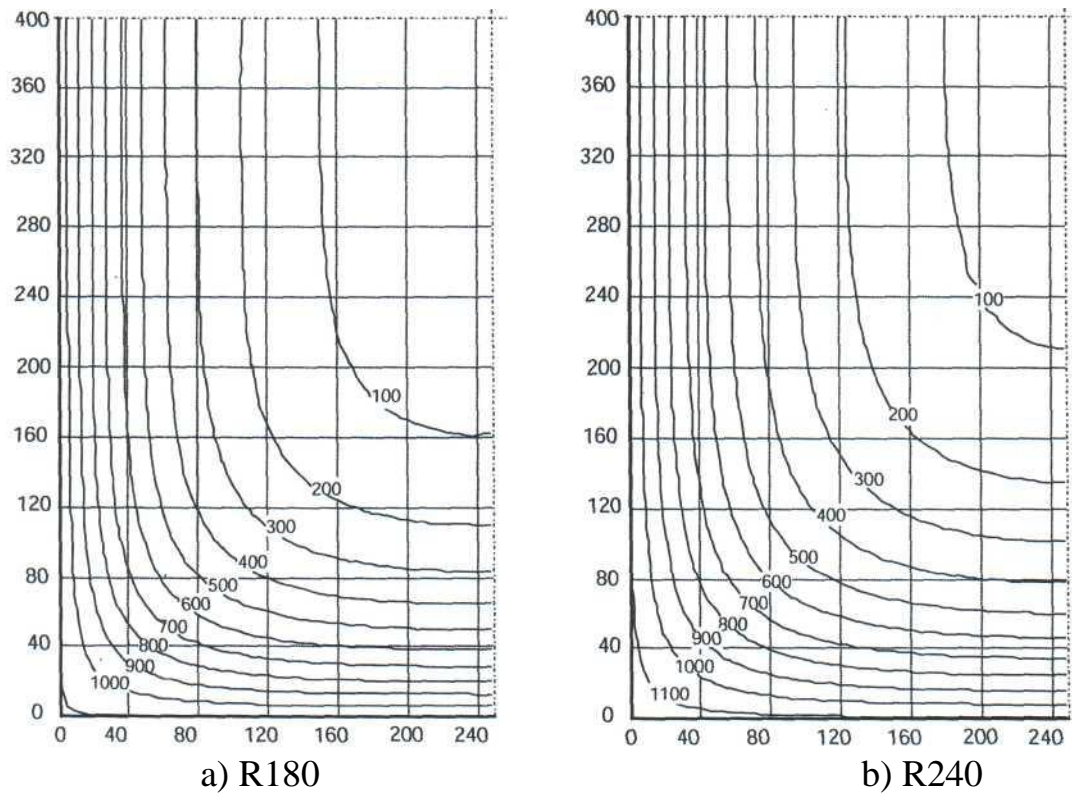


Рисунок 7.13 – Температурні криві балки $h \times b=800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$, $^{\circ}\text{C}$

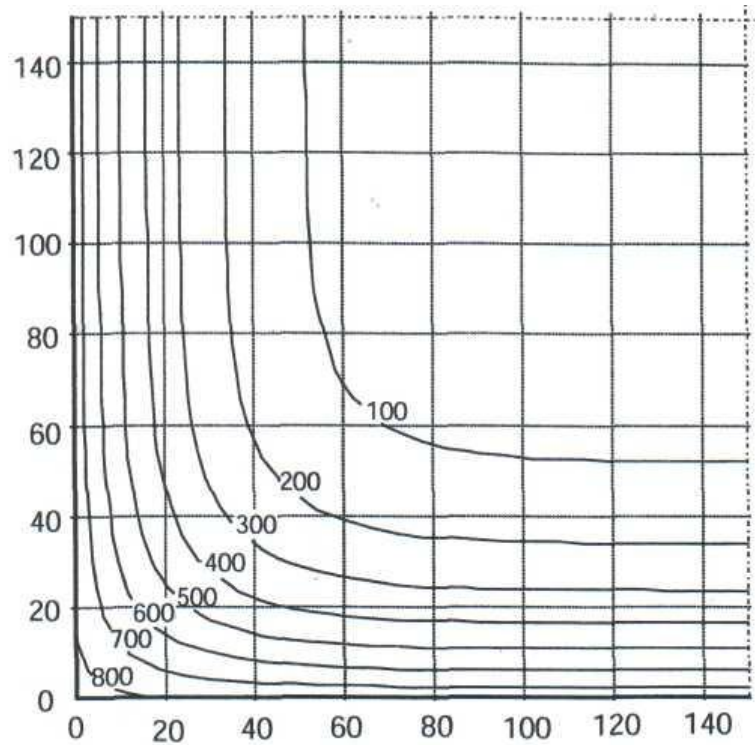


Рисунок 7.14 – Температурні криві колони $h \times b=300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - \text{R30}$, $^{\circ}\text{C}$

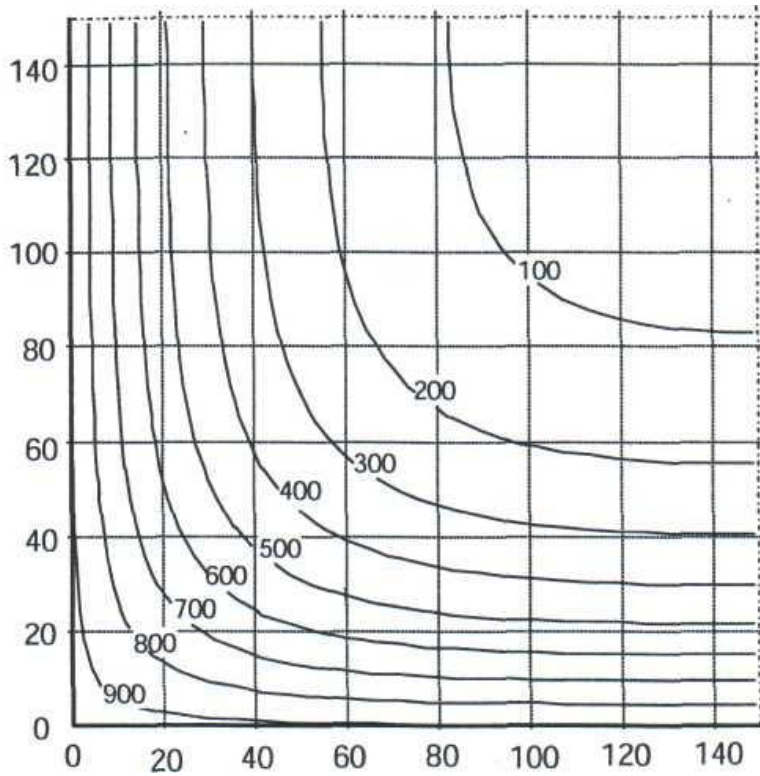


Рисунок 7.15 – Температурні криві колони $h \times b=300$ мм x 300 мм – R60, °C

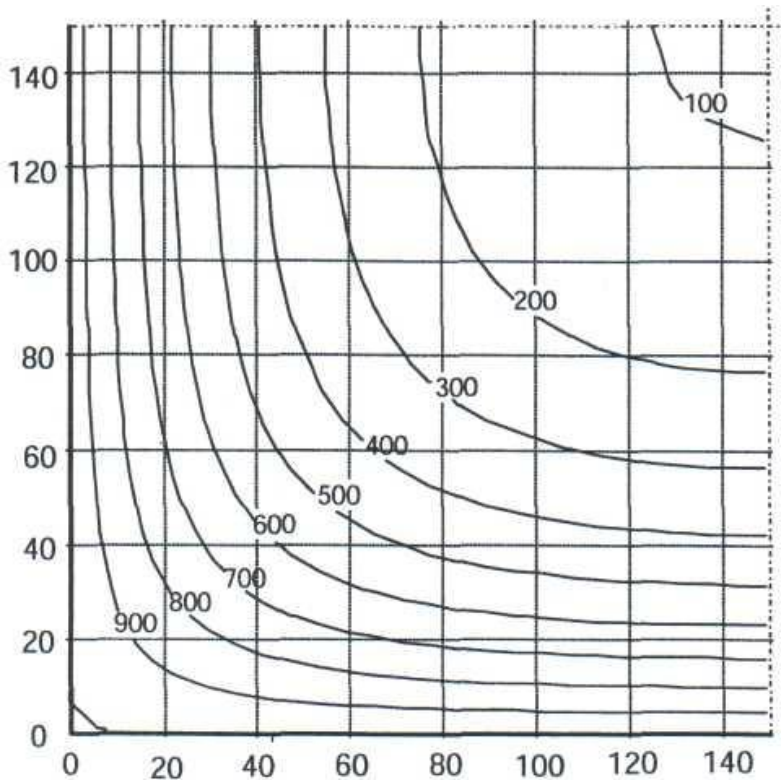


Рисунок 7.16 – Температурні криві колони $h \times b=300$ мм x 300 мм – R90, °C

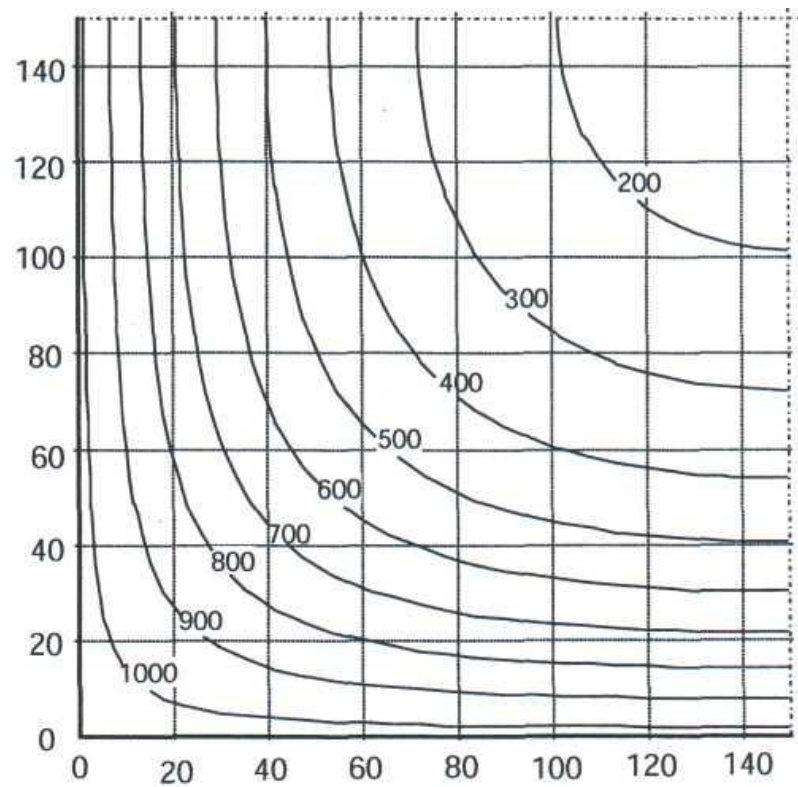


Рисунок 7.17 – Температурні криві колони $h \times b=300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - R120, ^\circ\text{C}$

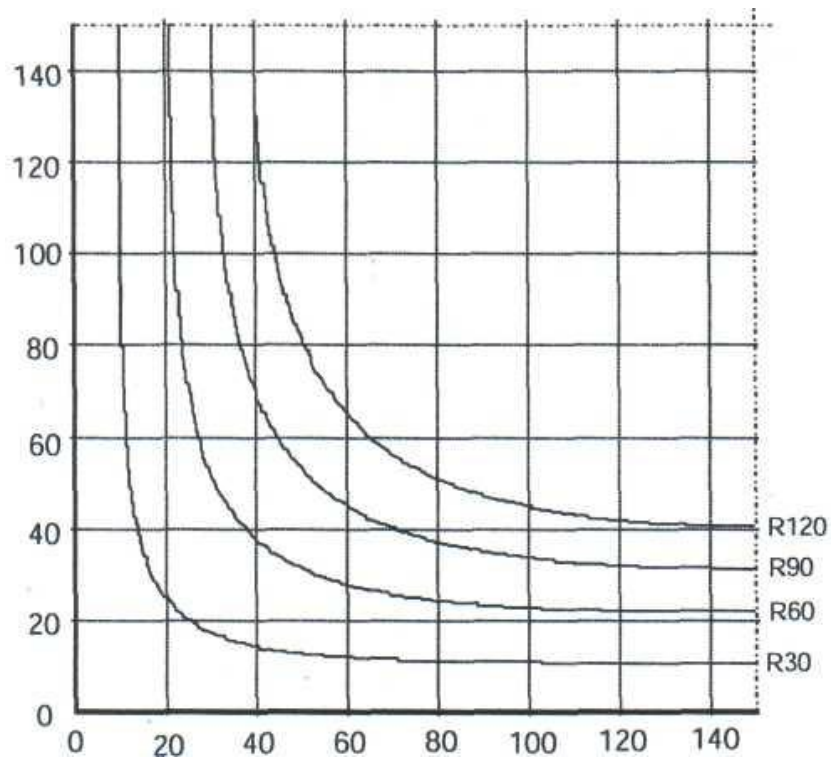


Рисунок 7.18 – Ізотерма $500 ^\circ\text{C}$ колони $h \times b=300\text{мм} \times 300 \text{ мм}$

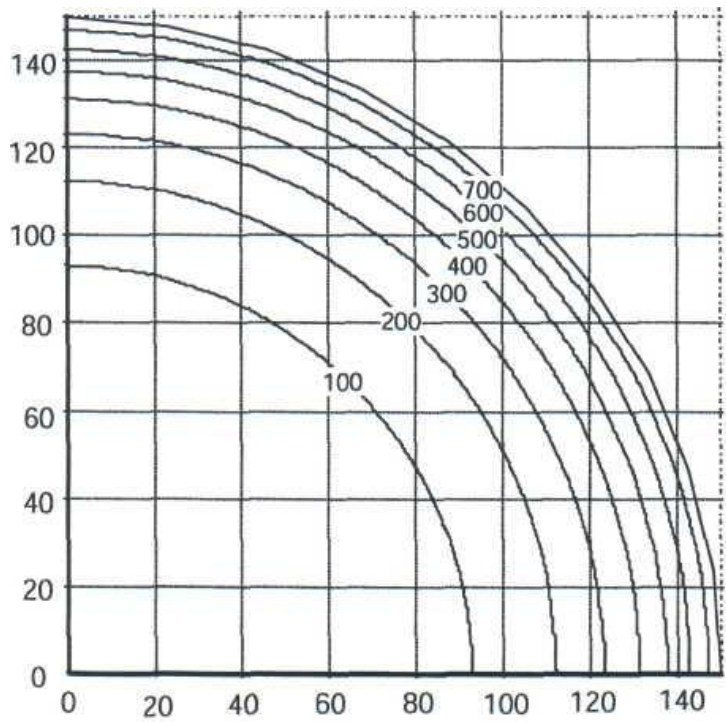


Рисунок 7.19—Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R30,°C

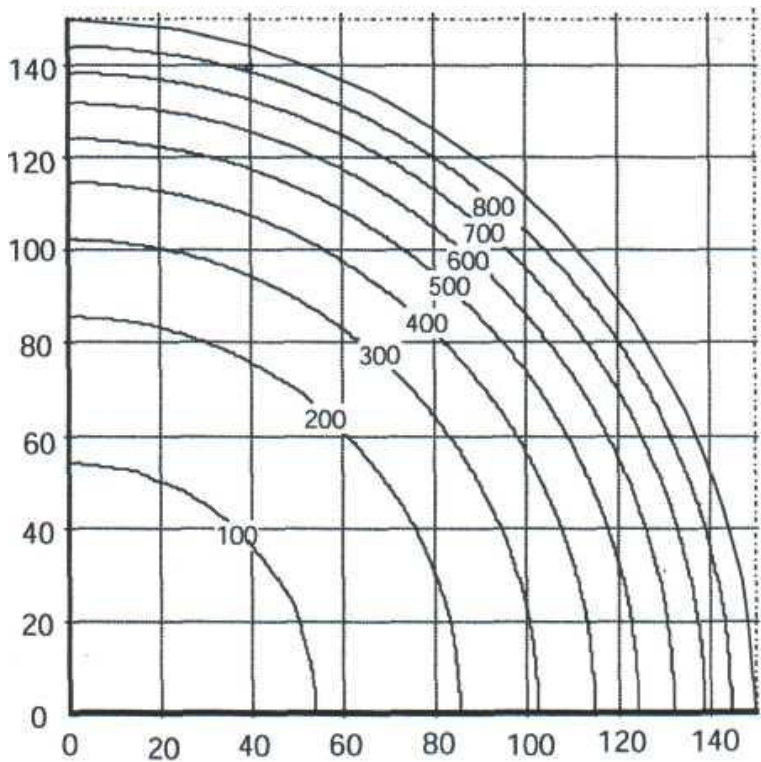


Рисунок 7.20—Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R60,°C

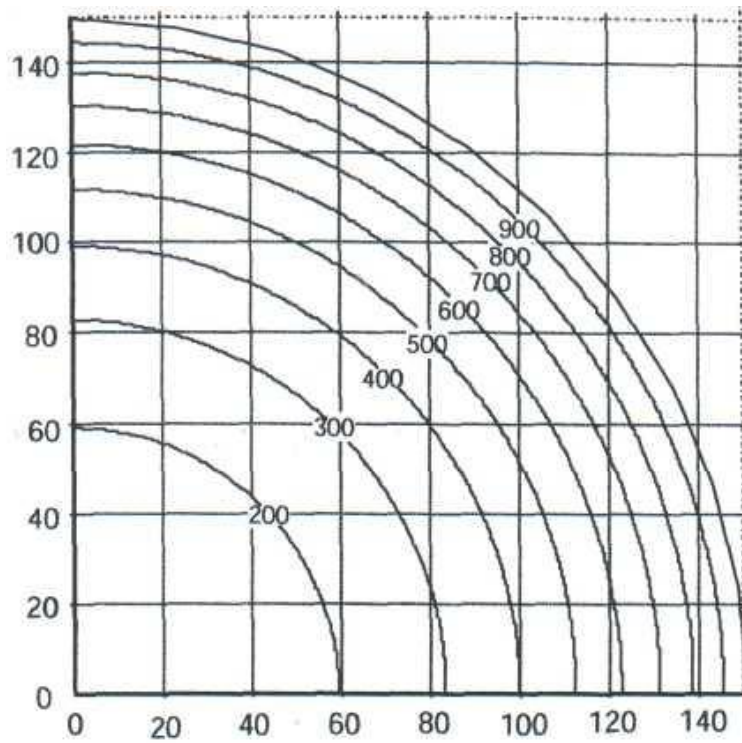


Рисунок 7.21–Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R90, °C

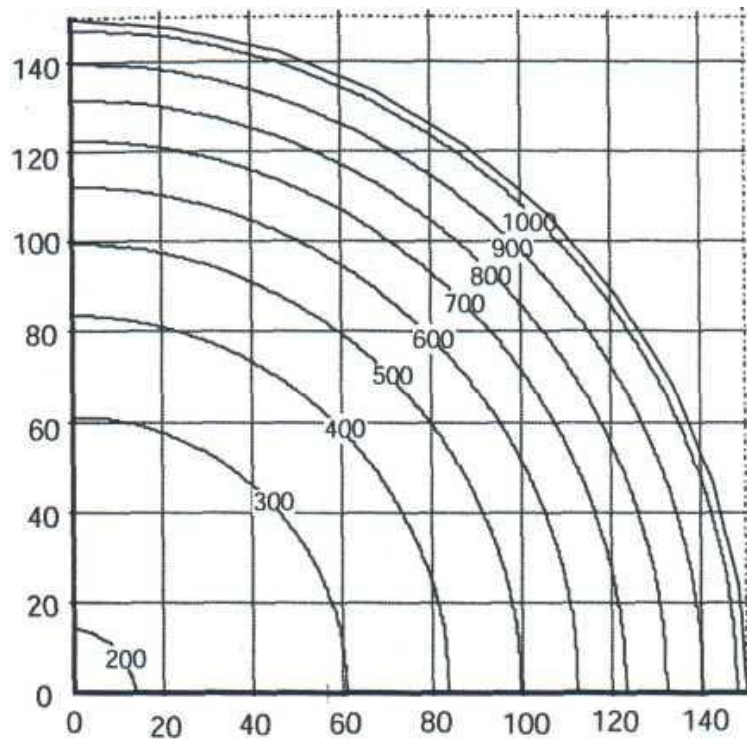


Рисунок 7.22–Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм–R120, °C

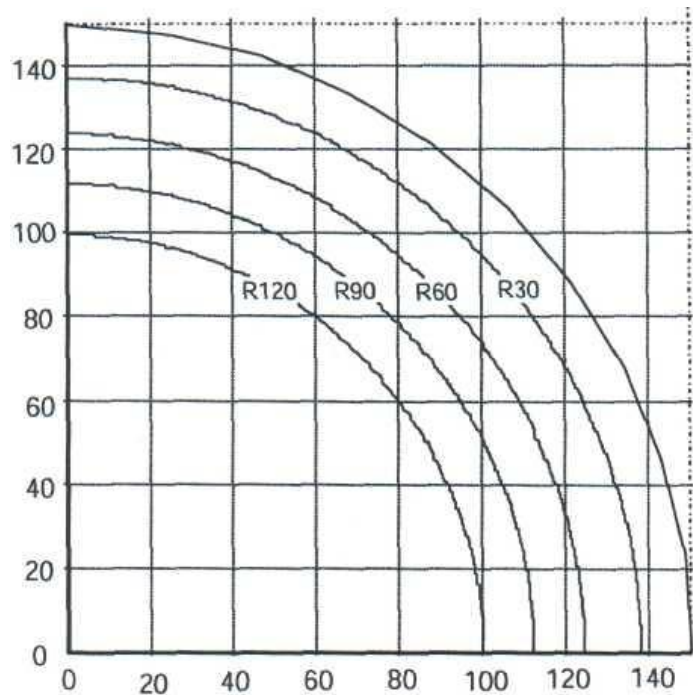


Рисунок 7.23 – Ізотерма 500 °С круглої колони діаметром 300 мм

Питання для самоконтролю

1. Розрахункові пожежі.
2. Методи оцінки теплового впливу.
3. Правила розрахунку температури середовища при пожежі.
4. Режим номінальної пожежі.
5. Режим зовнішньої пожежі.
6. Режим вуглеводної пожежі.
7. Еквівалентна тривалість впливу пожежі.
8. Параметричні температурні режими пожежі.
9. Уточнені моделі пожеж.
10. Температура елементів конструкцій.

Розділ 8

ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ ПРИ ДІЇ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

1. Загальні положення.
2. Міцнісні та деформаційні властивості бетону за підвищених температур.
3. Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі.
4. Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур.
5. Теплофізичні та термомеханічні властивості арматури.

8.1 Загальні положення

У Єврокодах EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 і EN 1994-1-2 викладаються відомості властивостей матеріалів, виготовлених з гарячекатаної вуглецевої сталі, нержавіючої сталі, тонкостінної сталі, важкого силікатного бетону, легкого бетону, арматурної сталі, а також таких матеріалів, як болти і зварні з'єднання.

Значення властивостей матеріалів, що наведені в цьому розділі, приймаються відповідно до характеристичного значення.

Значення можуть використовуватись в спрощеному та уточненому методах розрахунку.

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

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

Розрахункові значення механічних властивостей матеріалів (міцність та деформація) $X_{d,fi}$:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (8.1)$$

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

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

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

- збільшення значень властивостей в цілях безпеки:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (8.2a)$$

- зменшення значень властивостей в цілях безпеки:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (8.2b)$$

де:

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

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

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 $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

8.2 Міцнісні та деформаційні властивості бетону за підвищених температур.

Числові значення міцнісних та деформаційних властивостей, що надані в цьому розділі, визначені як для стаціонарного так і нестаціонарного 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. Для швидкості нагрівання поза вказаними межами достовірність прийнятих міцнісних та деформаційних властивостей матеріалів повинна бути беззаперечною.

Бетон являє собою неоднорідний матеріал, вогнестійкі властивості якого забезпечуються відповідними властивостями заповнювачів і цементного каменю. Бетон умовно поділяється на звичайний бетон і легкий бетон, в залежності від щільності його заповнювачів. Єврокод EN 1994 не розглядає сталезалізобетонні конструкції, що мають клас міцності бетону нижче C20/25 і LC20/25 і вище C60/75 і LC60/75. Клас міцності вище, ніж C60/75, розглядається в EN 1992-1-2.

У бетону низька теплопровідність (у 50 разів нижче, ніж у сталі), тому при пожежі він нагрівається дуже повільно. Саме через низьку теплопровідність залізобетонні конструкції володіють хорошою вогнестійкістю.

У цьому розділі розглядаються механічні властивості звичайного бетону з силікатним або карбонатним заповнювачем згідно EN 1992-1-2. Класи міцності бетону знаходяться в діапазоні від C12/15 до C50/60. Клас міцності бетону C12/15 відноситься до бетону, що має нормативну міцність циліндричного або кубічного зразка, що дорівнює 12 і 15 Н/мм², відповідно.

Бетон при стисканні. Міцнісні та деформаційні властивості для одноосного напруженого стану бетону за підвищених температур

визначаються за діаграмою “напруження-деформація”, яка представлена на рисунку 8.1.

Діаграма “напруження-деформація”, що представлена на рисунку 8.1, визначається за двома параметрами:

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

Значення кожного з цих параметрів наведені в таблиці 8.1, залежать від температури бетону. Для проміжних значень може застосовуватись лінійна інтерполяція.

Наведені в таблиці 8.1 параметри використовуються для бетону на силікатному (граніти, сієніти, діорити) та карбонатному (вапняки, що містять не менше 80 % від ваги бетону карбонатної складової) заповнювачах.

Значення $\varepsilon_{cu1,\theta}$ на спадаючій гілці діаграми наведено в таблиці 8.1, колонка 4 для бетону на силікатному заповнювачі, а колонка 7 для бетону на карбонатному заповнювачі.

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 8.1.

Можливе збільшення міцності бетону у стадії охолодження не враховується.

Опір бетону розтягу. Опір бетону на розтяг зазвичай не враховується. За необхідності, опір бетону на розтяг враховується при використанні спрощеного або уточненого методів розрахунку.

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

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad (8.3)$$

Таблиця 8.1

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

Температура бетону, θ , °С	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

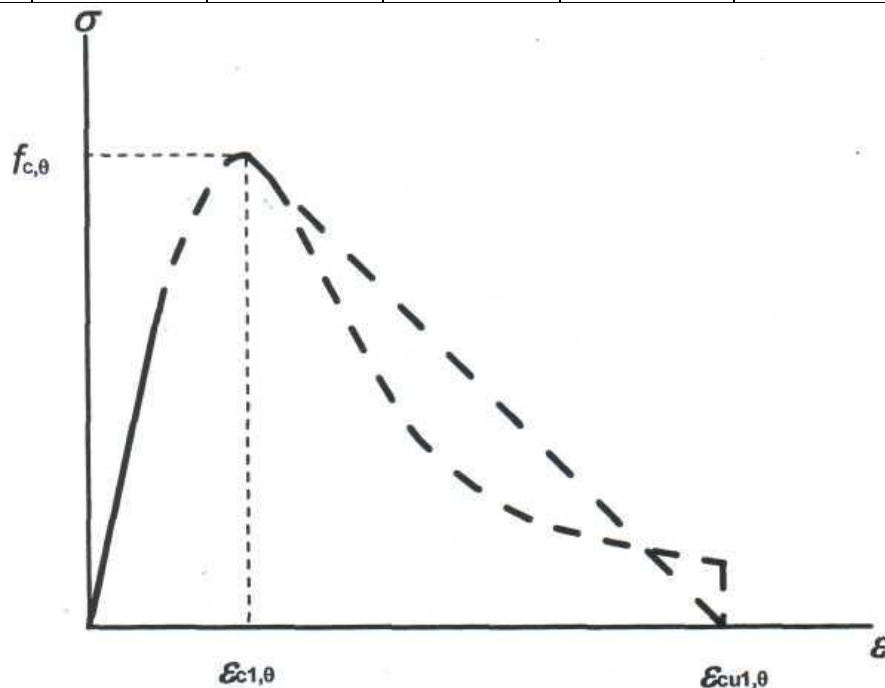


Рисунок 8.1 – Математична модель діаграми «напруження-деформація» стиснутого бетону за підвищених температур

Діапазон	Напруження $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Для обчислення приймається низхідна ділянка графіку. Використовуються лінійні або нелінійні моделі.

У разі відсутності точних даних можна використовувати наступні значення $k_{c,t}(\theta)$ (рисунок 8.2):

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

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

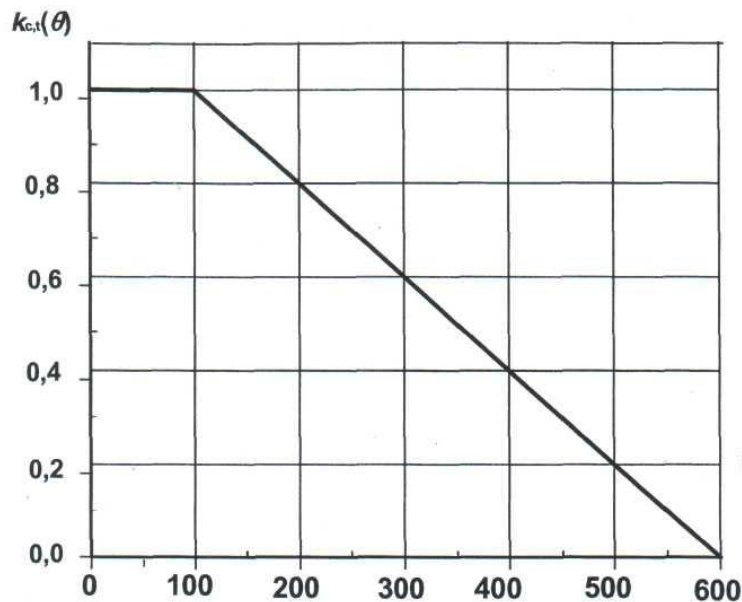


Рисунок 8.2 – Коефіцієнт $k_{c,t}(\theta)$ зниження опору бетону на розтяг ($f_{ck,t}$) за підвищених температур

Високоміцний бетон. Міцність важкого бетону звичайно обмежена міцністю цементного каменю і міцністю його зчеплення з зернами заповнювача. Загальновідомо, що опір цементного каменю стискаючим навантаженням обернено пропорційний водоцементному відношенню.

Успіхи матеріалознавства і технологій виробництва матеріалів призвели до розробок вищих класів бетону в діапазоні від 50 до 170 МПа. В основному високоміцний бетон виробляється або шляхом використання

пластифікуючих добавок для отримання низької величини водоцементного відношення ($W/C=0,12 \dots 0,22$), або шляхом додавання високодисперсного кремнезему в поєднанні зі спеціальними заповнювачами і мікрОВОлокнами. У результаті високоміцний бетон володіє вельми щільною мікроструктурою без капілярних пор. Високоміцний бетон має чудові конструкційні властивості, включаючи високу міцність, високу жорсткість і поліпшену зносостійкість.

8.3 Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі

Температурне розширення. Температурну деформацію $\varepsilon_c(\theta)$ бетону можна визначити за температур, починаючи з 20°C .

Бетон на силікатному заповнювачі:

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

Бетон на карбонатному заповнювачі:

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

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

де θ – температура бетону, $^\circ\text{C}$.

Графік залежності температурного розширення від температури наведено на рисунку 8.3.

Питома теплоємність. Питома теплоємність $c_p(\theta)$ бетону в сухому стані ($u=0\%$) визначається як:

Бетон на силікатному та карбонатному заповнювачах:

$$c_p(\theta) = 900 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К}) \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

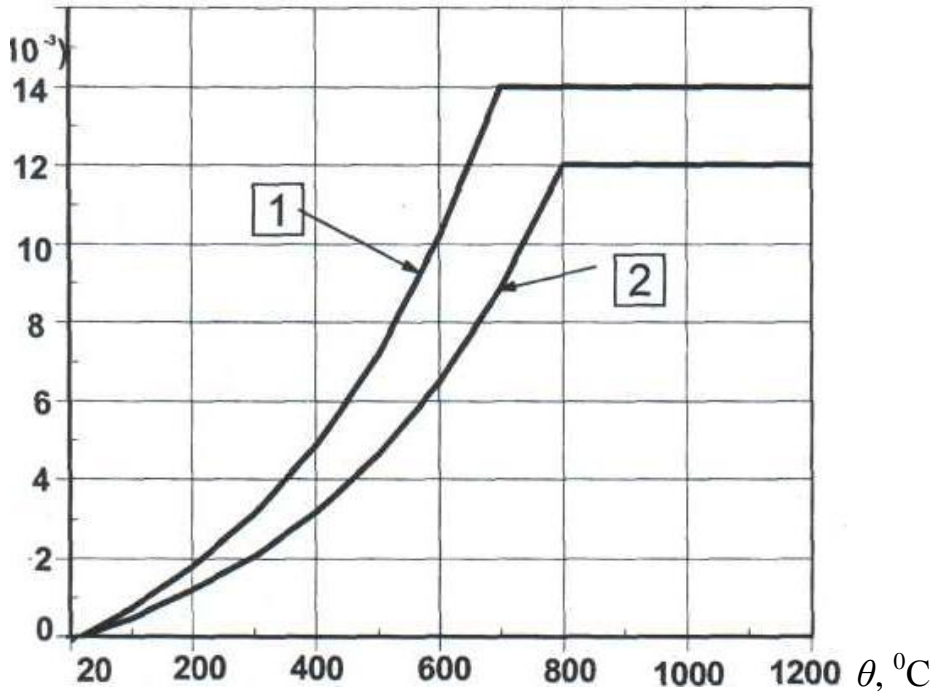
$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К}) \quad \text{для } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К}) \quad \text{для } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К}) \quad \text{для } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

де θ – температура бетону, $^\circ\text{C}$. $c_p(\theta)$ – зображена на рисунку 9.4а, кДж/(кг·К).

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



- 1 – силікатний заповнювач
- 2 – карбонатний заповнювач

Рисунок 8.3 – Повне температурне розширення бетону

$c_p(\theta)$, кДж/(кг·К)

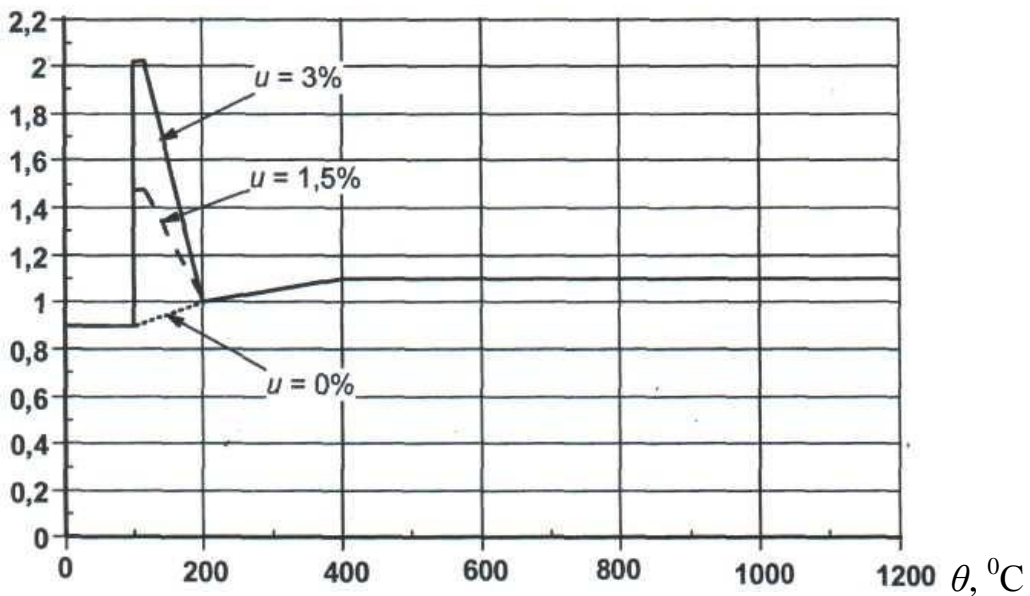


Рисунок 8.4а – Питома теплоємність

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

Якщо вологість не враховується в методі розрахунку, залежність наведена для питомої теплоємності для силікатного та карбонатного заповнювачів може моделюватись постійними значеннями $c_{p,peak}$ для температурного інтервалу від 100 °С до 115 °С з лінійним зменшенням за температури від 115 °С до 200 °С.

$$c_{p,peak}=900 \text{ Дж/(кг}\cdot\text{К)} \text{ для вологості більше } 0 \%$$

$$c_{p,peak}=1470 \text{ Дж/(кг}\cdot\text{К)} \text{ для вологості більше } 1,5 \%$$

$$c_{p,peak}=2020 \text{ Дж/(кг}\cdot\text{К)} \text{ для вологості більше } 3 \%$$

Під час подальшого нагріву встановлюється лінійна залежність між (115 °С, $c_{p,peak}$) та (200 °С, 1000 Дж/(кг·°К)). Для іншого значення вологості прийнятна лінійна інтерполяція. Пікові значення питомої теплоємності наведені на рисунку 8.4а.

Зміна густини залежно від температури залежить від втрати води і визначається

$$\rho(\theta)=\rho(20^{\circ}\text{C}) \quad \text{для } 20^{\circ}\text{C}\leq\theta\leq 115^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta)=\rho(20^{\circ}\text{C})\times(1-0,02(\theta-115)/85) \quad \text{для } 115^{\circ}\text{C}<\theta\leq 200^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta)=\rho(20^{\circ}\text{C})\times(0,98-0,03(\theta-200)/200) \quad \text{для } 200^{\circ}\text{C}<\theta\leq 400^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta)=\rho(20^{\circ}\text{C})\times(0,95-0,07(\theta-400)/800) \quad \text{для } 400^{\circ}\text{C}<\theta\leq 1200^{\circ}\text{C}$$

Зміна об'ємної теплоємності $c_v(\theta)$ (добуток $\rho(\theta)$ та $c_p(\theta)$) наведено на рисунку 9.4б для бетону з вологістю 3 % та густиною 2300 кг/м³.

Теплопровідність. Теплопровідність λ_c бетону може визначатися з інтервалу між нижнім та верхнім граничним значенням.

Значення теплопровідності може встановлюватись в Національному додатку в діапазоні, визначеному нижньою та верхньою межею.

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

Верхню межу теплопровідності λ_c бетону можна визначити:

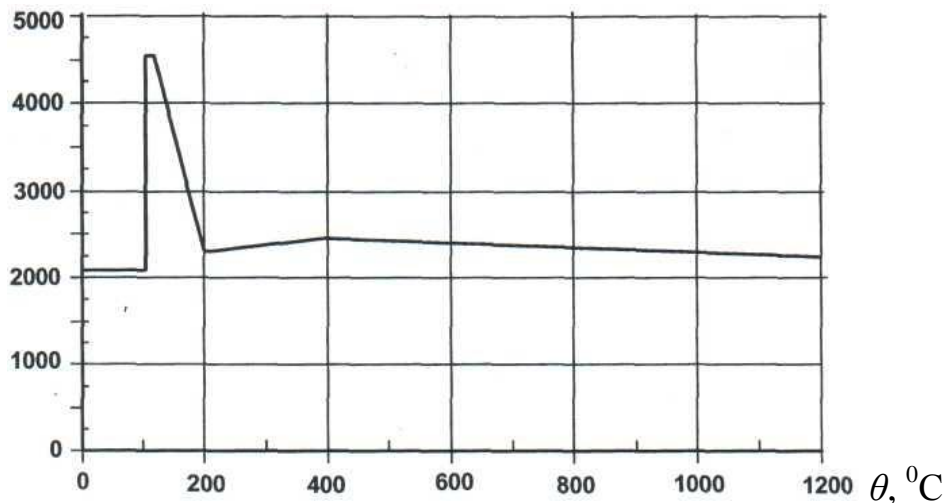
$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \quad \text{для } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}.$$

Нижню межу теплопровідності λ_c бетону можна визначити:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057(\theta/100)^2 \quad \text{для } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}.$$

Зміну верхньої та нижньої межі теплопровідності залежно від температури наведено на рисунку 8.6.

$$c_v(\theta), \text{ кДж/(м}^3\cdot\text{К)}$$



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

Рисунок 8.46 – Питома теплоємність та об'ємна теплоємність

Зміна густини в залежності від температури представлені на рис. 8.5

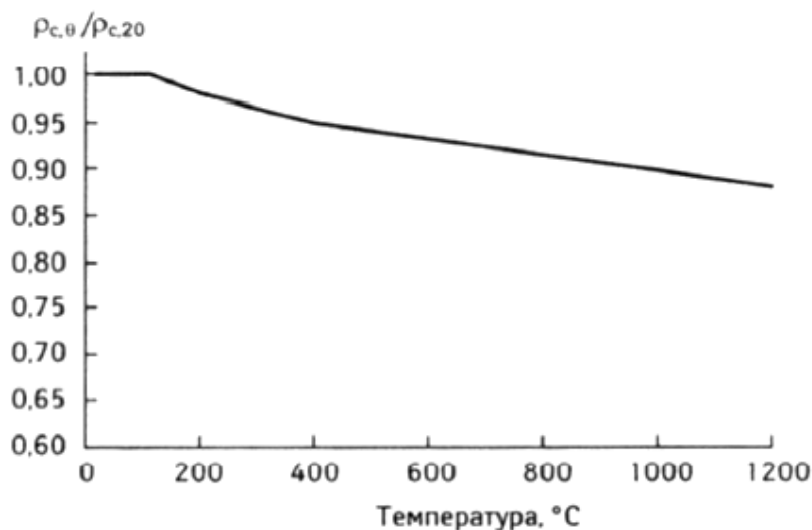
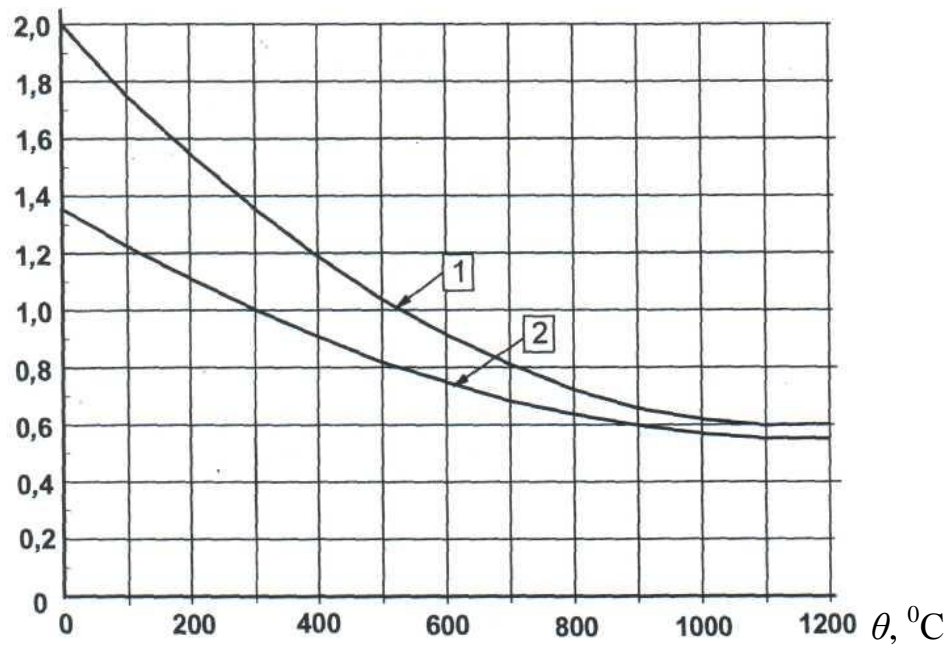


Рисунок 8.5 – Густина бетону за підвищених температур

λ_c , Вт/(м·К)



1 – верхня межа;

2 – нижня межа.

Рисунок 8.6 – Теплопровідність бетону

8.4 Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур

Гарячекатана вуглецева сталь починає втрачати свою міцність при температурі вище 300°C, її міцність знижується з постійною швидкістю до температур близько 800°C. Після цього незначна залишкова міцність знижується більш плавно до досягнення температури плавлення (близько 1500°C). Така поведінка притаманна всім видам гарячекатаних сталей. Що стосується холоднодеформованих видів сталей, включаючи арматурну сталь, то їх міцність втрачається швидше при температурах вище 300°C. Окрім зниження міцності і жорсткості, ці види сталі проявляють повзучість при температурах вище 450°C.

Високотемпературна повзучість залежить від рівня напружень і швидкості нагріву. Проявлення ефекту повзучості металу показує, що для

аналізу міцності і деформації сталевих конструкцій в умовах пожежі необхідно брати до уваги міцність металу і динаміку зміни температури. Явний облік явища повзучості металу в аналітичних моделях є складною задачею. Що стосується простих розрахункових моделей, представлених в Єврокодах, то ефект повзучості побічно враховується в залежності напруження - деформація - температура.

Нижче розглядаються теплофізичні і механічні властивості різних типів сталі при підвищених температурах:

- гарячекатана вуглецева сталь;
- нержавіюча сталь;
- тонколистова сталь.

Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур визначаються за діаграмою «напруження-деформація» (рис. 8.7) та згідно з таблицею 8.2 (а або b). Крива не показує явно вираженої площадки текучості з механічним зміцненням в зоні пластичної деформації. Таблиця 8.2b може застосовуватися лише при підтвердженні результатами випробувань на міцність за підвищених температур.

Діаграма «напруження-деформація», представлена на рисунку 8.7, визначається параметрами:

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

Значення параметрів для гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур наведені в таблиці 8.2. Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

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

Під час теплового впливу (EN 1991-1-2, розділ 3) при моделюванні реальної пожежі, особливо якщо враховується низхідна температурна ділянка

графіку, можуть застосовуватися значення, визначені в таблиці 8.2 для діаграми «напруження-деформація» арматури як досить точні.

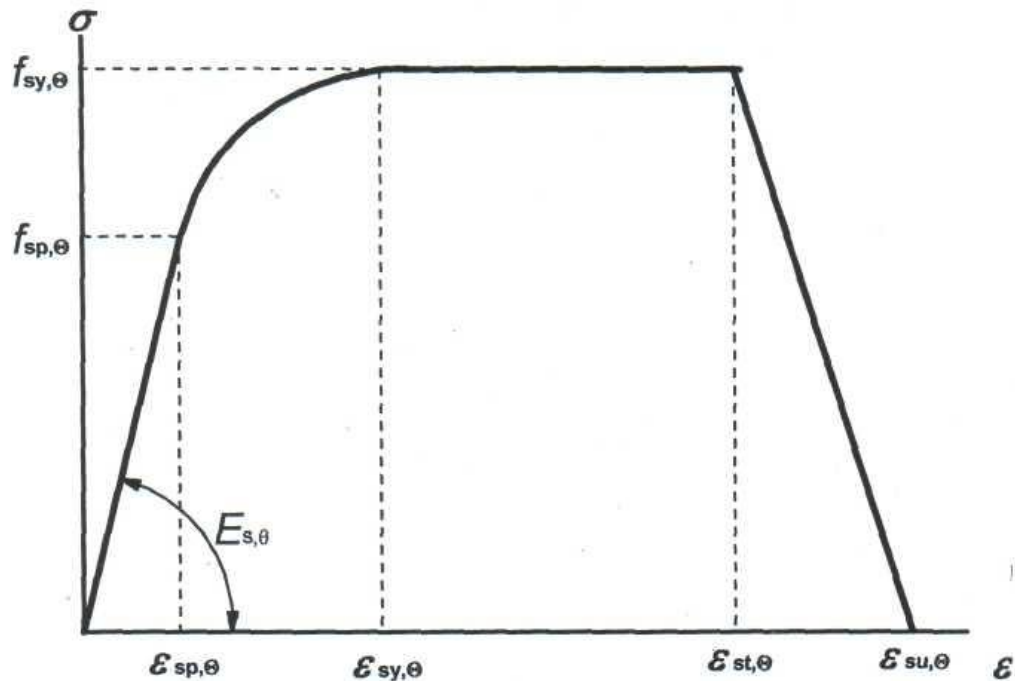


Рисунок 8.7 – Математична модель діаграми «напруження-деформація» для ненапруженої та попередньо напруженої арматури за підвищених температур (позначення для попередньо-напруженої арматури «р» замість «s»)

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	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
<p>*) Значення параметрів $\varepsilon_{pt,\theta}$ та $\varepsilon_{pu,\theta}$ для попередньо напруженої арматури можна взяти з таблиці 8.3. Клас А армування наведено в Додатку С EN 1992-1-1.</p>		

З рис. 8.7 видно, що перша частина кривої являє собою пряму лінію, яка доходить до границі пружності $f_{sp,\theta}$, а модуль пружності $E_{s,\theta}$ дорівнює значенню кута нахилу цієї прямолінійної ділянки. Друга частина кривої відображає перехід від пружного до пластичного стану. Ця ділянка зображена еліптичним зростанням до ефективної границі текучості $f_{sy,\theta}$. Третя частина кривої представлена горизонтальним майданчиком текучості, який триває аж до граничної деформації. Остання частина кривої характеризується лінійною прямою, яка знижується до нульового напруження при граничній деформації.

Порівнюючи коефіцієнти зниження при високих температурах (див. табл. 8.2а) , можна побачити, що жорсткість сталі знижується швидше, ніж міцність. Цей факт вказує, що режим руйнування сталевих елементів конструкції може змінюватися при підвищеній температурі. Наприклад, в елементі сталевій конструкції тонкостінного двотаврового перерізу, призначеного для роботи в якості пластичного шарніра, при руйнуванні в умовах граничного стану при пожежі може статися передчасна втрата стійкості стінки від підвищеної температури.

Вибір між значеннями класу N (Таблиця 8.2а) та класу X (Таблиця 8.2б), 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.

Попередньо напружена арматура. Міцнісні та деформаційні властивості попередньо напруженої арматури за підвищених температур визначають за допомогою математичних моделей, що зазначені для ненапруженої арматури.

Значення параметрів для холоднодеформованої (дріт та канати) та термомеханічнозміцненої попередньо напруженої (стержні) арматури за підвищених температур виражені $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\epsilon_{pt,\theta}$, $\epsilon_{pu,\theta}$. Значення β надані на вибір для класів А та В.

Для значень класу А (див. таблиця 8.3) β визначають за формулою:

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \cdot \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad (8.4)$$

Де визначення та значення для, ε_{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 $\beta=0,9$.

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

Таблиця 8.2а

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

Температура сталі θ , $^{\circ}\text{C}$	Коефіцієнт зниження для ефективної границі текучості $f_{sy,\theta}/f_{yk}$		Коефіцієнт зниження для границі пружності $f_{sp,\theta}/f_{yk}$		Коефіцієнт зниження для кута нахилу ділянки лінійних пружних деформацій $E_{s,\theta}/E_s$	
	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 8.2б

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

Температура сталі θ , °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
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

Таблиця 8.3

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

θ , °C	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$		$f_{pd,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\epsilon_{pt,\theta}$	$\epsilon_{pu,\theta}$	
	Хд, св		тз	хд	тз	хд			тз
	Клас А	Клас В					хд, тз	хд, тз	
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.

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 як достатньо точні.

8.5 Теплофізичні та термомеханічні властивості арматури

Температурне видовження ненапруженої та попередньо напруженої арматури. Температурну деформацію $\varepsilon_s(\theta)$ арматури можна визначити починаючи з 20 °С за наступними температурними залежностями:

Ненапружена арматура:

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

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

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \quad \text{для } 860 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Попередньо напружена арматура:

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

де θ – температура арматури, °С

Зміна температурного видовження залежно від температури наведена на рисунку 8.8.

Питома теплоємність сталі $c_a(\theta)$, Дж/(кг·К) $c_p(\theta)$ визначається як:

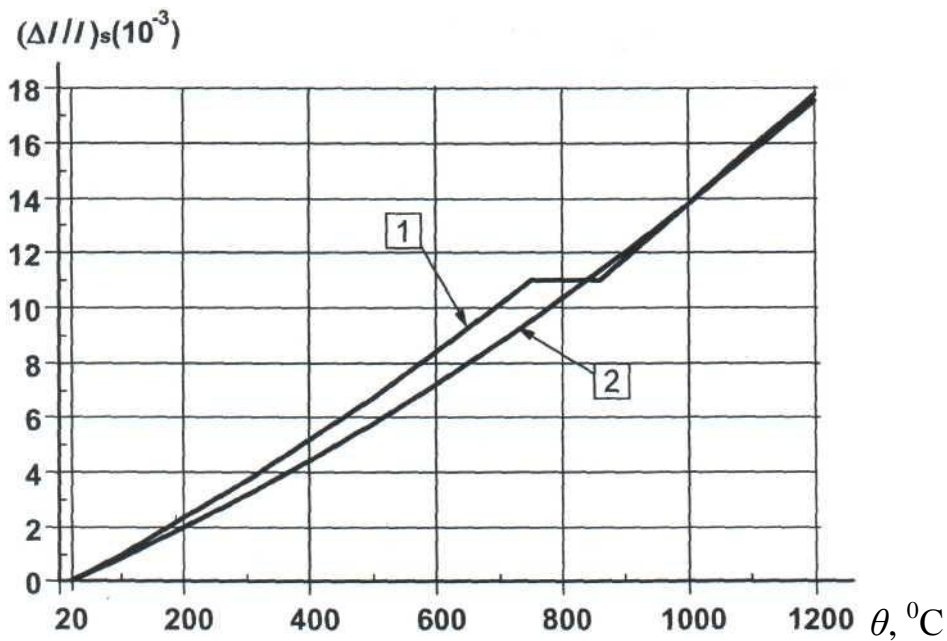
$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta - 1,69 \times 10^{-3} \theta^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta^3 \quad \text{Дж/(кг·К)} \quad \text{для } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 + 13002 / (738 - \theta) \quad \text{Дж/(кг·К)} \quad \text{для } 600 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 735 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 + 17820 / (\theta - 731) \quad \text{Дж/(кг·К)} \quad \text{для } 735 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 900 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \quad \text{Дж/(кг·К)} \quad \text{для } 900 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Зміна питомої теплоємності з ростом температури показана на рисунку 8.9



- 1 – ненапружена арматура
- 2 – попередньо напружена арматура

Рисунок 8.8 – Повне температурне видовження арматури

$c_p(\theta)$, Дж/(кг·К)

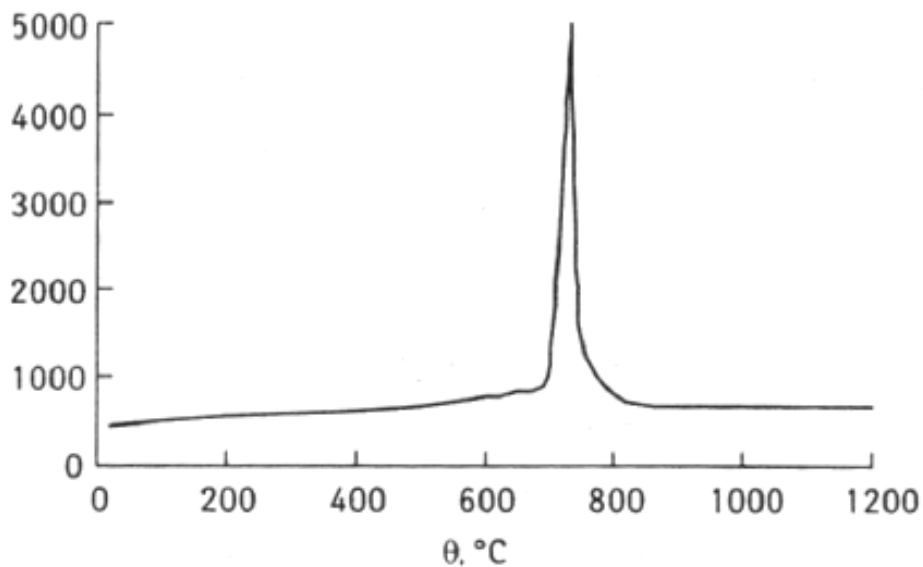


Рисунок 8.9 – Питома теплоємність

Теплопровідність сталі λ_a , Вт/(м·К) може бути визначена :

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta \quad \text{для } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 800^{\circ}\text{C}, \text{ Вт/(м·К)}$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{для } 800^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}, \text{ Вт/(м·К)}$$

λ_c , Вт/(м·К)

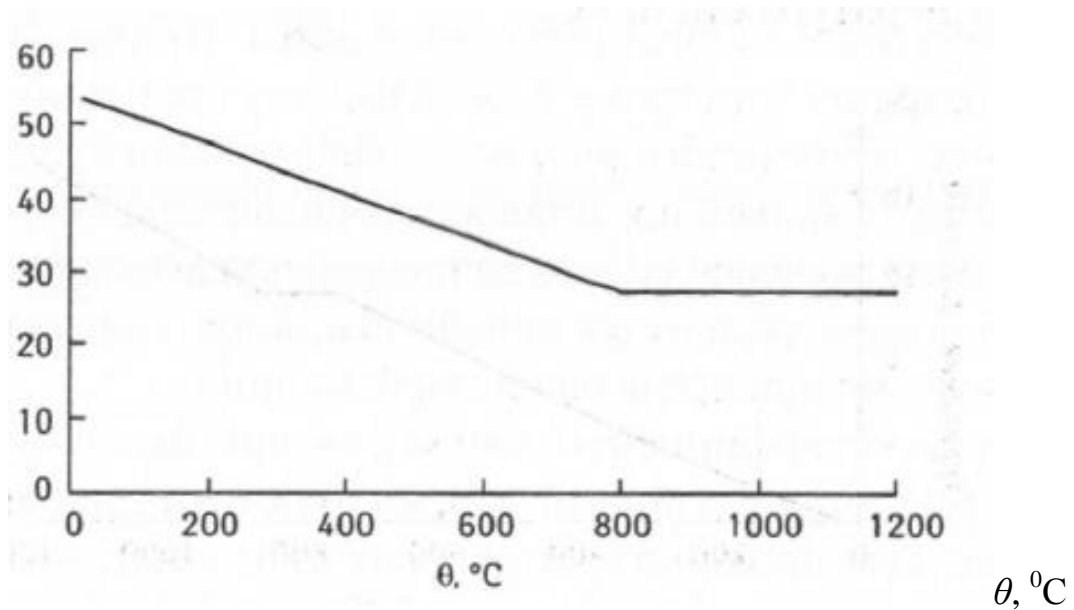


Рисунок 8.10 – Теплопровідність сталі

Питання для самоконтролю

1. Загальні положення про властивості матеріалів.
2. Опір бетону на стиск та розтяг за підвищених температур.
3. Коефіцієнт зниження опору бетону.
4. Температурне розширення, питома теплоємність, густина та теплопровідність бетону.
5. Міцнісні та деформаційні властивості арматури.
6. Теплофізичні та термомеханічні властивості арматури.

Розділ 9

ЧИСЕЛЬНІ МЕТОДИ АНАЛІЗУ ТЕПЛОТЕХНІЧНОЇ ЗАДАЧІ ВИЗНАЧЕННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ПОЖЕЖІ

1. Математичне моделювання процесу теплопередачі в залізобетонних будівельних конструкціях при пожежі.
2. Метод кінцевих різниць.
3. Метод кінцевих елементів.
4. Розв'язок задач структурального аналізу задачі вогнестійкості методом кінцевих елементів.
5. Сучасне програмне забезпечення для реалізації чисельних розрахункових методів аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при пожежі.

9.1. Математичне моделювання процесу теплопередачі в залізобетонних будівельних конструкціях при пожежі

Метою моделювання теплового впливу пожежі на залізобетонні конструкції є визначення розподілу температур у внутрішніх шарах елементів у будь-який момент часу розвитку або вгасання пожежі.

Для більш точного моделювання пожежі можливі застосування більш складних фізичних моделей. Розрахунки реалізуються за допомогою спеціального програмного забезпечення, безпосередньо призначеного для симуляції розвитку, поширення й вгасання пожежі в приміщеннях [13]. В алгоритми цих програм закладені сучасні чисельні методи. Це такі методи, як метод кінцевих або граничних елементів, методи нев'язок, метод Галеркіна, оптимізаційні методи й т.д., тобто методи для рішення систем диференціальних рівнянь безперервних середовищ типу рівнянь Нав'є-

Стокса, рівняння теплопровідності Фур'є і т.д., де враховуються всі можливі фактори, опис яких неможливий при застосуванні аналітичних методів рішення. До таких факторів можна віднести будь-яку складність граничних умов, а також різного роду нелінійність у цих рівняннях. Всі ці комп'ютерні системи поєднуються в спеціальну групу, що називається Computational Fluid Dynamics (CFD). До таких комп'ютерних систем відносяться продукти STAR-CD, FLUENT, SOFIE та ін. Результати розрахунків по цих програмах мають дуже високу відповідність із експериментальними дослідженнями пожеж і можуть бути використані для побудови температурних кривих з максимальним ступенем правдоподібності й обліком всіх можливих факторів, які можуть впливати на температурний режим пожежі. У цей момент часу відомі розрахункові дослідження температури в приміщеннях під час пожежі вчених зі США, Франції, Швеції, Англії, Німеччини, Польщі, Росії й інших країн [14].

Як математична модель застосовується рівняння теплопровідності Фур'є у квазілінійній і нестационарній постановці у вигляді [15, 16]:

$$C\rho \frac{\partial T}{\partial t} = \operatorname{div}(\lambda_T \operatorname{grad} T), \quad (9.1)$$

де ρ , C і λ – густина, теплоємність і теплопровідність бетону, як правило, що залежать від температури, t – час.

Динаміка розвитку й вгасання пожежі вказує на нестационарність нагрівання конструкцій при пожежі, і тому при вирішенні рівняння Фур'є використовуються граничні умови (ГУ) III роду [15, 16].

$$-\lambda_T \frac{\partial T}{\partial r} = \alpha(T_P - T_W) \quad (9.2)$$

Теплообмін на межі поділу середовищ моделюється за допомогою коефіцієнта теплообміну, що враховує дію конвекції та інфрачервоного випромінювання. Таким чином, коефіцієнт теплообміну дорівнює [17]:

$$\alpha = \alpha_B + \alpha_K, \quad (9.3)$$

де α_B – коефіцієнт теплообміну випромінюванням;

α_K – коефіцієнт теплообміну конвекцією.

Коефіцієнт α_B знаходять по формулі:

$$\alpha_B = \frac{1}{\frac{1}{C_B} + \frac{1}{\varepsilon C_s} - \frac{1}{C_s}} \cdot \frac{\left[\left(\frac{T_w + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_p + 273}{100} \right)^4 \right]}{T_w - T_p} \quad (9.4)$$

де T_w – температура поверхні;

T_p – температура навколишнього середовища;

C_B – коефіцієнт випромінювання поверхні;

C_s – коефіцієнт випромінювання абсолютно чорного тіла;

ε – ступінь чорності навколишнього середовища.

Коефіцієнт теплообміну конвекцією визначають по формулі:

$$\alpha_K = 1,3\sqrt[3]{\Delta T}, \quad (9.5)$$

де ΔT – різниця температур між середовищем і поверхнею.

Формула (9.4) отримана для горизонтальних поверхонь. Однак вона може бути застосована й для вертикальних поверхонь, тому що теплообмін у цьому випадку всього на 6% нижче знайденого по формулі (9.5) [17].

Крім врахування нестационарності нагрівання, необхідно враховувати нелінійність коефіцієнта теплопровідності й теплоємності бетону, через процеси, які відбуваються в шарах бетону при нагріванні. Все перераховане виключає застосування аналітичного вирішення задачі теплопровідності, оскільки робить її математично некоректною [18], а виходить, використання чисельних методів фактично безальтернативно.

Вирішення теплотехнічної задачі може бути отримане при використанні методу кінцевих елементів, методу кінцевих різниць, зокрема, методу «елементарних балансів» Ванічева А.П. [4], а також інших кінцево-різницевих схем у явній і неявній постановках.

9.2 Метод кінцевих різниць

Рівняння (9.1) може бути розв'язане тільки чисельними методами [18]. Одним з найефективніших є метод кінцевих різниць [18]. Даний метод апроксимує відповідні похідні кінцевими різницями температур (потенціалів) у відповідних вузлових точках. У випадку двовимірного квазілінійного рівняння Фур'є для обліку нелінійності коефіцієнтів застосовується інтегро-інтерполяційний метод [19]. Відповідно до цього рівняння Фур'є виду:

$$C_v(T) \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial y} \right), \quad (9.6)$$

може бути представлене у вигляді дискретної апроксимації у вигляді:

$$A_{i,k} = B_{i,k} + C_{i,k} \quad (9.7)$$

Для апроксимації лівої частини рівняння Фур'є з точністю $O(h^2 + \Delta t)$ можна скористатися приблизною рівністю виду [19]:

$$A_{i,k} = C_v(T) \frac{\partial T}{\partial t} = C_v \left(\frac{T_{i,k} + T_{i,k+1}}{2} \right) \cdot \frac{T_{i,k+1} - T_{i,k}}{\Delta t}. \quad (9.8)$$

Права частина рівняння (9.6) з точністю $O(h^2 + \Delta t)$ можна апроксимувати по явній адитивній схемі:

$$B_{i,k} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x} \right) = a_x T_{i-1,k}^x - (a_x + b_x) T_{i,k}^x + b_x T_{i+1,k}^x, \quad (9.9)$$

$$C_{i,k} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial y} \right) = a_y T_{i-1,k}^y - (a_y + b_y) T_{i,k}^y + b_y T_{i+1,k}^y,$$

де коефіцієнти при температурах визначаються з використанням інтегро-інтерполяційного методу [20]:

$$\frac{1}{a} = h \int_0^{\Delta h} \frac{dh}{\lambda(T)} = \frac{(\lambda(T_{i-1}) + \lambda(T_i)) h^2}{\lambda(T_{i-1}) \lambda(T_i)}, \quad (9.10)$$

$$\frac{1}{b} = h \int_0^{\Delta h} \frac{dh}{\lambda(T)} = \frac{(\lambda(T_{i+1}) + \lambda(T_i)) h^2}{\lambda(T_{i+1}) \lambda(T_i)},$$

де Δt і Δr часовий і просторовий кроки.

При використанні виразів (9.7)–(9.10) формується рекурентна формула для обчислення температури в i -тій вузловій точці для $k+1$ -ого тимчасового шару за даними k -того тимчасового шару. Рекурентна формула записується в неявному виді і тому на кожному етапі вирішується як нелінійне рівняння.

ГУ III роду апроксимовані кінцевими різницями точністю $O(h^2 + \Delta t)$ у вигляді [19]:

$$\frac{\lambda(T_{w_k})\lambda(T_{1,k})}{\lambda(T_{w_k}) + \lambda(T_{1,k})} \cdot \frac{T_{w_k} - T_{1,k}}{h} + \frac{h \cdot C_V(T_{1,k})}{2 \cdot \Delta t} \cdot (T_{1,k} - T_{1,k-1}) = \alpha_k (T_{1,k} - T_{p,k}), \quad (9.11)$$

де T_p – температура пожежі, обумовлена стандартною температурною кривою по формулі.

9.3. Метод кінцевих елементів

Рівняння (9.1) може бути розв'язане методом кінцевих елементів [21]. Для нелінійного стаціонарного завдання (при рівності нулю матриці похідних температур ($\{\dot{T}\} = 0$) можна записати розв'язну систему нелінійних рівнянь у матричному виді:

$$[\mathbf{K}(\mathbf{T})] \{\mathbf{T}\} = \{\mathbf{Q}(\mathbf{T})\}, \quad (9.12)$$

де $[\mathbf{K}(\mathbf{T})]$ – матриця теплопровідності; $\{\mathbf{Q}(\mathbf{T})\}$ – вектор вузлових теплових потоків, обумовлених зовнішнім тепловим навантаженням. У більш загальному виді можна записати

$$\{\mathbf{P}(\mathbf{T})\} = \{\mathbf{Q}(\mathbf{T})\}, \quad (9.13)$$

де $\{\mathbf{P}(\mathbf{T})\}$ – вектор внутрішніх вузлових теплових потоків, обумовлений густиною теплових потоків елемента.

Дана система рівнянь розв'язується ітераційним методом, відомим як метод Ньютона-Рафсона. При використанні даного методу мінімізується нев'язання:

$$\{\Phi\} \equiv \{Q(T)\} - \{P(T)\} \rightarrow \{0\}. \quad (9.14)$$

Метод Ньютона-Рафсона заснований на застосуванні усічених рядів Тейлора до залишкового вектора нев'язання.

Цим досягається лінеаризація системи рівнянь (9.13) у вигляді:

$$[K_T^{(i-1)}] \{\Delta T^{(i)}\} = \{Q^{(i)}\} - \{P^{(i-1)}\}. \quad (9.15)$$

При цьому виконуються рівноважні ітерації ($i=1, 2, 3, \dots$), і визначаються нові значення температур на кожній ітерації з вираження:

$$\{T^{(i)}\} = \{T^{(i-1)}\} + \{\Delta T^{(i)}\}. \quad (9.16)$$

Процес виконання ітерацій триває доти, поки не досягається прийнятна збіжність.

У рівнянні (9.15), записаному вище, матриця $[K_T]$ називається дотичною матрицею або якобіаном. Коефіцієнти дотичної матриці визначаються вираженням:

$$[K_T^{(i-1)}] \equiv \left(\frac{d\{\Phi\}}{dT} \right)_{i-1}. \quad (9.17)$$

Розкладання вектора $\{\Phi\}$ в усічений ряд Тейлора має вигляд

$$\{\Phi^{(i)}\} \cong \{\Phi^{(i-1)}\} + \left(\frac{d\{\Phi\}}{dT} \right)_{i-1} \{\Delta T^{(i)}\}, \quad (9.18)$$

де $\{\Delta T^{(i)}\} = \{T^{(i)}\} - \{T^{(i-1)}\}$.

При нелінійному нестационарному аналізі метод Ньютона-Рафсона комбінується з методом інтегрування за часом, що приводить до наступної системи розв'язних рівнянь:

$$[\bar{K}^{(i-1)}] \{\Delta T^{(i)}\} = \{Q^{(i)}\} - \{\bar{P}^{(i-1)}\} \quad (9.19)$$

де $[\bar{\mathbf{K}}]$ - еквівалентна матриця теплопровідності; $\{\bar{\mathbf{P}}\}$ - еквівалентний вектор внутрішнього теплового потоку

9.4. Розв'язок задач структурного аналізу задачі вогнестійкості методом кінцевих елементів

Дискретна модель конструкції будується з використанням методу кінцевих елементів у формі методу переміщень. Деформування стержнів розглядається в рамках теорії класичної балки. Розв'язна система нелінійних рівнянь має вигляд:

$$\mathbf{K}\Delta = \mathbf{R} + \mathbf{R}_t + \mathbf{R}_p, \quad (9.20)$$

де \mathbf{K} – матриця жорсткості, \mathbf{R} , \mathbf{R}_t , \mathbf{R}_p – вектори еквівалентних вузлових сил від силових навантажень, температури та необоротних пластичних деформацій, Δ - вектор вузлових переміщень.

Статичний розрахунок виконується за наступним алгоритмом. Нехай відомі параметри стану конструкції в момент часу t_n і задані поля температури й зовнішніх навантажень у момент часу $t_{n+1} > t_n$. Оскільки час не входить явно у визначальні рівняння термопластичності, воно може бути замінено параметром (t) , що задовольняють умовам $0 \leq t \leq 1$, $(t_n) = 0$, $(t_{n+1}) = 1$ і характеризуючим зміну рівня навантаження й температури в такий спосіб [22]:

$$\mathbf{R}(\lambda) = \mathbf{R}^{(n)} + \lambda \cdot (\mathbf{R}^{(n+1)} - \mathbf{R}^{(n)}), \quad T(x, y, z, \lambda) = T^{(n)}(x, y, z) + \lambda (T^{(n+1)}(x, y, z) - T^{(n)}(x, y, z)). \quad (9.21)$$

Верхні індекси « n » та « $n+1$ » відносять параметри впливів до початкового і кінцевого моментів розглянутого відрізка часу.

Використаємо варіант методу послідовних навантажень, розбиваючи інтервал $0 \leq \lambda \leq 1$ на малі підінтервали. Мале збільшення впливів приводить до зміни вектора навантаження на величину d , а вектора температурних

вузлових сил – на $d\mathbf{R}_t$. Дозволяючи рівняння (9.21) щодо переміщень, одержимо деяке їхнє збільшення $d\Delta$, обумовлене зміною навантаження:

$$\mathbf{K}(\Delta + d\Delta) = \mathbf{R} + d\mathbf{R} + \mathbf{R}_t + d\mathbf{R}_t + \mathbf{R}_p. \quad (9.22)$$

Використовуючи відомі кінематичні співвідношення для балок і модифікований закон Гука, можна знайти напруження, які в зонах нагромадження пластичних деформацій не відповідають умові міцності.

Умова текучості для таких зон має вигляд:

$$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon_t - \varepsilon_p - d\varepsilon_p) = \sigma_T \varphi(\varepsilon_p). \quad (9.23)$$

Звідси визначається збільшення пластичної деформації $d\varepsilon_p$, яка порушує умову рівноваги (9.20), що вимагає обчислення нового вектора рівноважних переміщень шляхом рішення рівняння (9.22) зі зміненим вектором \mathbf{R}_p . Повторюючи обчислення, одержимо з необхідною точністю новий рівноважний стан конструкції, що відповідає умові (9.20).

Описаний алгоритм гарантує відшукання стану конструкції, одночасно рівноважного й відповідного фізичному закону, наприкінці кожного кроку навантаження, у тому числі - у кінцевий момент часу.

Оцінка напружень поперечного зсуву проводиться за формулами:

$$\tau_{xz} = \frac{-Q_x}{J_y b(x)} \int_F \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z - \varepsilon_t - \varepsilon_p} \bar{x} dx dy, \quad \tau_{yz} = \frac{-Q_y}{J_x h(y)} \int_F \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z - \varepsilon_t - \varepsilon_p} \bar{y} dx dy, \quad (9.24)$$

де $b(x)$, $h(y)$ – відповідно ширина й висота перетину в точці (x, y) , $\bar{x} = x - x_c$, $\bar{y} = y - y_c$, а x_c , y_c – координати центру перерізу.

Для оцінки напружень $\sigma = \{\sigma_x \sigma_y \tau_{xy}\}^T$ у площині перерізу балки вважаємо, що відповідні їм деформації $\varepsilon = \{\varepsilon_x \varepsilon_y \gamma_{xy}\}^T$ малі в порівнянні з поздовжньою деформацією й не чинять на неї впливу, тому необоротні пластичні деформації перерізу балки повністю визначаються поздовжньою пластичною деформацією ε_z , знайденої з балкової моделі. Напруження й деформації зв'язані фізичним законом:

$$\sigma = D(\varepsilon - \varepsilon_t - \varepsilon_p) + \sigma_0, \quad (9.25)$$

де $\varepsilon_t = \{\varepsilon_{tx}, \varepsilon_{ty}, 0\}^T$, $\varepsilon_p = \{\varepsilon_{px}, \varepsilon_{py}, 0\}^T$ – температурні й пластичні деформації перерізу, $\sigma_0 = \sigma_z \{\mu/1-\mu, \mu/1-\mu, 0\}^T$, $\varepsilon_{px} = \varepsilon_{py} = -\mu^* \varepsilon_z$, D – матриця характеристик матеріалу, μ та μ^* – коефіцієнт Пуассона матеріалу в пружному й пластичному стані відповідно.

Співвідношення (9.25) у сукупності з варіаційним принципом Лагранжа й граничних умов, що забезпечують відсутність твердих зсувів перетину, дозволяє одержати двовимірне крайове завдання. Отримане завдання вирішується чисельно, методом кінцевих елементів у формі методу переміщень.

Накопичення ушкоджень у перерізах елементів системи моделюється в такий спосіб. Для кожного розглянутого моменту часу від початку вогневого впливу на конструкцію аналізується стан всіх підобластей дискретизації перерізів стрижневих елементів. Граничний стан матеріалу в межах підобласті дискретизації вважається досягнутим, якщо деформації ($\varepsilon - \varepsilon_t$) перевищили граничні для даної температури значення або комбінації головних напружень σ_1 та σ_3 досягає відповідного критерію міцності. Підобласті, у яких досягнуте граничний стан, виключаються з розрахунку – їхня твердість приймається рівної нулю.

Для кількісної оцінки пошкодження перетину елемента розглянутої системи вводяться параметри, що характеризують ступінь його деградації:

- для пластичних матеріалів - відношення площі частини перетину, охопленої пластичними деформаціями, до площі перетину бруто;
- для крихких матеріалів - відношення площі зруйнованої частини перерізу до площі перерізу бруто.

Для аналізу стійкості стиснутих прольотів системи формулюється й дискретизується методом кінцевих елементів крайова задача, що описує геометрично нелінійне деформування прольоту. Відповідна система розв'язних рівнянь має вигляд:

$$\mathbf{K}\delta + N^*\mathbf{G}\delta = \mathbf{R}, \quad (9.26)$$

де N^* - стискаюча сила у перерізі проліту, \mathbf{G} – матриця геометричної жорсткості. Розрахунок стійкості потребує розв'язку задачі на власні значення для пари матриць (\mathbf{K}, \mathbf{G}) , при цьому найменше зі знайдених власних чисел визначає критичне навантаження.

Несуча здатність елемента системи вважається вичерпаною, якщо в ньому розвивається зона зростаючих пластичних деформацій (пластичний шарнір), або відбулося руйнування по перетині (тріщина), або відбулася втрата стійкості. З метою аналізу живучості конструкції при руйнуванні окремих її елементів проліт, що втратив несучу здатність, виключається з розрахункової моделі.

9.5. Сучасне програмне забезпечення для реалізації чисельних розрахункових методів аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при пожежі

При розгляді прогріву перерізів елементів залізобетонних будівельних конструкцій у цьому випадку застосовуються методи кінцевих різниць (МКР) і кінцевих елементів (МКЕ). МКЕ застосовується набагато частіше і є обчислювальним ядром майже всіх найбільш відомих і авторитетних програмних комплексів. Застосування ЕОМ у комплексі із МКЕ обумовлено складністю й громіздкістю вирішення теплотехнічної задачі у нелінійній постановці зі складними граничними умовами, особливо якщо елементи конструкцій мають складну конфігурацію. Останнім часом МКЕ придбав широке застосування й реалізований у численних спеціальних програмних комплексах, які називаються FEM-системами. До таких програмних комплексів відноситься велика кількість потужних закордонних і вітчизняних програмних продуктів [22], таких як ANSYS, MSC/NASTRAN,

COSMOS, ABAQUS, MARC та ін. На рис. 9.1 показане сімейство програмних продуктів, засноване на застосуванні FEM-методів аналізу.

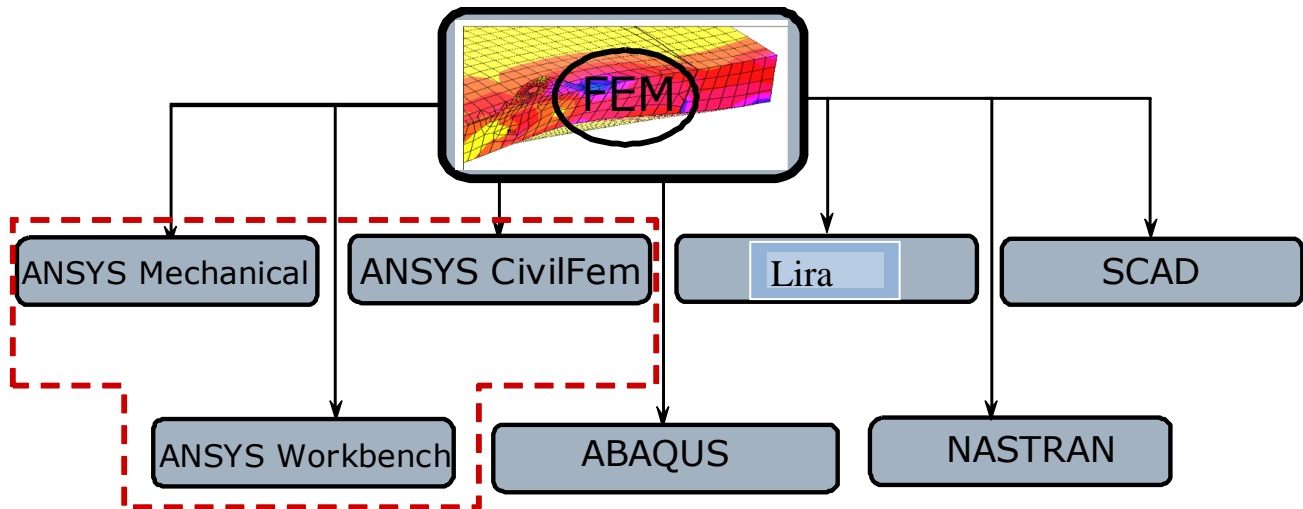


Рисунок 9.1 – Сімейство програмних продуктів, заснованих на FEM-методах аналізу

Найбільш надійним і універсальним є програмний комплекс ANSYS. У якості його основної переваги варто вказати можливість розв'язання комплексних сполучених задач, що стосуються суміжних областей фізики в одному програмному середовищі. Оскільки задача визначення межі вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій поєднує тепловий і міцнісний аналіз, має нестационарну постановку, і є необхідність розглядати безліч сильно нелінійних ефектів, як при тепловому аналізі, так і при міцнісному, система ANSYS найкраще підходить для її вирішення.

Для верифікації створених моделей необхідно використовувати альтернативні методи або чисельні, або аналітичні. Аналітичні методи мають істотні обмеження складністю розглянутих завдань, тому ефективніше використовувати чисельні методи. Для реалізації альтернативних чисельних методів для верифікації моделей можна використовувати безпосередньо мови програмування, або спеціалізовані комп'ютерні обчислювальні системи, де

багато вже реалізованих алгоритмів. До таких систем відносять Mathcad, Maple, Mathematica, Derive, MathLab та ін. Найбільш ефективною на мій погляд є система Mathcad, що має ефективний комплекс вбудованих функцій проведення всіх стандартних математичних операцій і потужний блок програмування. Все це дозволяє реалізовувати будь-які чисельні й чисельно-аналітичні методи розв'язання систем рівнянь у часткових похідних.

Питання для самоконтролю

1. Програмне забезпечення для реалізації чисельних методів.
2. Теплотехнічна задача.
3. Граничні умови III роду.
4. Метод кінцевих різниць.
5. Метод кінцевих елементів.
6. Статичний розрахунок визначення межі вогнестійкості.
7. Програмний комплекс ANSYS.

Розділ 10

ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН

1. Стадії напружено-деформованого стану.
2. Розрахунок та конструювання плит та балок (ригелів).
3. Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, за Єврокодом EN 1992-1-2.
4. Уточнені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, на прикладі залізобетонної балки.
 - 4.1. Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної балки.
 - 4.2. Розв'язок статичної задачі для визначення вогнестійкості залізобетонної балки методом кінцевих елементів.

10.1. Стадії напружено-деформованого стану

Сукупність напружень та деформацій в перерізі по всіх його ділянках називають *напружено-деформованим станом (НДС)*. При поступовому збільшенні навантаження на елемент послідовно виникають три основні стадії НДС.

Стадія I. При малих навантаженнях (згинальних моментах) напруження в бетоні та арматурі невеликі, деформації мають пружний характер. Залежність між напруженнями і деформаціями лінійна і епюра напружень як у стиснутій, так і в розтягнутій зонах трикутні (рис.10.1, а). При збільшенні навантаження в розтягнутій зоні бетону розвиваються пластичні деформації, епюра напружень стає криволінійною і напруження досягають межі міцності на розтягання $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$ (рис.10.1, б). У стиснутій зоні бетону переважають пружні деформації і епюра напружень близька до трикутної (стадія 1а) Цю стадію беруть за основу при розрахунку за утворенням тріщин.

Стадія II. Оскільки $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$, то подальше збільшення навантаження призводить до утворення тріщин у розтягнутій зоні. В місцях тріщин розтягувальні зусилля в основному сприймаються арматурою і частково бетоном над тріщиною. В стиснутій зоні в бетоні розвиваються пластичні деформації і епюра напруження стає криволінійною. При цьому нейтральна лінія підіймається вгору і висота стиснутої зони x зменшується. Стадія II закінчується тоді, коли напруження в розтягнутій арматурі досягають σ_y (рис.10.1, в). Ця стадія зберігається тривалий час і характерна для експлуатаційних навантажень (65% від руйнівних), бо для багатьох конструкцій утворення тріщин допускається. За цією стадією проводять розрахунок прогинів та ширини розкриття тріщин.

Стадія III – це стадія руйнування. Розрізняють два характерних випадки руйнування елементів.

Випадок 1. В нормально армованих перерізах несуча здатність розтягнутої арматури дещо менша за несучу здатність стиснутої зони бетону, тому напруження в арматурі раніше досягають своїх граничних значень ($\sigma_s = R_s$), внаслідок чого зменшується висота стиснутої зони бетону x . Напруження в бетоні стиснутої зони зростають і досягають граничних ($\sigma_b = R_b$). Руйнування носить пластичний характер (рис.10.1, г).

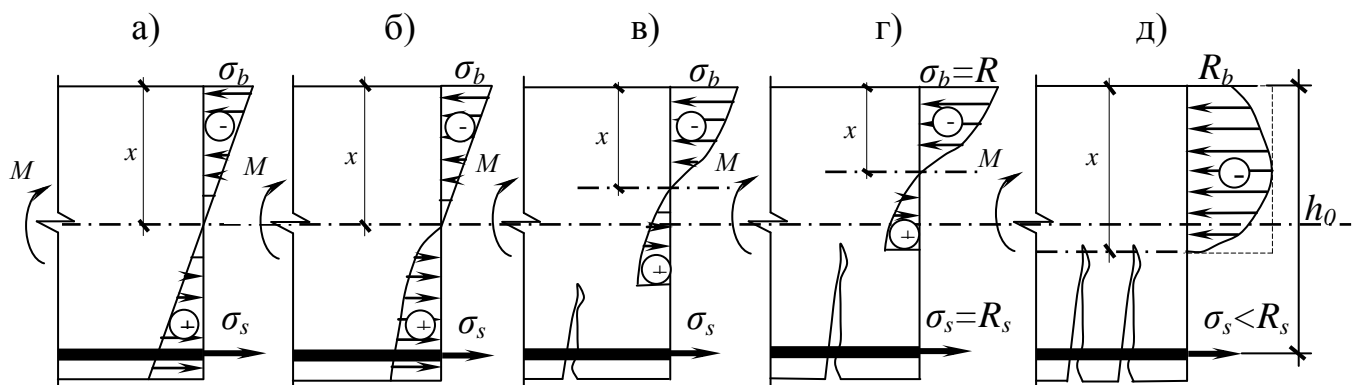


Рисунок 10.1- Стадії напружено-деформованого стану при згині:

а – I; б – Ia; в – II; г – III (випадок 1); д – III (випадок 2).

Випадок 2. При перенасиченні перерізу арматурою елемент руйнується внаслідок роздавлювання бетону стиснутої зони; при цьому напруження в розтягнутій арматурі не досягають межі текучості ($\sigma_s < R_s$) і її міцність використовується не повністю (рис.10.1, д). Таке руйнування носить крихкий характер.

Передумови для визначення граничних зусиль в перерізі:

1. В розтягненій зоні бетон не працює ($\sigma_{bt} = 0$).
2. Напруження стиску в бетоні дорівнюють розрахунковому опору бетону стиску ($\sigma_b = R_b$) та рівномірно розподіляються по перерізу.
3. Напруження розтягу в арматурі приймають рівними розрахунковому опору арматури розтягу ($\sigma_s = R_s$).
4. Деформації та напруження в арматурі визначаються в залежності від висоти стиснутої зони бетону.

10.2. Розрахунок та конструювання плит та балок (ригелів)

Плити – плоскі елементи, що працюють на поперечний згин, у яких товщина значно менша ширини та довжини.

Плити поділяють за **типом поперечного перерізу** на суцільні, порожнисті та ребристі. Плити армують переважно зварними сітками, а ребра плит плоскими зварними каркасами.

Діаметр робочої арматури $d_s = 3 \dots 10$ мм в тонких плитах (товщиною $6 \dots 10$ см), а в товстих $d_s = 12 \dots 16$ мм, з кроком по ширині плити $S = 100 \dots 200$ мм. Частина стрижнів робочої арматури може закінчуватись в прольоті (для в'язаних сіток), але до опори повинні бути доведені не менш 3-х стержнів на 1 м.

Розподільна арматура в сітках приймається меншого діаметру з умов технології зварювання з $S = 250 \dots 300$ мм (див. табл.10.1). Розподільна арматура повинна знаходитись від грані плити не менш ніж на 10 мм. Щоб

забезпечити якісне зварювання та надійне анкерування арматури в бетоні всі співвідношення між діаметрами стержнів, які зварюють, та відстані між ними необхідно призначати згідно норм за конструктивними міркуваннями.

Товщина захисного шару для робочої арматури плит визначається:

- ЗШ ≥ 10 мм – для плит товщиною до 100 мм;
- ЗШ ≥ 15 мм – для плит товщиною більше 100 мм.

Розподільна арматура повинна знаходитись від поверхні бетону ≥ 10 мм. Кінці робочої поздовжньої арматури не повинні доходити до торців плит на 5 мм.

Таблиця 10.1

d_1	3...10	12	14...16	18	20	22	25	28...32	36...40
d_2	3	3	4	5	5	6	8	8	10
мін відстань між стержнями в одному напрямі	30	40	40	40	50	50	50	70	80
Клас арматури	Вр-I					A240C			

Балкою – називають конструктивний елемент, що працює на поперечний згин, розміри поперечного перерізу якого значно менші довжини. Висота балок зазвичай приймається $h=(1/8...1/20)l$, а ширина $b=(0,25...0,5)h$. Висота балок приймається кратною 50 мм, а якщо балка має висоту більшу за 600 мм, тоді кратною 100 мм.

Армування здійснюється просторовими каркасами КП, які складаються з плоских каркасів КР та з'єднувальної арматури ОС. Робоча арматура балок сприймає розтяг, що виникає при згині під навантаженням. Площа робочої арматури визначається розрахунком. Діаметр рекомендується приймати 12...28 мм. Більші діаметри не рекомендують приймати через надмірне розкриття тріщин. Поперечна арматура балок сприймає поперечні сили, а також забезпечує зв'язок стиснутої та розтягнутої зон бетону.

Захисний шар (ЗШ) в балках, колонах, ребрах плит:

- висотою $h \leq 250$ мм та при $d_s \leq 20$ мм приймається ЗШ ≥ 20 мм;
- висотою $h \geq 250$ мм та якщо $d_s \leq 20$ мм приймається ЗШ = 20 мм;

- якщо $32 \text{ мм} > d_s > 20 \text{ мм}$ приймається $ЗШ \geq 25 \text{ мм}$.

Але в усіх випадках ЗШ повинен бути $\geq d_s$.

Робоча арматура не доводиться до торців балки на 10 мм. Поперечна арматура повинна знаходитись від грані елемента не менш ніж на 15 мм. Кінці поперечної та з'єднувальної арматури повинні знаходитись від грані елемента не менш ніж на 5 мм.

Якщо **каркаси в'язані**, то діаметр хомутів приймається:

- $d_{sw} \geq 6 \text{ мм}$ при висоті балок до 80 см;
- $d_{sw} \geq 8 \text{ мм}$ при висоті балок більше 80 см.

Діаметр монтажної арматури $d_m = 12 \dots 14 \text{ мм}$.

Якщо **каркаси зварні** d_{sw} приймається з умов технології зварювання. Крок поперечних стрижнів назначають або розрахунком або конструктивно. Діаметр монтажної арматури $d_m = d_{sw} + (2 \dots 4) \text{ мм}$.

Якщо ширина балки до 150 мм, то необхідно встановлювати один плоский або здвоєний каркас. Якщо ширина балки більше 150 мм встановлюють два або більше плоских каркасів. Полички балок армують зварними сітками з захисним шаром як для плит. Якщо поличка тонка, то сітку вкладають посередині.

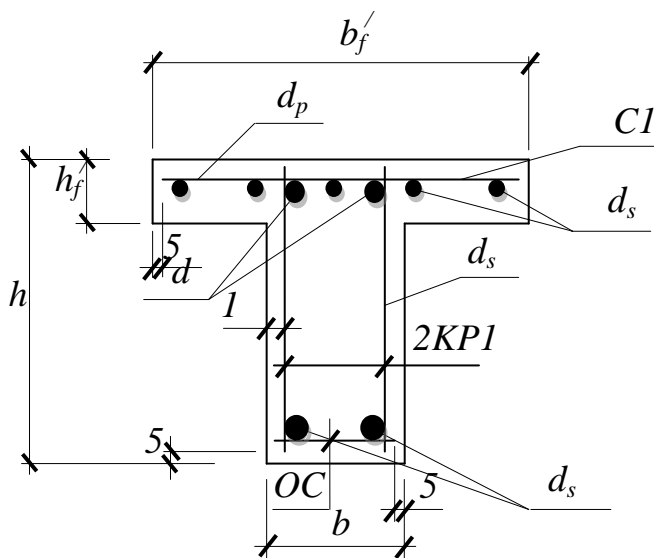


Рисунок 10.2 – Армуння балки таврового перерізу

На рис. 10.2 d_s – діаметр робочої арматури, мм; d_{sw} – діаметр поперечної арматури, мм; d_m – діаметр монтажної арматури, мм; d_p – діаметр розподільної арматури сітки, мм; OCI – з’єднувальна арматура (окремий стрижень), мм; h, b – розміри перерізу балки, мм; $2KPI$ – два плоскі каркаси; CI – арматурна сітка.

Для визначення внутрішніх зусиль застосовується метод перерізів, тобто елемент розрізається по нормальному перерізу, відкидається права частина та для витримки рівноваги дію відкинутої частини замінюють внутрішніми зусиллями (рис.10.3).

В основу розрахунку покладена третя стадія НДС – стадія руйнування.

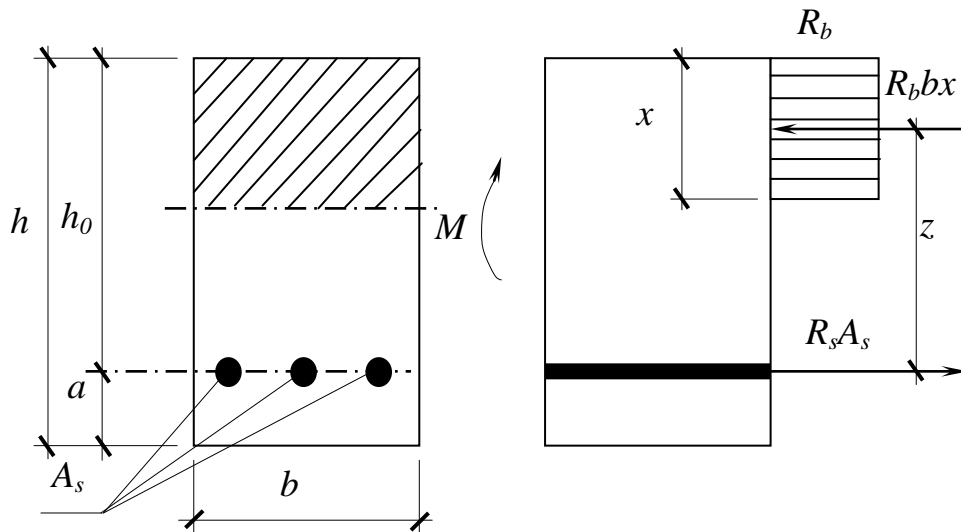


Рисунок 10.3 – Розрахункова схема нормального перерізу при розрахунках міцності прямокутних елементів з одиночним армуванням.

На рис.10.3 M – згинальний момент від зовнішнього навантаження; $N_b = R_b A_b = R_b b x$ - рівнодіюча зусиль в стиснутому бетоні; x – висота стиснутої зони бетону; $N_s = R_s A_s$ - рівнодіюча зусиль в розтягненій арматурі; z – плече внутрішньої пари сил

$$z = h_0 - x/2, \quad (10.1)$$

h_0 – робоча висота перерізу – відстань від стиснутої грані бетону до центру розтягнутої арматури,

$$h_0 = h - a, \quad (10.2)$$

де a – відстань від центру розтягнутої арматури до розтягнутої грані бетону,

$$a = 3Ш + d_s/2. \quad (10.3)$$

Якщо арматура розташована в два ряди

$$a = 3Ш + d_s + (в\ світлі/2). \quad (10.4)$$

Повинні бути дотримані рівняння рівноваги:

$$\begin{aligned} \sum M &= 0; \\ \sum x &= 0; \\ \sum y &= 0. \end{aligned} \quad (10.5)$$

Застосуємо рівняння $\sum M = 0; \sum x = 0$. Складемо рівняння рівноваги моментів відносно вісі, яка проходить через центр розтягнутої арматури

$$\begin{aligned} M - R_b b x (h_0 - x/2) &= 0, \\ M &= R_b b x (h_0 - x/2). \end{aligned} \quad (10.6)$$

Міцність нормального перерізу елементів буде забезпечена, якщо згинальний момент від зовнішніх розрахункових зусиль M не перевищуватиме розрахункової несучої здатності того самого перерізу за згинальним моментом M_u (розрахунковий момент, який може витримати переріз при досягненні ним граничного стану), тобто

$$M \leq M_u. \quad (10.7)$$

Складемо рівняння рівноваги моментів відносно вісі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони бетону:

$$\begin{aligned} M - R_s A_s (h_0 - x/2) &= 0, \\ M &= R_s A_s (h_0 - x/2). \end{aligned} \quad (10.8)$$

Умова рівності нулю суми проекцій усіх нормальних зусиль на поздовжню вісь елемента має вигляд:

$$\begin{aligned} R_b b x - R_s A_s &= 0, \\ R_b b x &= R_s A_s. \end{aligned} \quad (10.9)$$

Вирішуючи систему цих рівнянь ми знаходимо дві невідомі x , A_s .
Відносна висота стиснутої зони бетону $\xi = \frac{x}{h_0}$, звідси $x = \xi h_0$.

Проаналізувавши рівняння (10.9) зрозуміло, що зі збільшенням кількості арматури збільшується площа стиснутої зони бетону $A_b = bx$, тобто збільшується ξ та x . Вочевидь існує граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_r . Цьому значенню буде відповідати граничне армування, при перевищенні якого руйнування елемента почнеться зі стиснутої зони бетону, а не з розтягнутої арматури. Якщо $\xi \leq \xi_R$ - це перший випадок руйнування, якщо $\xi > \xi_R$ - це другий випадок руйнування.

З рівняння (10.9) знаходимо:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}, \quad \mu = \frac{A_s}{b h_0}, \quad \mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\%, \quad \xi = \mu \frac{R_s}{R_b} \quad \text{або} \quad \mu = \xi \frac{R_b}{R_s}, \quad (10.10)$$

де μ - коефіцієнт або відсоток армування. Згідно з вимогами норм мінімальний відсоток армування залізобетонних елементів при згині має становити 0,05%.

Оптимальний відсоток армування становить: для балок $\mu = 1...2\%$, для плит $\mu = 0,3...0,6\%$.

На практиці для розрахунку прямокутних перерізів використовують таблиці. Для цього вводять позначення:

$$\zeta = 1 - 0,5\xi, \quad \alpha_m = \zeta(1 - 0,5\xi). \quad (10.11)$$

Для знаходження другої невідомої в рівняння (9.5) підставимо значення $x = \xi h_0$

$$\begin{aligned} M &= R_b b \xi h_0 \left(h_0 - \frac{\xi h_0}{2} \right), \\ M &= R_b b \xi h_0^2 (1 - 0,5\xi), \\ M &= R_b b h_0^2 \alpha_m, \quad \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}. \end{aligned} \quad (10.12)$$

В рівняння (10.9) підставимо значення x

$$R_b b \xi h_0 = R_s A_s, \quad A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s}. \quad (10.13)$$

Також A_s можна знайти з рівняння (10.8):

$$\begin{aligned} M &= R_s A_s (h_0 - x/2), \\ M &= R_s A_s \left(h_0 - \frac{\xi h_0}{2} \right), \\ M &= R_s A_s h_0 (1 - 0,5\xi) = R_s A_s h_0 \zeta, \end{aligned} \quad (10.14)$$

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta}.$$

При розв'язанні задач міцності можливі різні варіанти.

Перший тип - **перевірка міцності нормального перерізу**.

При цьому задано розміри поперечного перерізу, армування, характеристики міцності матеріалів та зовнішній згинальний момент.

Розрахунки виконуються у наступній послідовності:

- знаходимо відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\xi = \mu R_s / R_b \leq \xi_R;$$

- визначаємо M_u попередньо знайшовши за $\xi \rightarrow \zeta$ і α_m :

$$M_u = R_b b \alpha_m h_0^2,$$

$$M_u = R_s A_s \zeta h_0.$$

- перевіряємо умову: $M \leq M_u$. Якщо умова виконується міцність

вважаємо забезпеченою.

Другий тип - **підбір перерізу робочої арматури**.

Дано: b, h, R_b, R_s, M .

Знайти A_s ?

Розрахунок виконується у такій послідовності:

- знаходимо α_m за формулою (10.11);

- за $\alpha_m \rightarrow \xi, \zeta$;

- перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$;

- визначаємо площу арматури A_s за формулою (10.13, або 10.14)
- здійснюємо конструювання перерізу.

Третій тип - *Підбір перерізів бетону і арматури одночасно.*

Дано: R_b, R_s, M .

Визначити: b, h, A_s ?

Послідовність розрахунку:

- задаються оптимальним коефіцієнтом армування μ і визначають відносну висоту стиснутої зони бетону: $\xi = \mu R_s / R_b$;

- за $\xi \rightarrow \alpha_m$;

- конструктивно призначаємо b ;

- знаходимо робочу висоту перерізу $h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}}$;

- підраховуємо загальну висоту перерізу: $h = h_0 + 3Ш + d_s / 2$;

- уточнюємо α_m за формулою (10.11);

- за $\alpha_m \rightarrow \xi, \zeta$;

- перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$;

- визначаємо площу поздовжньої робочої арматури A_s за формулою (10.13, або 10.14).

10.3 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, за Єврокодом EN 1992-1-2

Розрахунок вогнестійкості плит. У цьому розділі викладені рекомендації з розрахунку на вогнестійкість залізобетонних плит згідно EN 1992-1-2.

Вогнестійкі плити можна розділити на два основних типи: ненесучі і несучі. Ненесучі вогнестійкі плити повинні задовольняти вимогам достатньої теплової ізоляції і цілісності. Несучі вогнестійкі плити також повинні задовольняти вимогам достатньої несучої здатності на додаток до вимог

теплової ізоляції і цілісності. В даний час оцінити розрахунковим шляхом цілісність при вогневому впливі складно. Вважається, що якщо розрахунок протипожежної безпеки відповідає табличним даним або спрощеним методам розрахунку, які представлені в EN 1992-1-2, то він задовольняє вимогам цілісності і немає необхідності в подальших перевірках. При застосуванні уточнених методів розрахунку проектувальник повинен переконатися в тому, що цілісність (вогнева непроникність) вогнестійкого відсіку підтримується відповідним конструюванням настільки, що значні деформації конструкції обмежуються протипожежним відсіком. Що стосується розрахунків інших елементів конструкцій, то в цій главі даються тільки рекомендації щодо застосування спрощених методів розрахунку.

Спрощений метод розрахунку, викладений в EN 1992-1-2, заснований на розгляді приведеного розміру плити, в якій зруйнована вогнем зона бетону обчислюється точно таким же шляхом, який описаний в розділі 10.3. Потім розрахунок плити виконується згідно EN 1992-1-1, але з урахуванням механічних властивостей бетону при підвищених температурах.

Наступний приклад показує, як обчислювати приведену товщину плити з використанням і зонної, і методики ізотерми 500 °С.

Приклад 10.1. Розрахунок приведенної товщини плити.

Необхідно розрахувати приведену товщину і розрахункову міцність бетону монолітної бетонної плити при пожежі. Розрахункова межа вогнестійкості при стандартній пожежі становить 90 хв. Початкова товщина плити складає 100 мм.

Результати розрахунку.

1. Розрахунок за зонною методикою.

Плита нагрівається з одного боку таким чином, що половина товщина еквівалентної стіни (w_1 на рис. 10.4, б) є товщиною плити, $w = 100$ мм.

Розділимо товщину плити на чотири зони, кожна з яких буде мати товщину 25 мм. Відстань від центрів чотирьох зон до поверхні плити, що піддана впливу пожежі, становить 12,5; 37,5; 62,5 і 87,5 мм.

Згідно рис. 10.5, значення температур в цих зонах складають 725; 420; 240 і 140 °С. Температура поверхні плити, що не піддана впливу пожежі, становить θ_M -110 °С. Виходячи з табл. 8.1, коефіцієнти зниження опору для цих зон дорівнюють 0,2625; 0,72; 0,91 і 0,98. Коефіцієнт зниження опору для поверхні, не підданій впливу пожежі, $k_c(\theta_M)=0,995$.

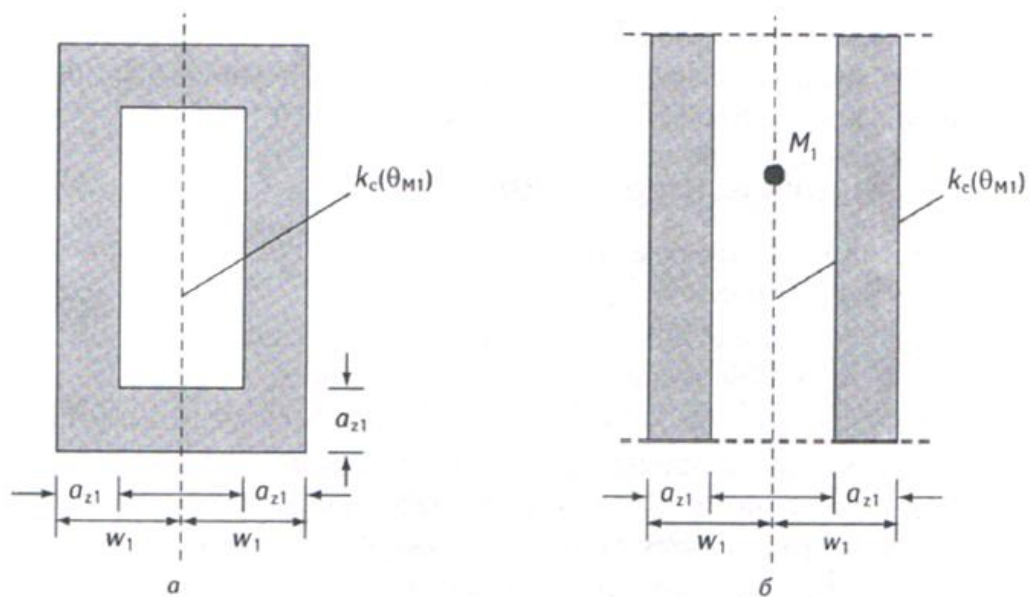


Рисунок 10.4 - Визначення зменшеного поперечного перерізу бетону для залізобетонних плит: а - поперечний переріз колони; б - еквівалентна стіна.

На підставі рівняння середній коефіцієнт зниження для плити буде:

$$k_{cm} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) = \frac{(1-\frac{0,2}{4})}{4} (0,2625 + 0,72 + 0,91 + 0,98) = 0,682$$

Виходячи з рівняння $a_{z1} = w_1 \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_m)} \right)^\alpha \right]$, товщина пошкодженої пожежею зони плити складе:

$$a_{z1} = 100 \left[1 - \frac{0,682}{0,995} \right] = 31,5 \text{ мм.}$$

$\theta, ^\circ\text{C}$

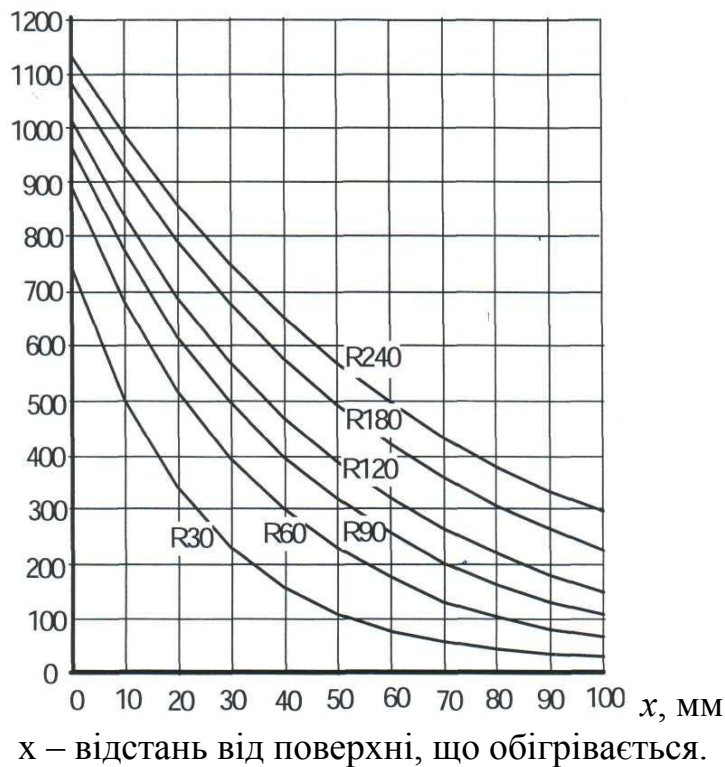


Рисунок 10.5 – Температурні криві плит (висота $h=200$ мм) для R60 – R240

Приведена (зменшена) товщина плити буде $100-31,5 = 68,5$ мм.

Потім слід керуватися вказівками EN 1992-1-2, використовуючи значення зазначеної приведеної товщини плити і приведений розрахунковий опір бетону, рівний 0,995 від його опору при нормальній температурі.

2. Розрахунок за методикою ізотерми 500 °C.

Виходячи з рис. 10.5, віддалення ізотерми 500 °C від підданої впливу пожежі поверхні становить 30 мм. Цю товщину рекомендується виключити, і приведена (знижена) товщина плити складе $100-30=70$ мм. Розрахунок плити необхідно виконувати згідно EN 1992-1-1, але з використанням приведеної товщини плити і розрахункового опору бетону при нормальній температурі.

Розрахунок вогнестійкості залізобетонних балок. Прийнято вважати, що значення температур поперечного перерізу балок задаються як вихідні дані.

У Єврокодi EN 1992-1-2 розглядаються два методи розрахунку залізобетонних балок. Перший метод розрахунку може використовуватися сам по собі, в той час як другий метод застосовується в поєднанні з табличними даними. Перший метод розрахунку заснований на використанні приведеного поперечного перерізу бетону, який отримується за методом ізотерми 500 °С, або за зонним методом розрахунку.

Після того, як приведений поперечний переріз бетону визначений, граничний згинальний момент перетину може бути обчислений тим же самим шляхом, як в EN 1992-1-1 для залізобетонних балок, що знаходяться в нормальних температурних умовах.

При перевірці несучої здатності залізобетонної балки на зріз і кручення за граничним станом при пожежі розрахункову температуру хомутів рекомендується приймати на рівні перетину хомутів з нейтральною віссю приведеного поперечного перерізу, положення якої обчислюється згідно EN 1992-1-1.

Другий метод розрахунку викладено в Додатку Е Єврокоду EN 1992-1-2. Цей метод використовується з метою розширення галузі застосування табличних даних з розділу 5 Єврокоду EN 1992-1-2.

Табличні дані встановлюють мінімальні розміри перерізів сталезалізобетонних балок і мінімальні значення захисного шару бетону для арматури. При використанні методу Додатку Е Єврокоду EN 1992-1-2 мінімальні розміри перерізів залізобетонних балок не можуть бути змінені. Тому Додаток Е рекомендується використовувати при необхідності обґрунтувати зменшення захисного шару бетону для арматури (відстань до осі a) в табличних даних. Крім того, цей метод розрахунку рекомендується використовувати лише тоді, коли прикладене навантаження є переважно рівномірно розподіленим.

Зауваження по табличним даним Єврокоду EN 1992-1-2. Дані по залізобетонних балках наведено в табл. 5.5-5.7 Єврокоду EN 1992-1-2.

Табл. 5.5 містить дані для вільно опертих балок, виконаних із звичайного або попередньо напруженого залізобетону, табл. 5.6 - дані для нерозрізних балок зі звичайного і попередньо напруженого залізобетону. Відомості за мінімальною шириною і товщині стінок залізобетонних звичайних і попередньо напружених нерозрізних двотаврових балок, що працюють при значних поперечних силах (стаття 5.6.3 [3]), - дані в табл. 5.7.

Табличні дані основані на критичних температурах сталі 500 °С для звичайних арматурних стержнів, 400°С - для попередньо напружених арматурних елементів і 350°С для дроту, що відповідають коефіцієнту зниження для розрахункового рівня навантаження при пожежі (стаття 2.4.2) $\eta_{fi}=0,7$. Якщо розрахунковий рівень навантаження відрізняється від зазначеного, то, згідно EN 1992-1-2, відстань до осі арматурних стержнів можна змінити. Крім того, якщо критична температура сталі менше 400 °С, то мінімальні розміри поперечного перерізу слід збільшити.

10.4. Уточнені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, на прикладі залізобетонної балки

10.4.1. Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної балки

Для визначення режимів прогріву залізобетонної балки при пожежі необхідно як модельний об'єкт вибрати конкретний елемент. Розглянемо залізобетонну балку перерізом 200×400, довжиною 5 м з важкого бетону В-30 вологістю 3% на гранітному заповнювачі з арматурами класу А-III й захисним шаром покриття 25 мм. Балка нагрівається з трьох сторін при зміні зовнішньої температури за стандартним режимом пожежі

Розрахункова схема перерізу балки показана на рис. 10.6.

Для реалізації розрахунку теплотехнічної задачі при визначенні вогнестійкості залізобетонної балки треба зважити на те, що розрахунок ведеться для даної задачі у сумісній постановці разом із структурним аналізом. Тому балка моделюється елементами SOLID70 та LINK33. Вигляд KE SOLID70 та KE LINK8 показаний на рис. 10.7.

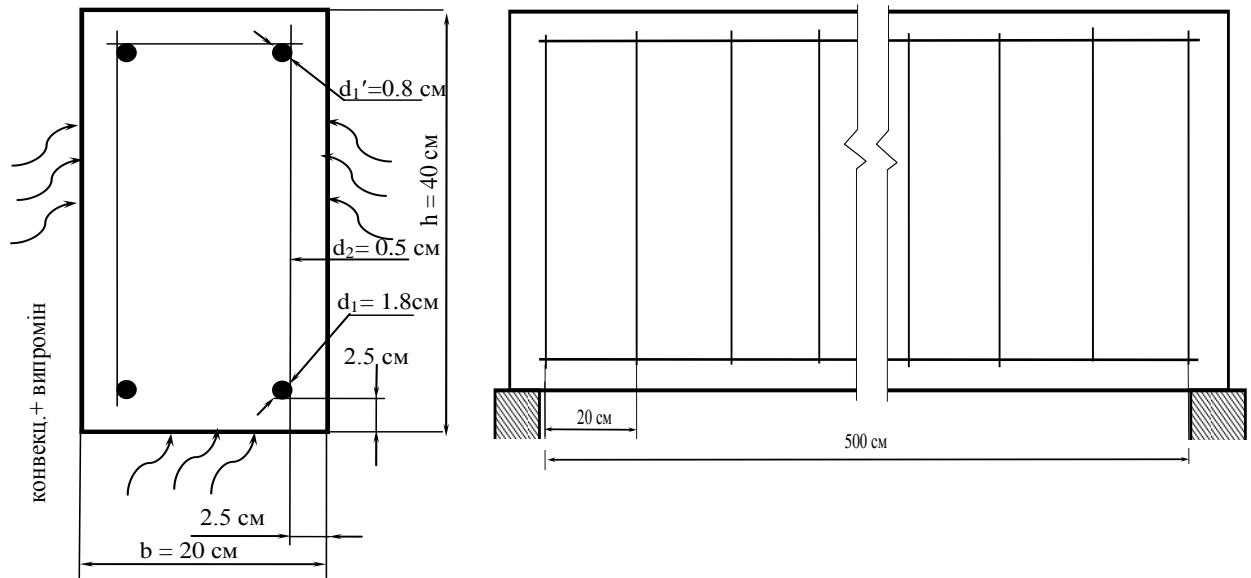
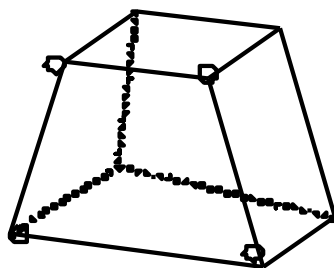
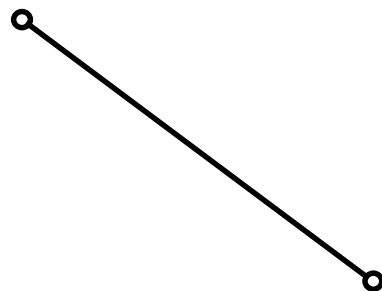


Рисунок 10.6 – Розрахункова схема балки

3-D 8-вузловий тепловий об'єм 3-D 2-вузловий тепловий стержень



SOLID70 8-вузловий 3-D
DOF: температура
Умови довільного масового
переносу або рідини



LINK33 2-вузловий 3-D
DOF: температура

L

Рисунок 10.7 – Теплові KE для розв'язку теплотехнічної задачі вогнестійкості залізобетонної балки

Засобами геометричного моделювання побудована модель балки і на неї накладена сітка KE, представлена на рис. 10.8.

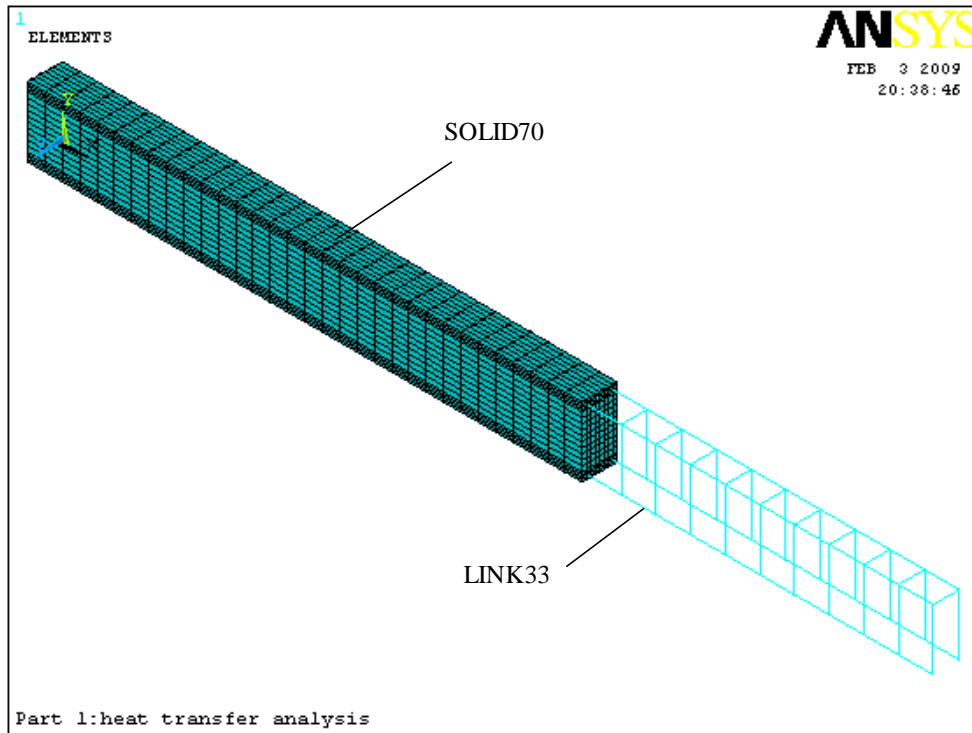


Рисунок 10.8 – Кінцево-елементна модель залізобетонної балки

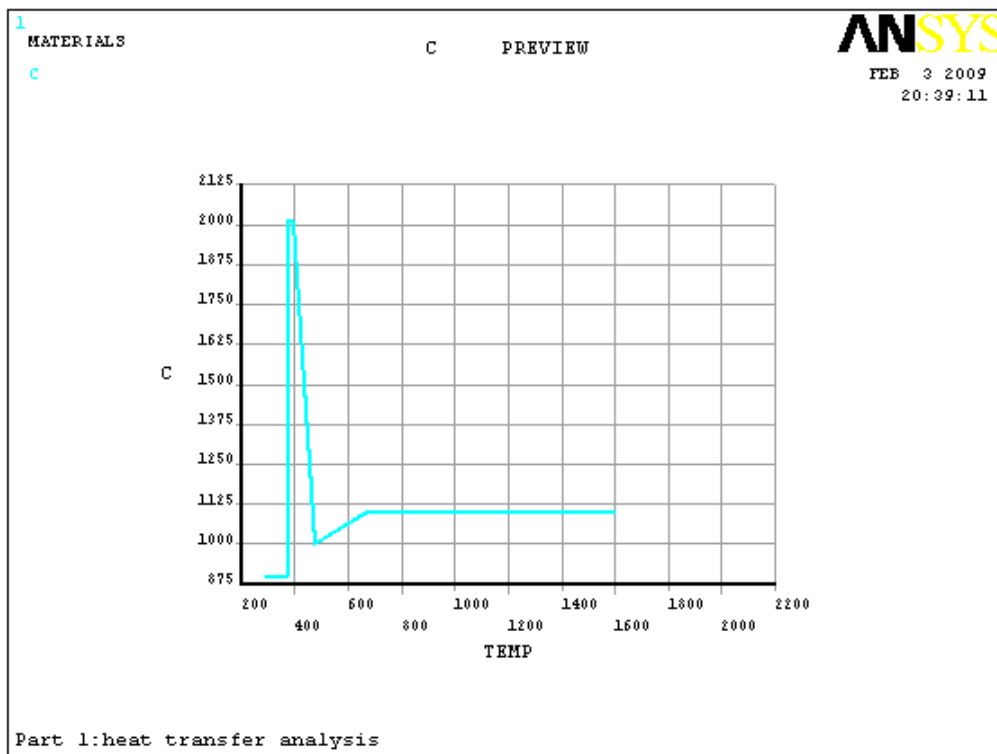


Рисунок 10.9 – Теплоємність бетону

Для завдання конвективного та радіаційного теплообміну задаємо дані, подані в табл. 10.2. Відповідно для реалізації конвективних граничних умов задаємо поверхні конвективного теплообміну, а для радіаційного використовуємо радіаційний вирішувач за допомогою блоку команд:

sfa,all,,rad,0.85

sfa,all,,conv,29

Таблиця 10.2

Характеристики бетону

№, п/п	Характеристика	Одиниці вимірювання	Величина	
1.	К-т теплопровідності	Вт/(м·К)	$2-0,2451(T/100)+0,0107(T/100)^2$	
2.	Теплоємність	Дж/(м ³ ·К)	К	Дж/(м ³ ·К)
			293	900
			372	900
			373	2010
			393	2010
			473	1000
			673	1100
			1500	1100
3.	Густина	кг/м ³	2300	
4.	Коефіцієнт чорноти поверхні	-	0.85	

Для розв'язку задачі задані властивості бетону згідно з [3]. Залежності теплофізичних матеріалів, введені в програму, подані на рис. 10.9 та рис. 10.10.

Часовий крок обраний рівним 60 с з відповідно до [23, 24].

Після проведення обчислень отримані результати для інтервалу часу нагрівання за стандартною температурною кривою пожежі протягом 150 хв (максимальна межа вогнестійкості за несучою здатністю згідно [15]).

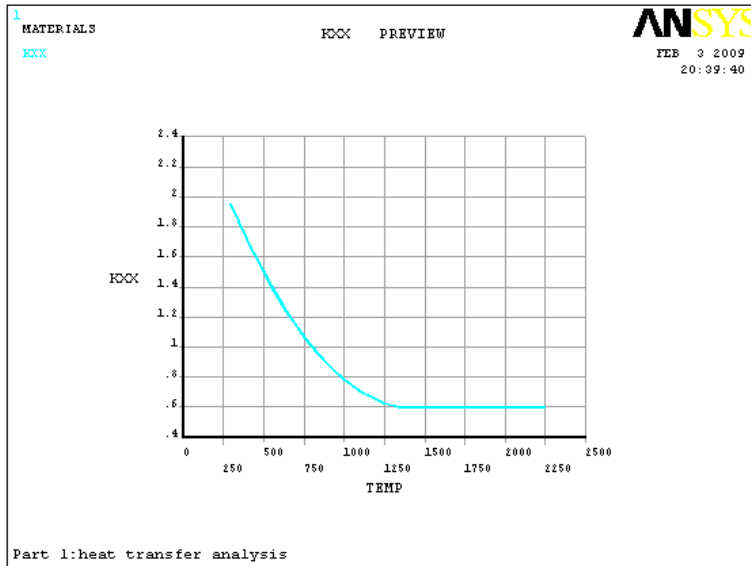
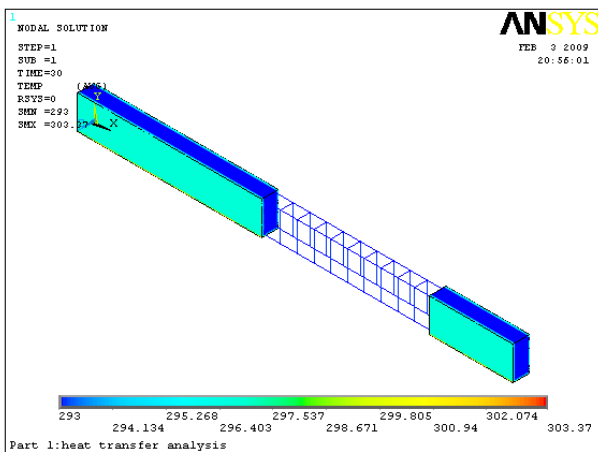
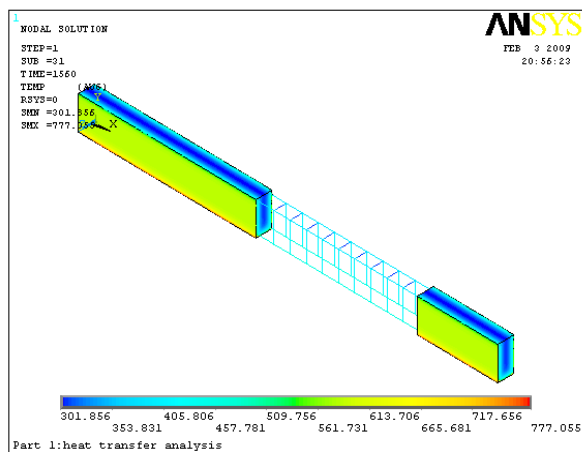


Рисунок 10.10 – Коефіцієнт теплопровідності бетону

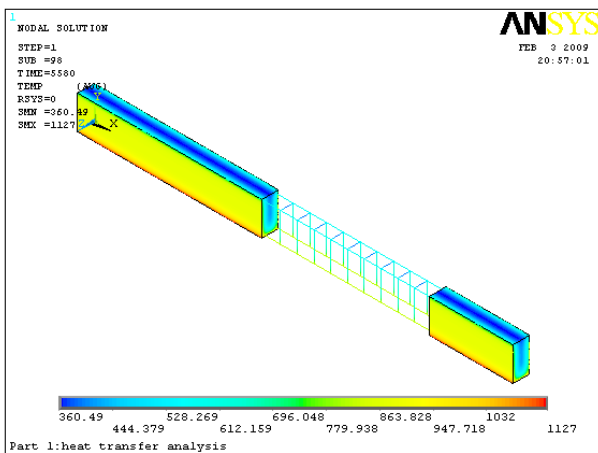
Результати розрахунку подані на рис. 10.11.



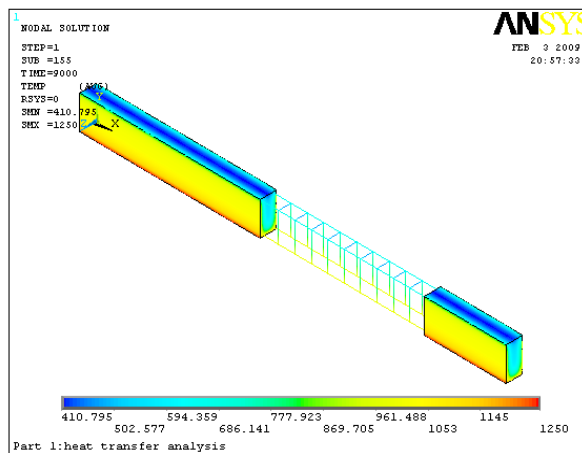
а.



б.



в.



г.

Рисунок 10.11 – Розподіл температурних полів у перерізах балки в

моменти часу: а – 0.5 хв; б – 26 хв; в – 93 хв; г – 150 хв

Для визначення прогріву вузлових точок і верифікації результатів розрахунку були побудовані графіки прогрівання точок перерізу балки.

Графіки температурних режимів прогріву внутрішніх шарів показані на рис. 10.12. Розташування вузлів у перерізі балки показані на рис. 10.13.

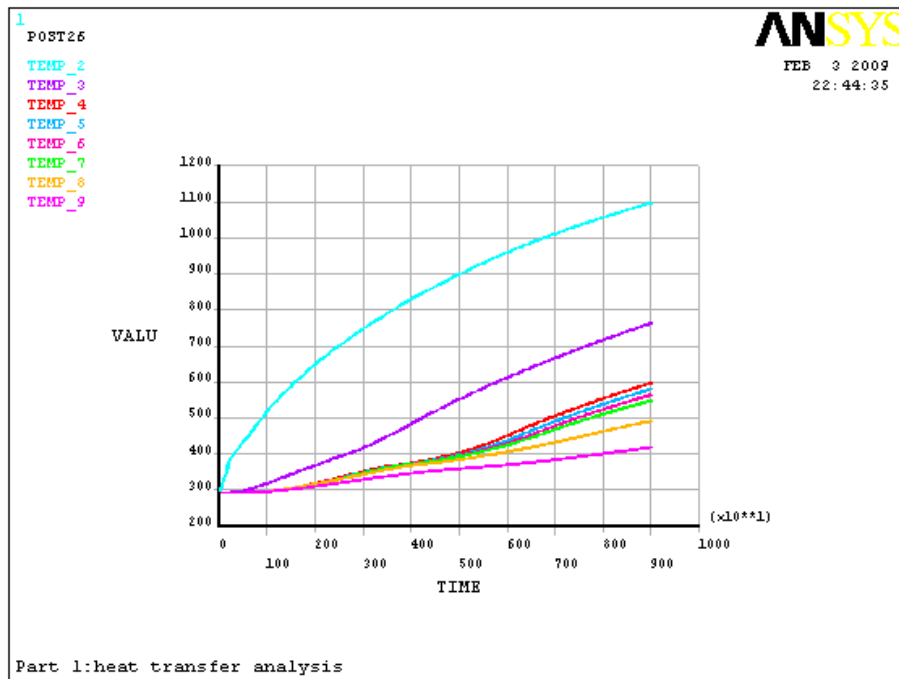


Рисунок 10.12 – Температурні режими прогріву вузлів перерізу балки для вузлів 252, 364, 631, 596, 839, 739, 749, 729.

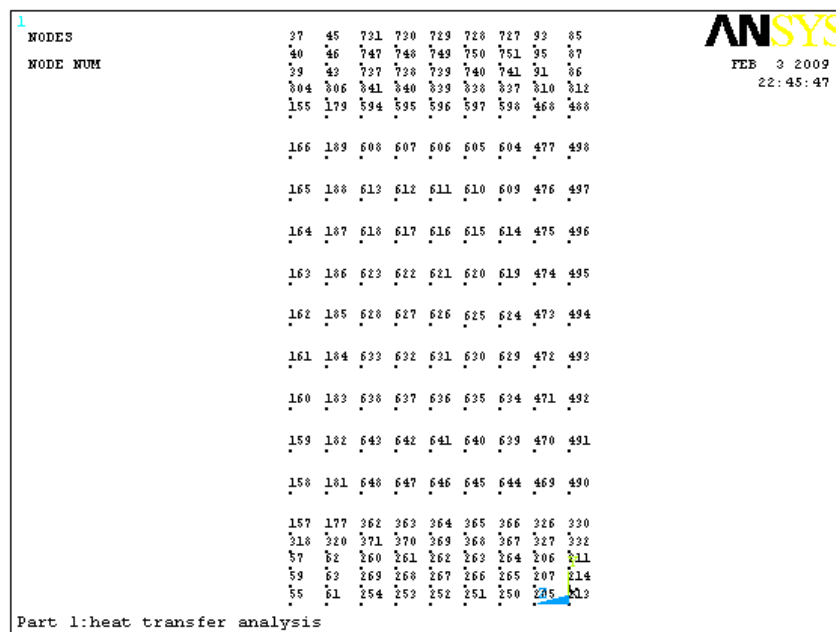


Рисунок 10.13 – Схема розташування вузлів у перерізі балки

Аналіз рис. 10.12 показує, що температура вузла на поверхні, яка не нагрівається, відповідає даним [3]. Отже розрахунки виконані правильно

10.4.2. Розв'язок статичної задачі для визначення вогнестійкості залізобетонної балки методом кінцевих елементів

Для розв'язку статичної задачі визначення межі вогнестійкості балки скористаємося методом кінцевих елементів і комп'ютерною системою ANSYS Multiphysics.

Завдання механічних характеристик матеріалів. Для завдання механічних характеристик бетону та арматури скористаємося [3]. Використовуючи подані закономірності, введемо до програми відповідні дані. На рис. 10.14 – 10.19 показані введені до програми залежності механічних характеристик від температури.

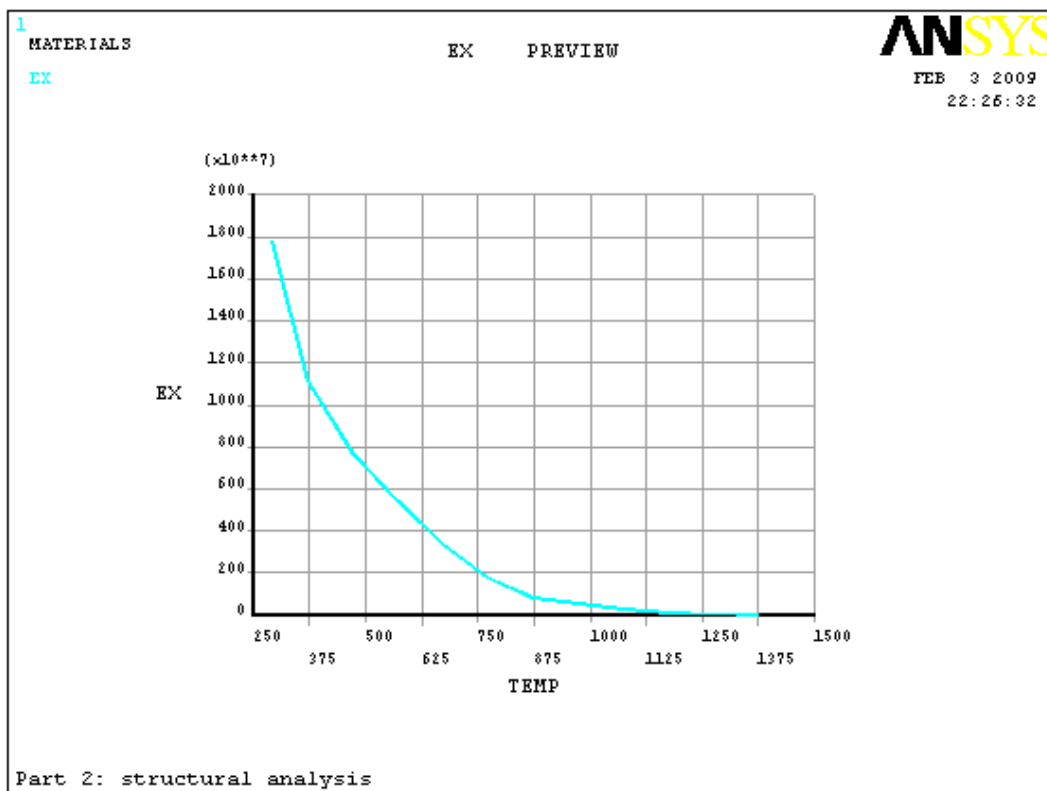


Рисунок 10.14 – Залежність модуля пружності бетону від температури

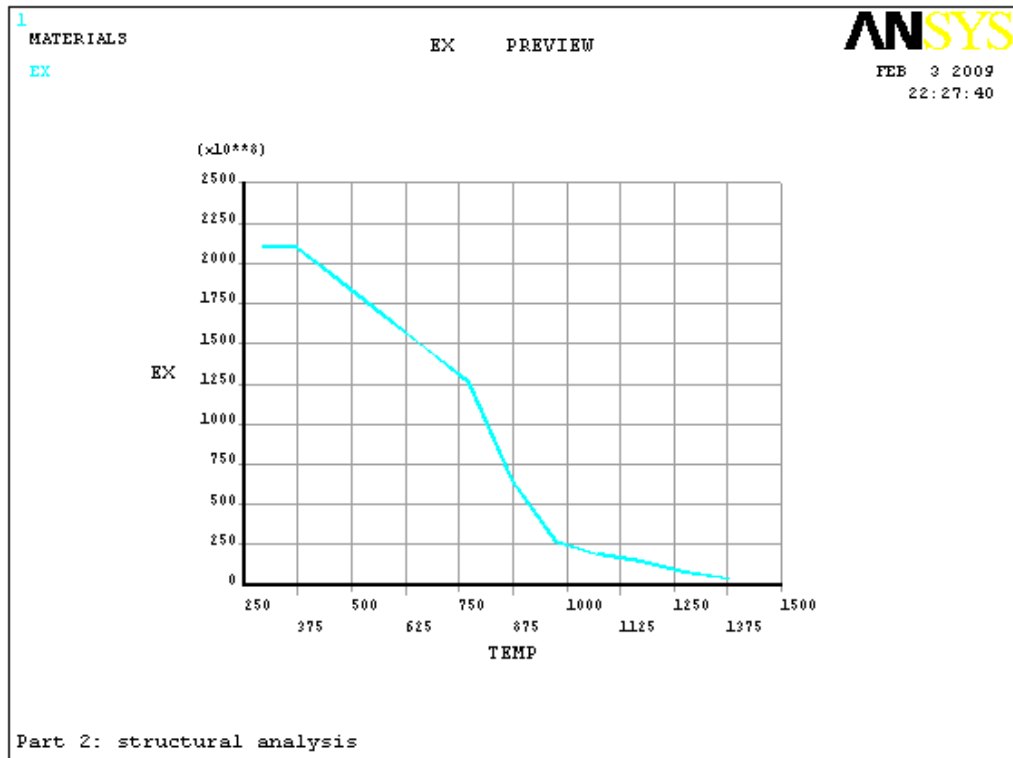


Рисунок 10.15 – Залежність модуля пружності арматурної сталі від температури

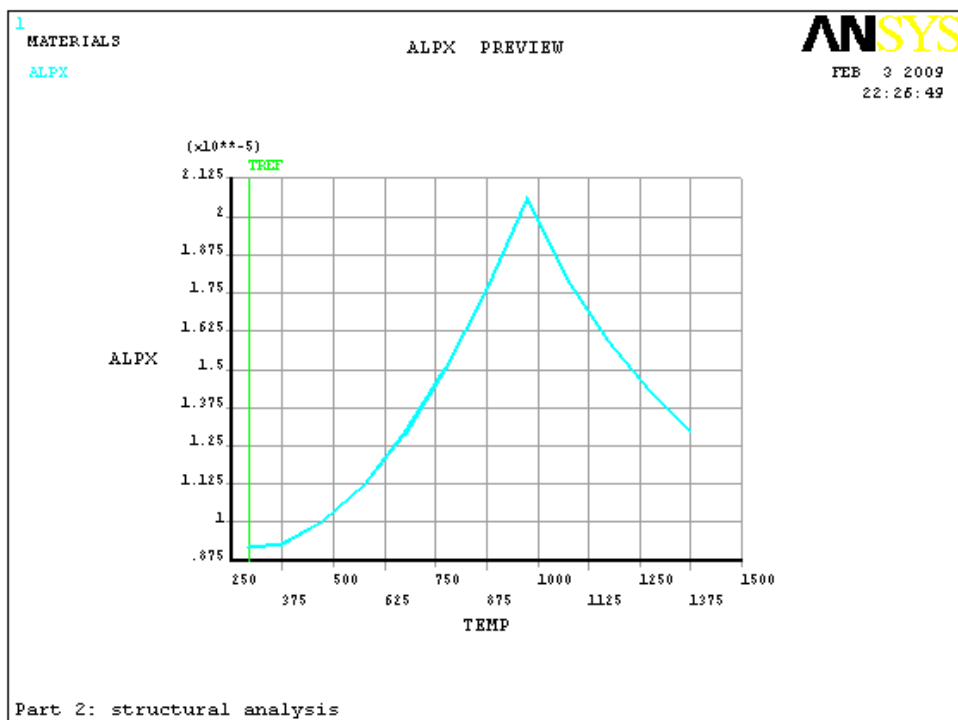


Рисунок 10.16 – Залежність коефіцієнту температурного розширення бетону від температури

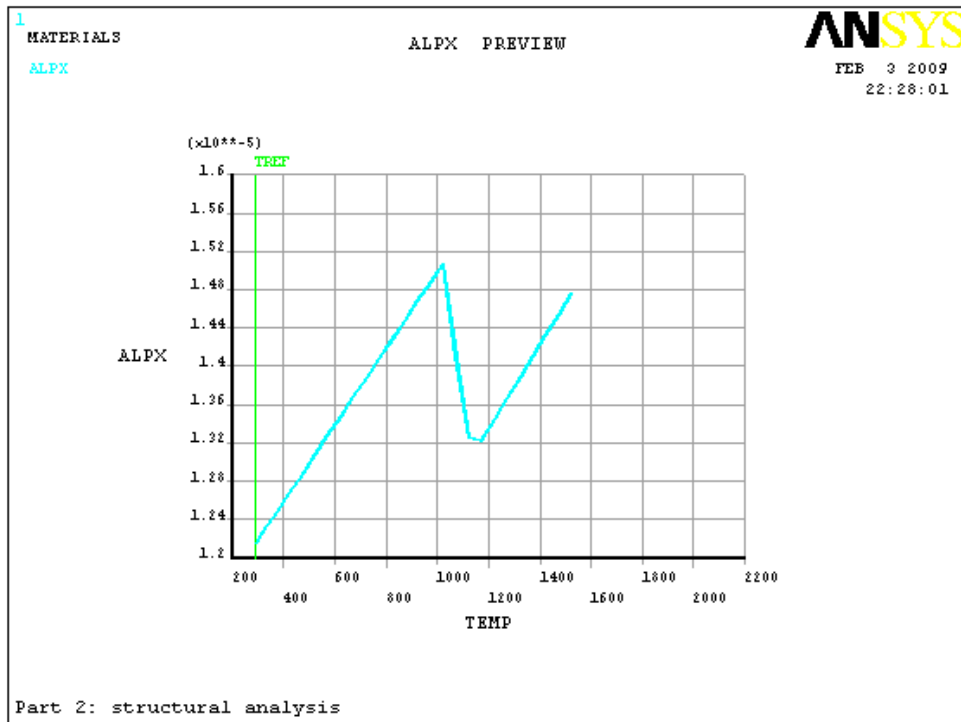


Рисунок 10.17 – Залежність коефіцієнту температурного розширення арматурної сталі від температури

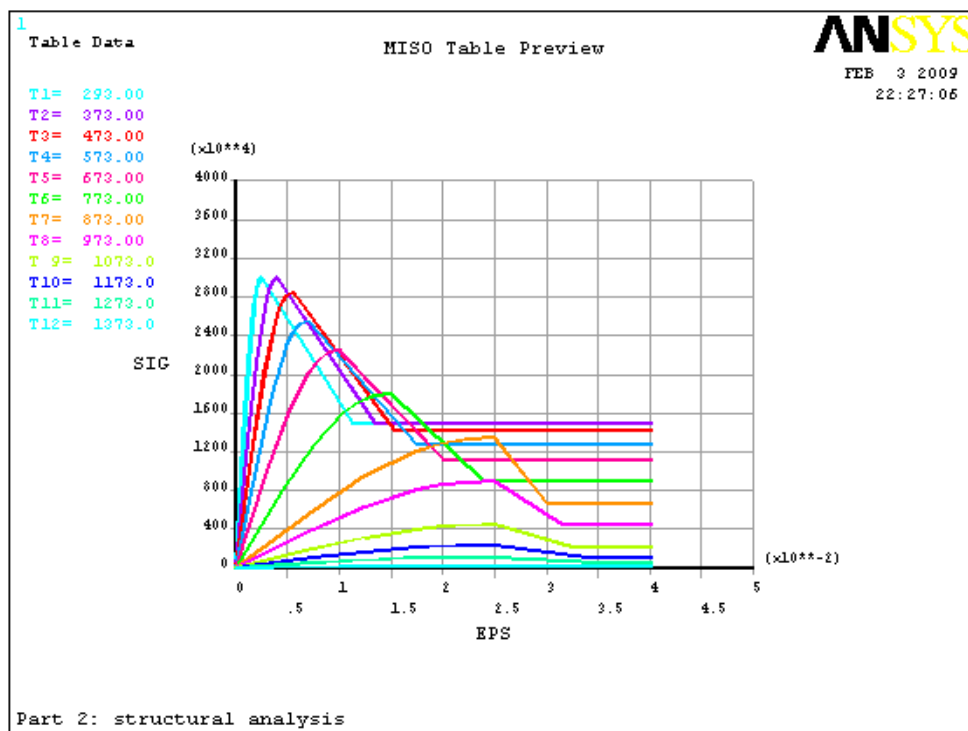


Рисунок 10.18 – Діаграми «напруження – деформація» бетону при різних температурах нагріву

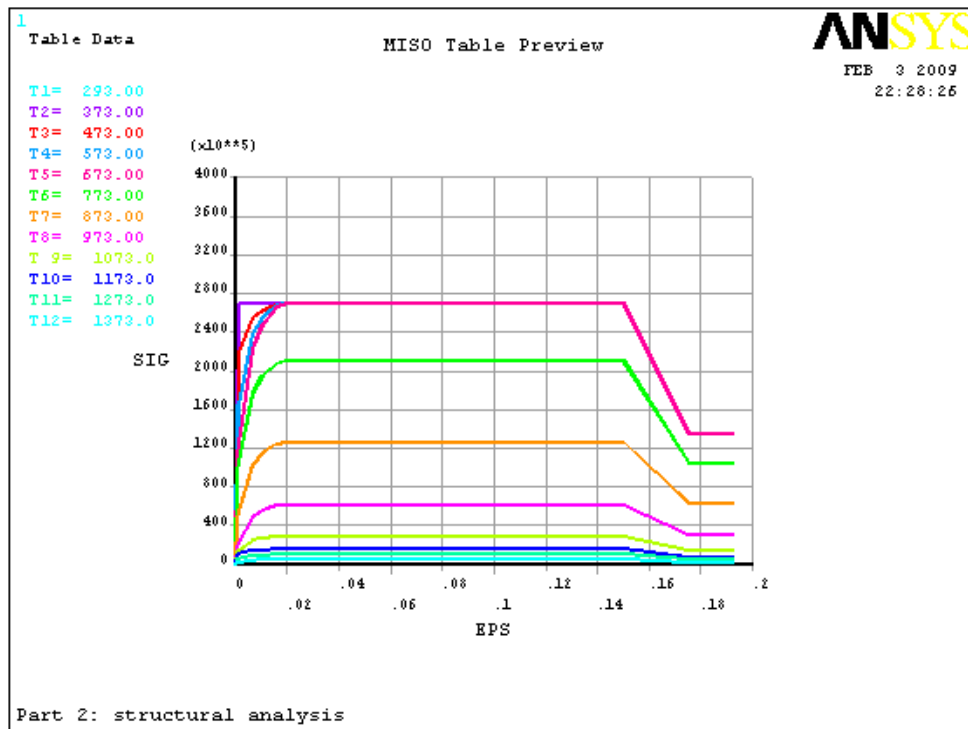


Рисунок 10.19 – Діаграми «напруження – деформація» арматурної сталі при різних температурах нагріву

Завдання типу кінцевих елементів. Для моделювання бетону задаємо KE SOLID65, що використовується для тривимірного моделювання об'ємних тіл з арматурою. Даний елемент враховує можливість утворення тріщин при розтяганні та сколювання при стисканні, також можливе врахування нелінійних властивостей матеріалу – пластичні деформації та повзучості. Елемент має вісім вузлів, що мають по три ступеня свободи. Геометрична форма KE SOLID65 показана на рис. 10.20.

При моделюванні арматури можна використовувати опції KE SOLID65, задаючи наявність арматури як додаткову анізотропію властивостей елемента і вказуючи кути її орієнтації для додаткового підсилення опору при розтягуванні чи стисканні у даному напрямку для базового KE, але в даному випадку використовується додатковий KE LINK8, геометрія якого показана на рис. 10.21.

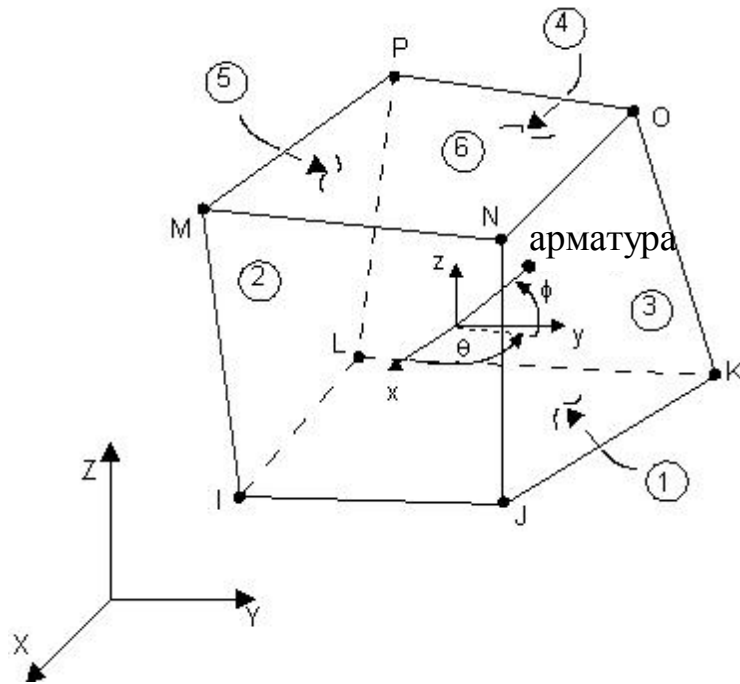


Рисунок 10.20 – Геометрія KE SOLID65

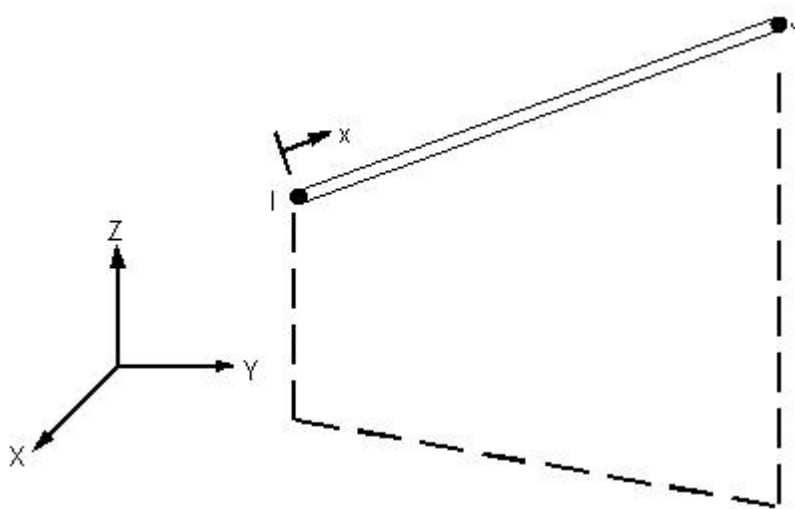


Рисунок 10.21 – Геометрія KE LINK8

KE LINK8 – тривимірний стержньовий елемент з двома вузлами, які мають по три ступеня свободи. Даний KE підтримує властивості пластичності та повзучості, сприймаючи при цьому тільки деформації

розтягу або стискання. В якості початкового параметра задається площа його поперечного перерізу.

Розрахункова схема балки. Балка має геометрію, як показано на рис. 10.6. Розрахункова схема закріплення і навантаження балки подана на рис. 10.22.

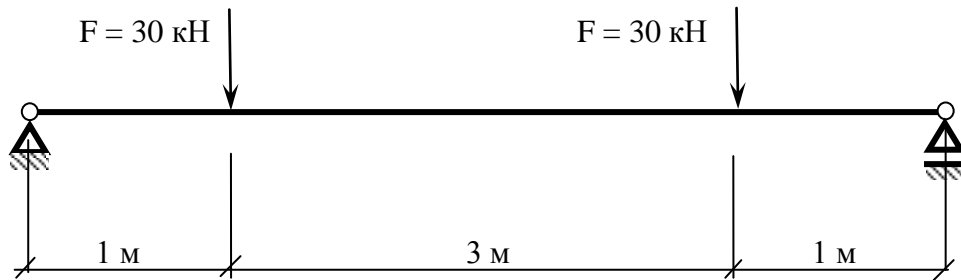


Рисунок 10.22 – Розрахункова схема балки

Прикладаючи граничні умови та розбиваючи балку на кінцеві елементи отримаємо сіткову модель балки, яка показана на рис. 10.23.

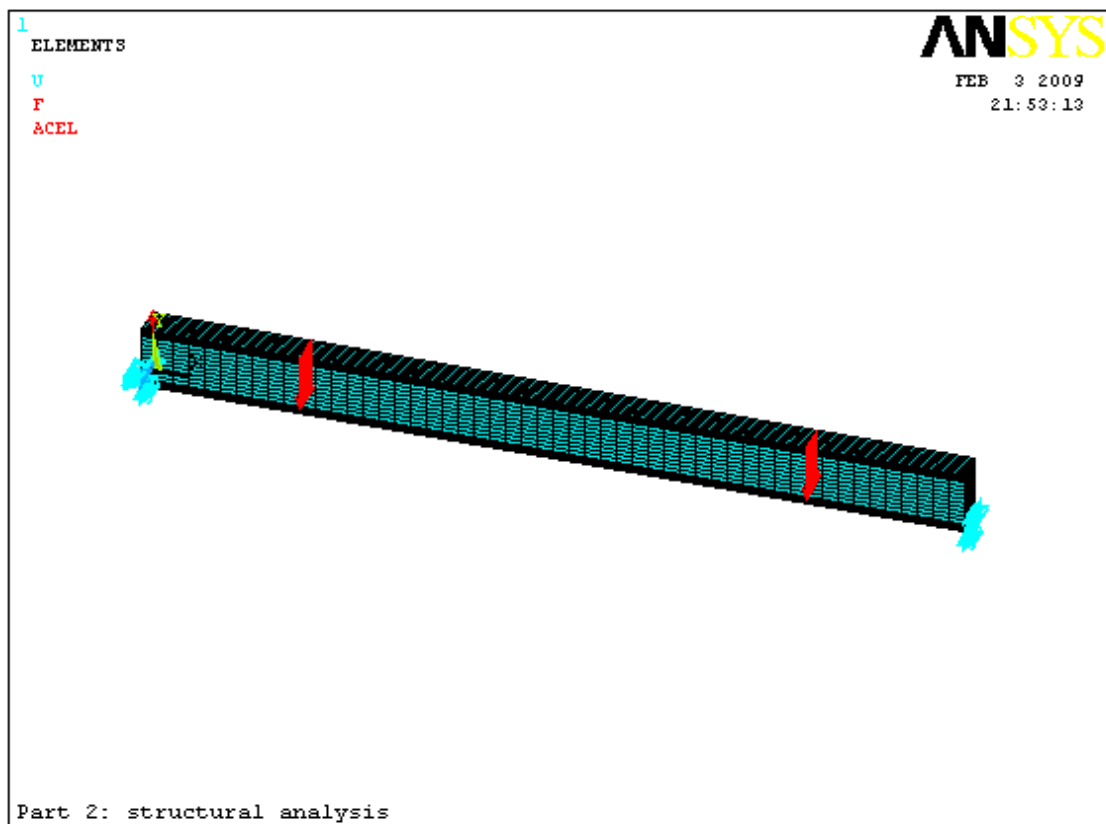


Рисунок 10.23 – Сіткова модель балки

Встановлюємо параметри розрахункового процесу, які зведені до табл. 10.3.

Таблиця 10.3.

Calculate Prestress Effects	No
Time at End of Loadstep	9000
Automatic Time Stepping	On
Number of Substeps	1
Max no. of Substeps	2
Min no. of Substeps	1
Write Items to Results	File All Solution Items
Frequency Write	Every Substep

Результати розрахунку межі вогнестійкості балки. В якості критерію руйнування балки визначене найбільше переміщення середини балки згідно з [25]. Розрахунок буде продовжуватися поки не буде досягнутий максимальний прогин балки (в мм), що визначається за формулою:

$$D = \frac{L^2}{400 \cdot b} = \frac{5000^2}{400 \cdot 200} = 312.5 \text{ мм} \quad (10.15)$$

Таким чином, у результаті проведення розрахунків, при досягненні граничного прогину вважаємо що балка руйнується і час настання такого стану буде межею вогнестійкості даної балки.

Після проведення розрахунку була проведена візуалізація результатів. Результати розрахунків показані на рис. 10.24-10.27.



Рисунок 10.24 – Розподіл зміщень балки в момент настання граничного стану

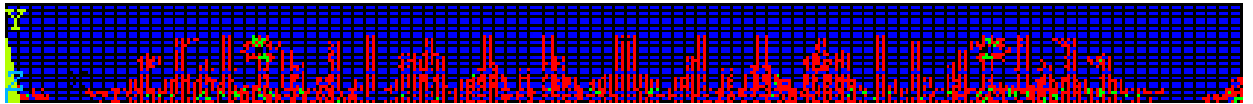


Рисунок 10.25 – Розподіл тріщин в балці при настанні граничного стану.

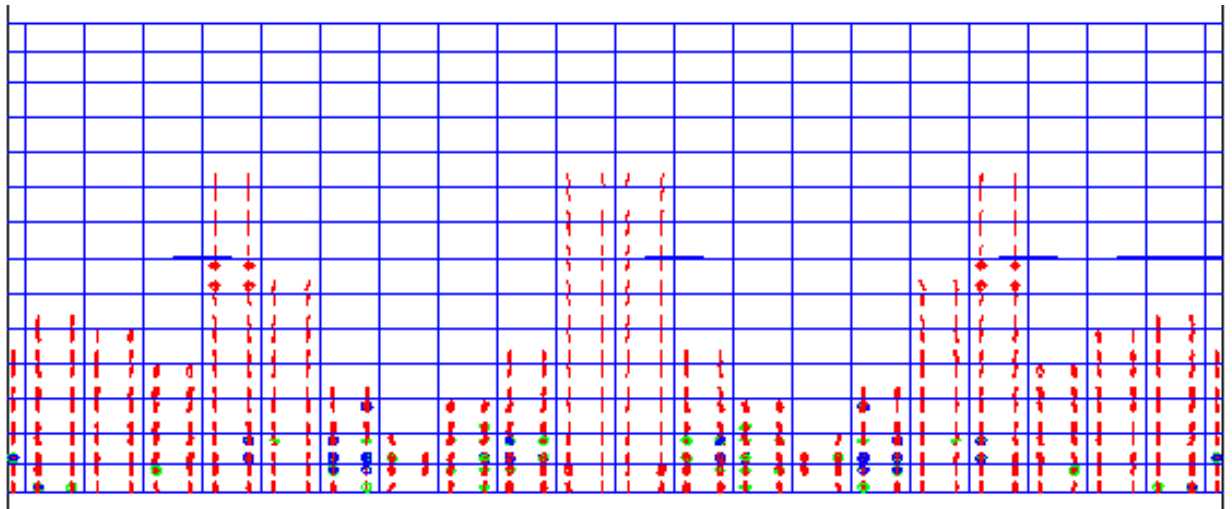


Рисунок 10.26 – Розподіл тріщин в точках інтегрування в найбільш деформованій ділянці балки при настанні граничного стану.

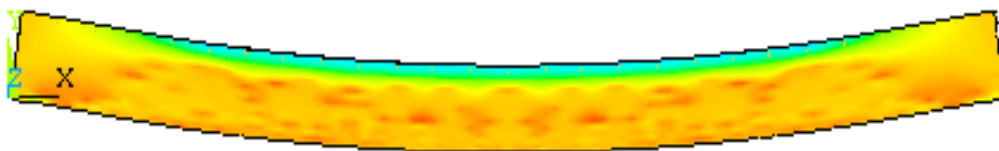


Рисунок 10.27 – Розподілення напружень в балці в момент настання граничного стану

Проведений аналіз показує, що граничний стан при якому балка втрачає несучу здатність настає в момент часу $P_{\phi} = 91$ хв (5460 с).

Питання для самоконтролю

1. Стадії напружено-деформованого стану.
2. Конструювання плит.
3. Конструювання балок.
4. Розрахунок елементів, які працюють на згин.
5. Типи задач проектування елементів, які працюють на згин.
6. Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, згідно Єврокоду 2.
7. Розрахунок плити за зонним методом.
8. Розрахунок плити за методом ізотерми 500 °С.
9. Уточнені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин.

Розділ 11 ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА СТИСК

1. Особливості конструювання елементів, що працюють на стиск.
2. Розрахунок стиснутих елементів за граничними станами I групи.
3. Спрощені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів за Єврокодом EN 1992-1-2.

4. Уточнені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів на прикладі залізобетонної колони.

4.1. Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної колони.

4.2. Розв'язок статичної задачі для визначення вогнестійкості залізобетонної колони методом кінцевих елементів.

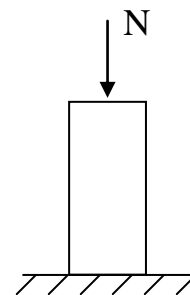
11.1. Особливості конструювання елементів, що працюють на стиск

У реальних будівельних конструкціях центральний стиск не зустрічається, тому що такі елементи зазнають дії поздовжньої сили стиску і поперечного згинального моменту (інколи і двох ортогональних моментів).

Таким чином конструкції є позацентрово-стиснутими.

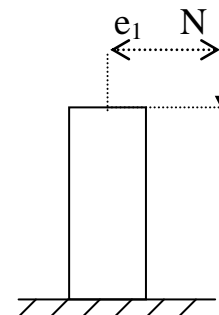
- з випадковим ексцентриситетом

$$N_{\text{per}} \geq N$$
$$N_{\text{per}} = \varphi(R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s)$$



- випадок великих ексцентриситетів

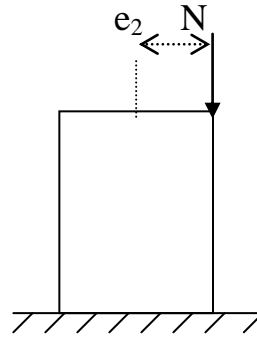
$$N_{\text{per}} = N_b + N'_s - N_s$$
$$M_{\text{per}} \geq M$$



- випадок малих ексцентриситетів

$$N_{\text{per}} = N_b + N'_s - \sigma_s$$

$$M_{\text{per}} \geq M$$



Прикладом позacentрово-стиснутих елементів є колони одно- та багатоповерхових будівель, елементи ферм, арок, оболонок та ін. У відповідності з характеристиками силових дій поперечний переріз стиснутих елементів приймають звичайно розвиненим у площині дії моменту, та він може бути прямокутним, тавровим, двотавровим, коробчастим, а інколи і квадратним, круглим або кільцевим.

Стиснуті елементи проектують з ненапруженою і напруженою арматурою (рис.11.1, 11.2). Попереднє напруження стиснутих елементів доцільно застосовувати лише при відносно великих ексцентриситетах прикладання сили поздовжнього стиску N і великій гнучкості елементів, що поліпшує їхню роботу у стадіях виготовлення, транспортування і монтажу. В усіх випадках стиснуті елементи з важкого бетону і бетону на пористих заповнювачах повинні мати гнучкість $\lambda = l_0 / i \leq 200$ у будь-якому напрямі, а колони будівлі $\lambda \leq 120$.

По характеру армування стиснуті елементи поділяються на три типи:

А) з гнучкою поздовжньою арматурою і поперечними стержнями (хомутами) (рис.11.1);

Б) з гнучкою поздовжньою арматурою і поперечною арматурою у вигляді спіралей та сіток;

В) з жорсткою поздовжньою робочою арматурою.



Рисунок 11.1 – Встановлення арматури в опалубку колон

Мінімальні розміри перерізу стиснутих елементів 250x250 мм. Поперечні розміри колони до 500 мм обирають кратними 50 мм, а при більшому розмірі - кратними 100 мм. Для таких елементів використовують різноманітні бетони класів В15-В50; в якості поздовжньої арматури звичайно використовують арматуру класів А-I, А-II і А-III діаметром 12-40 мм. У якості поперечної арматури використовують арматуру класів А-I, А-II або В-I та Вр-I. Діаметр хомутів у в'язаних каркасах приймають не менше 5 мм і не менше 0.2 - 0.25 тах діаметру поздовжньої арматури. Діаметри поперечних стержнів у зварних каркасах стиснутих елементів повинні також задовольняти умовам зварюваності. Поперечні стержні (хомути), що утримують поздовжню арматуру від втрати стійкості, містяться на відстані ≤ 500 мм, а також:

А) при використанні в'язаних каркасів - на відстані не більш 15d.

Б) при використанні зварних каркасів - на відстані не більш 20d, де d - мінім діаметр поздовжньої арматури.

Відстань між напрямом сили стиску і поздовжньою віссю елемента e_0 називають ексцентриситетом. У загальному випадку:

$$e_0 = M/N + e_a, \quad (11.1)$$

де e_a - так званий випадковий ексцентриситет. При цьому e_a приймають не менше одного з значень:

$$e_a \geq 1/600 \text{ від всієї довжини елемента};$$

$$e_a \geq 1/30 \text{ висоти перерізу елемента};$$

$$e_a \geq 1 \text{ см.}$$

Для елементів статично невизначених конструкцій величину ексцентриситету e_0 приймають рівною ексцентриситету, отриманому з статичного розрахунку конструкції (M/N), але не менше e_a . Для елементів статично визначених конструкцій ексцентриситет e_0 приймають по загальному випадку.

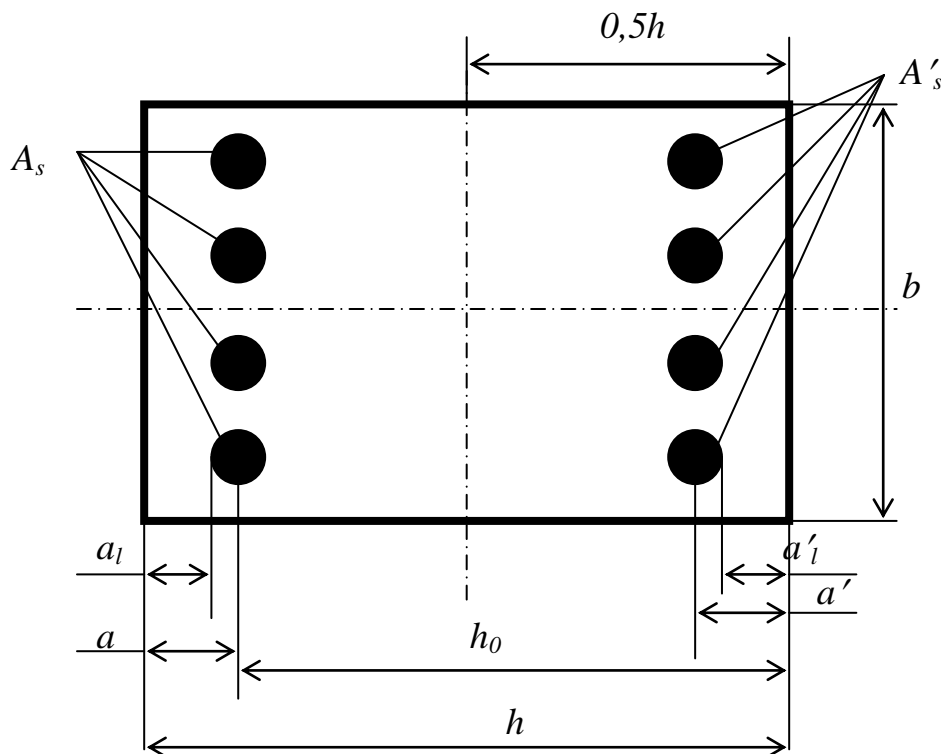


Рисунок 11.2 – Перетин залізобетонної колони

Враховуючи вагомий вплив гнучкості стиснутих елементів на їхню несучу здатність, конструкції зі стиснутими елементами необхідно у загальному випадку розраховувати по деформованій схемі. Проте нормативний документ [1] допускає робити розрахунок конструкції по недеформованій схемі, враховуючи при гнучкості ≥ 14 вплив прогину стиснутого елемента на його міцність шляхом множення ексцентриситету e_0 на коефіцієнт $\eta > 1$, де $\eta = 1/(1 - (N/N_{cr}))$.

Критичною поздовжньою силою N_{cr} враховуються геометричні характеристики перерізу, не пружні властивості стиснутого бетону, тріщини у розтягненій зоні, вплив попередньої напруги та ін. Якщо при підрахунку η виявиться, що $N > N_{cr}$, належить збільшити розміри перерізу.

11.2. Розрахунок стиснутих елементів за граничними станами I групи

Експериментальні дослідження показали, що можливі два випадки роботи стиснутих залізобетонних елементів.

Випадок 1 – при відносно великих ексцентриситетах (рис.11.3). Руйнування елемента розпочинається із розтягненої зони при досягненні арматурою границі текучості або надмірних деформацій. Цей випадок реалізується при $\xi \leq \xi_r$. На рисунку представлена картина напруженого стану для стиснутого елемента прямокутного перерізу без попередньої напруги, що руйнується по випадку 1.

Ексцентриситети e і e' з урахуванням гнучкості елемента:

$$e = e_0 \eta + 0.5h - a, \quad (11.2)$$

$$e' = e_0 \eta - 0.5h + a', \quad (11.3)$$

Рівняння несучої здатності через рівняння рівноваги моментів:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s''), \quad (11.4)$$

Висоту стиснутої зони визначають з рівнянь рівноваги сил:

а) при $\xi \leq \xi_r$ (випадок 1) : $N = R_b b x + R_{sc} A_s' - R_s A_s,$ (11.5)

б) при $\xi > \xi_r$ (випадок 2) : $N = R_b b x + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s,$ (11.6)

де σ_s підраховується по загальній формулі [1], а для стиснутих елементів, виготовлених з бетону класу В30 і нижче з ненапруженою поздовжньою арматурою класів А-I, А-II і А-III по спрощеній формулі:

$$\sigma_s = (2(1 - \xi)/(1 - \xi_r) - 1)R_s \quad (11.7)$$

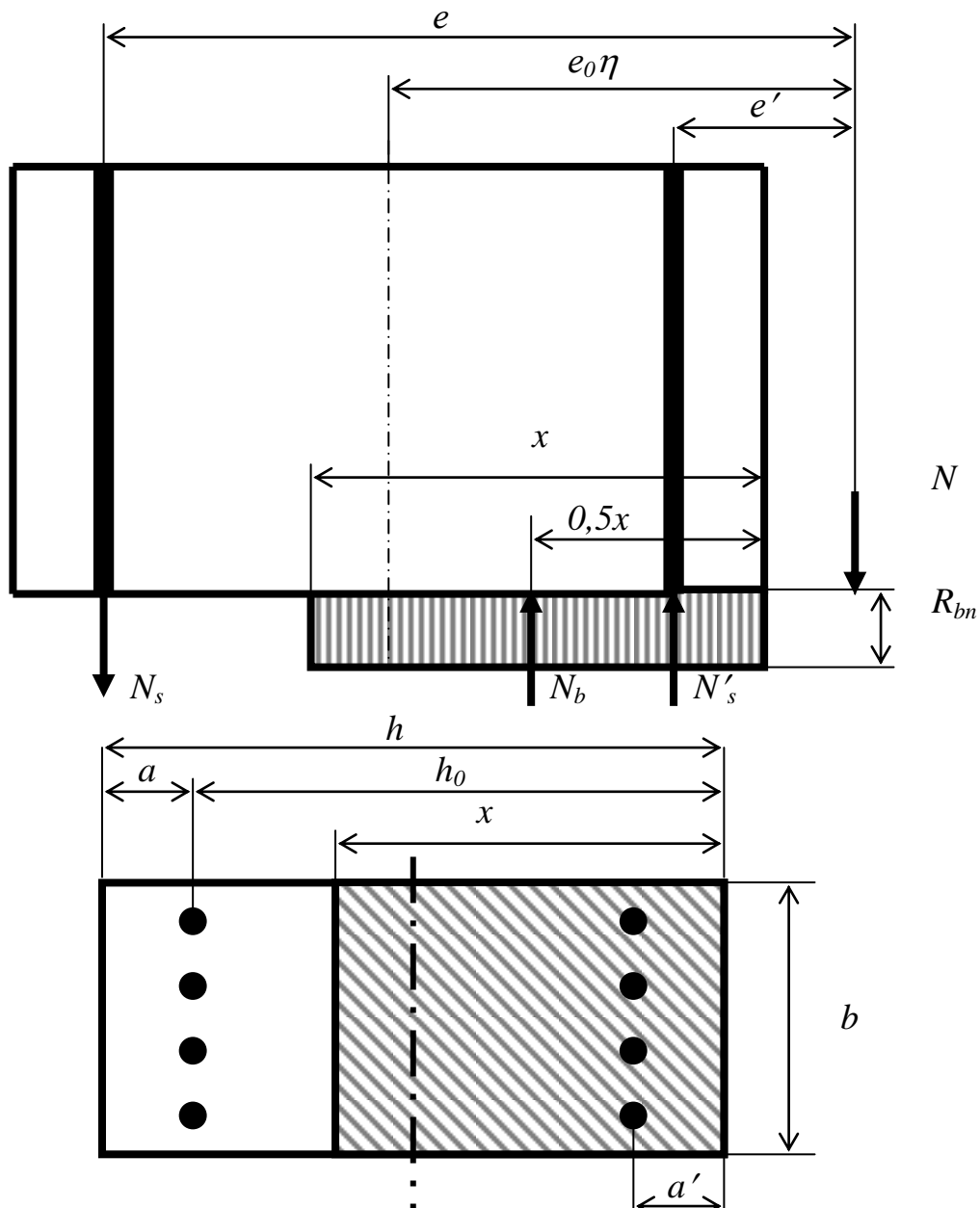


Рисунок 11.3 – Розрахункова схема залізобетонної колони для випадку 1, де:

x – висота стиснутої зони бетону;

R_{bn} – характеристичний опір бетону;

b – ширина перерізу колони;

R_{sn} – характеристичний опір арматури стиску і розтягу;

A'_s, A_s – площа стиснутої і розтягнутої арматури відповідно.

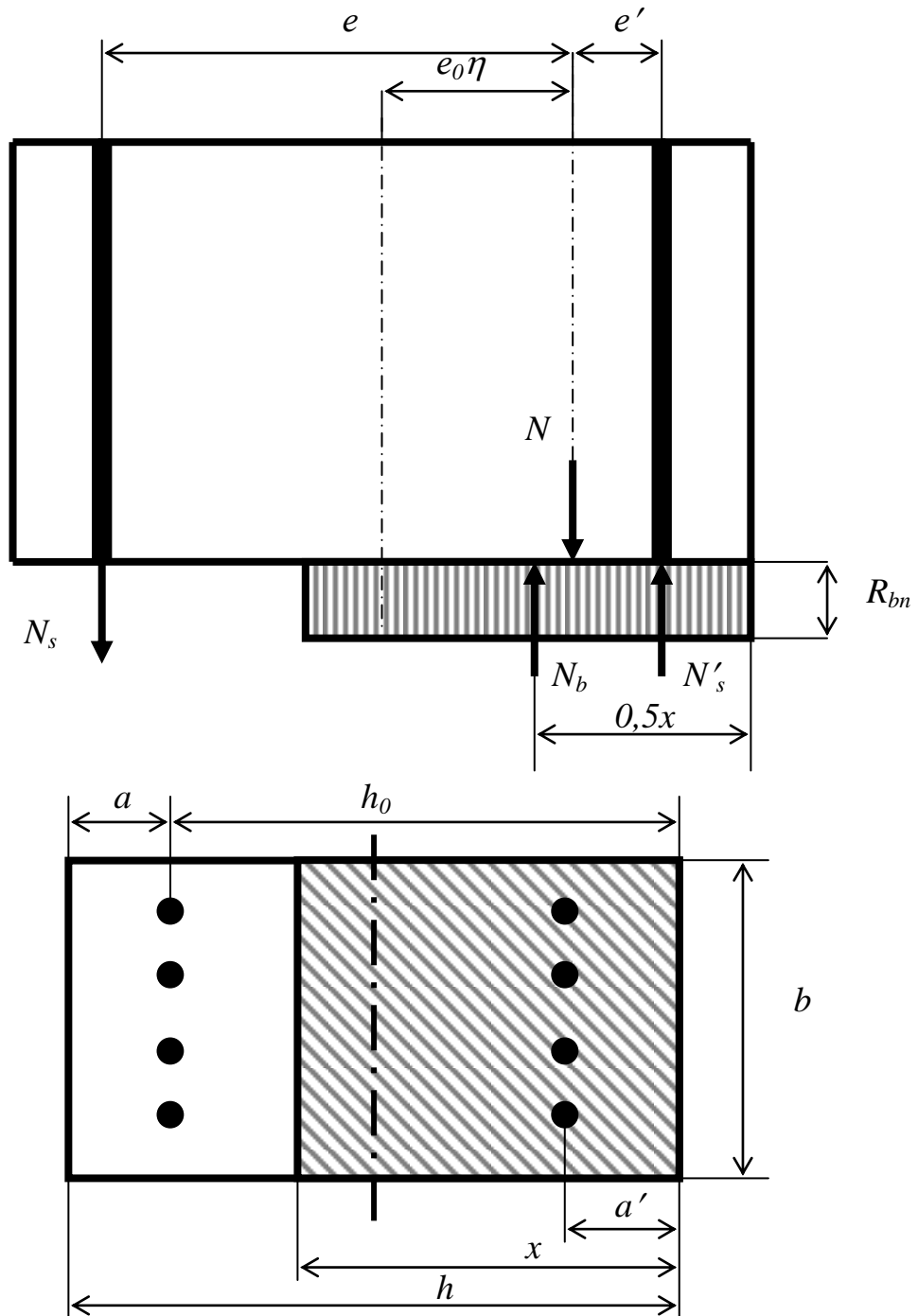


Рисунок 11.4 – Розрахункова схема залізобетонної колони для випадку 2

Випадок 2 - при відносно малих ексцентриситетах (рис.11.4). Руйнування елемента відбувається по стиснутій зоні при досягненні бетоном граничного опору на стиск до появи у розтягненій або слабо стиснутій арматурі границі текучості або надмірних деформацій:

$$\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R \quad (11.8)$$

У практиці проектування зустрічаються дві основні задачі:

1. Перевірка несучої здатності.

Якщо всі дані про елемент відомі, то в припущенні умови $\xi \leq \xi_r$ спочатку обчислюють x :

$$x = (N - R_{sc}A_s' + R_sA_s) / R_b b, \quad (11.9)$$

а після цього визначають граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_r = \omega / (1 + (\sigma_{sr} / \sigma_{sc,u})(1 - \omega/1.1)) \quad (11.10)$$

Перевіряється умова $x \leq \xi_r h_0$. Якщо воно виконується, по рівнянню визначають несучу здатність. Якщо умова не виконується, то висоту стиснутої зони обчислюють з рівняння випадку б), заздалегідь розрахувавши σ_s по загальній або спрощеній формулі.

2. Підбір арматури.

Відомі: N , e_0 , b , h , R_b , R_s .

Невідомі A_s та A_s' .

Спочатку встановлюють, до якого випадку позацентрового стиску відноситься дана задача. Так як висота стиснутої зони бетону x невідома, то при $e_0 \eta > 0.3 h_0$ елемент доцільно запроектувати, як працюючий по випадку 1, а в протилежному випадку - по випадку 2.

Як відомо з розрахунку на міцність по нормальним перерізам залізобетонного елемента, який працює на згин, максимальний момент, сприйнятий бетоном стиснутої зони і відповідною арматурою A_s при $x = \xi_r h_0$ буде дорівнювати

$$M_r = \alpha_{mr} R_b b h_0^2 = R_b b x (h_0 - 0.5x), \quad (11.11)$$

де $\alpha_{mr} = \xi_r(1 - 0.5\xi_r)$.

У випадку 1 ($\xi \leq \xi_r$) знаходять площу A_s'

$$A_s' = (Ne - \alpha_{mr} R_b b h_o^2) / R_{sc} (h_o - a_s'), \quad (11.12)$$

Якщо по цьому виразу площа арматури виявиться нульовою або негативною, арматура у стиснутій зоні не вимагається по розрахунку і встановлюється конструктивно.

Площа розтягнутої арматури A_s :

$$A_s = (\xi_r R_b b h_o - N) / R_s + A_s' R_{sc} / R_s, \quad (11.13)$$

При даному значенні A_s' (по конструктивним або іншим міркуванням) обчислюють:

$$x(h_o - 0.5x) = (Ne - R_{sc} A_s' (h_o - a_s')) / R_b b, \quad (11.14)$$

Так як $x(h_o - 0.5x) = \alpha_m h_o$, то обчислюють:

$\alpha_m = (Ne - R_{sc} A_s' (h_o - a_s')) / R_b b h_o^2$, а потім з таблиць знаходять ξ і підраховують $x = \xi h_o$ а потім A_s .

У випадку 2 розрахунок у принципі ведуть по тих же виразах, але замість величини R_s оперують напруженнями σ_s , які обчислюються по [1].

11.3 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів за Єврокодом EN 1992-1-2.

В цьому розділі викладаються принципи розрахунків елементів (надалі колони), що працюють на стиск. Будуть розглянуті залізобетонні колони.

У різних Єврокодах мета розрахунків полягає в тому, щоб забезпечити достатню несучу здатність конструктивного елемента при підвищених температурах протягом певного часу. Елемент повинен чинити опір прикладеному навантаженню до настання граничного стану по несучій здатності при пожежі. Даний принцип проектування аналогічний принципам проектування елементів конструкцій при нормальній температурі. Таким чином, у першу чергу необхідно знати температуру елемента конструкції.

В Єврокодi EN 1992-1-2 міститься цілий ряд графіків і діаграм, що розглядають залізобетонні колони. На них представлені розподіли температури для цілого ряду прямокутних поперечних перерізів при різній тривалості стандартного пожежного впливу. Для сталезалізобетонних елементів конструкції та для найбільш загальних варіантів залізобетонних елементів (оскільки розподіл температури по поперечному перерізу елемента нерівномірний) правила спрощених розрахунків відсутні, тому слід застосувати чисельні методи розрахунків такі, як метод кінцевих елементів або метод кінцевих різниць для оцінки нерівномірного розподілу температури. В Єврокодi EN 1994-1-2 приводиться кілька загальних рівнянь теплопереносу, однак детальна чисельна реалізація цих рівнянь перебуває поза межами розгляду даної книги. Передбачається, що в читача є доступ до відповідних чисельних інструментів. Підводячи підсумок, слід зазначити, що в даному посібнику передбачається, що розподіл температури в елементі конструкції задане в якості початкових даних для розрахунків.

У багатьох Єврокодах міститься інформація про методи оцінок несучої здатності різних типів елементів, які працюють на стиск. Для сталевих елементів в EN 1993-1-2 описані спрощений метод розрахунку і метод розрахунку критичної температури. Для сталезалізобетонних і залізобетонних елементів, розглянутих відповідно в EN 1994-1-2 і EN 1992-1-2, описані табличний метод, спрощений метод і уточнений метод розрахунків.

У табличному методі використовують ряд розрахункових таблиць, які безпосередньо зв'язують різні розрахункові параметри колон з наявною стандартною межею вогнестійкості колони. Дані цих таблиць, як правило, засновані на результатах стандартних випробувань вогнестійкості або результатах чисельних розрахунків; в силу їх простоти вони можуть бути використані скрізь, де це можливо.

Уточнений метод розрахунку ґрунтується на базових принципах

проектування конструкцій. Він з неминучістю передбачає використання чисельних розрахунків.

Розрахункова довжина колони в умовах пожежі. Значення розрахункової довжини колони є ключовим параметром при розрахунках опору колони стиску (рис. 11.5). Розрахункова довжина колони для перевірки за граничним пожежним станом може відрізнятися від аналогічного параметра при пожежі для нормальних умов.

Це відбувається, коли колона зазнає впливу пожежі, перебуваючи в середині вогнестійкого відсіку, і згинальна жорсткість колони знижується при підвищених температурах, але згинальна жорсткість холодних конструкцій, що примикають, залишається незмінною. Можна сказати, що колона має підвищене додаткове стискання в опорних перетинах при поздовжньому згині. У багатьох Єврокодах цей факт враховується. В них містяться рекомендації по застосуванню меншої розрахункової довжини колон при вогневому впливі в порівнянні з розрахунковою довжиною колон при нормальній температурі. Більше того, в Єврокодах допускається, що відносна жорсткість холодної конструкції, що примикає, відносно нагрітої колони прямує до нескінченності, і нагріта колона може вважатися жорстко защемленою по краях. Необхідно звернути увагу на те, що тільки примикаючі зверху і знизу холодні яруси колони, які перебувають за межами поверхів пожежних відсіків, забезпечують елемент колони, що нагрівається, надійним стисненням повороту в опорних перетинах. Це обумовлене тим, що конструктивні горизонтальні (ригелі) елементи, які примикають до розглянутої колони, зазнають такого ж впливу пожежі, що й колона, яка нагрівається, і не здатні забезпечити її надійне стиснення повороту в опорних перетинах.

У Єврокодi EN 1992-1-2 розглядаються двi спрощенi методикi розрахунку залiзобетонних колон: «методика iзотерми 500 °C», викладена в Додатку В.1, i «зонна методика», викладена в Додатку В.2. Для розрахунку

залізобетонних колон, що піддаються впливу стандартної пожежі, може бути застосована будь-яка із зазначених методик. Для залізобетонних колон при параметричних кривих пожежі, розглянутих в EN 1991-1-2 (глава 3), може бути застосована тільки методика ізотерми 500°C. Якщо приймаються параметричні криві (режими) пожежі, то значення коефіцієнта вентилявання протипожежного відсіку має бути не менше $0,14 \text{ м}^{1/2}$.

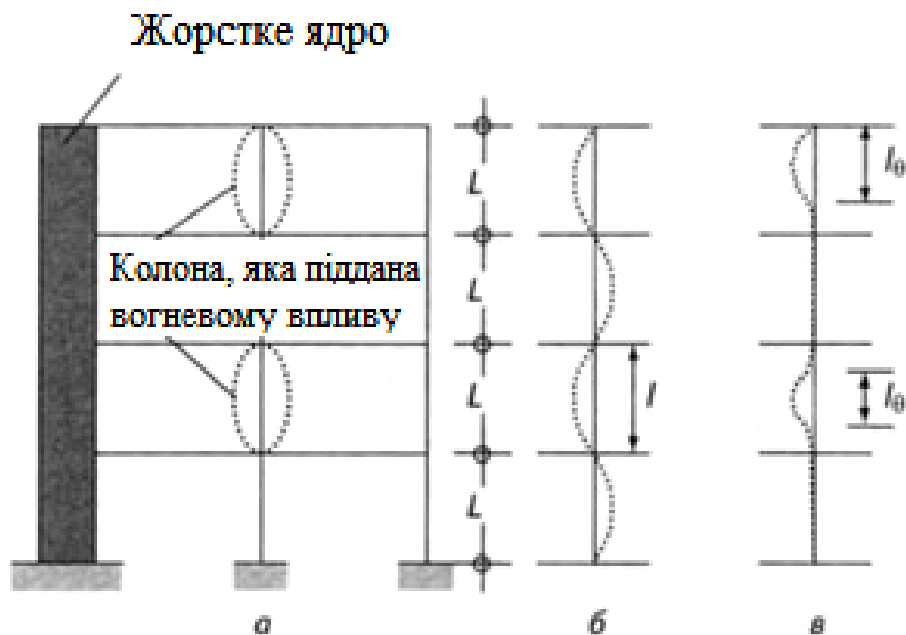


Рисунок 11.5 – Розрахункова довжина колони у жорсткому каркасі при впливі пожежі: *a* – колона на всю довжину будинку; *б* – деформований стан колони при нормальних умовах; *в* – деформований стан колони при підвищеній температурі в пожежних відсіках

Методика ізотерми 500 °С. У цій методиці приймається, що у бетоні, нагрітому понад 500 °С, відсутня міцність і жорсткість. Тоді як бетон, нагрітий до температури нижче 500 °С, зберігає свої характеристики такими, як при нормальній температурі. Тому залізобетонні колони розраховуються на дію підвищеної (внаслідок пожежі) температури навколишнього середовища, але з використанням приведених розмірів поперечного перерізу. У розрахунку рекомендується враховувати вплив усіх арматурних стержнів,

навіть якщо деякі з них будуть перебувати за межами зведеного поперечного перерізу бетону. Розрахунковий опір будь-якого арматурного стержня слід прийняти при відповідній підвищеній температурі.

Зонна методика. Зонна методика застосовна тільки для прямокутних поперечних перерізів. Згідно з цією методикою, початковий поперечний переріз бетону змінюється при впливі пожежі. Величина враженої зони є функцією розподілу температури в межах всього поперечного перерізу бетону. Далі для розрахунку міцності колони використовується тільки частина перерізу, що залишилася (тобто вихідний поперечний переріз мінус вражена зона). На відміну від методики ізотерми 500 °С, при розрахунку з приведеним (що залишився) поперечним перерізом використовуються знижені значення міцності і модуля пружності.

Застосування цього методу розглянемо на прикладі.

Приклад 11.1. Застосування зонної методики.

На рис. 11.6 зображено прямокутний поперечний переріз, що нагрівається з чотирьох сторін. В зонній методиці приймається, що товщина враженої зони бетону однакова як з короткої, так і з довгої сторони поперечного перерізу. Для поперечного перерізу, зображеного на рис. 11.6, а, ширина (коротка сторона - $2w_1$) бетонного поперечного перерізу зменшується на $2a_{z1}$ і висота (довга сторона) поперечного перерізу також зменшується на $2a_{z1}$.

Для визначення значення пошкодженої зони короткої сторони вплив довгої сторони не береться до уваги для того, щоб поперечний переріз колони став еквівалентною стіною (рис. 11.6, б). Передбачається, що товщина стіни становить $2w_1$, а центр стіни позначений точкою M_1 , розташованої в будь-якому місці вздовж осьової лінії стіни.

Половинна товщина (w_1) стіни ділиться на n паралельних зон рівної товщини ($n \geq 3$). Приймається, що у всіх зон однакова температура, така ж,

як і в центрі зони. Табл. 8.1 можна використовувати для визначення коефіцієнта зниження міцності на стиск зони при деякій її температурі.

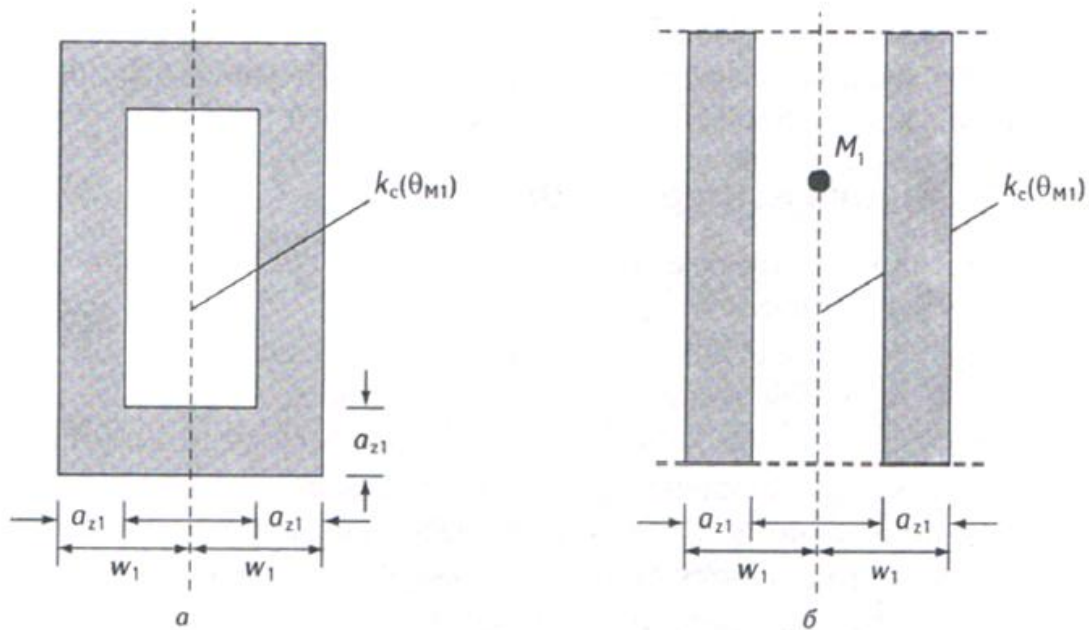


Рисунок 11.6 - Визначення зменшеного поперечного перерізу бетону для залізобетонних колон: а - поперечний переріз колони; б - еквівалентна стіна

Середнє значення коефіцієнта зниження міцності всієї половинної товщини розраховується за формулою:

$$k_{cm} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i), \quad (11.15)$$

де позначення i вказує на номер зони;

θ_i - температура зони;

$k_c(\theta_i)$ - коефіцієнт зниження міцності зони.

Коефіцієнт $(1 - 0,2/n)$ введений для обліку зміни температури в кожній зоні.

Товщина зони, враженої пожежею, задається, виходячи з:

$$a_{z1} = w_1 \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_m)} \right)^\alpha \right], \quad (11.16)$$

де θ_m - значення температури;

$k_c(\theta_m)$ - коефіцієнт зниження температури в точці M_1 , яка розташовується уздовж осьової лінії стіни.

Значення $\alpha=1,3$ - коефіцієнт для елементів, що працюють на стиск (колони і стіни), $\alpha=1$ - коефіцієнт для елементів, що працюють на згин (балки та плити).

Якщо колона не нагрівається з чотирьох сторін, то пошкоджена зона повинна враховуватися тільки зі сторін поперечного перерізу, яка піддана впливу пожежі. Якщо колона нагрівається тільки з одного боку, то формується половина еквівалентної стіни (див. рис. 11.6, б). За допомогою дедукції приходимо до наступного висновку: якщо прямокутний перетин колони нагрівається з трьох сторін, а сторона, що не нагрівається, відповідає меншому розміру поперечного перерізу, то половина товщини еквівалентної стіни (див. рис. 11.6, б) повинна бути менше короткої сторони або менше половини великої сторони перетину.

Після визначення зменшеного поперечного перерізу бетону визначається розрахункова несуча здатність залізобетонної колони при стиску з використанням методу розрахунку температури навколишнього середовища, викладеного в EN 1992-1-1. Однак значення розрахункового опору і модуля пружності бетону необхідно знизити в відповідності до величини температури в точці M_1 , що розташовується вздовж осьової лінії поперечного перерізу. Так само, як і в методиці ізотерми 500 °С, опір сталі арматурних стержнів розраховуються індивідуально, включаючи будь-який стержень, який міг би опинитися за межами зменшеного поперечного перерізу.

При порівнянні методики ізотерми 500 °С з зонною методикою стає зрозуміло, що остання є більш трудомісткою. Тому, по мірі можливості, рекомендується застосовувати методику ізотерми 500 °С. Зонну методику слід застосовувати тільки у випадках, коли колона не володіє достатньою несучою здатністю при її розрахунку за методикою ізотерми 500 °С, а

можливість збільшення розмірів поперечного перерізу або ступеня опору відсутня.

І методика ізотерми 500 °С, і зонна методика можуть використовуватися при розрахунках колон, що працюють на позацентровий стиск.

Слід зазначити, що в залізобетонних колонах, що знаходяться в умовах пожежі, в результаті зміни розмірів розрахункового поперечного перерізу і зменшення модуля пружності при підвищених температурах, ефект другого порядку стає більш вираженим, ніж при нормальній температурі. Якщо ж залізобетонна колона стає гнучкою, згідно з визначенням EN 1992-1-1, то необхідно керуватися Додатком В.3 Єврокоду EN 1992-1-2 для обліку підвищеного впливу ефекту другого порядку. Ця методика проектування впливає з методики розрахунку температури навколишнього середовища, викладеної в EN 1992-1-1, але вона досить складна, тому необхідна її чисельна реалізація.

В іншому випадку можна скористатися табличними даними, наведеними в Додатку С Єврокоду EN 1992-1-2, які були отримані шляхом чисельної реалізації методики розрахунку, описаної в Додатку В.3.

Для розрахунку залізобетонних колон з поперечними перетинами, відмінними від прямокутних, слід використовувати уточнені методи розрахунків.

11.4 Уточнені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів на прикладі залізобетонної колони

11.4.1. Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної колони

Для визначення режимів прогріву залізобетонної колони при пожежі необхідно як модельний об'єкт вибрати конкретний елемент. Розглянемо

залізобетонну колону перерізом 400×400, довжиною 3 м з важкого бетону В-30 вологістю 3% на гранітному заповнювачі з арматурами класу А-III й захисним шаром покриття 50 мм.

Таблиця 11.1

Характеристики бетону

№, п/п	Характеристика	Одиниці вимірювання	Величина	
1.	Коефіцієнт теплопровідності	Вт/(м·К)	$2-0,2451(T/100)+0,0107(T/100)^2$	
2.	Теплоємність	Дж/(м ³ ·К)	К	Дж/(м ³ ·К)
			293	900
			372	900
			373	2010
			393	2010
			473	1000
			673	1100
		1500	1100	
3.	Густина	кг/м ³	2300	
4.	Коефіцієнт чорноти поверхні	-	0.85	

Для визначення режимів прогріву зразків необхідно вирішити задачу нагрівання внутрішніх шарів бетону колони. Вплив нагрівання арматури не враховується через велику різницю між ТФХ сталі й бетону. Це значить, що необхідно вирішення прямої задачі теплопровідності (ПЗТ) для всебічного обігріву колони з температурою зовнішнього середовища, що змінюється по стандартній температурній кривій пожежі.

Параметри матеріалу колони наведені в табл. 11.1. Всі параметри взяті згідно [3]. При формулюванні граничних умов (ГУ) III роду необхідно враховувати радіаційний і конвективний теплообмін. Коефіцієнт конвективного теплообміну визначимо згідно [16] як 29 Вт/(м²·К).

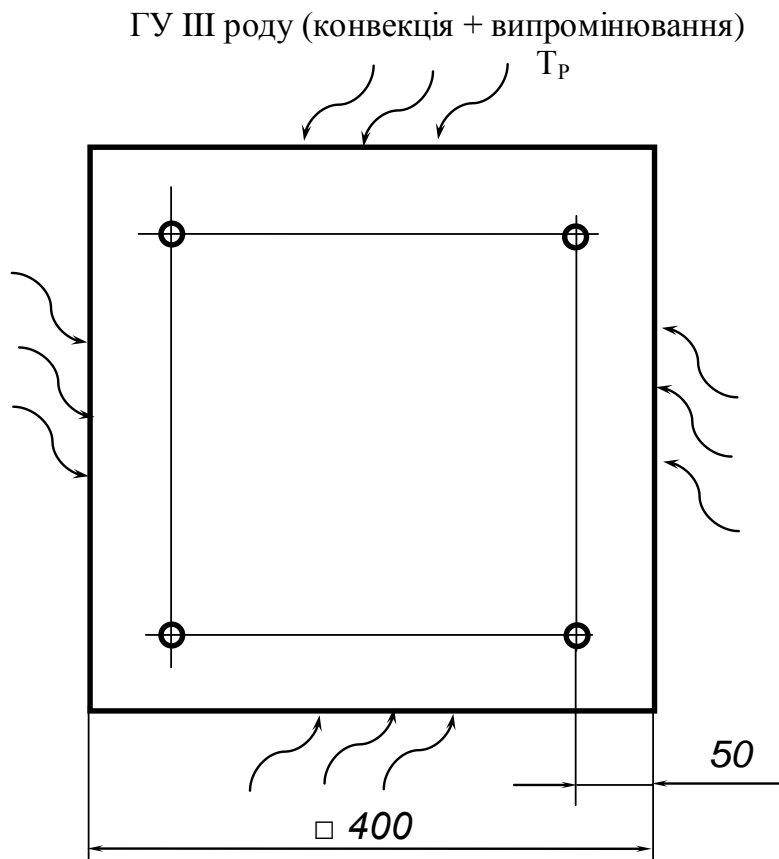


Рисунок 11.7 – Розрахункова схема для розрахунку теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонної колони.

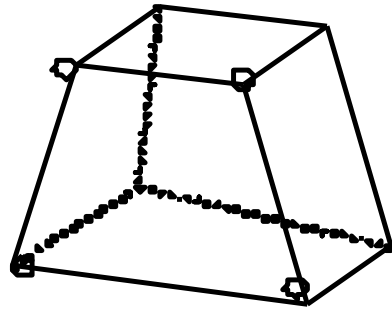
Радіаційний коефіцієнт теплообміну визначається відповідно до закону Стефана-Больцмана по формулі:

$$\alpha_B = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \frac{\left[\left(\frac{T_W + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_P + 273}{100} \right)^4 \right]}{T_W - T_P}, \quad (11.17)$$

де $\varepsilon = 0,85$ - ступінь чорноти, $\sigma = 5,86 \cdot 10^{-8}$ Вт/м² °К – константа Стефана-Больцмана.

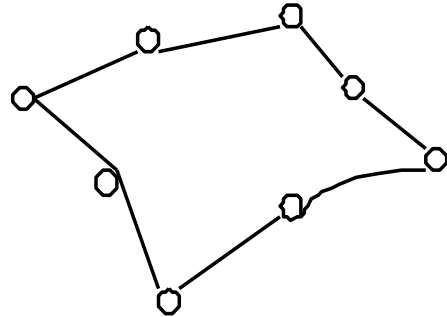
Визначення температурних полів у перерізі залізобетонної колони методом кінцевих елементів. Для реалізації розрахунку теплотехнічної задачі за допомогою МКЕ використана комп'ютерна система ANSYS Multiphysics.

3-D 8-вузловий тепловий об'єм



SOLID70 8-вузловий 3-D
DOF: температура
Умови довільного масового
переносу або рідини

3-D 8-вузлова тепла оболонка із
поверхневим ефектом



SURF152-8-вузлова
DOF: температура
Граничні умови конвективного та
радіаційного теплообміну

Рисунок 11.8 – Теплові KE для розв'язку теплотехнічної задачі вогнестійкості залізобетонної колони

Як кінцевий елемент, що моделює матеріал колони, з номенклатури KE ANSYS обраний термічний елемент SOLID70.

Це термальний твердотілий шестигранний призматичний елемент із 8 вузлами.

На створену кінцево-елементну модель накладені конвекційні й радіаційні граничні умови. Радіаційні умови накладені за допомогою утворення сітки KE з поверхневим ефектом радіаційного теплообміну. Сітка накладена на поверхню кінцево-елементної моделі. Для цього з бібліотеки KE обраний SURF152.

Елементи SOLID70 та SURF152 показані на рис. 11.8.

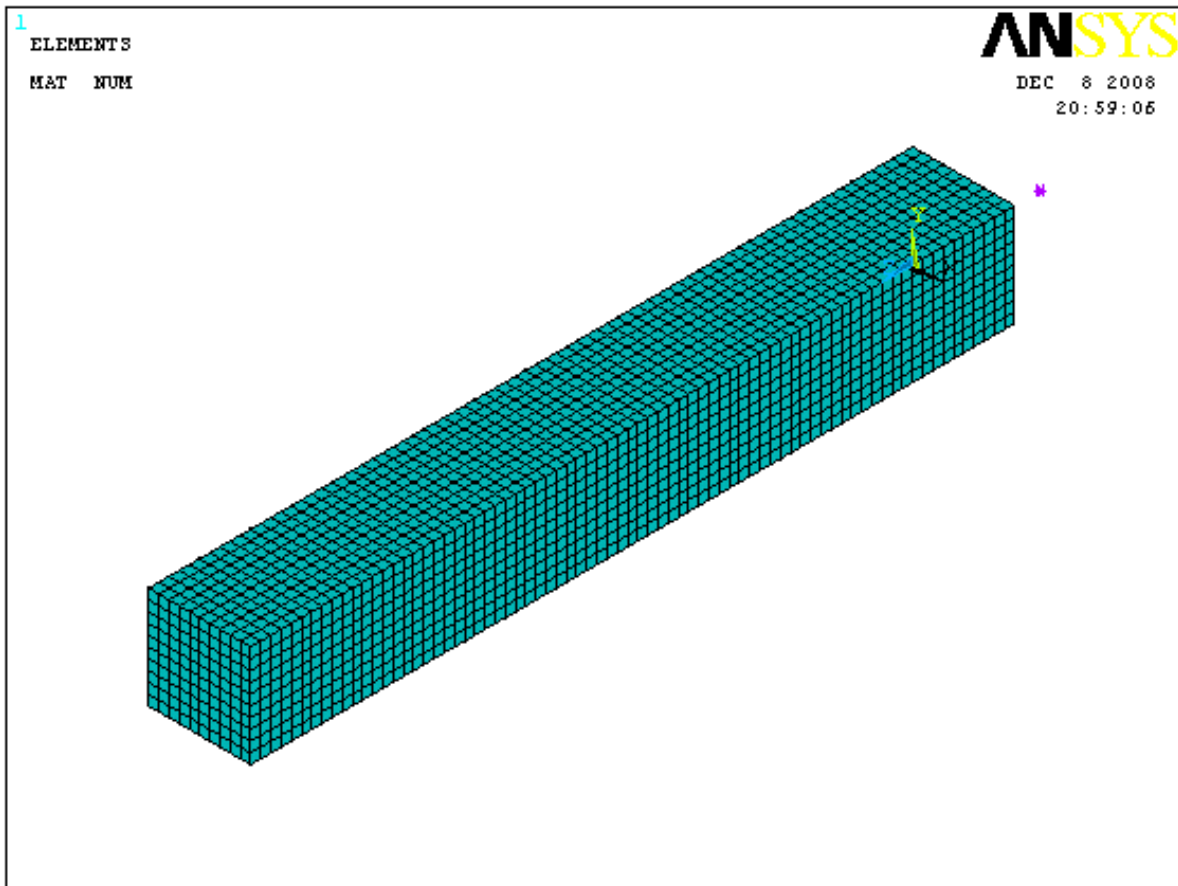


Рисунок 11.9 – Кінцево-елементна модель залізобетонної колони, створена в ANSYS

Засобами геометричного моделювання побудована модель колони, представлена на рис. 11.9.

Часовий крок обраний рівним 60 с з відповідно до [23, 24].

Після проведення обчислень отримані результати для інтервалу часу нагрівання по стандартній температурній кривій пожежі протягом 150 хв (максимальна межа вогнестійкості по несучій здатності).

Результати розподілу температури в перерізі колони показані на рис. 11.10 – 11.13.

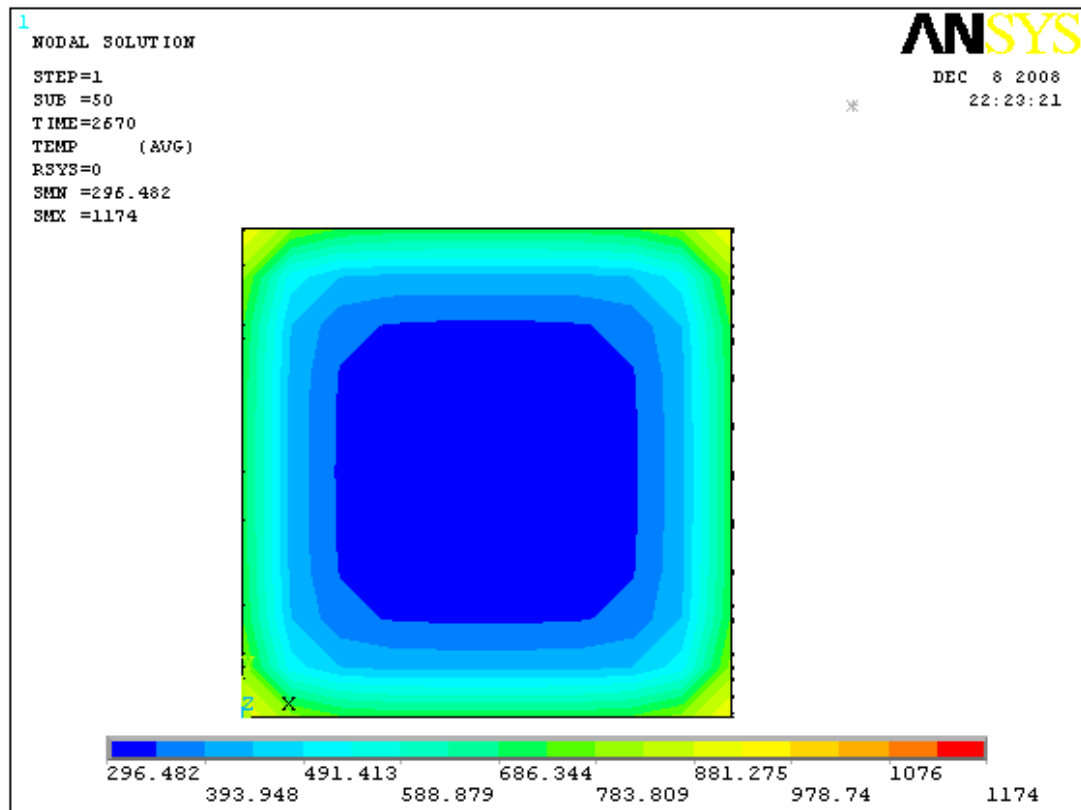


Рисунок 11.10 – Розподіл температур у перерізі колони на 50 хв розвитку пожежі по стандартній кривій

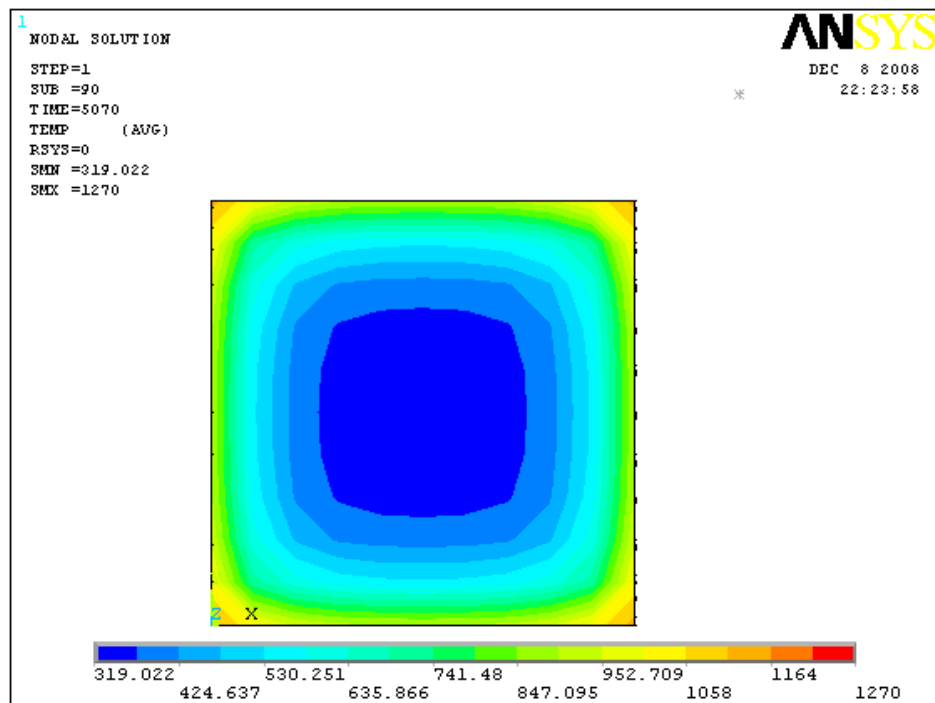


Рисунок 11.11 – Розподіл температур у перерізі колони на 90 хв розвитку пожежі по стандартній кривій

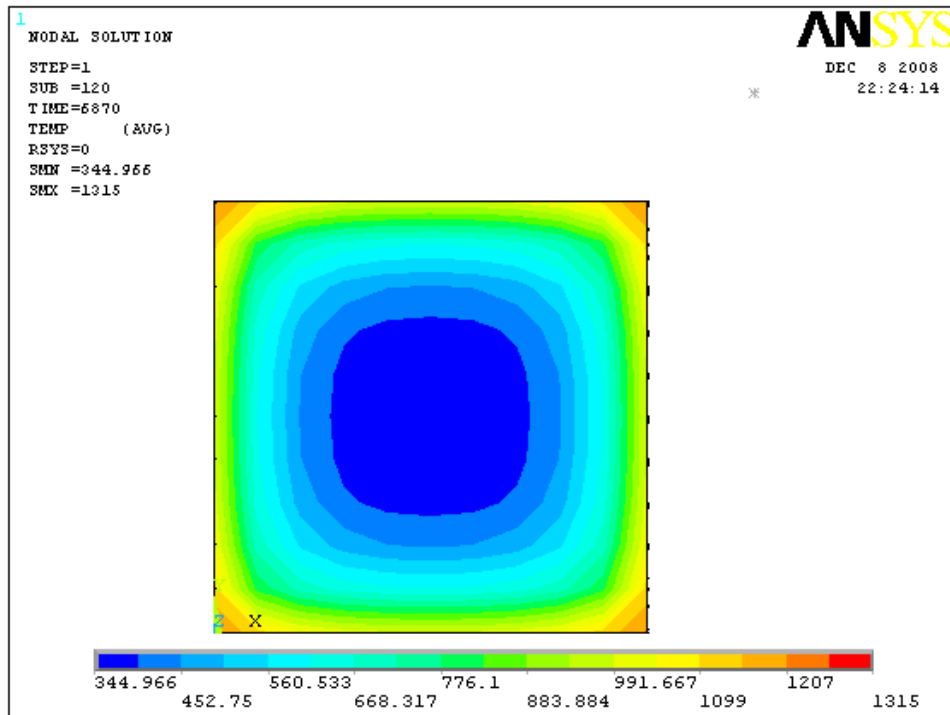


Рисунок 11.12 – Розподіл температур у перерізі колони на 120 хв розвитку пожежі по стандартній кривій

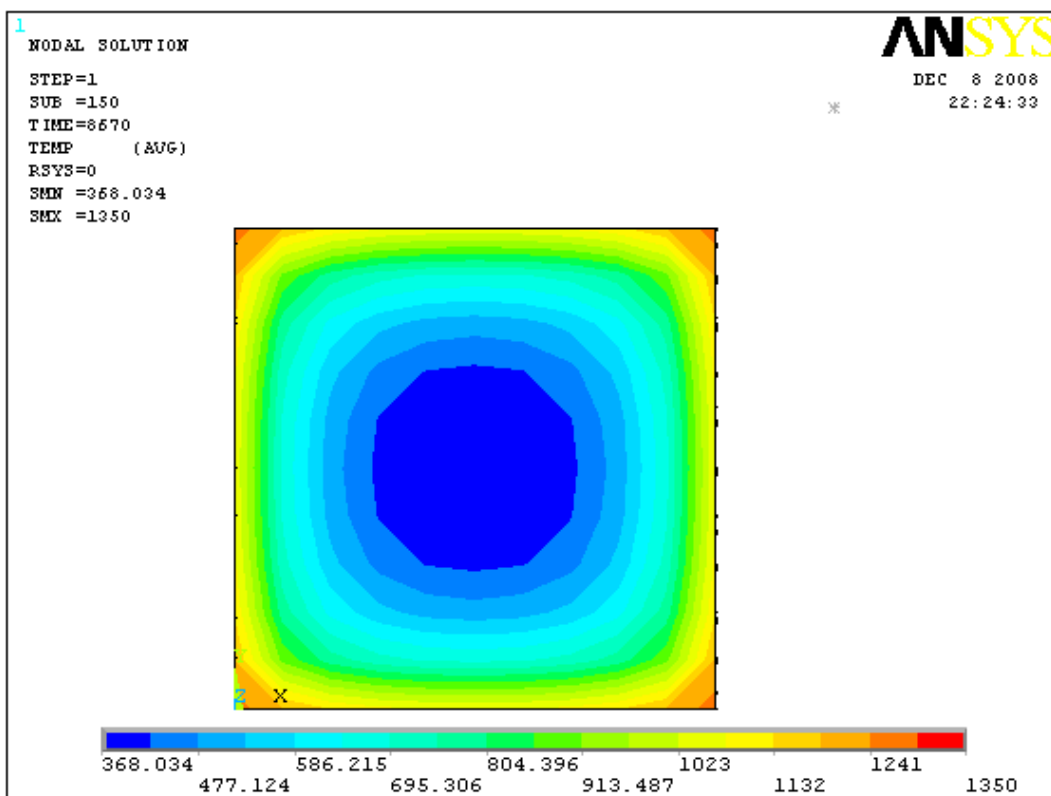


Рисунок 11.13 – Розподіл температур у перерізі колони на 150 хв розвитку пожежі по стандартній кривій

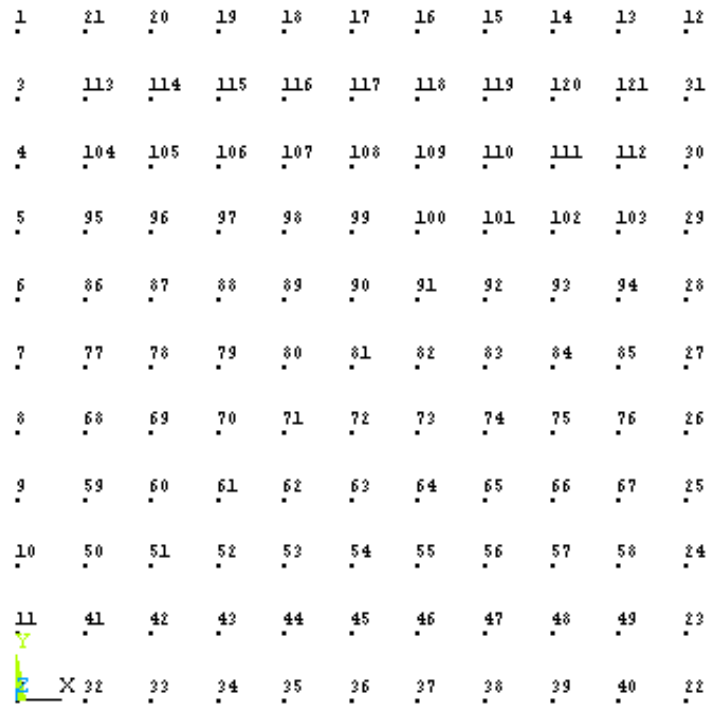


Рисунок 11.14 – Розташування внутрішніх вузлів у перерізі колони

Температурні режими прогріву внутрішніх вузлів 1, 113, 105, 97, 89, 81 перерізу колони показані на графіку (рис. 11.15). Розташування обраних вузлів показане на рис. 11.14.

Отримані результати говорять про те, що система ANSYS є досить ефективною для всебічного подання й розгляду результатів розрахунку теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних колон.

Визначення температурних полів у перерізі залізобетонної колони методом кінцевих різниць. Для реалізації розрахунку теплотехнічної задачі при верифікації отриманих розподілів температурних полів у перерізі колони при її нагріванні по стандартній температурній кривій пожежі використані формули кінцево-різницевої апроксимації.

Переріз колони розбитий як показано на рис. 11.16.

Роблячи більш дрібну розбивку, можна оцінити точність результатів попереднього моделювання, вважаючи дані результати більш точними.

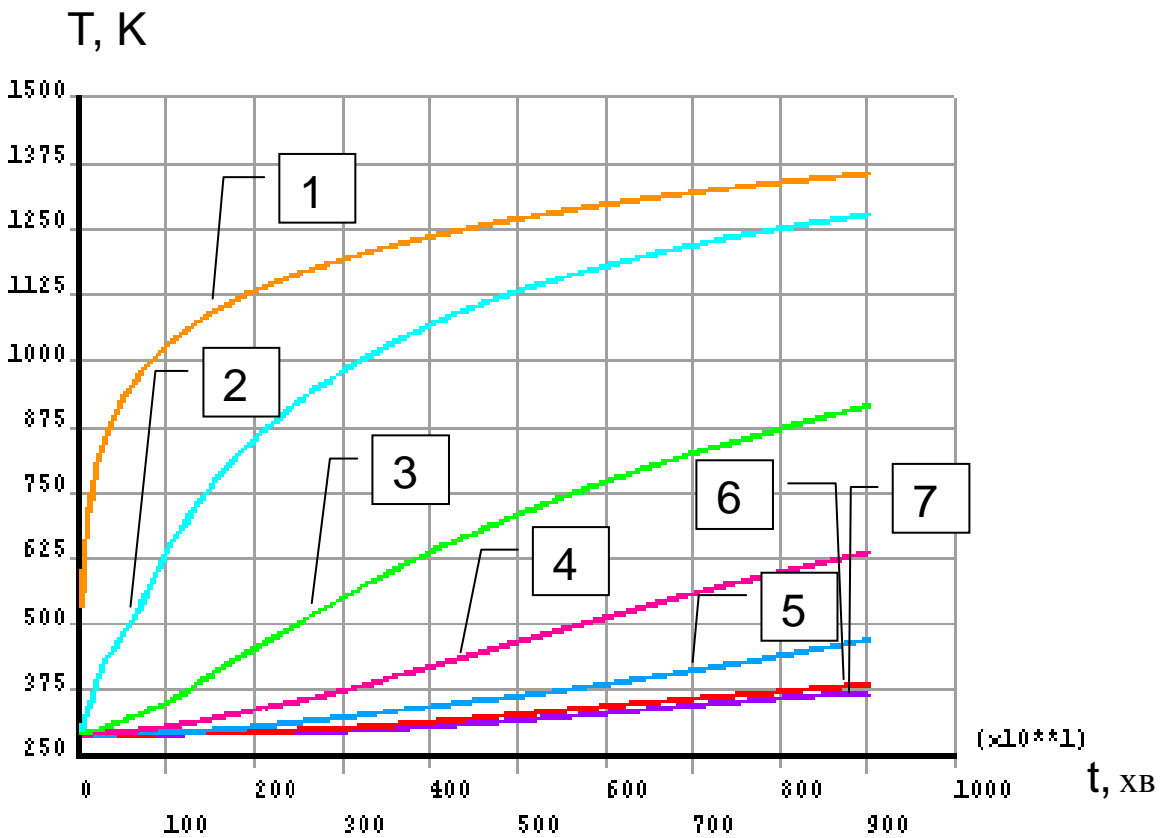


Рисунок 11.15 – Температурні режими нагрівання внутрішніх вузлів перерізу залізобетонної колони при пожежі: 1 - стандартна температурна крива пожежі; 2 - 1 вузол; 3 - 113 вузол; 4 - 105 вузол; 5 - 97 вузол; 6 - 89 вузол; 7 - 81 вузол

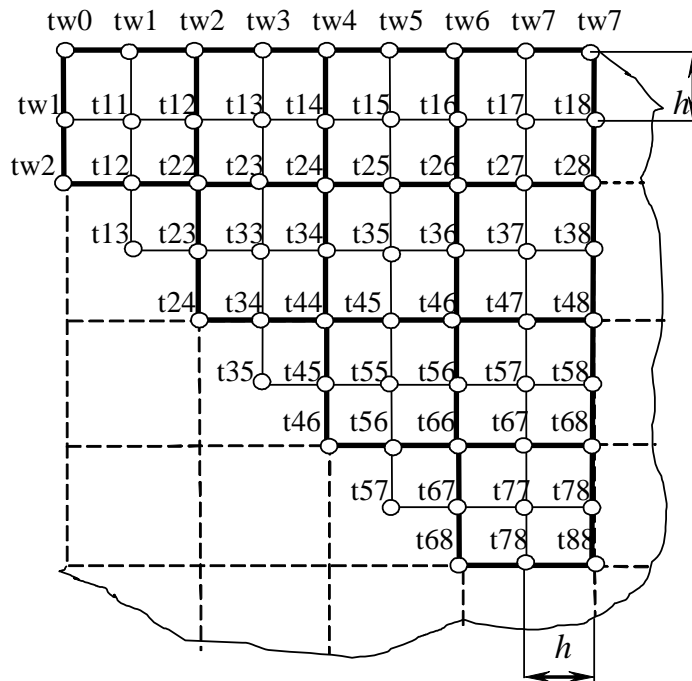


Рисунок 11.16 – Схема дискретизації 1/8 перерізу залізобетонної колони при її всебічному обігріві

Розрахунок робимо за допомогою комп'ютерної системи Mathcad Professional, використовуючи можливості вбудованих функцій і внутрішньої мови програмування. Результати розрахунку у вигляді температурних розподілів наведені на рис. 11.17.

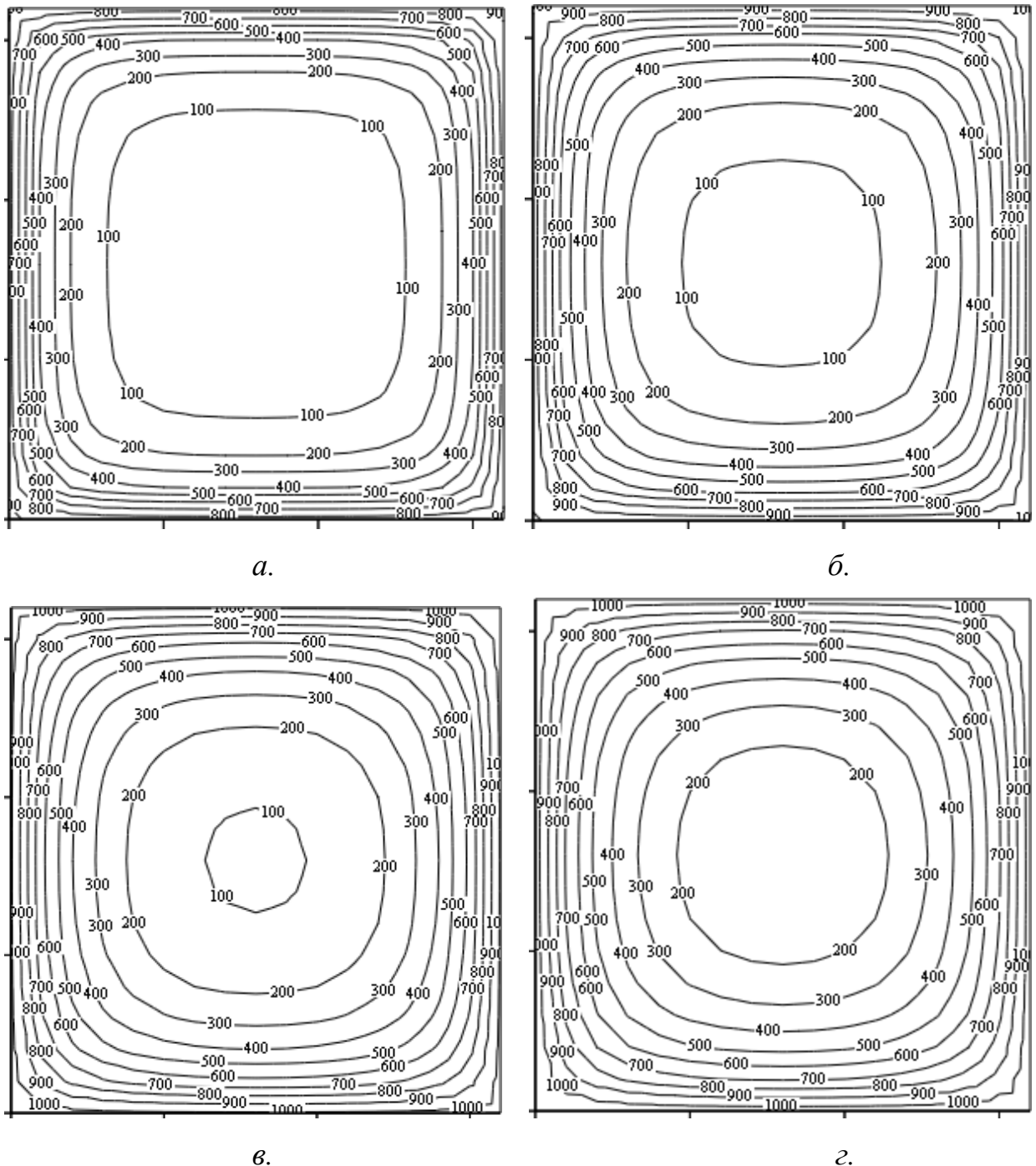


Рисунок 11.17 – Розподіл температур у перерізі колони при її нагріванні по стандартному температурному режимі пожежі: а – 50 хв; б – 90 хв; в – 120 хв; г – 150 хв

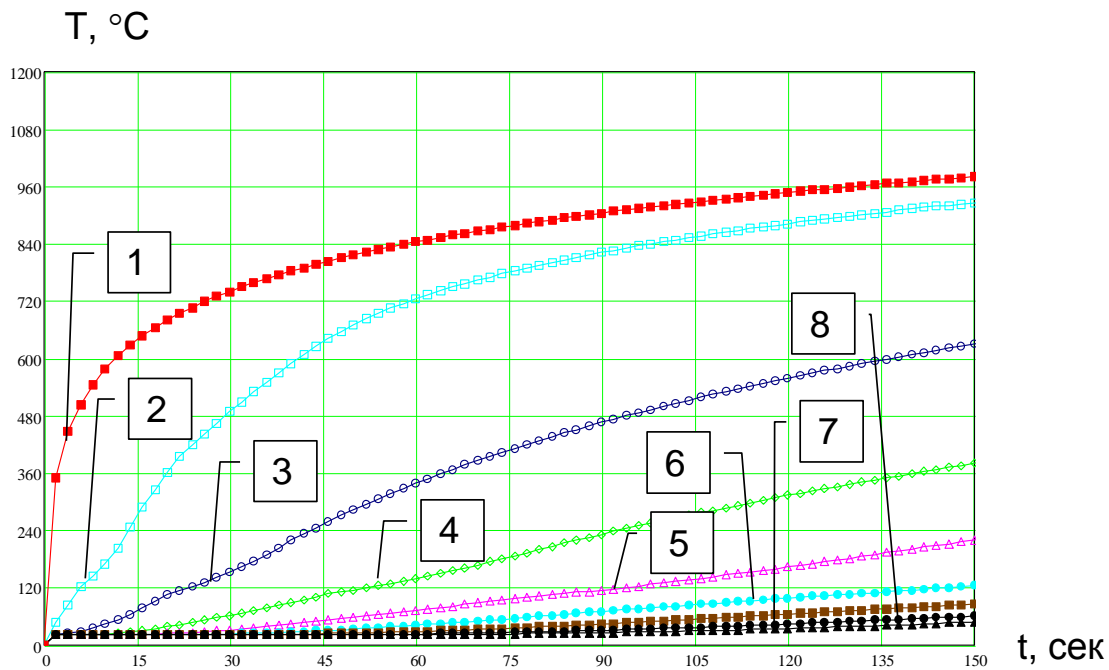


Рисунок 11.18 – Температурні режими нагрівання внутрішніх вузлів перерізу залізобетонної колони при пожежі: 1 - стандартна температурна крива пожежі; 2 - 0 вузол; 3 - 11 вузол; 4 - 22 вузол; 5 - 33 вузол; 6 - 55 вузол; 7 - 77 вузол 8 - 88 вузол

Отримані результати говорять про те, що розроблений алгоритм реалізації МКР у системі Mathcad Professional є досить ефективним для всебічного подання й розгляду результатів розрахунку теплотехнічного завдання визначення вогнестійкості залізобетонних колон. При цьому результати розрахунків є дуже близькими.

Порівняльний аналіз результатів розрахунку. Для аналізу відхилень результатів розрахунку при застосуванні МКЕ і МКР використаний критерій їх абсолютного і середньоквадратичного відхилення. При цьому використані результати натурних вогневих випробувань залізобетонних колон. Результати натурних вогневих випробувань наведені на рис. 11.19.

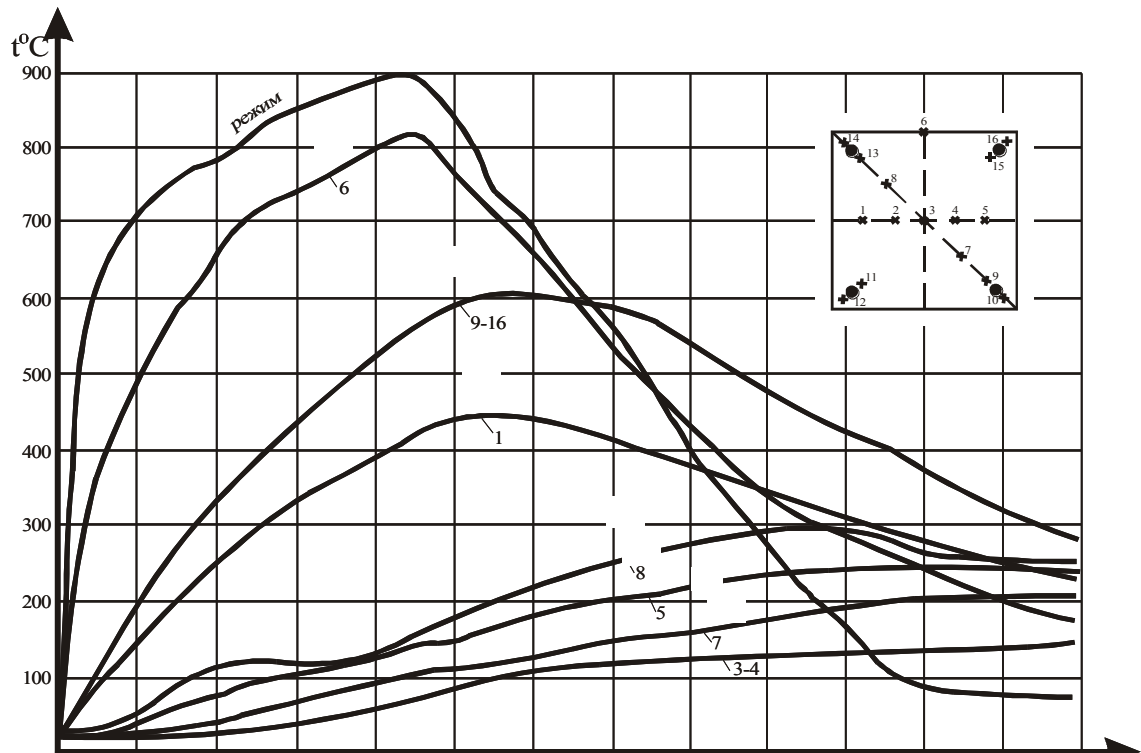


Рисунок 11.19 – Температурні режими нагрівання внутрішніх вузлів перерізу залізобетонної колони 400×400 при натурних вогневих випробуваннях по стандартному режиму

Порівняльні дані точності отриманих результатів за допомогою розрахункових методів у відношенні до натурних вогневих випробувань при обліку тільки стадії нагрівання протягом 90 хв показані в табл. 11.2.

Таблиця 11.2

Порівняльні дані точності розрахованих МКР і МКЕ температур у залізобетонній колоні при її нагріванні по «стандартному» режиму

Метод розрахунку	Максимальне відхилення, °С	середньоквадратичне відхилення, °С
МКЕ	54	12
МКР	69	17

Порівняння результатів МКЕ й МКР показує їхню прийнятну точність.

11.4.2. Розв'язок статичної задачі для визначення вогнестійкості залізобетонної колони методом кінцевих елементів

Для розв'язку статичної задачі визначення межі вогнестійкості колони скористаємося методом, описаним в [15]. Для використання цього методу можна використати поняття критичної температури ($T_{кр} = 650^{\circ}\text{C}$). Ізотерма з такою температурою обмежує ядро перерізу колони, що залишається працездатним. Для реалізації методу потрібно отримані результати у різний час записати у файл Microsoft Excel та транслювати його до системи MathCAD. У системі MathCAD створена програма на застосуванні формули:

$$N_{p,t,\tau} = \varphi_{tem} (A_{я} R_{bu} + R_{scu} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}), \quad (11.18)$$

де $A_{я}$ – площа ядра перерізу, $A_{я} = b_{я} \cdot h_{я}$; $A_{s,tot}$ – сумарна площа арматури; φ_{tem} – коефіцієнт поздовжнього згину, який враховує тривалість завантаження, гнучкість та характер армування колони.

Використовуючи даний алгоритм і користуючись розробленою програмою у системі MathCAD, визначаємо несучу здатність для будь-якого моменту часу та будуємо графік зміни несучої здатності із часом протікання пожежі.

Результати розрахунку за розробленим алгоритмом подані на рис. 11.20.

Згідно з отриманими результатами межа вогнестійкості колони складає 200 хв.

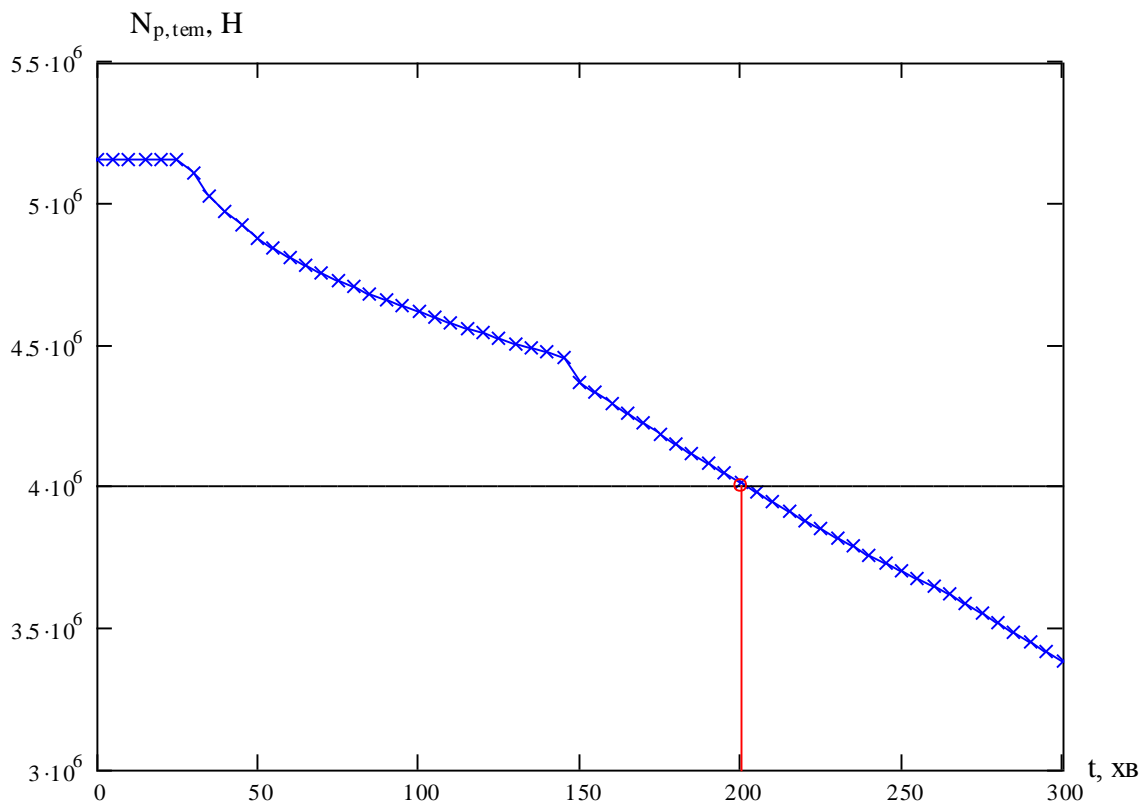


Рисунок 11.20 – Зміна несучої здатності залізобетонної колони під впливом вогневої дії пожежі

Питання для самоконтролю

1. Конструювання елементів, що працюють на стиск.
2. Ексцентриситет та гнучкість.
3. Розрахунок стиснутих елементів за I групою граничних станів.
4. Два випадки розрахунку стиснутих елементів.
5. Дві задачі проектування стиснутих елементів.
6. Розрахунок на вогнестійкість стиснутих елементів.
7. Розрахункова довжина колони в умовах пожежі.
8. Зонна методика та методика ізотерми $500 \text{ }^\circ\text{C}$.
9. Уточнені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів.

Розділ 12

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ФРАГМЕНТУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ УТОЧНЕНИМИ МЕТОДАМИ

1. Об'єкт дослідження.
2. Загальна постановка задачі та основні положення розрахунку.
3. Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості фрагменту залізобетонної конструкції.
4. Розв'язок статичної задачі для визначення вогнестійкості фрагменту залізобетонної конструкції методом кінцевих елементів.
5. Визначення межі вогнестійкості за розрахованими параметрами напружено-деформованого стану.

12.1. Об'єкт дослідження

Об'єкт дослідження являє собою підземний паркінг громадської та житлової забудови м. Харків, що розташований за адресою вул. Ковальська, 22. Паркінг житлової та громадської забудови - це протяжна будівля 500 м×250 м на основі каркаса з безбалочними перекриттями, що з'єднуються з колонами за допомогою капітелей. Для перевірного розрахунку на вогнестійкість були обрані колони з перекриттям, показані в плані на рис. 12.1 для нижнього ярусу і на рис. 12.2 для верхнього ярусу.

При цьому розглядається фрагмент каркаса з безбалочним перекриттям, відсічений по серединам прольоту. На рис. 12.3. показана в розрізі колона з капітеллю та частиною плити. Тут же показані схеми армування колони.

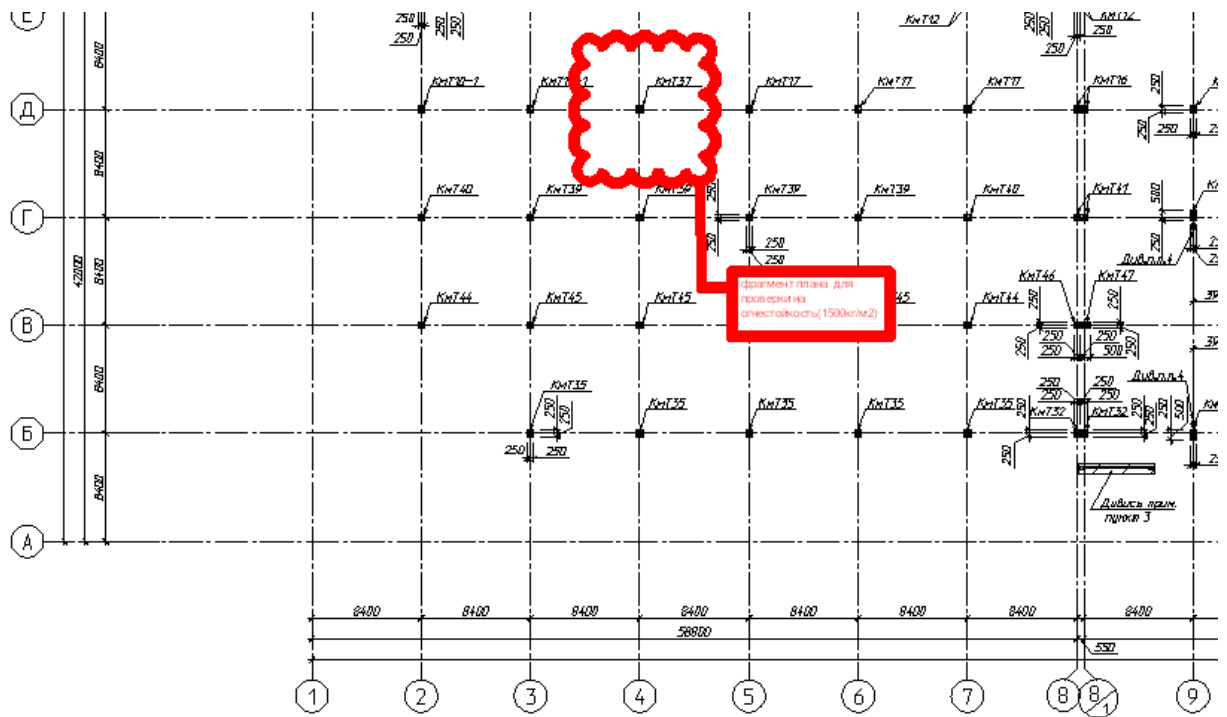


Рисунок 12.1 – Розташування фрагменту будівлі нижнього ярусу

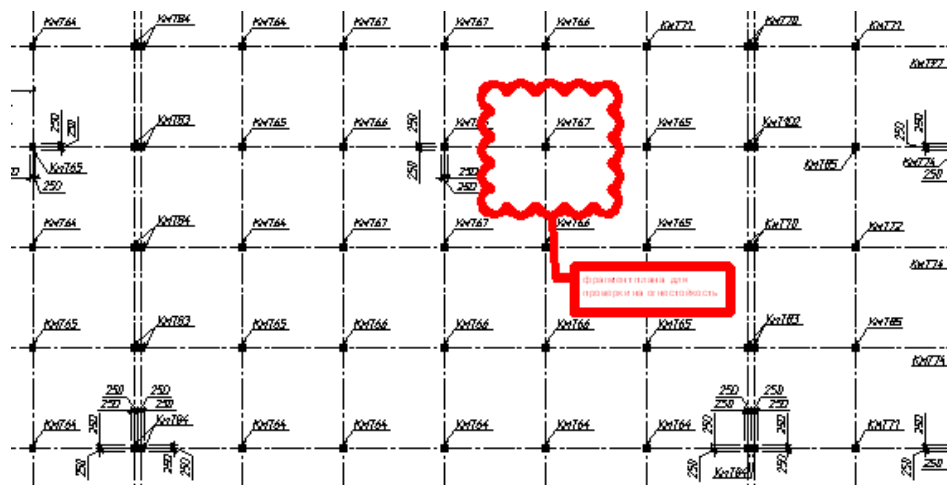


Рисунок 12.2 – Розташування фрагменту будівлі верхнього ярусу

Схеми арматурних каркасів капітелі нижнього і верхнього ярусів представлені відповідно на рис. 12.5 і рис. 12.6.

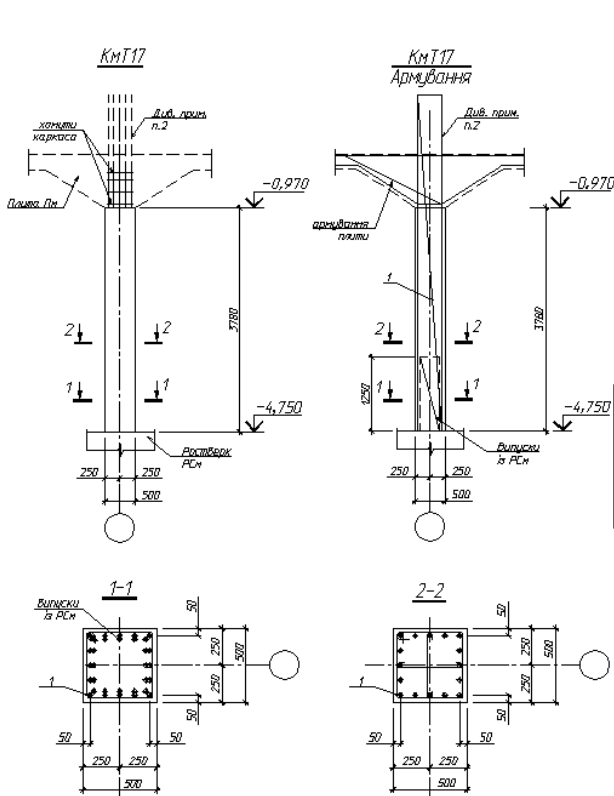


Рисунок 12.3 – Конструктивна схема колони з капітеллю для нижнього ярусу

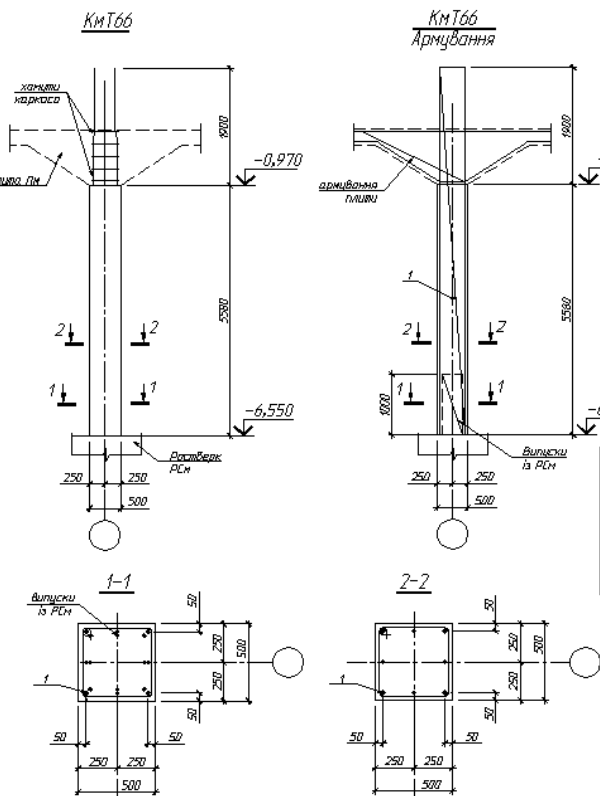


Рисунок 12.4 – Конструктивна схема колони з капітеллю для верхнього ярусу

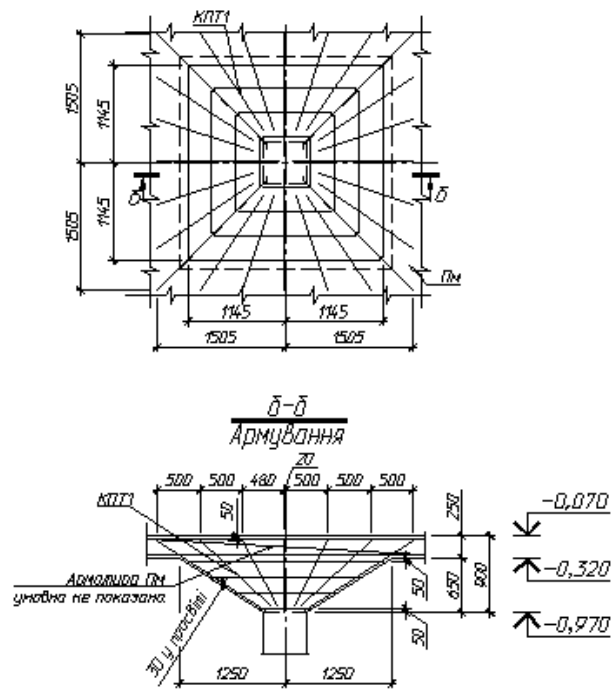


Рисунок 12.5 – Схема армування капітелі нижнього ярусу

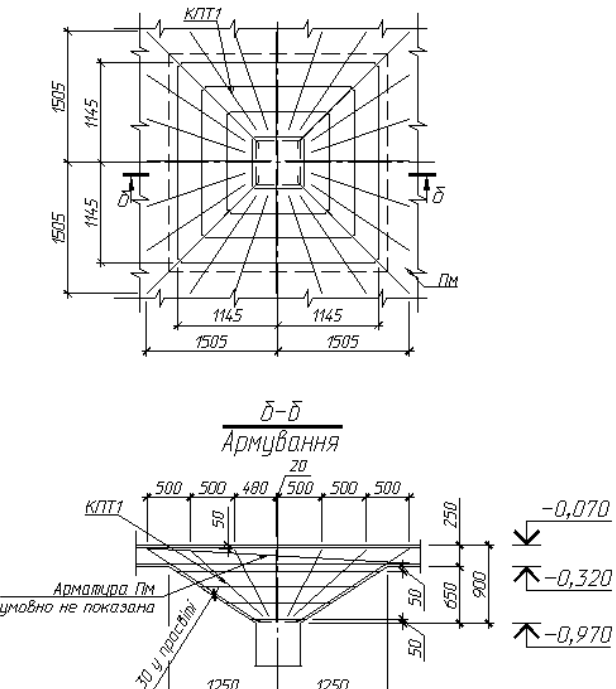


Рисунок 12.6 – Схема армування капітелі верхнього ярусу

На підставі аналізу наданих проектних матеріалів та матеріалів обстеження прийнято, що конструкції виконані з бетону класу С25/30 густиною 2330 кг/м³. Робоче армування колони нижнього ярусу - з арматури класу А400С діаметром 25 мм, арматурні каркаси А240С діаметром 8 і 12 мм. Капітель нижнього ярусу має основне каркасне армування А240С діаметром 16 мм і поперечну технологічну арматуру 8 мм. Верхня робоча арматура плити верхнього каркасу над капітеллю А400С діаметром 20 мм, верхня робоча арматура бічного каркасу А400С діаметром 16 мм.

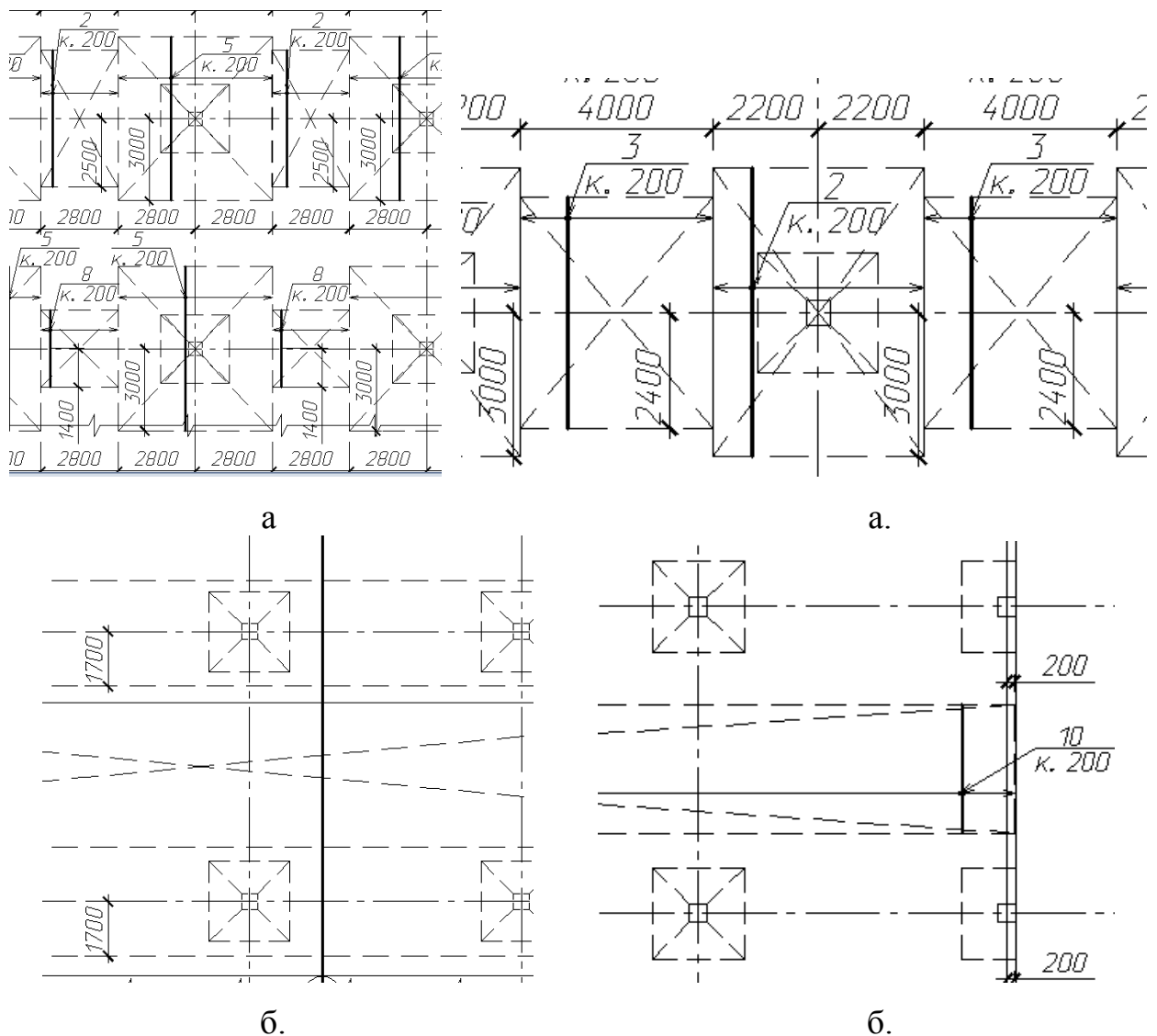


Рисунок 12.7 – Схема армування плити нижнього ярусу: а - верхня арматура; б - нижня арматура

Рисунок 12.8 – Схема армування плити верхнього ярусу: а - верхня арматура; б - нижня арматура

Нижня робоча арматура А400С діаметром 16 мм. Захисний шар робочої арматури в колоні 50 мм, арматури в капітелі 30 мм, верхньої арматури в плиті 20 мм і нижній арматури в плиті 30 мм.

Для колон каркасу необхідне мінімальне значення межі вогнестійкості складає R 180, для перекриттів REI 180.

12.2 Загальна постановка задачі та основні положення розрахунку

Розглядається пожежа під фрагментом каркаса, внутрішня поверхня плити нагрівається, а зовнішня її поверхня охолоджується в навколишнє середовище без пожежі з нормальною температурою. Залізобетонна колона фрагменту з усіх боків оточена середовищем пожежі. Причина та сценарій розвитку пожежі не розглядаються, а температурні умови під плитою і навколо колони відповідають стандартним температурним режимам пожежі [26, 27].

Задача оцінки вогнестійкості фрагменту залізобетонного каркасу ставиться як задача розрахунку теплового і напружено-деформованого станів (поля температур, напружень та деформацій) фрагменту при стандартному температурному режимі пожежі всередині приміщення.

Послідовність процедур прийнятої розрахункової методики показана у вигляді структурних схем, наведених на рис. 12.9 і рис. 12.10.

Конструктивна схема фрагменту каркасу з безбалочними перекриттями представлена на рис. 12.11.

Розрахункова схема фрагменту каркасу з накладеними механічними навантаженнями показана на рис. 12.12.

Розрахункова схема фрагменту каркасу з напрямками впливу пожежі представлена на рис. 12.13.

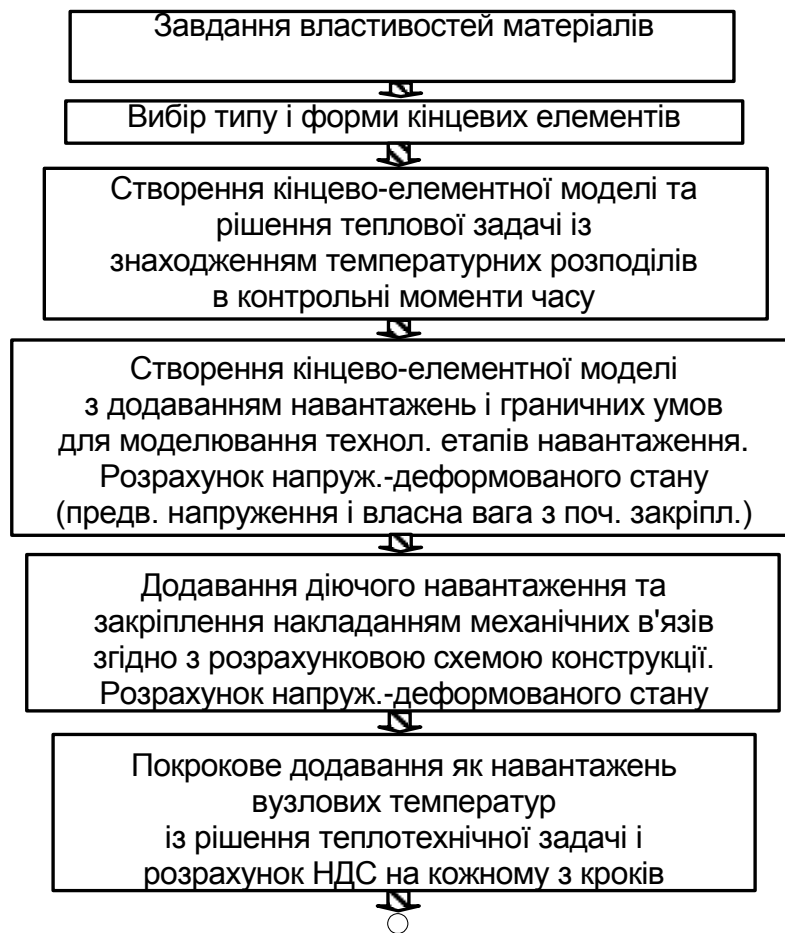


Рисунок 12.9 – Структурна схема розрахункових процедур

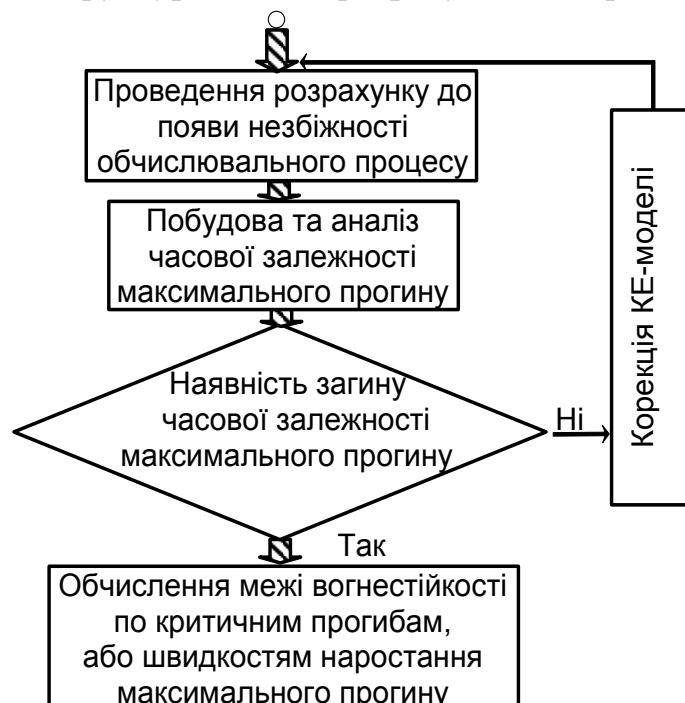


Рисунок 12.10 – Структурна схема визначення межі вогнестійкості по розрахованим параметрам.

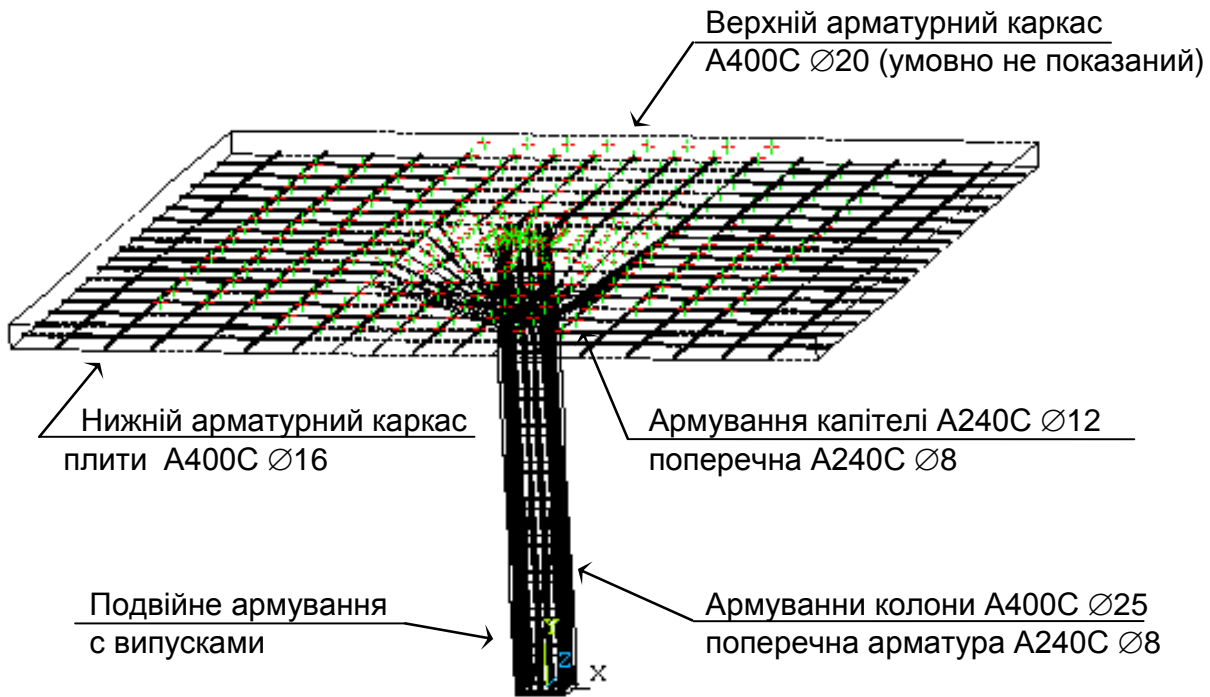


Рисунок 12.11 – Конструктивна схема фрагменту будівлі нижнього ярусу

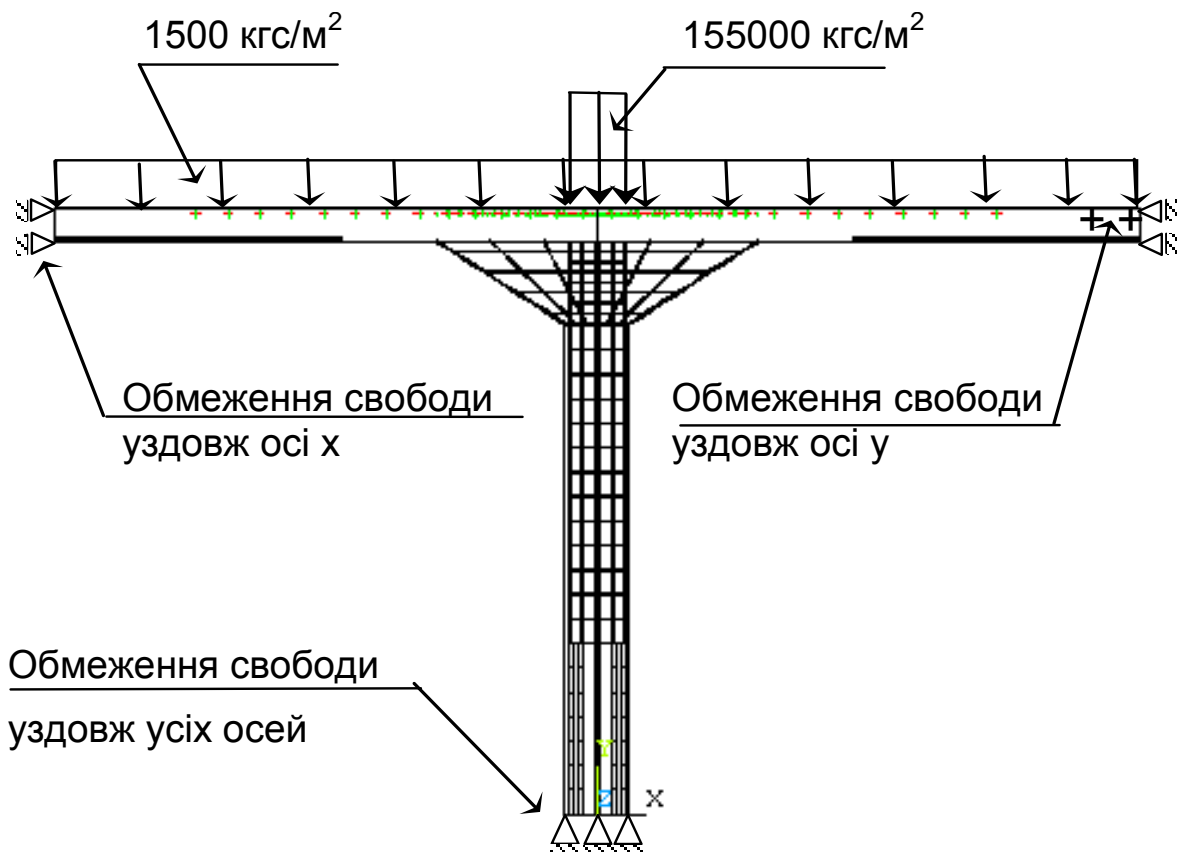


Рисунок 12.12 – Розрахункова схема з діючими механічними навантаженнями

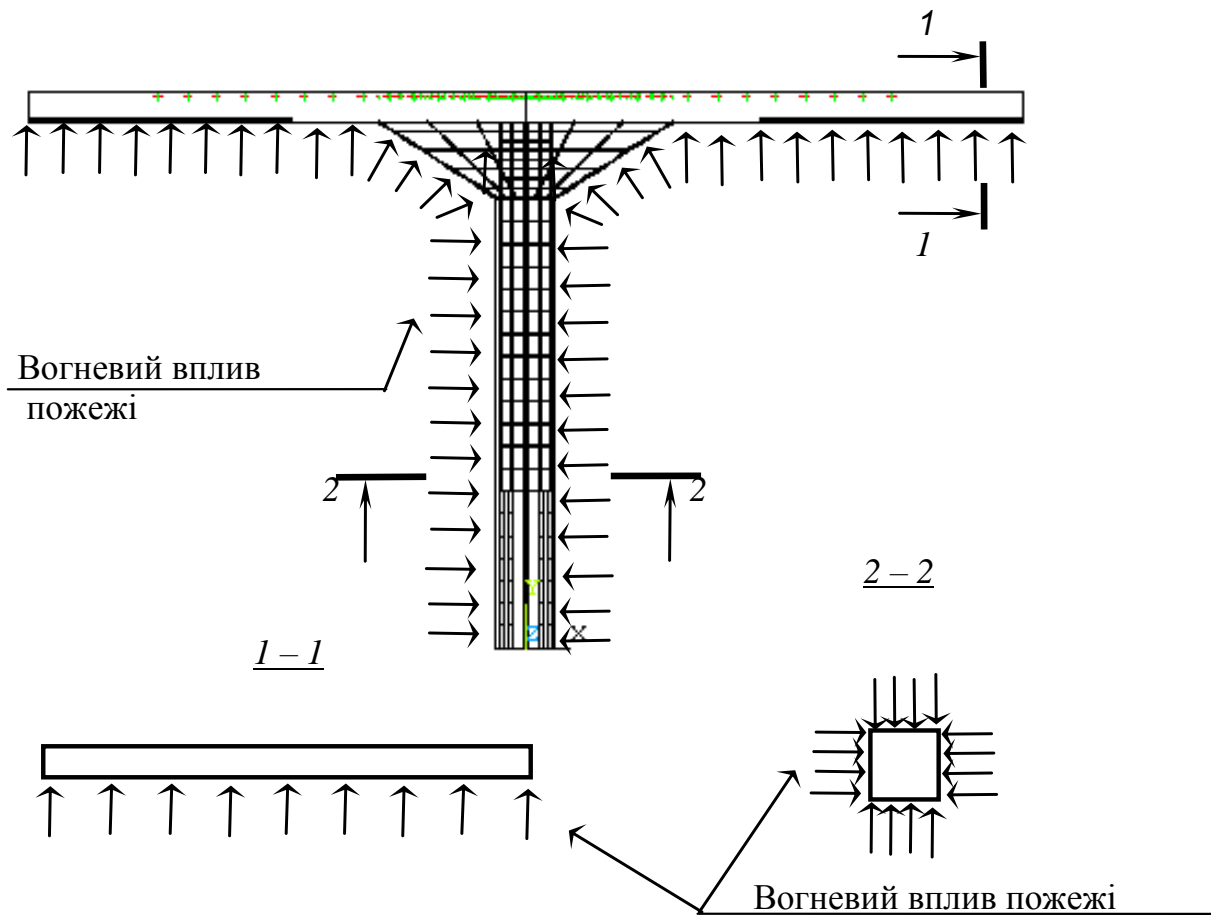


Рисунок 12.13 – Розрахункова схема вогневого впливу пожежі

12.3 Постановка теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості фрагменту залізобетонної конструкції

Для теплотехнічного розрахунку залізобетонних конструкцій, при їх роботі в умовах вогневого впливу пожежі, в більшості робіт пропонується узагальнений інженерний підхід, який базується на наступних положеннях [28].

1. Для розрахунку використовується квазілінійне параболічне рівняння теплопровідності з граничними умовами (ГУ) III роду при обліку конвекційного і радіаційного теплообміну із середовищем пожежі.

2. Температурний режим пожежного середовища збігається зі стандартною температурною кривою пожежі.

3. У силу великої різниці в теплопровідності арматурної сталі і бетону, теплообмін враховується тільки в бетоні.

4. Внаслідок невеликого впливу теплообміну конвекцією в порожнинах елементів, враховується тільки його радіаційна складова.

5. Теплофізичні характеристики (ТФХ) бетону представляються температурними залежностями згідно Eurocode 2 EN 1992-1-2: 2004.

6. Рівняння теплопровідності вирішується із застосуванням методу кінцевих елементів (МКЕ) з використанням комп'ютерної системи ANSYS Mechanical.

Рівняння теплопровідності має наступний вигляд [27]:

$$c_p(T)\rho(T)\frac{\partial T}{\partial t} = \nabla(\lambda(T)\nabla T), \quad (12.1)$$

де $\rho(T)$ - густина,

$c_p(T)$ – питома теплоємність,

$\lambda(T)$ – коефіцієнт теплопровідності, залежні від температури T .

Динаміка розвитку і згасання пожежі вказує на нестационарність нагріву конструкцій при пожежі, і тому при вирішенні рівняння теплопровідності зручно використовувати граничні умови III роду:

$$-\lambda(T)\frac{\partial T}{\partial r} = \alpha(T_p - T_w), \quad (12.2)$$

де T_p – температура пожежного середовища у пристінковому шарі;

T_w – температура поверхні елемента;

α - коефіцієнт теплообміну.

Коефіцієнт теплообміну враховує дію конвекції та інфрачервоного випромінювання. При спрощеному підході, коефіцієнт теплообміну дорівнює:

$$\alpha = \alpha_p + \alpha_k, \quad (12.3)$$

де α_p – коефіцієнт теплообміну випромінюванням.

Відповідно до рекомендацій [28] конвективну й радіаційну складові можна визначити з виразів:

$$\begin{aligned}\alpha_K &= 25 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К}) - \text{обігриваєма поверхня}; \\ \alpha_K &= 6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К}) - \text{необігриваєма поверхня}; \\ \alpha_P &= \varepsilon \cdot \sigma \cdot \frac{T_W^4 - T_P^4}{T_W - T_P}\end{aligned}\tag{12.4}$$

де $\varepsilon = 0.67$ – ступінь чорноти поверхні бетону (за А.І. Яковлєвим [28]);

$\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ – константа Стефана-Больцмана;

T_W – температура поверхні;

T_P – температура середовища пожежі.

Температура пожежного середовища визначається стандартною температурною кривою згідно з формулою:

$$T_P = T_0 + 345 \cdot \lg(8\tau + 1)\tag{12.5}$$

де τ – тривалість пожежі в хв;

$T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ – початкова температура.

Рівняння (12.2) можна апроксимувати при використанні методу кінцевих елементів в варіаційній постановці. Для нелінійної нестационарної задачі, можна записати роздільну систему нелінійних рівнянь в матричному вигляді:

$$[\mathbf{K}(T)] \{\mathbf{T}\} = \{\mathbf{Q}(T)\},\tag{12.6}$$

де $[\mathbf{K}(T)]$ – еквівалентна матриця теплопровідності, що залежить від об'ємної теплоємності та коефіцієнта теплопровідності матеріалу;

$\{\mathbf{Q}(T)\}$ – вектор вузлових теплових потоків, обумовлених зовнішнім тепловим навантаженням.

В узагальненому вигляді вираз (12.6) можна записати

$$\{\mathbf{P}(T)\} = \{\mathbf{Q}(T)\},\tag{12.7}$$

де $\{\mathbf{P}(T)\}$ – вектор внутрішніх вузлових теплових потоків, обумовлений щільністю теплових потоків елемента.

Дана система рівнянь вирішується ітераційним методом, відомим як метод Ньютона-Рафсона [30]. При використанні даного методу мінімізується нев'язка:

$$\{\Phi\} \equiv \{Q(T)\} - \{P(T)\} \rightarrow \{0\}. \quad (12.8)$$

Метод Ньютона-Рафсона заснований на застосуванні усічених рядів Тейлора для залишкового вектора нев'язки. Цим система рівнянь (12.7) лінеаризується і записується у вигляді:

$$[K_T^{(i-1)}]\{\Delta T^{(i)}\} = \{Q^{(i)}\} - \{P^{(i)}\}, \quad (12.9)$$

При цьому виконуються рівноважні ітерації ($i = 1, 2, 3, \dots$), в результаті чого визначаються нові значення температур на кожній ітерації з виразу:

$$\{T^{(i)}\} = \{T^{(i-1)}\} + \{\Delta T^{(i)}\}. \quad (12.10)$$

Процес виконання ітерацій продовжується до тих пір, поки не досягається прийнятна збіжність.

У рівнянні (12.9) коефіцієнти дотичної матриці $[K_T]$ з виразів:

$$[K_T^{(i-1)}] \equiv \left(\frac{d\{\Phi\}}{dT} \right)_{i-1}. \quad (12.11)$$

Розкладання вектора $\{\Phi\}$ в усічений ряд Тейлора має вигляд

$$\{\Phi^{(i)}\} \equiv \{\Phi^{(i-1)}\} + [K_T^{(i-1)}]\{\Delta T^{(i)}\}, \quad (12.12)$$

де $\{\Delta T^{(i)}\} = \{T^{(i)}\} - \{T^{(i-1)}\}$ - шуканий вектор прирощення температури для проведення наступної ітерації.

У рівнянні (12.9) $\{Q(T)\}$ - вектор вузлових теплових потоків, обумовлений при перевизначенні вектора зовнішнього заданого теплового потоку $\{Q_{0n}\}$ і еквівалентної матриці теплопровідності $[\bar{K}(T)]$; $\{P\}$ - еквівалентний вектор вузлових внутрішніх теплових потоків, обумовлений при перевизначенні еквівалентної матриці теплопровідності $[\bar{K}(T)]$, які визначаються шляхом чисельного інтегрування за часом вектора $\{\dot{\Delta T}^{(i)}\}$ методом Ейлера з використанням виразу:

$$\{T_{n+1}\} - \{T_n\} = \Delta t_n (1 - \zeta) \{\dot{T}_n\} + \Delta t_n \zeta \{\dot{T}_{n+1}\}, \quad (12.13)$$

де Δt_n – крок інтегрування за часом;

ζ - параметр Ейлера, рівний 0,5, що означає реалізацію за неявною обчислювальною схемою Кранка-Ніколсона.

Еквівалентна матриця теплопровідності $[\mathbf{K}(T)]$ визначається з виразу:

$$[\mathbf{K}_n(T)] = \frac{1}{\zeta \Delta t_n} [\mathbf{C}_n(T)] + [\mathbf{K}_n(T)], \quad (12.14)$$

де $[\mathbf{C}_n(T)]$ и $[\mathbf{K}_n(T)]$ - відповідно матриці теплоємностей і коефіцієнтів теплопровідності.

Для перевизначення $\{\mathbf{Q}(T)\}$ використовується вираз:

$$\{\mathbf{Q}_n(T)\} = \{\mathbf{Q}_{0n}\} + \frac{1-\zeta}{\zeta} [\mathbf{C}_n(T)] \{\mathbf{T}_n\} - [\mathbf{K}_n(T)] \{\mathbf{T}_n\}. \quad (12.15)$$

$\{\mathbf{Q}_{0n}\}$ - вектор зовнішнього заданого теплового потоку, який визначається з виразу:

$$\{\mathbf{Q}_{0n}\} = \{\mathbf{Q}_n^{\text{конв}}\} + \{\mathbf{Q}_n^{\text{излуч}}\}, \quad (12.16)$$

де $\{\mathbf{Q}_n^{\text{конв}}\}$ – поточний вектор конвективного поверхневого вузлового теплового потоку, який визначається за формулою:

$$\{\mathbf{Q}_n^{\text{конв}}\} = \alpha_k (\{\mathbf{T}_{Wn}\} - \{\mathbf{T}_{Pn}\}) \mathbf{A}_e; \quad (12.17)$$

$\{\mathbf{Q}_n^{\text{излуч}}\}$ – поточний вектор радіаційного поверхневого вузлового теплового потоку, який визначається за формулою:

$$\{\mathbf{Q}_n^{\text{излуч}}\} = \varepsilon \sigma (\{\mathbf{T}_{Wn}^4\} - \{\mathbf{T}_{Pn}^4\}) \mathbf{A}_e; \quad (12.18)$$

$\{\mathbf{T}_{Wn}\}$ – вектор поверхневих вузлових температур;

$\{\mathbf{T}_{Pn}\}$ – вектор, члени якого дорівнюють температурі пожежного середовища, яка визначається за формулою (12.5).

Розрахункова і кінцево-елементна схеми фрагмента конструкції.

Оскільки геометрія вибраного фрагмента будівлі має дві площини симетрії, запропоновано розглянути 1/4 частину фрагмента. Таким чином, загальна кінцево-елементна схема представлена на рис. 12.14.

Таблиця 12.1

Параметри математичної моделі для розрахунку температурних розподілів в бетонному зразку при комбінованих випробуваннях

Базова модель	Метод
Розрішуючі рівняння	Базові МКЕ для рівняння Фур'є в комбінації з методом Ньютона-Рафсона (12.5) - (12.17)
Теплофізичні характеристики	Eurocode 2 EN 1992-1-2: 2004
Граничні умови:	

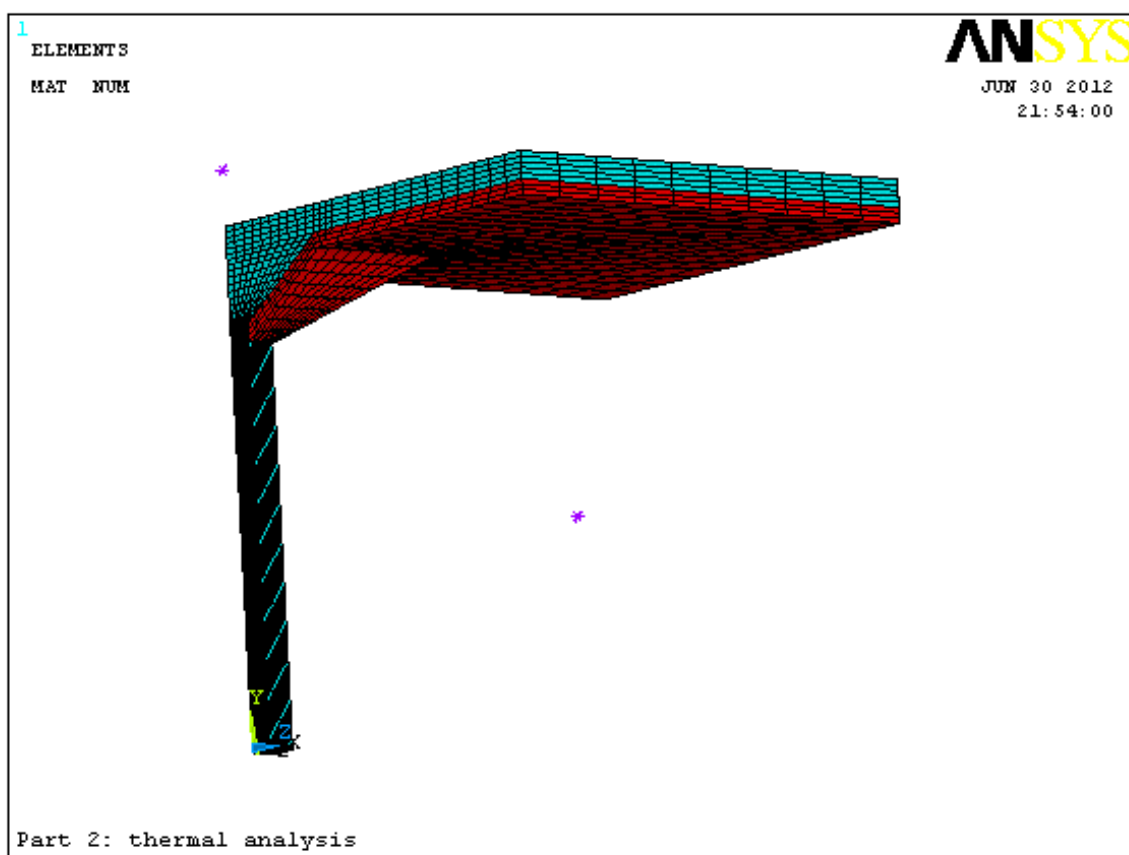


Рисунок 12.14 – Кінцево-елементна схема 1/4 частини фрагменту для вирішення теплової задачі

Кінцево-елементна схема на рис. 12.15 враховує спроектований вогнезахист у вигляді мінераловатного покриття. При розрахунку даного фрагменту для визначення температурних розподілів без вогнезахисту КЕ

покриття відключалися відповідною опцією «народження» та «смерть» КЕ системи «ANSYS».

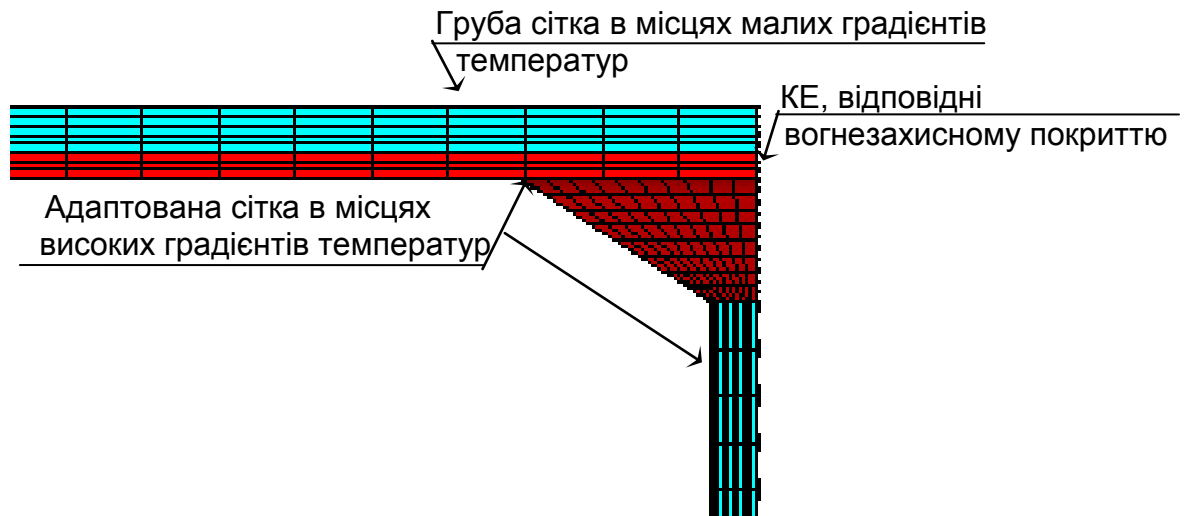


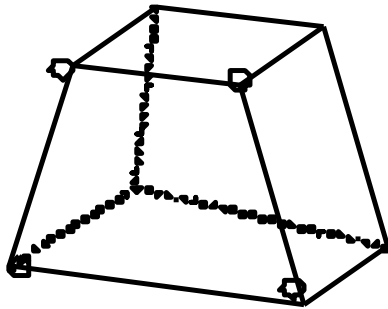
Рисунок 12.15 – Особливості накладання сітки кінцево-елементної схеми

При накладенні сітки враховано, що в місцях низьких градієнтів температур для збільшення продуктивності розрахунку можна сітку зробити грубіше. У той час потрібно згустити сітку в місцях передбачуваних високих градієнтів температур, як показано на рис. 12.15.

Тип і геометрія кінцевих елементів. Як кінцевий елемент, що моделює матеріал фрагмента, з номенклатури КЕ ANSYS обраний термічний елемент SOLID70. Це термальний твердотілий шестигранний призматичний елемент з 8 вузлами.

На створену звичайно-елементну модель накладені конвекційні та радіаційні граничні умови. Радіаційні умови накладаються за допомогою сітки КЕ з поверхневим ефектом радіаційного теплообміну. Сітка накладена на поверхню кінцево-елементної моделі. Для цього з бібліотеки КЕ обраний SURF152. Геометрія КЕ показана на рис. 12.16.

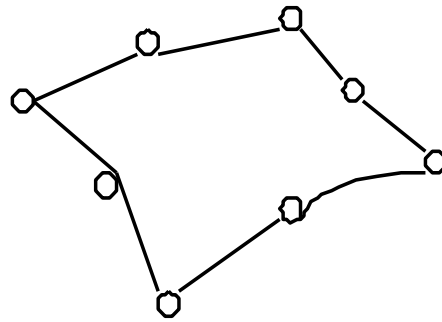
3-D 8-вузловий тепловий об'єм



SOLID70 8-вузловий 3-D
DOF: температура

Умови довільного температурного перенесення

3-D 4 - або 8-вузлова тепла оболонка з поверхневим ефектом



SURF152-4-або 8-вузлова
DOF: температура

Граничні умови радіаційного теплообміну

Рисунок 12.16 – Теплові KE для вирішення теплотехнічної задачі

вогнестійкості фрагмента

Теплотехнічні характеристики бетону та їх завдання.

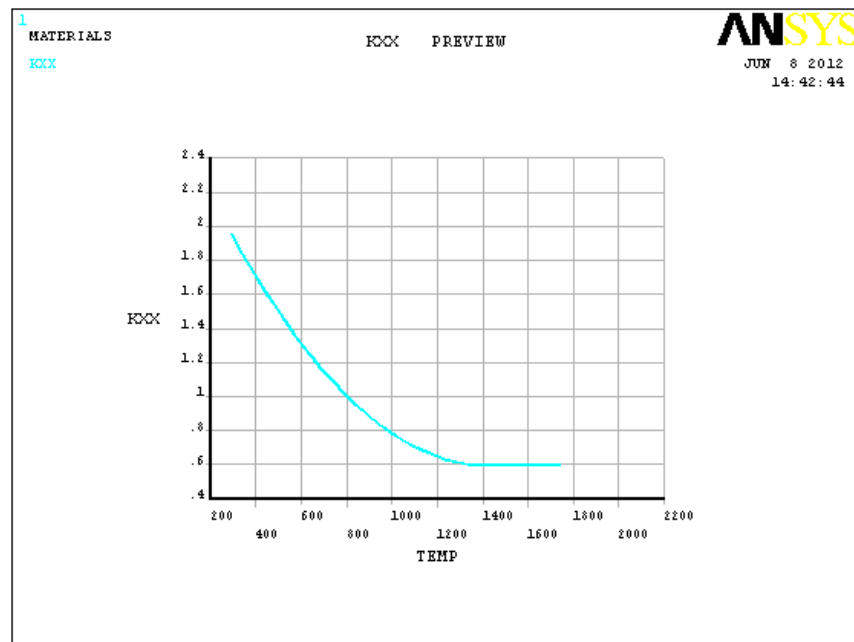
Температурні залежності ТФХ, використані для розрахунку згідно з нормативами Eurocode 2 EN 1992-1-2: 2004 наведено в табл. 12.2. При цьому коефіцієнт теплопровідності описується степеневим поліномом, а питома теплоємність кусково-лінійною функцією.

Таблиця 12.2

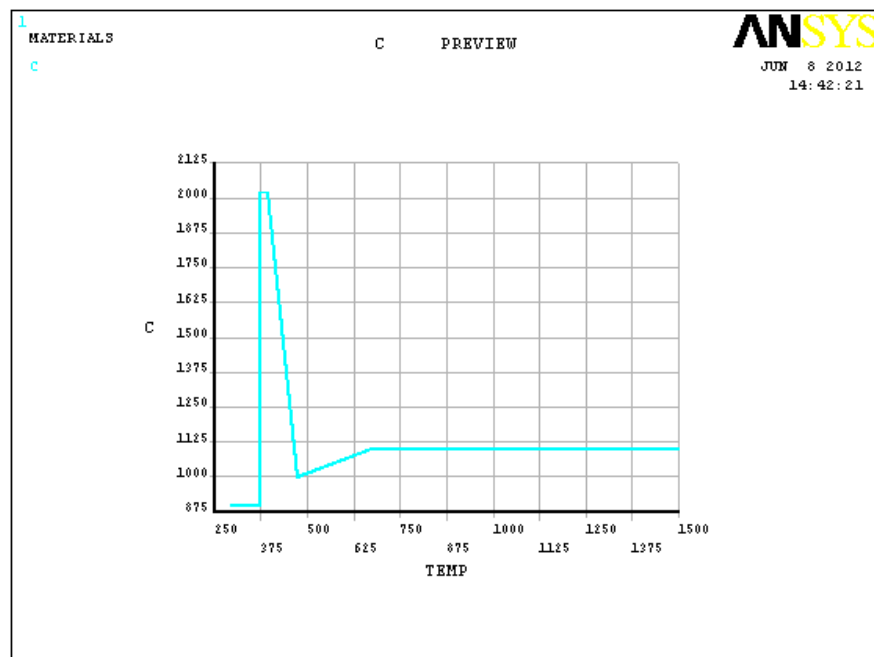
Теплофізичні характеристики бетону

Вид заповнювача бетону	Залежності ТФХ від температури	
	Коефіцієнт теплопровідності $\lambda(T)$, Вт/(м·°C)	Об'ємна теплоємність $c_p(T)$, Дж/(кг·°C)
силікатний, карбонатний	верхня границя $2 - 0,2451 \frac{T}{100} + 0,0107 \left(\frac{T}{100}\right)^2$	900 при $20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$, $900 + (T - 100)$ при $100\text{ °C} < T \leq 200\text{ °C}$, $1000 + \frac{T - 200}{2}$ при $200\text{ °C} < T \leq 400\text{ °C}$, 1100 при $400\text{ °C} < T \leq 1200\text{ °C}$

Використовуючи наведені формули, в системі ANSYS Mechanical були задані відповідні температурні залежності коефіцієнта теплопровідності і питомої теплоємності, що показані на рис. 12.17.



а.



б.

Рисунок 12.17 – Коефіцієнт теплопровідності (а) і питома теплоємність (б)

Зміни густини задаються наступними формулами:

$$\begin{aligned}
 \rho(T) &= \rho(20\text{ }^\circ\text{C}) && \text{для } 20\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 115\text{ }^\circ\text{C} \\
 \rho(T) &= \rho(20\text{ }^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02(T - 115)/85) && \text{для } 115\text{ }^\circ\text{C} < T \leq 200\text{ }^\circ\text{C} \\
 \rho(T) &= \rho(20\text{ }^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(T - 200)/200) && \text{для } 200\text{ }^\circ\text{C} < T \leq 400\text{ }^\circ\text{C} \\
 \rho(T) &= \rho(20\text{ }^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(T - 400)/800) && \text{для } 400\text{ }^\circ\text{C} < T \leq 800\text{ }^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{12.19}$$

Використовуючи наведені формули (12.19), в системі ANSYS Mechanical була задана відповідна температурна залежність густини, показана на рис. 12.18.

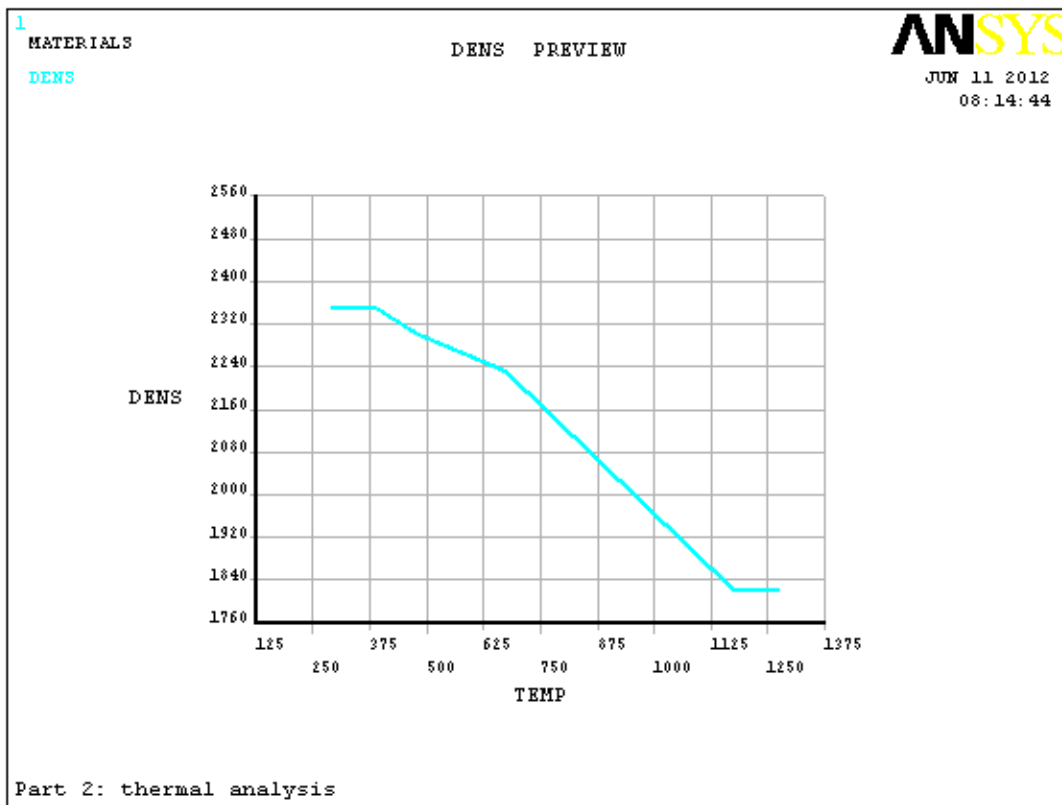


Рисунок 12.18 – Температурна залежність зміни густини

Теплофізичні характеристики вогнезахисного покриття наведено в табл. 12.3.

Таблиця 12.3

Теплофізичні характеристики вогнезахисту

№, п/п	Характеристика	Одиниці виміру	Величина
1.	Коефіцієнт теплопровідності	Вт / (м × °С)	0.045
2.	Питома теплоємність	Дж / (кг × °С)	840
3.	Густина	кг/м ³	110

Результати розрахунку. Температурні розподіли в перерізах фрагменту каркасу. Температурні розподіли в різні моменти часу показані на рис. 12.19 – 12.21.

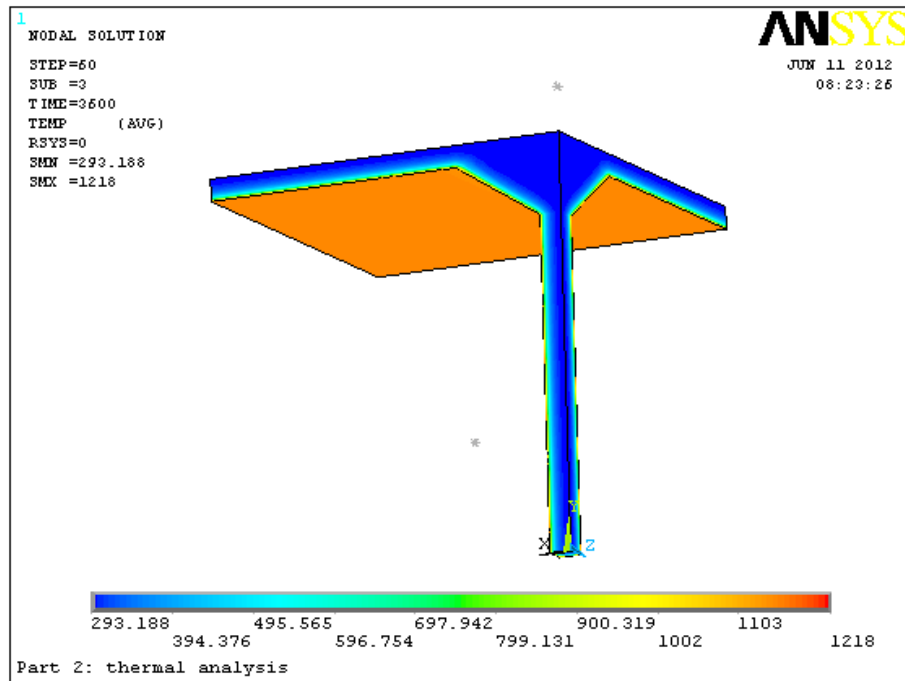


Рисунок 12.19 – Температурні розподіли на 60 хвилині розвитку пожежі (К)

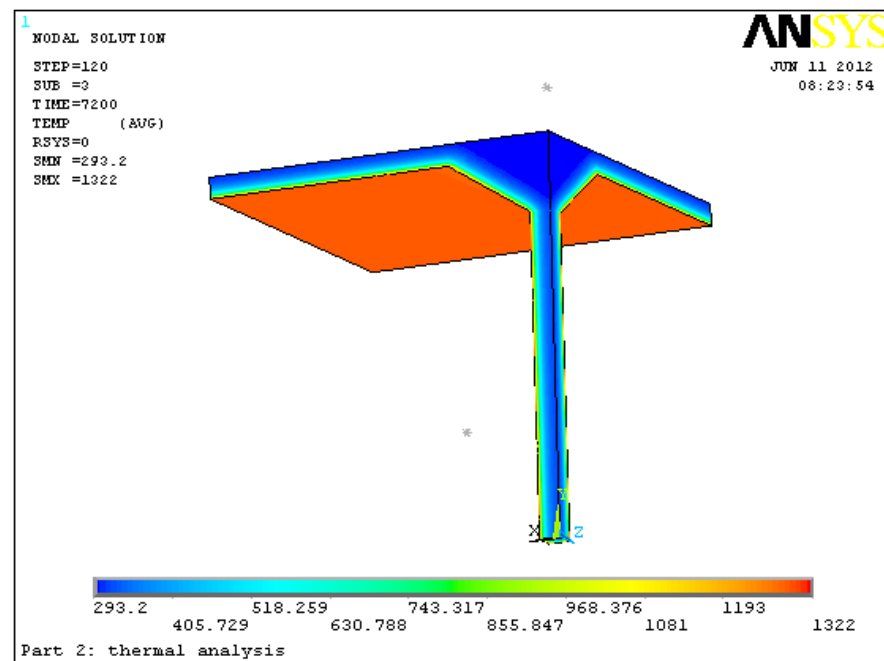


Рисунок 12.20 – Температурні розподіли на 120 хвилині розвитку пожежі (К)

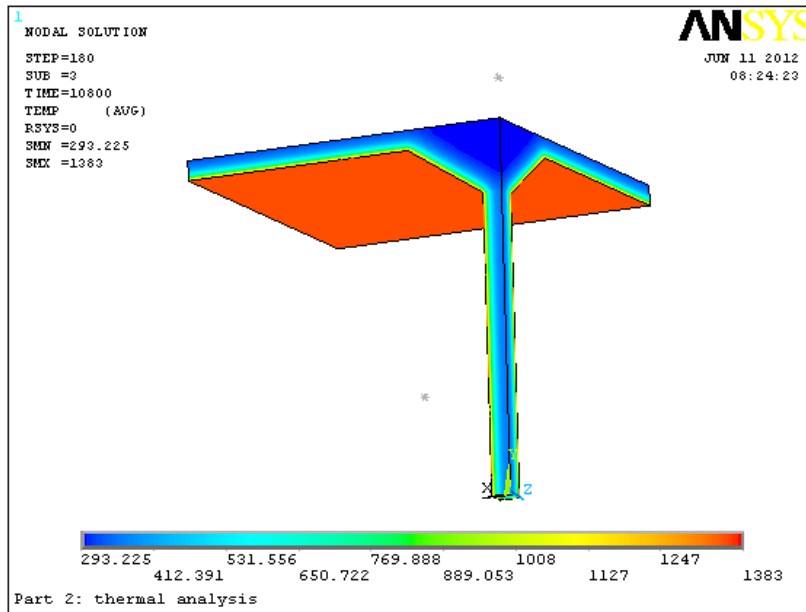


Рисунок 12.21 – Температурні розподіли на 180 хвилині розвитку пожежі (К)

Графіки прогріву приарматурних шарів фрагмента каркасу. На рис. 12.22 і рис. 12.23 показані графіки нагріву приарматурних шарів фрагменту.

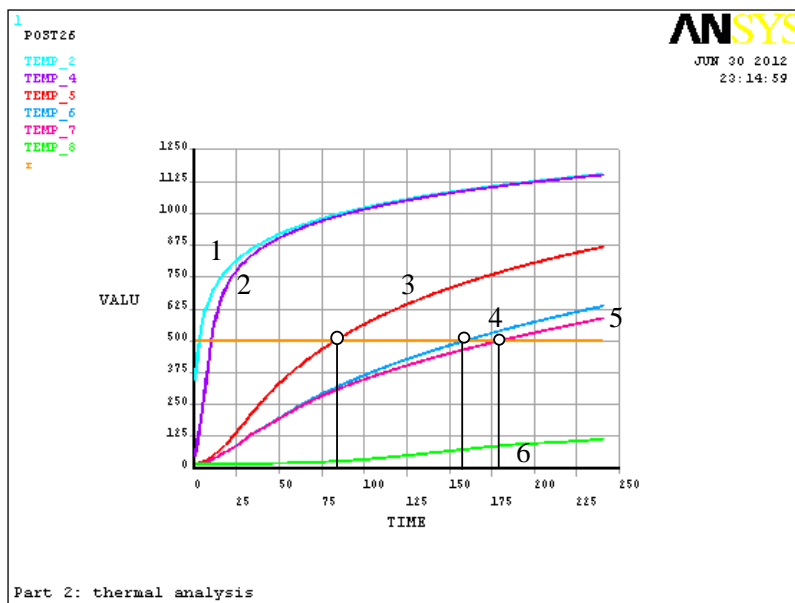


Рисунок 12.22 – Графіки прогріву приарматурних шарів колони (час у хвилинах, температура в ° С): 1 - стандартна температурна крива, 2 - нагрів фібрової точки, 3 - нагрів кутової арматури; 4 - нагрів проміжної арматури; 5 - нагрів серединної арматури; 6 - прогрів середини колони

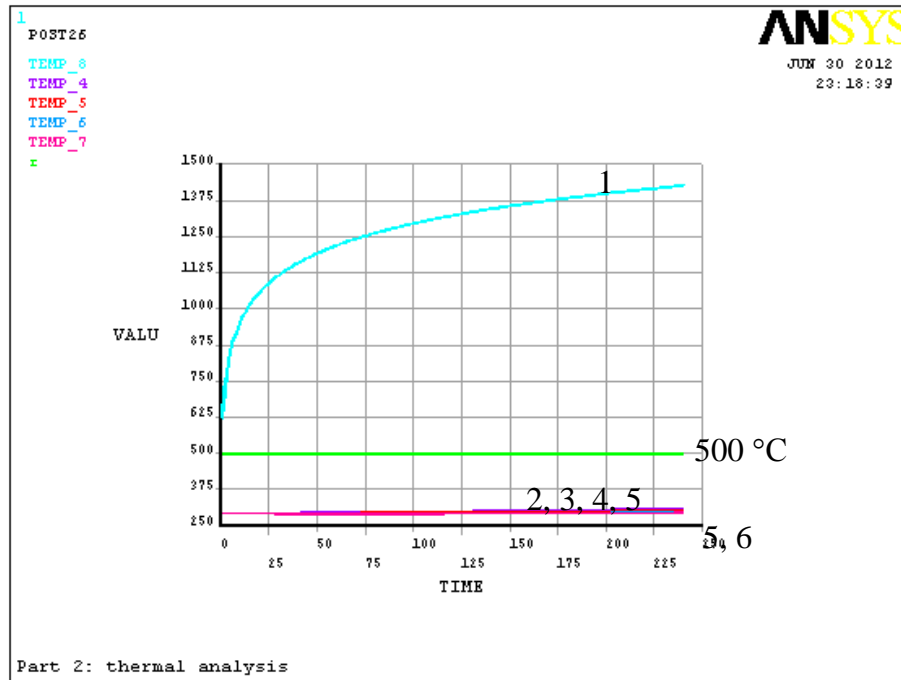


Рисунок 12.23 – Графіки прогріву приарматурних шарів плити із вогнезахистом (час у хвилинах, температура в ° C): 1 - стандартна температурна крива, 2 - нагрівання поверхні, 3 - нагрів нижньої арматури; 4 - нагрів серединної точки; 5 - нагрів верхньої арматури; 6 - нагрів верхньої поверхні.

При аналізі теплової задачі інформативними є дані про час досягнення в арматурі критичного значення температури рівного 500 °C. У табл. 12.4 наведені дані про температури в арматурі.

Таблиця 12.4

Температура прогрівання приарматурних шарів плити без вогнезахисту

Робоча арматура	Час досягнення критичної температури 500 °C, хв	Максимальна температура, °C
Плита		
Нижній каркас	92	655
Верхній каркас	202	535
Арматура капітелі	99	602

Аналізуючи дані таблиці, приходимо до попереднього висновку, що межа вогнестійкості настане в перекритті без вогнезахисту не раніше ніж на 92 хвилині, а в колоні не раніше ніж на 83 хвилині.

12.4 Розв'язок статичної задачі для визначення вогнестійкості фрагменту залізобетонної конструкції методом кінцевих елементів

Для моделювання НДС залізобетону, нами пропонується узагальнений інженерний підхід, який базується на наступних положеннях.

1. Для розрахунку використовується система рівнянь НДС твердого тіла.

2. Властивості матеріалу залежать від поточної деформації і температури нелінійно, а також допускаються великі деформації елементів конструкцій, що співставляються з їх розмірами.

3. Для визначення температурного впливу використовуються температурні розподіли, що є результатами попередньо вирішеної теплотехнічної задачі для стандартної температурної кривої пожежі.

4. Система рівнянь вирішується чисельно, методом кінцевих елементів у комбінації з методом Ньютона - Рафсона, шляхом покрокового додавання діючого механічного навантаження на початковому етапі і покрокового додавання температурних навантажень на заключному етапі з інтервалом 1 хвилина.

5. Для моделювання НДС залізобетону при пожежі використовуються повні діаграми деформування для бетону та арматури зі спадаючою гілкою.

6. Робота пошкодженого елемента і умови його пошкодження визначається відповідною теорією міцності бетону.

7. Критерієм глобального руйнування елемента залізобетонної будівельної конструкції є:

- поява незбіжності обчислювального процесу через порушення геометричної незмінюваності системи;
- досягнення критичних пластичних деформацій в кінцевих елементах моделі;
- досягнення критичних величин глобальних переміщень точок елементів залізобетонних будівельних конструкцій.
- досягнення критичних величин швидкості наростання глобальних переміщень точок елементів залізобетонних будівельних конструкцій

Використані моделі для вирішення міцнісної задачі вибиралися виходячи з сучасного підходу до моделювання НДС залізобетону [23, 30]. У табл. 12.5 зведені основні математичні моделі НДС залізобетону.

Таблиця 12.5

Моделі НДС бетону

Особливість поведінки залізобетону	Використовувана математична модель (метод)	Автор
Базові рівняння НДС	Дозволяють рівняння МКЕ	
Пластичне деформування бетону та арматури	Багатошарова модель асоційованої теорії пластичного течії (кінетичне зміцнення KINH)	Besseling
Тріщиноутворення	Складовою критерій міцності бетону	Willem, Warnke
Фізична і геометрична нелінійність	Ітеративний метод	Newton, Raphson
Механічні властивості бетону та арматури при нагріві	Eurocode 2 EN 1992-1-2: 2004 баз.,	

У табл. 12.6 наведені початкові дані про характеристики міцності і пружні властивості матеріалів.

Таблиця 12.6

Міцнісні параметри матеріалів

Матеріал	Міцність, МПа	Модуль пружності, МПа	Коефіцієнт Пуассона
Бетон	22	$1.4 \cdot 10^4$	0,2
Робоча арматура	400	$2,1 \cdot 10^5$	0,3
Поперечна арматура	240	$2,1 \cdot 10^5$	0,3

Структуральна КЕ-схема для вирішення міцнісного завдання показана на рис. 12.24 і рис.12.25.

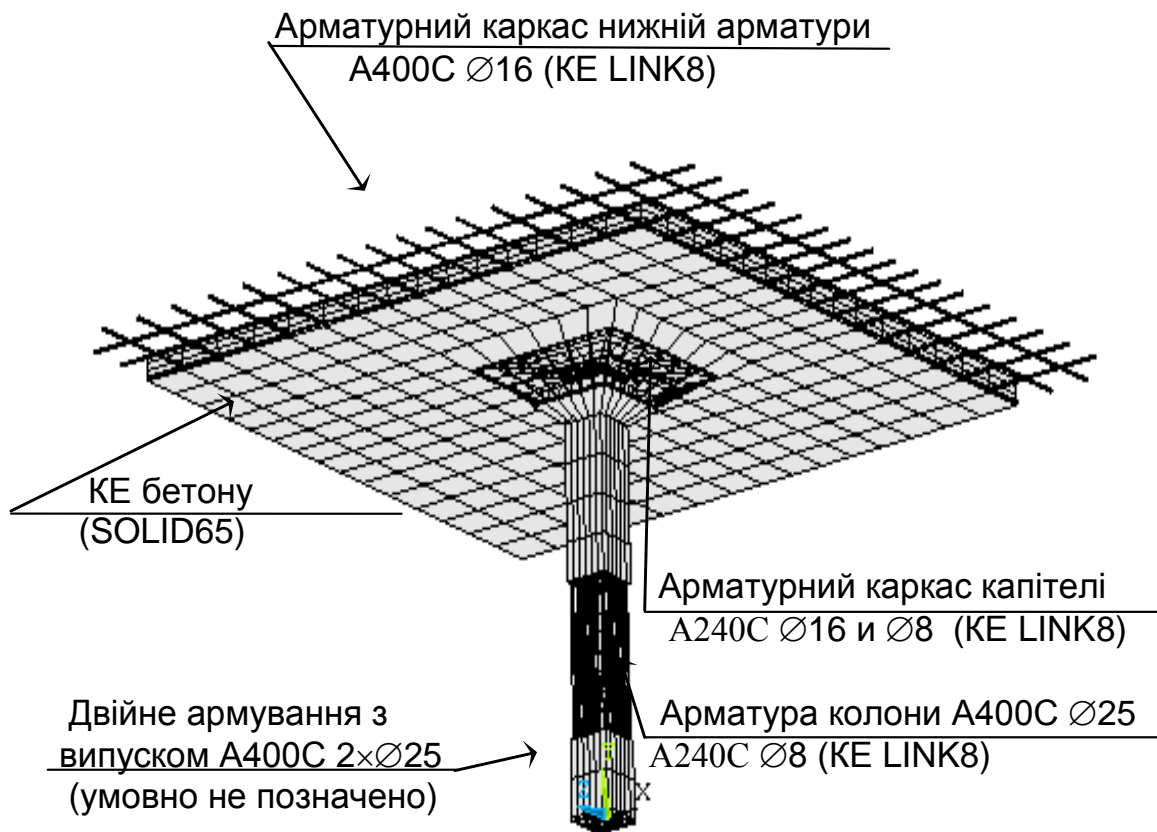


Рисунок 12.24 – Кінцево-елементна схема фрагмента для вирішення міцнісної задачі

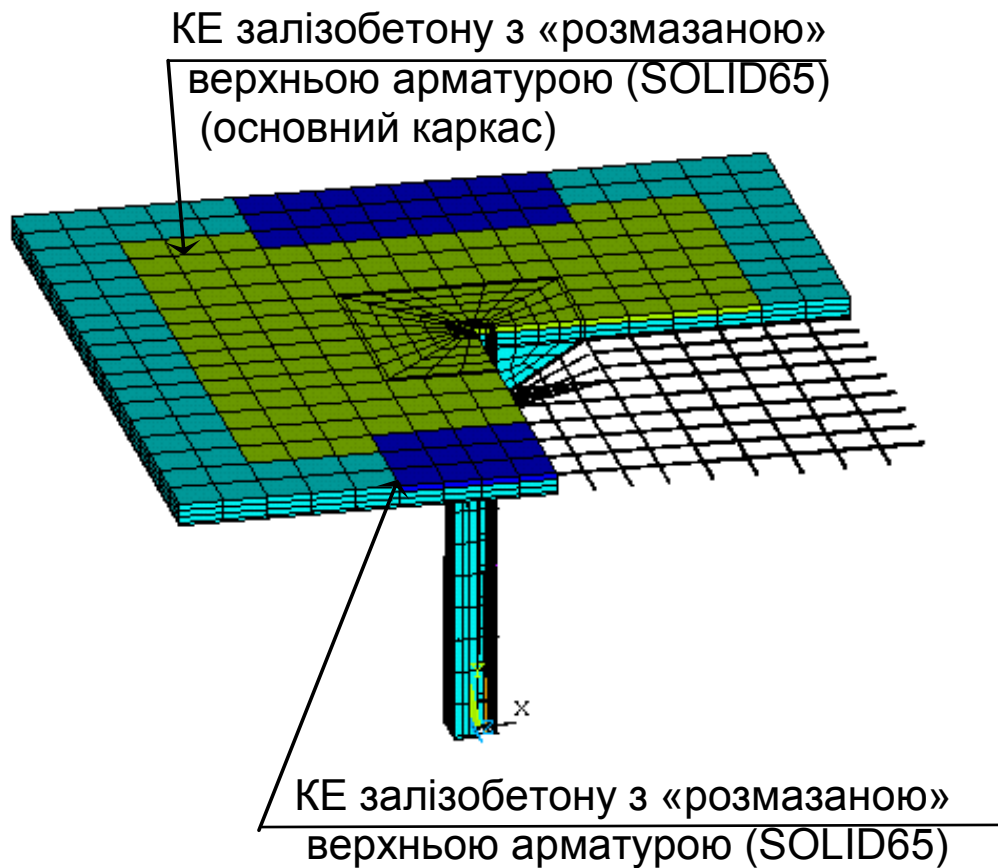


Рисунок 12.25 – Кінцево-елементна схема фрагмента для вирішення міцнісної задачі.

Тип і геометрія кінцевих елементів. На рис. 12.26 представлені схеми КЕ для міцнісного розрахунку. Відповідно до системи констант для КЕ SOLID65 можна задати в ньому наявність арматури у вигляді ортотропії пружних і міцнісних властивостей, при модифікації матеріальних матриць. Серед параметрів задаються кути j та q орієнтації арматури в глобальній системі координат, номер матеріалу арматурної сталі, а також об'ємне співвідношення арматурних включень і бетону.

В якості механічних властивостей бетону та арматури в умовах нагріву задаються діаграми деформування, коефіцієнт Пуассона і коефіцієнт температурного розширення.

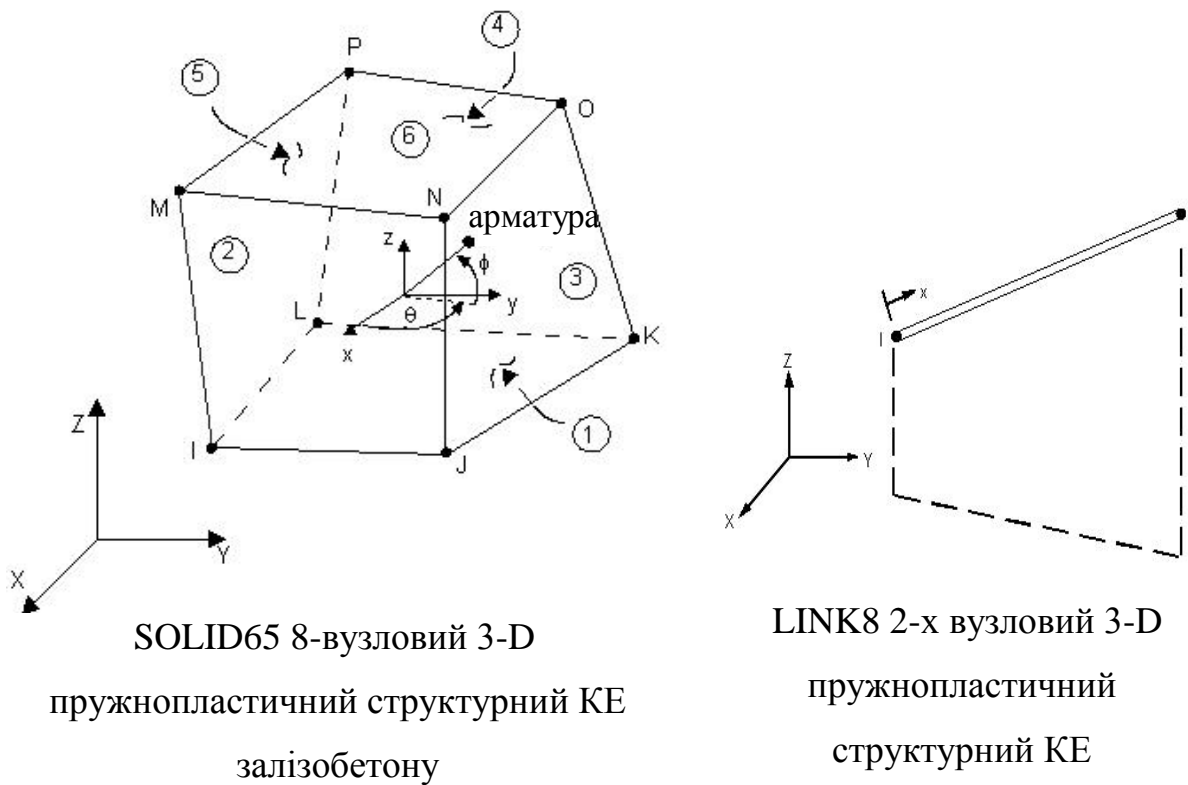


Рисунок 12.26 – Геометрія і особливості структурних кінцевих елементів для моделювання бетону та арматури: 1, 5, 4 - тріщини, утворені в площинах граней 2, 3, 6 кінцевого елемента SOLID 65

Початкові дані для побудови відповідних температурних залежностей наведено в табл. 12.5 і табл. 12.6. Формули, що описують діаграми деформування бетону, мають такий вигляд:

$$\text{при } 0 < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{c1,T} \quad \sigma(\varepsilon) = \frac{3\varepsilon_b R_{b,T}}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)}, \quad (12.20)$$

$$\text{при } \varepsilon_{c1,T} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b2} \quad \sigma(\varepsilon) = R_{b,T} - \frac{R_{b,T} (\varepsilon_b - \varepsilon_{c1,T})}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{c1,T}},$$

Для діаграм деформування арматурної сталі робочі формули мають такий вигляд

$$\text{при } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0} \quad \sigma_s = E_{s,T} \varepsilon_s \quad (12.21)$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad \sigma_s = R_{sp,T} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_s)^2]^{0,5},$$

$$\begin{aligned} \text{при } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st} & \quad \sigma_s = R_{s,T}, \\ \text{при } \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} & \quad \sigma_s = R_{s,T} [1 - (\varepsilon_s - \varepsilon_{st}) / (\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{st})], \\ \text{при } \varepsilon_{s2} < \varepsilon_s & \quad \sigma_s = 0, \end{aligned}$$

де a, b, c – деякі параметри, які визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} a^2 &= (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp} + c/E_{s,T}), \quad b^2 = c(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})E_{s,T} + c^2 \\ c &= \frac{(R_{s,T} - R_{sp,T})^2}{(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})E_{s,T} - 2(R_{s,T} - R_{sp,T})} \end{aligned} \quad (12.22)$$

На рис. 12.27 представлена температурна залежність коефіцієнта терморозширення бетону згідно EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2.

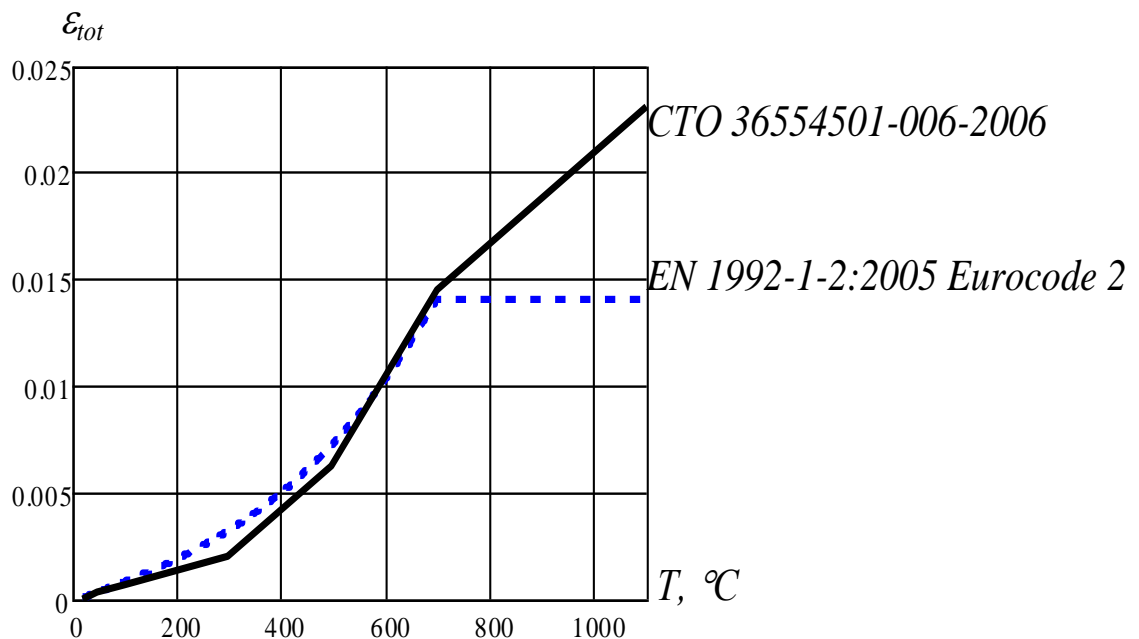


Рисунок 12.27 – Температурні деформації важкого бетону на гранітному заповнювачі

На рис. 12.28 представлена температурна залежність коефіцієнта терморозширення арматурної сталі згідно з EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2.

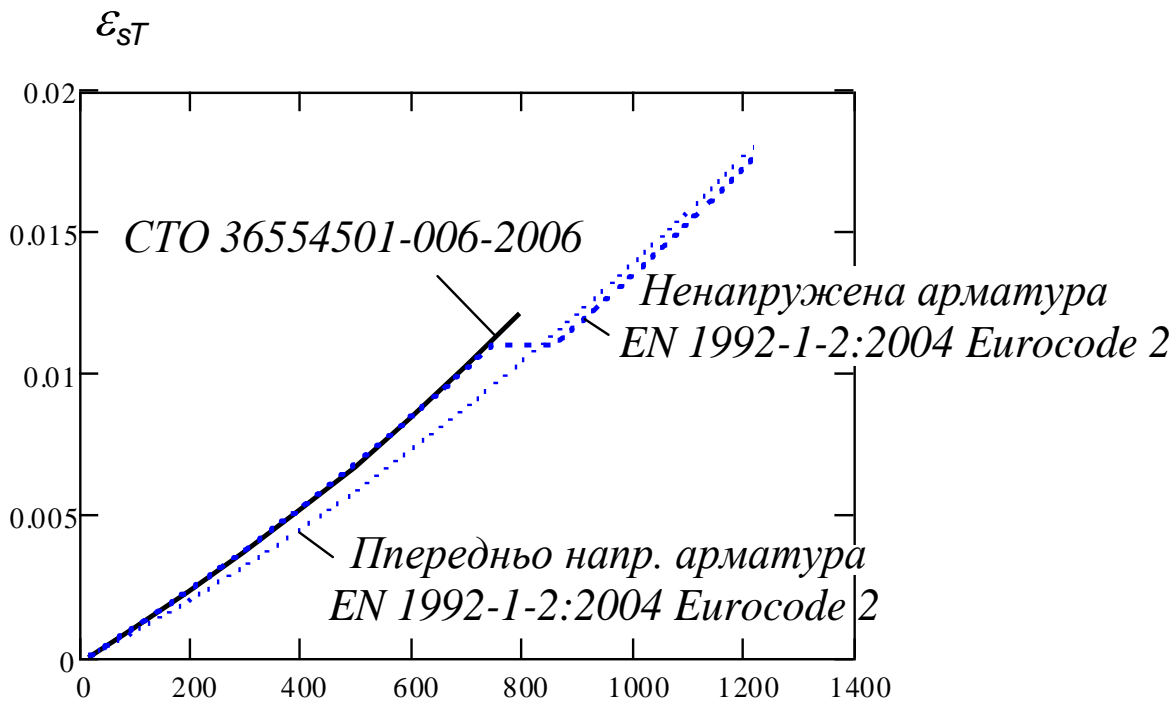


Рисунок 12.28 – Температурні деформації важкого бетону на гранітному заповнювачі

У відповідності з цими даними були задані відповідні діаграми деформування, показані на рис. 12.29, рис. 12.30, рис. 12.31, а також температурні залежності коефіцієнта терморозширення бетону і арматурної сталі, представлені на рис. 12.32 і рис. 12.33.

Граничні умови. У силу того, що виділений фрагмент є симетричним відносно осей x і z , можна скористатися стандартним прийомом розглядаючи $1/4$ частину фрагмента, задаючи відповідні зв'язки. На рис. 12.34 представлена кінцево-елементна схема з накладеними на неї зв'язками.

До схеми прикладені розподілені навантаження у відповідності зі схемою на рис. 12.12.

Після розрахунку при механічному впливі навантажень до фрагменту прикладаються температури, раніше визначені при вирішенні теплотехнічної задачі. Особливістю додатка температурного навантаження є розбіжність сіток теплового та міцнісного завдань.

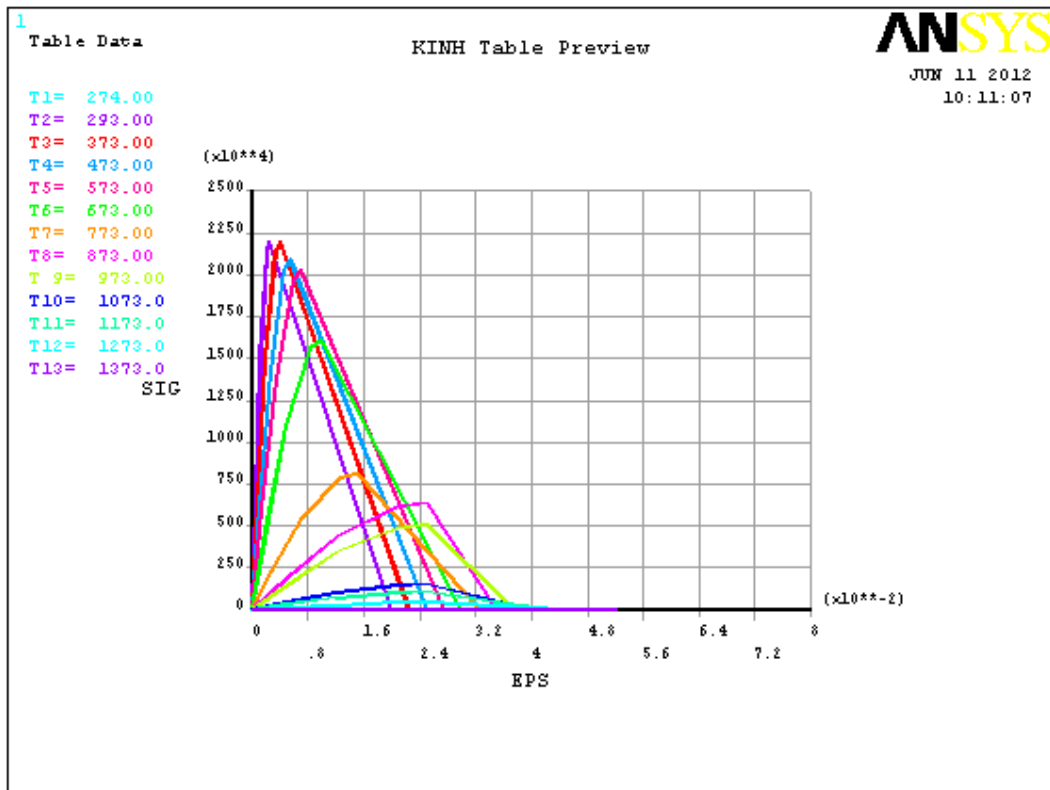


Рисунок 12.29 – Діаграми деформування бетону класу C25/30

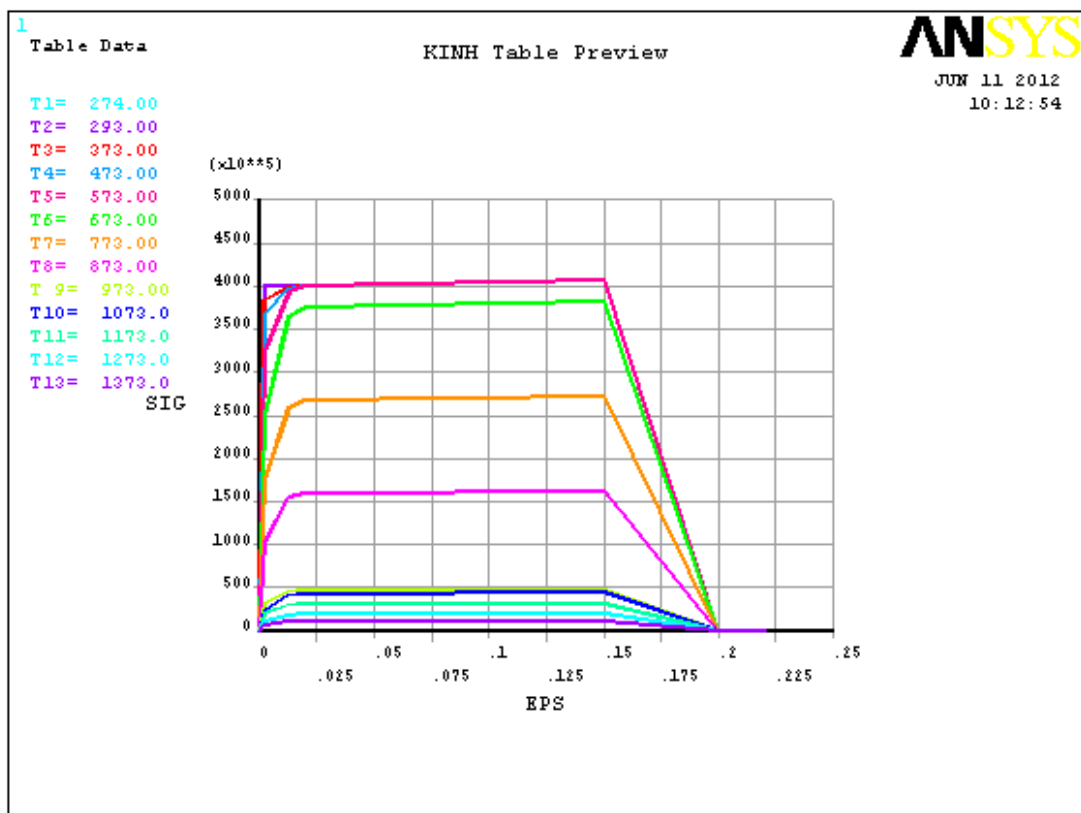


Рисунок 12.30 – Діаграми деформування арматури А400С

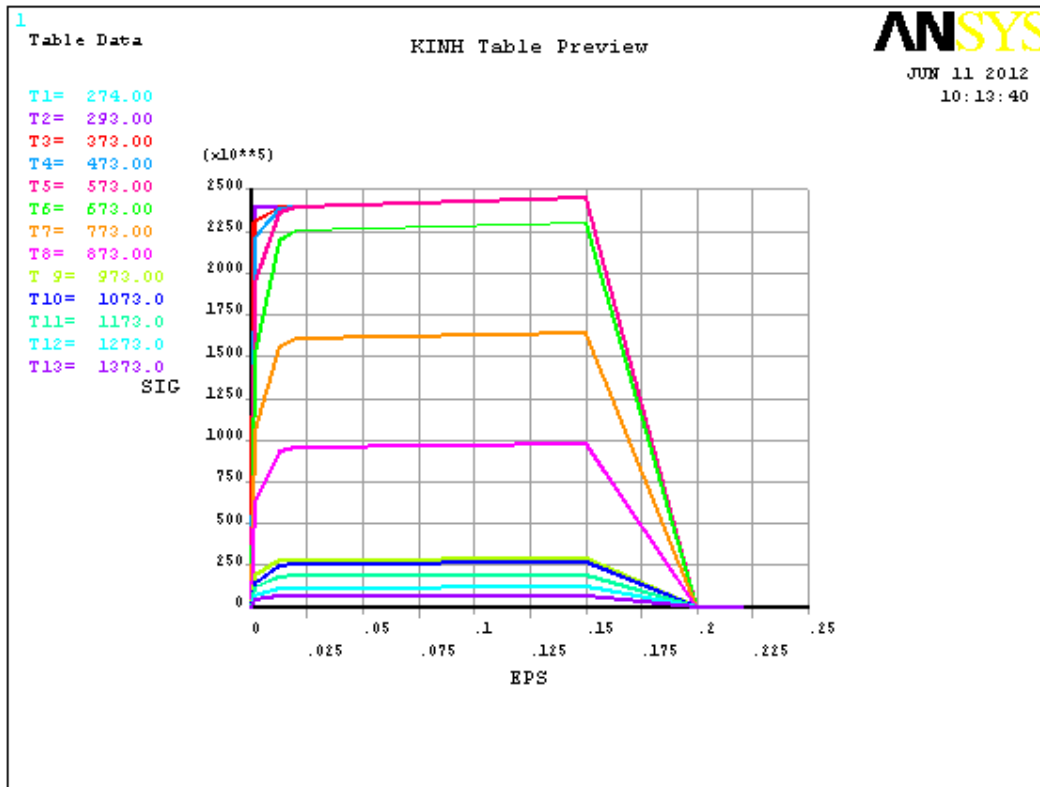


Рисунок 12.31 – Діаграми деформування арматури А240С

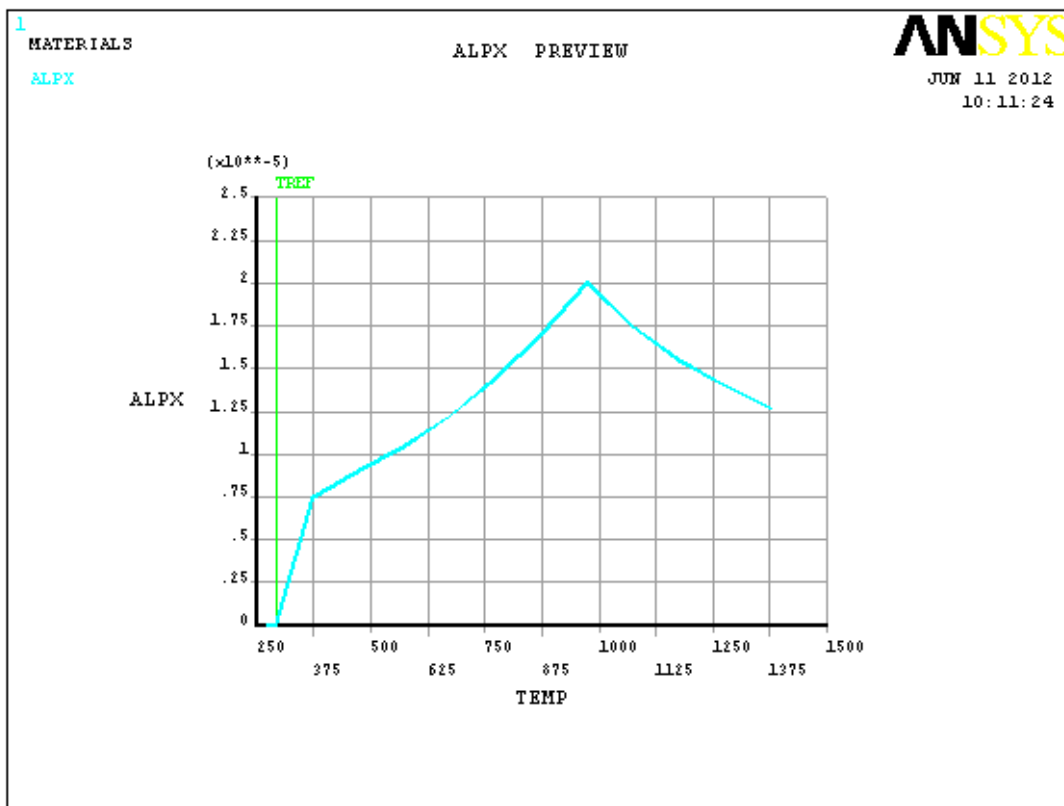


Рисунок 12.32 – Коефіцієнт терморозширення бетону

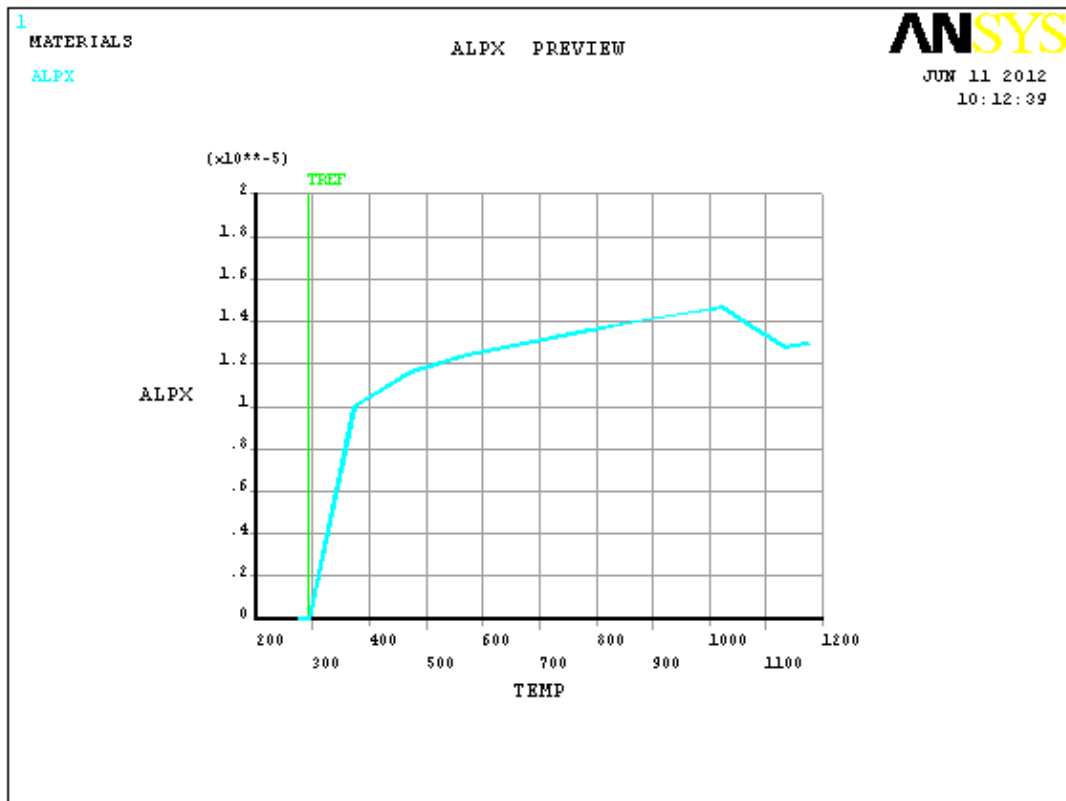


Рисунок 12.33 – Коефіцієнт терморозширення арматурної сталі

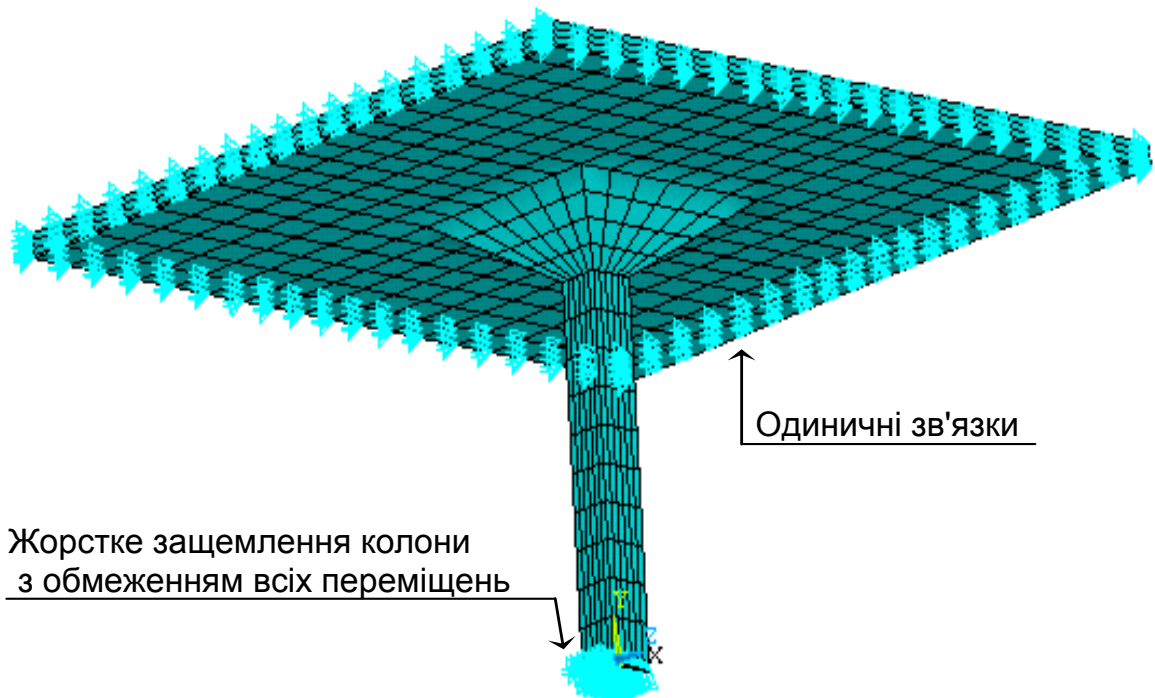


Рисунок 12.34 – Кінцево-елементна схема фрагмента зі зв'язками

Для додатку температур у відповідних вузлових точках була використана лінійна інтерполяція. При цьому для вузлових точок колони була використана плоска інтерполяція в умовних перетинах КЕ-схеми, а в точках капітелі і плити була використана об'ємна інтерполяція.

На рис. 12.35 і рис. 12.36 представлені температурні розподіли після проведення інтерполяції.

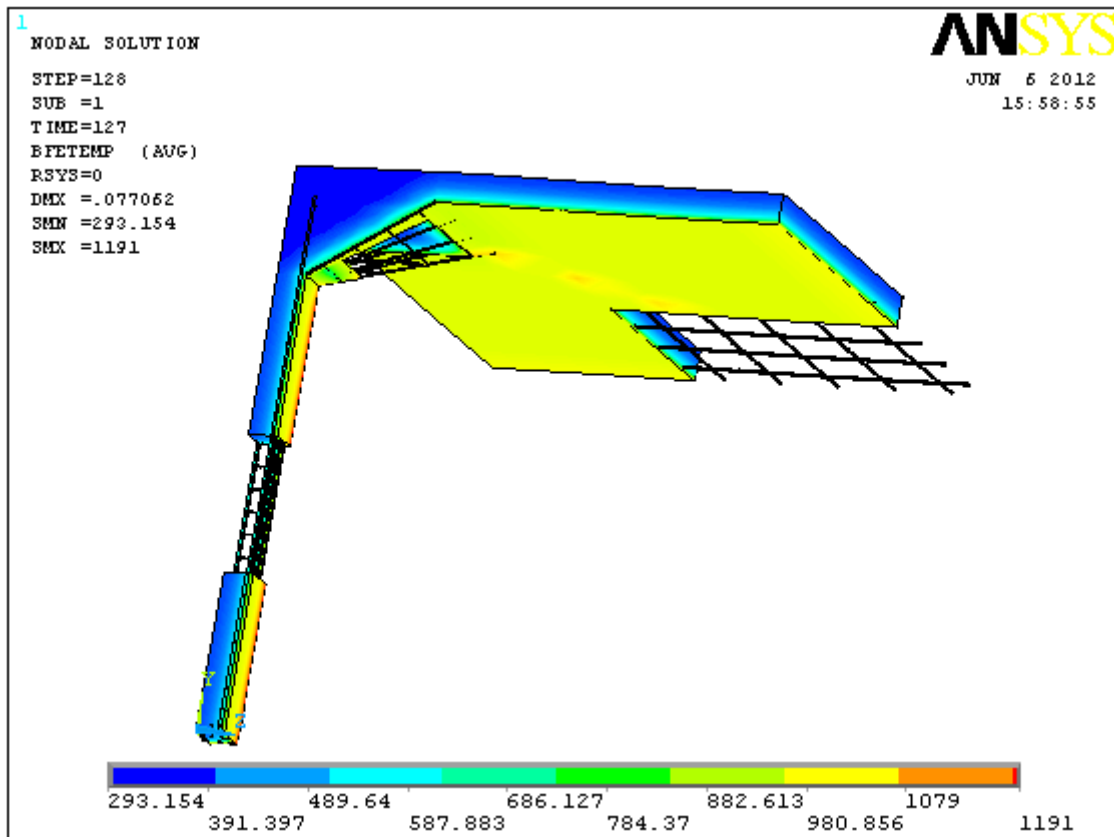


Рисунок 12.35 – Температурні розподіли після інтерполяції температурного навантаження на 127 хвилині розвитку пожежі (К)

Результати розрахунків. Розподіл напружень в перерізах фрагменту.

Для аналізу відповідності отриманих результатів фізичної картини досліджуваного впливу пожежі, побудовані розподіли нормальних напружень по осі x, які показані на рис. 12.37 – 12.39. На даних рисунках зображені розподіли нормальних напружень.

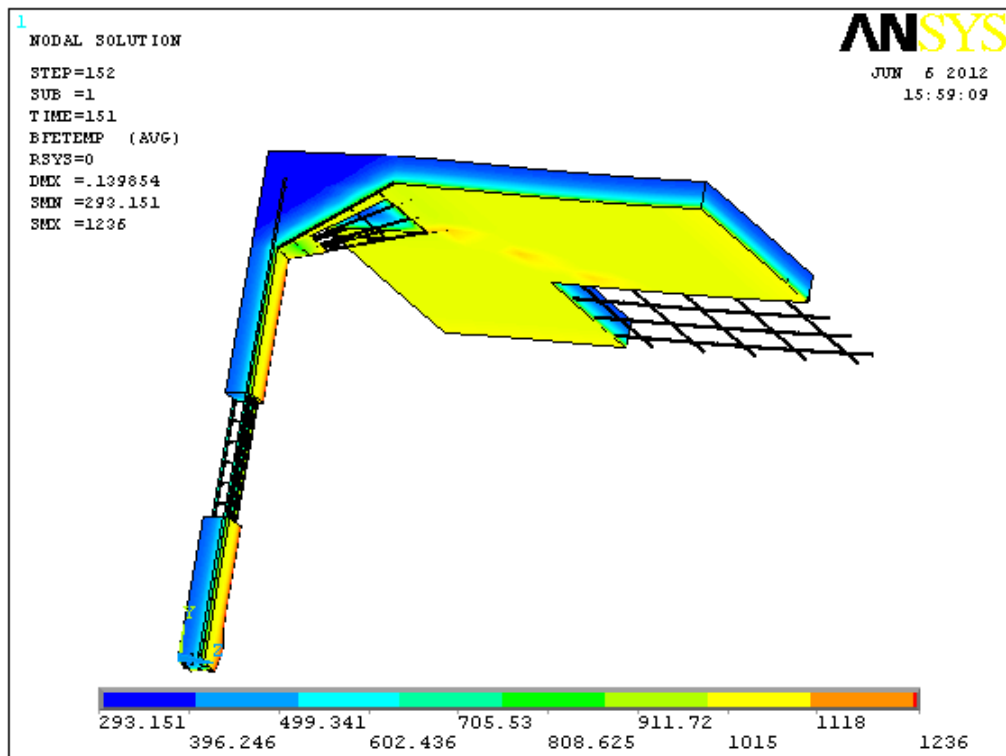


Рисунок 12.36 – Температурні розподіли після інтерполяції температурного навантаження на 152 хвилині розвитку пожежі (К)

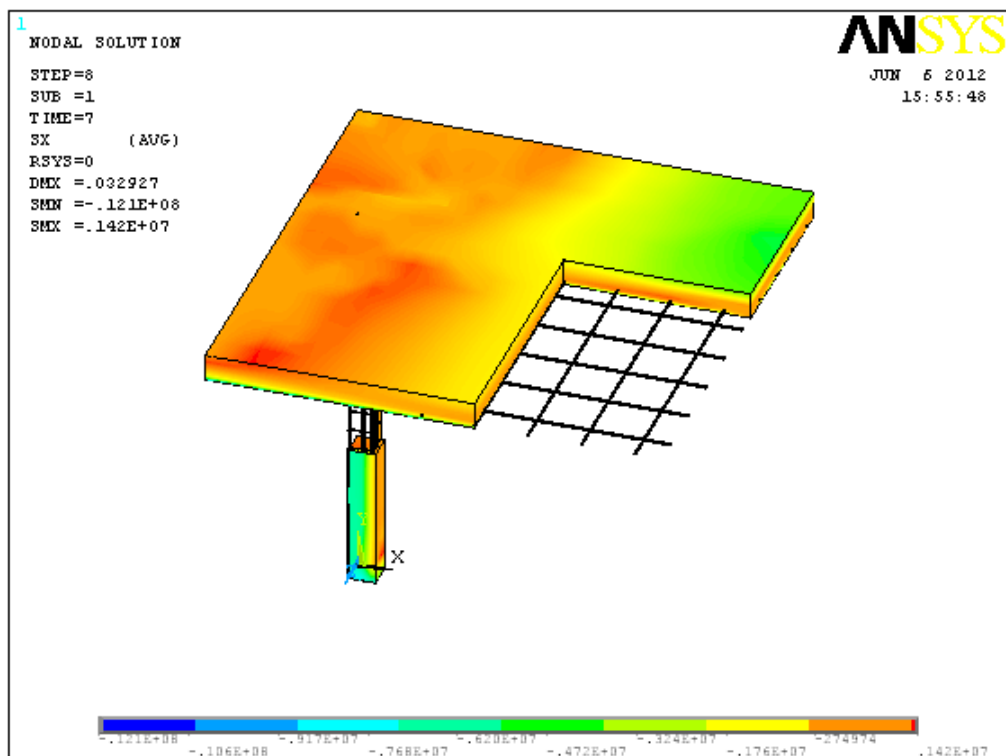


Рисунок 12.37 – Розподіл нормальних напружень (Па) перед прикладанням температурного навантаження

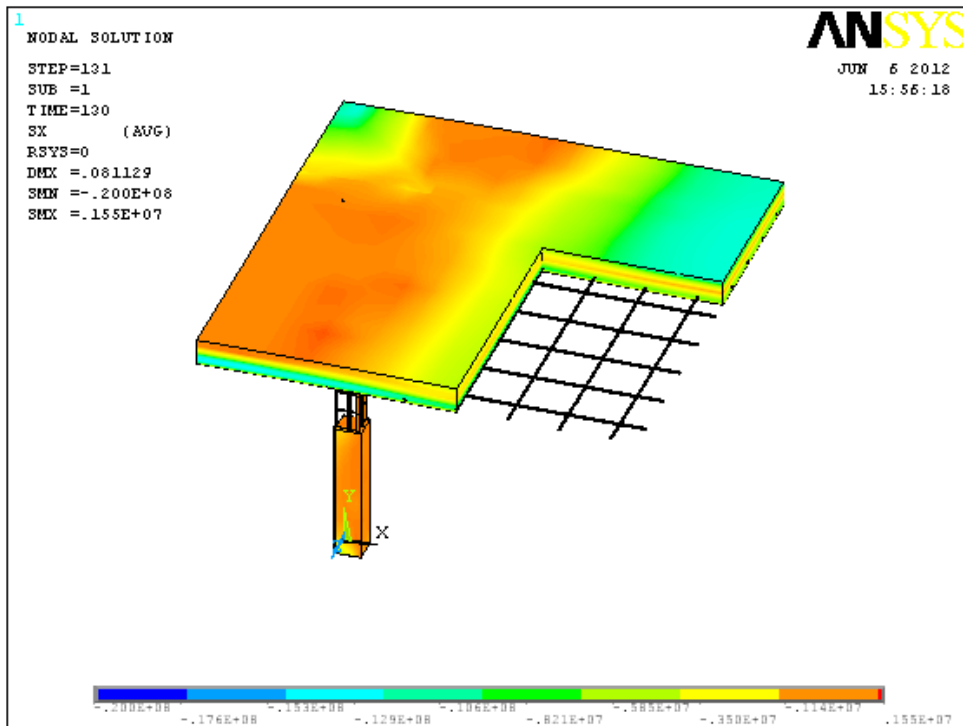


Рисунок 12.38 – Розподіл нормальних напружень (Па) на 120 хвилині розвитку пожежі

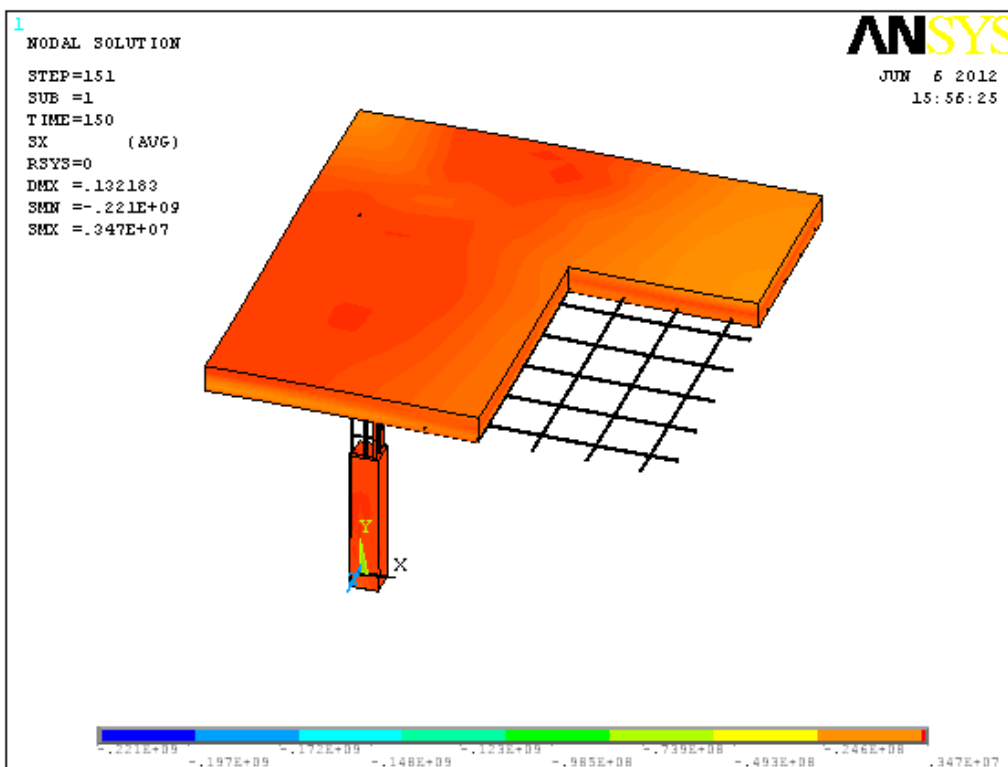


Рисунок 12.39 – Розподіл нормальних напружень (Па) на 151 хвилині розвитку пожежі після настання межі вогнестійкості

Розподіл дефектів в перерізах фрагменту.

Для аналізу сценарію руйнування фрагменту були побудовані розподіли дефектів, які з'являються в бетоні внаслідок вогневого впливу пожежі.

На рисунках показані тріщини. Нормаль до країв тріщини відповідає нормалі окружності, яка символізує тріщину. Червоним кольором позначено первинні тріщини, отримані в точках інтегрування. Відповідно зеленим і синім вторинні і третинні тріщини. Після появи ще тріщин, елемент вважається зруйнованим і не вносить вклад в жорсткість матеріалу. На рис. 12.40 показано розшифрування умовних позначень.

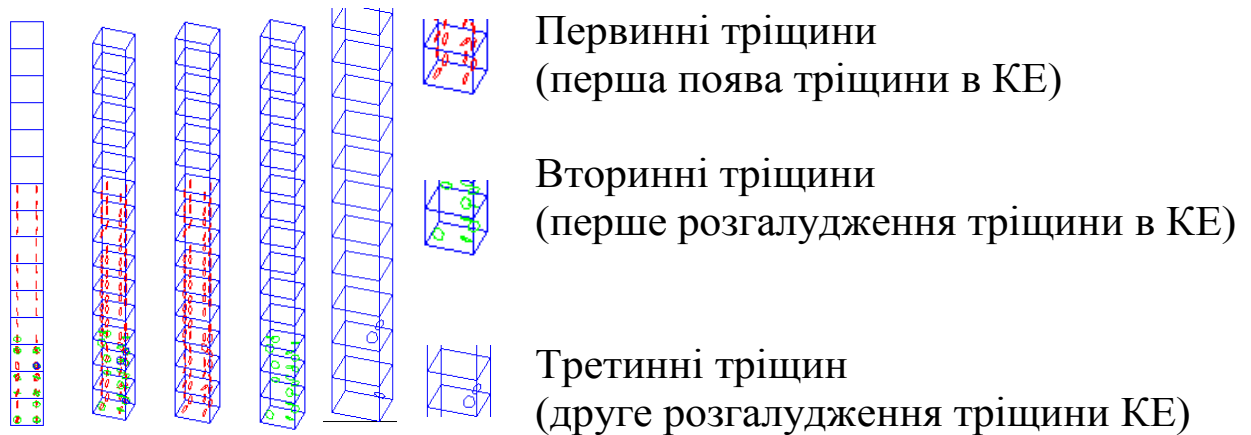


Рисунок 12.40 – Умовні позначення дефектів в бетоні

На рис. 12.41 - рис. 12.44 показані отримані розподіли тріщин.

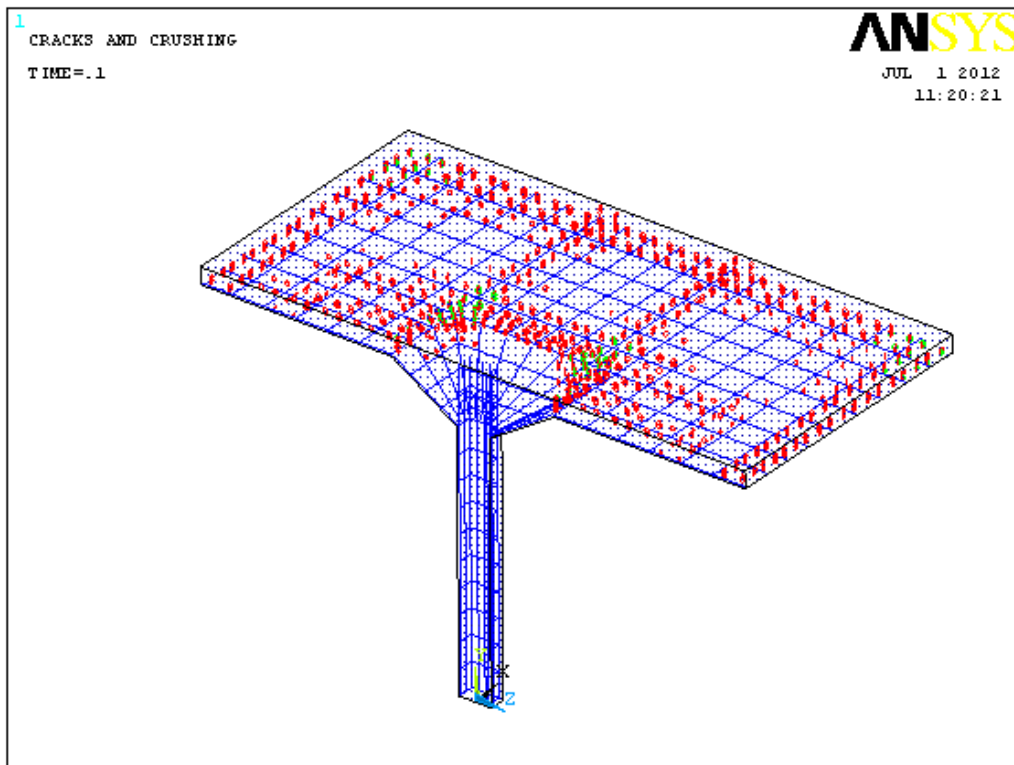


Рисунок 12.41 – Розподіл тріщин перед додаванням температур

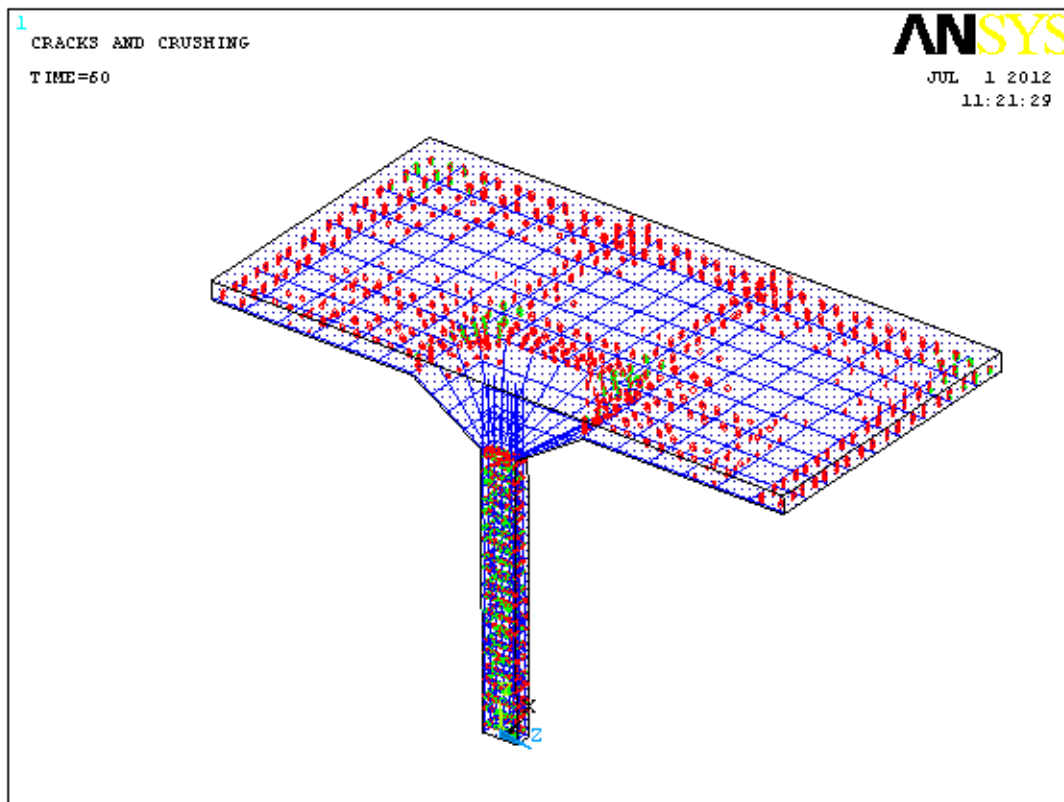


Рисунок 12.42 – Розподіл тріщин на 60 хвилині розвитку пожежі

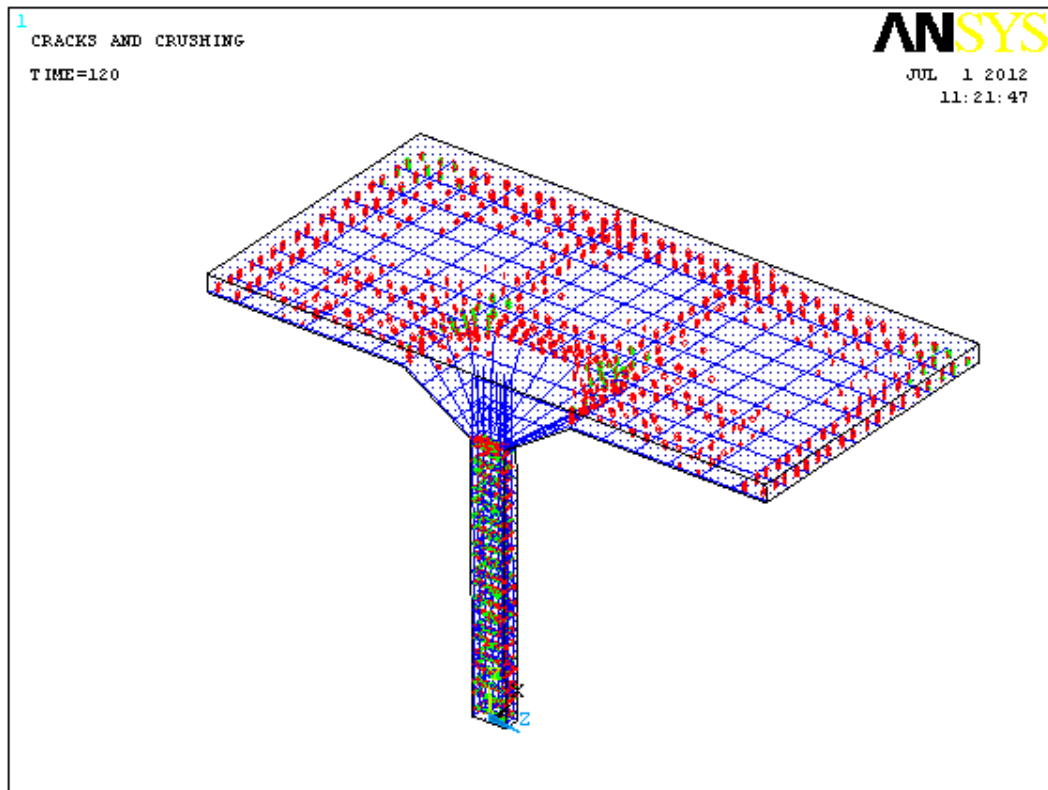


Рисунок 12.43 – Розподіл тріщин на 120 хвилині розвитку пожежі

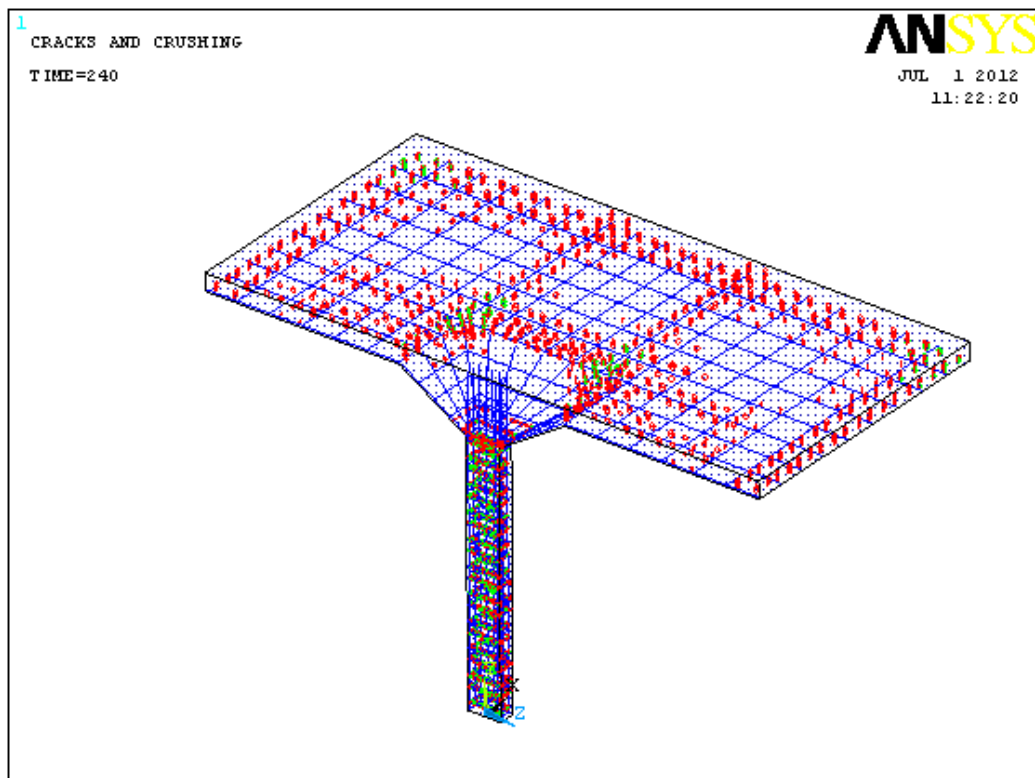


Рисунок 12.44 – Розподіл тріщин в момент втрати стійкості конструкції

Для аналізу сценарію руйнування розглянемо розподіл дефектів в області локального руйнування при втраті стійкості (див. рис. 12.39). На рис. 12.45 показано розподіл дефектів в зоні локального руйнування в момент втрати стійкості системи.

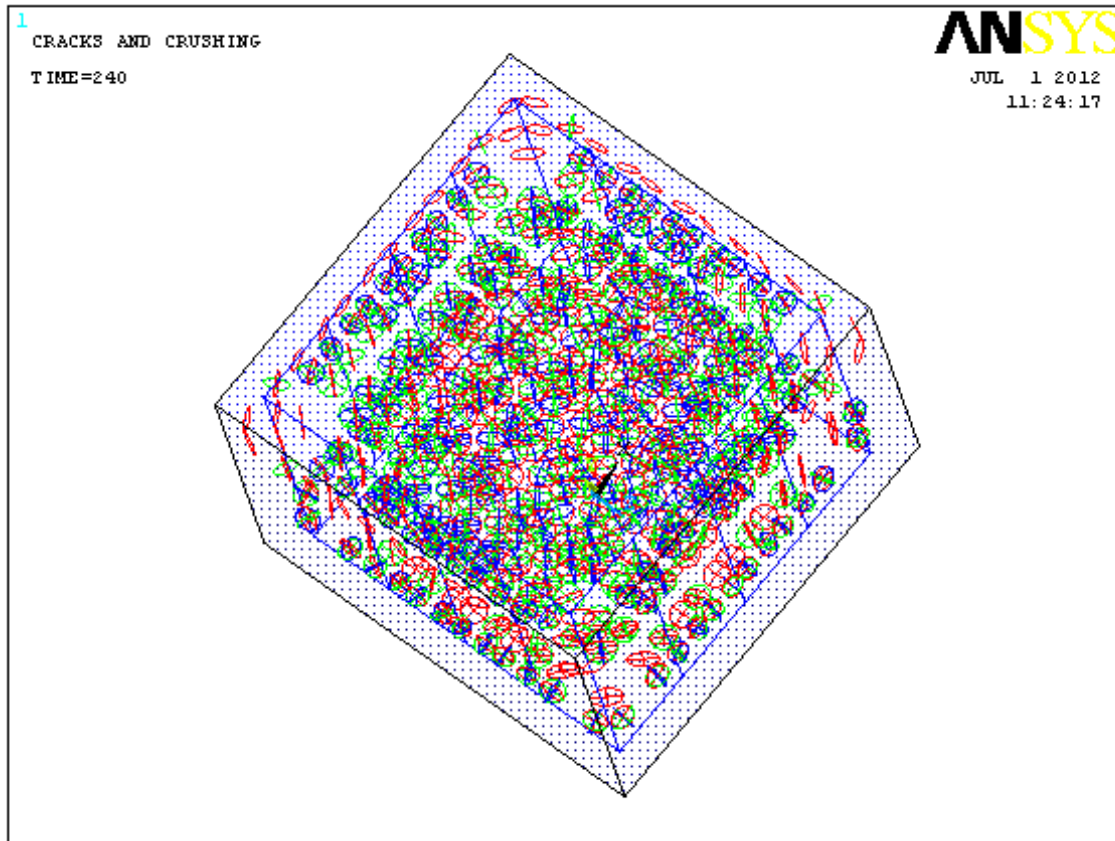


Рисунок 12.45 – Розподіл дефектів у зоні локального руйнування в момент втрати стійкості системи

На рис. 12.46 – 12.48 показані розподіли первинних, вторинних і третинних тріщин в зоні локального руйнування.

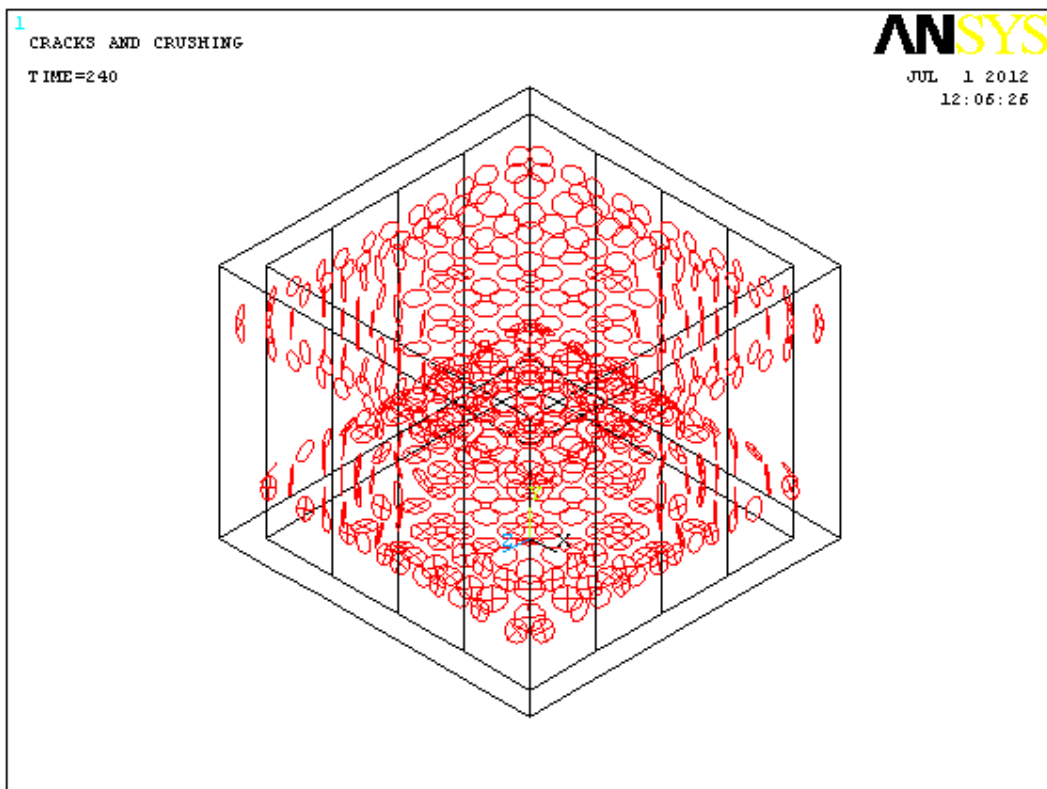
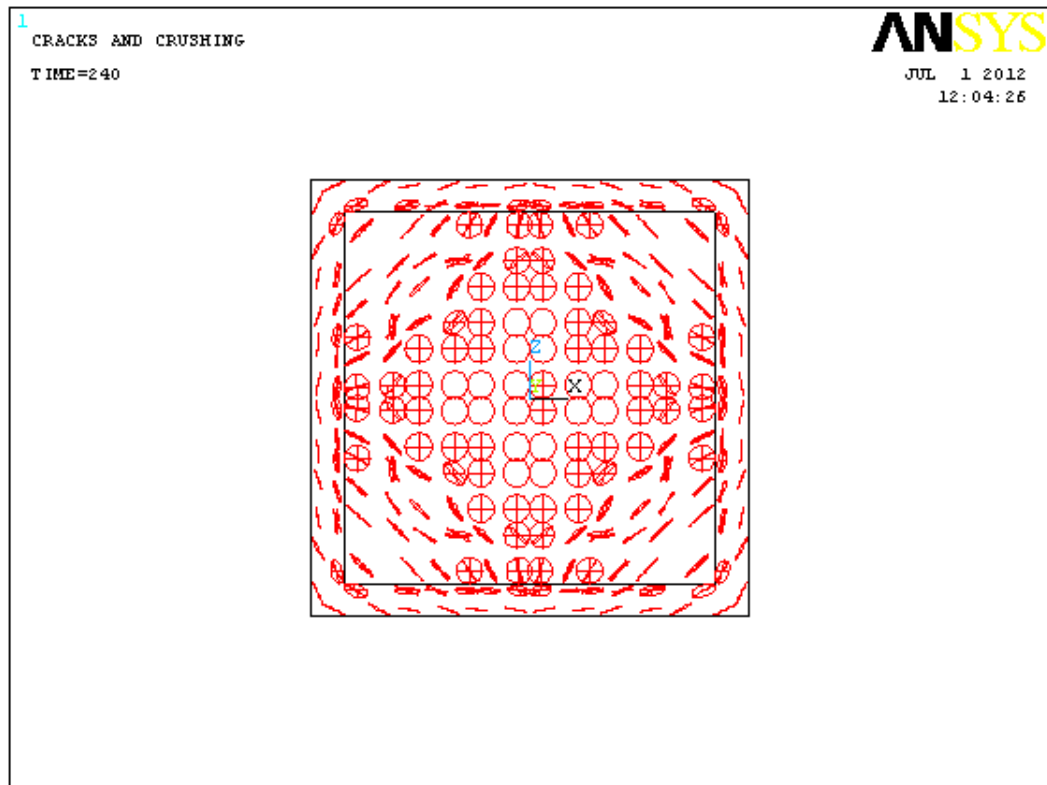


Рисунок 12.46 – Розподіл первинних тріщин в зоні локального руйнування в момент втрати стійкості системи

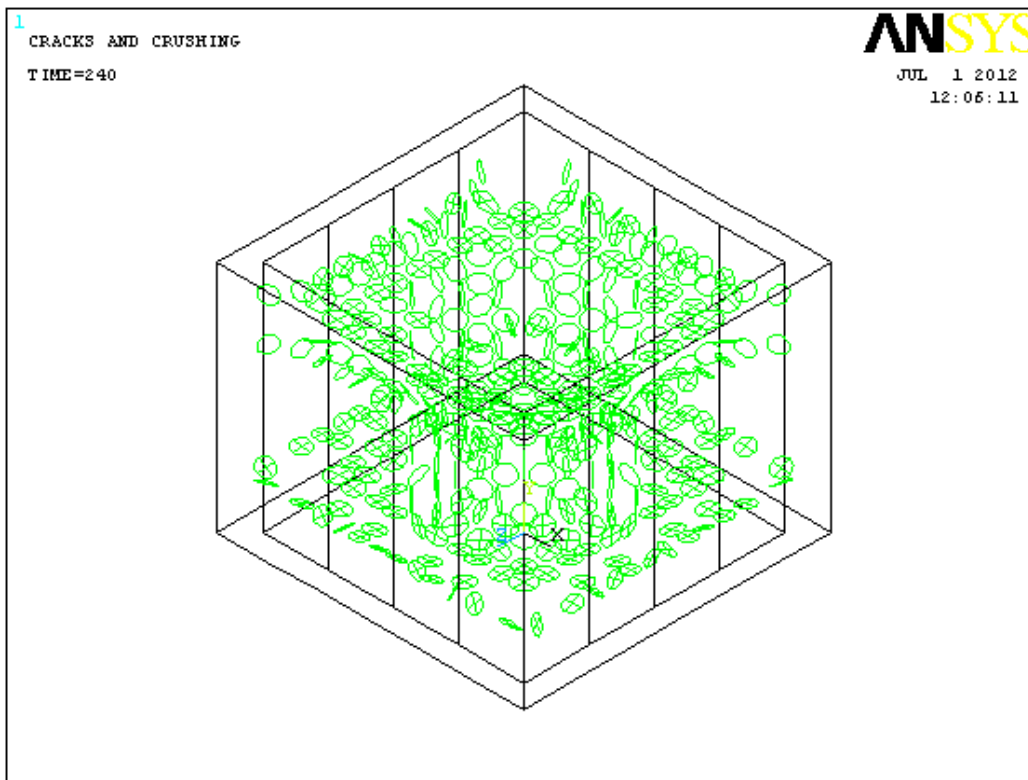
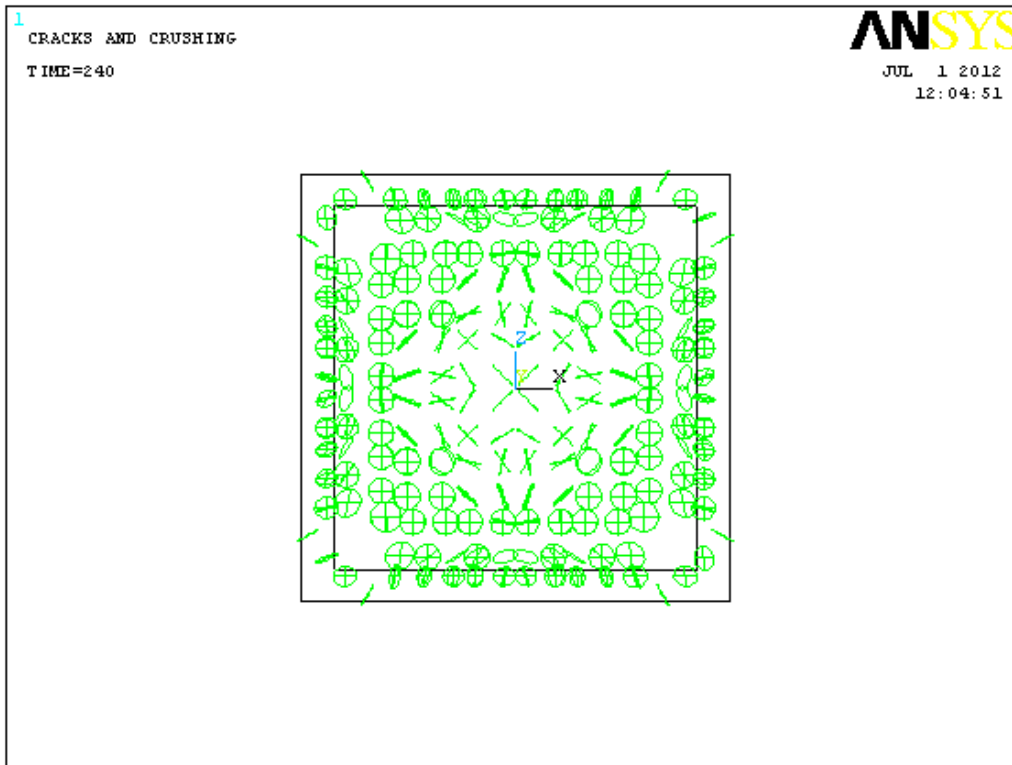


Рисунок 12.47 – Розподіл вторинних тріщин в зоні локального руйнування в момент втрати стійкості системи

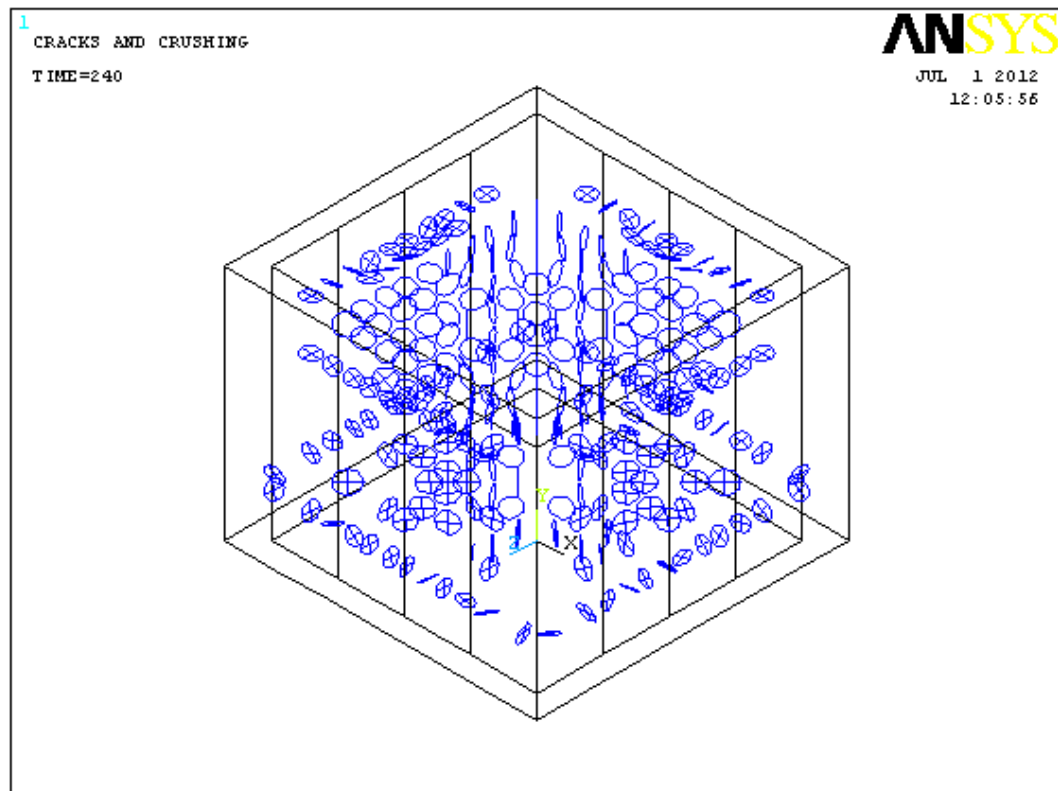
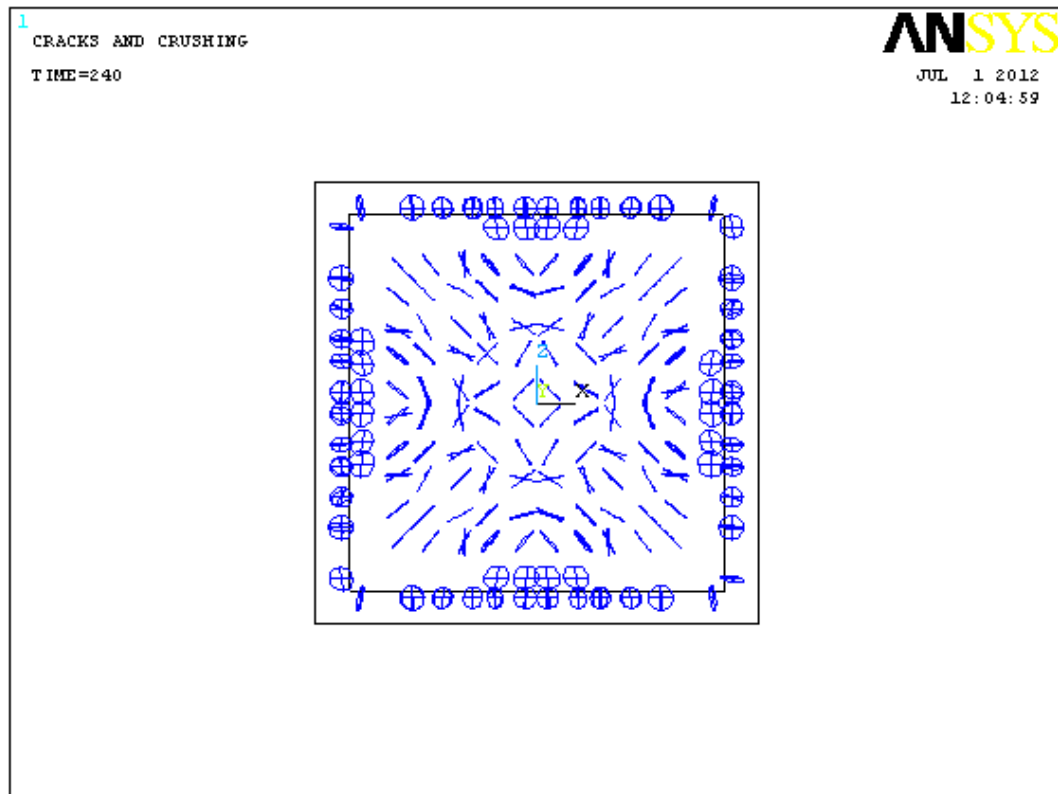


Рисунок 12.48 – Розподіл третинних тріщин в зоні локального руйнування в момент втрати стійкості системи

Графіки деформацій в арматурі і стиснутих шарах бетону. Для аналізу можливих причин руйнування фрагменту конструкції були побудовані графіки зусиль і деформацій в арматурі і в стиснутих шарах бетону. На рис. 12.49, рис. 12.50 і рис. 12.51 представлені побудовані залежності пластичних деформацій у бетоні.

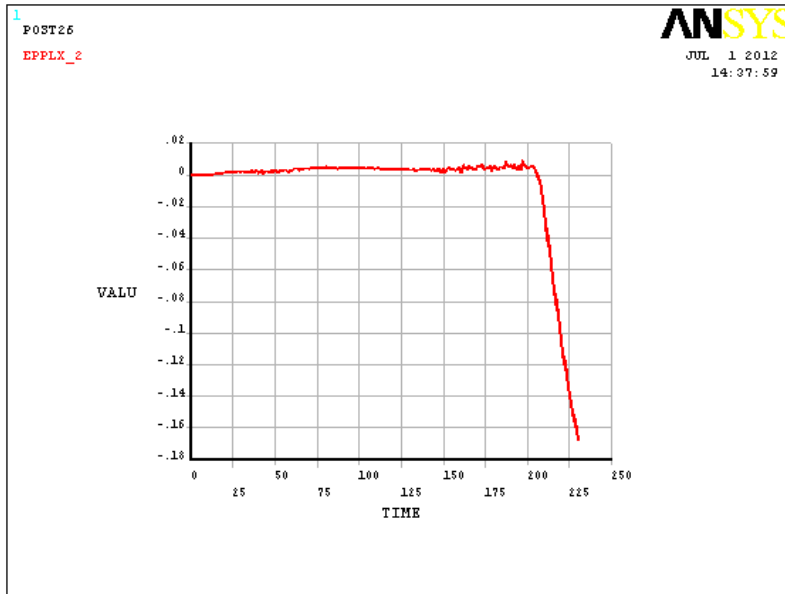


Рисунок 12.49 – Пластична деформація по осі x в стиснутому шарі бетону в місці локального руйнування

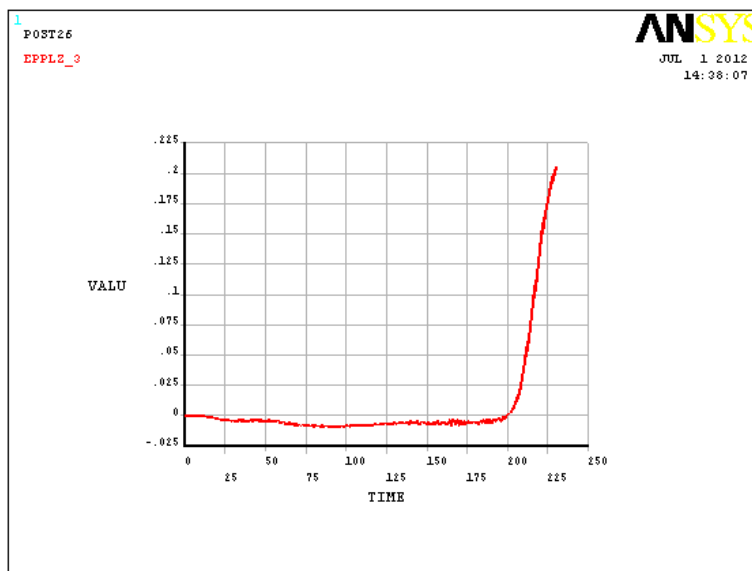


Рисунок 12.50 – Пластична деформація по осі z в стиснутому шарі бетону в місці локального руйнування

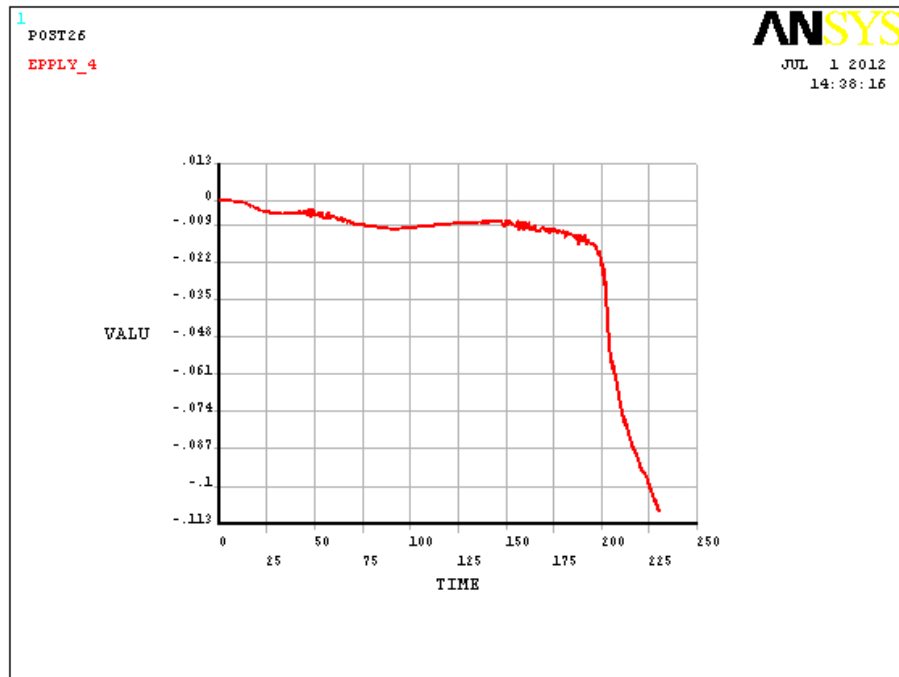


Рисунок 12.51 – Пластична деформація по осі z в стиснутому шарі бетону в місці локального руйнування

На рис. 12.52 і рис. 12.53 показані зусилля в арматурі.

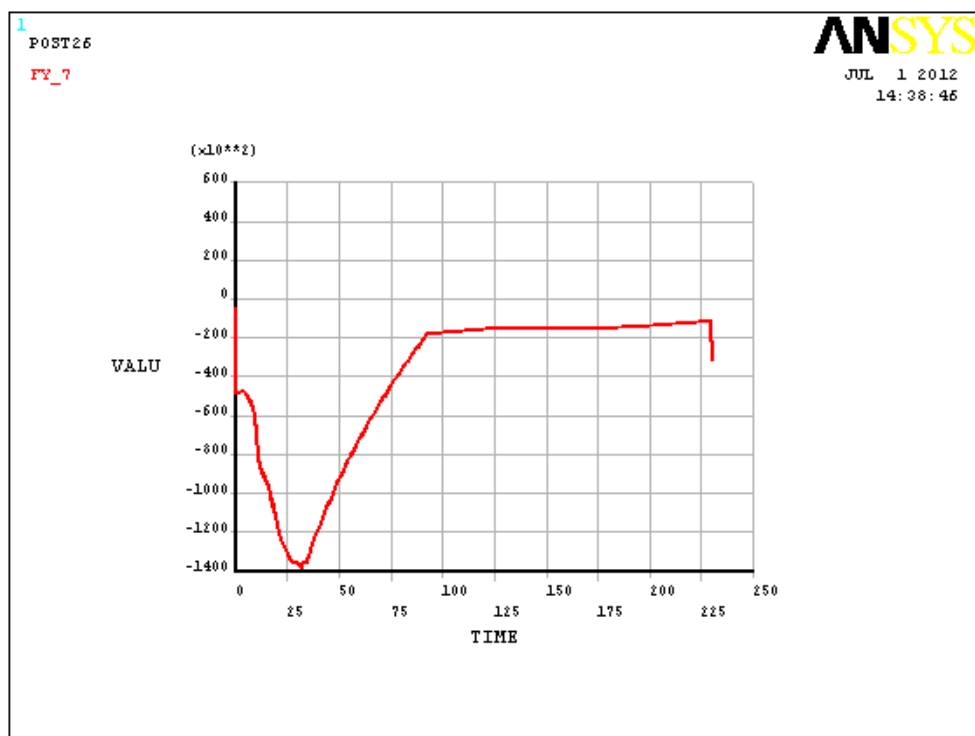


Рисунок 12.52 – Зусилля в робочій арматурі в місці локального руйнування

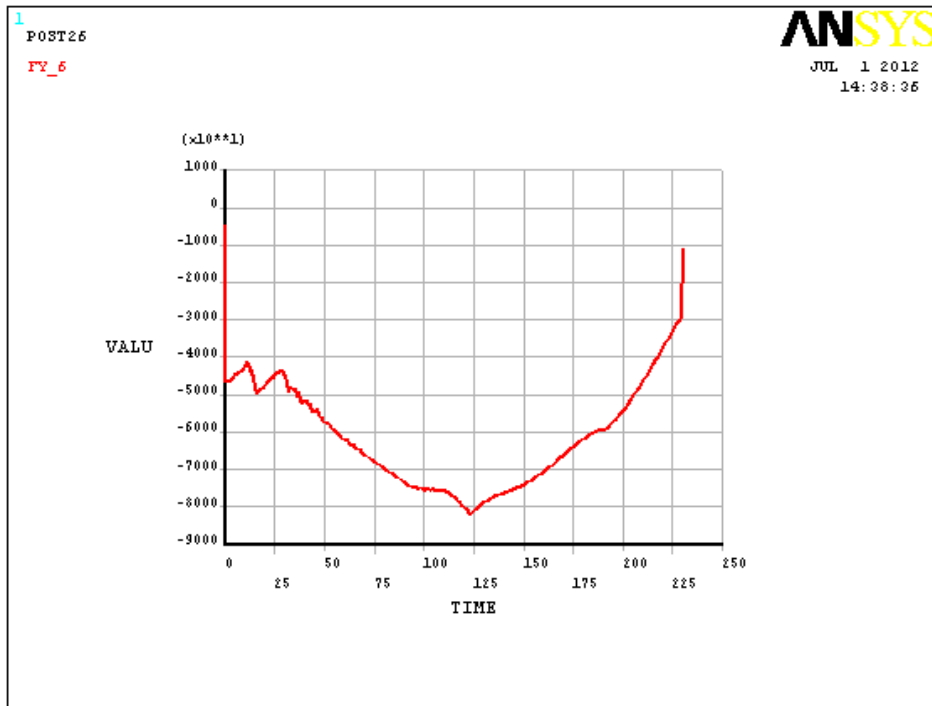


Рисунок 12.53 – Зусилля в робочій арматурі поза зоною руйнування

12.5 Визначення межі вогнестійкості за розрахованими параметрами напружено-деформованого стану

Для визначення межі вогнестійкості фрагменту розглянемо графіки вертикальної деформації верхньої точки перекриття над колоною та графіки горизонтального переміщення в місці локального руйнування. Дані графіки наведено на рис. 12.54 і рис. 12.56.

Аналізуючи даний графік, можна сказати, що фрагмент втрачає стійкість, оскільки графік переміщення плити має загин, що говорить про утворення пластичного шарніру поблизу капітелі. Для визначення сценарію руйнування розглянемо розподіл тріщин у фрагменті в момент втрати його стійкості. На рис. 12.55 представлена зона роздроблення бетону в плиті.

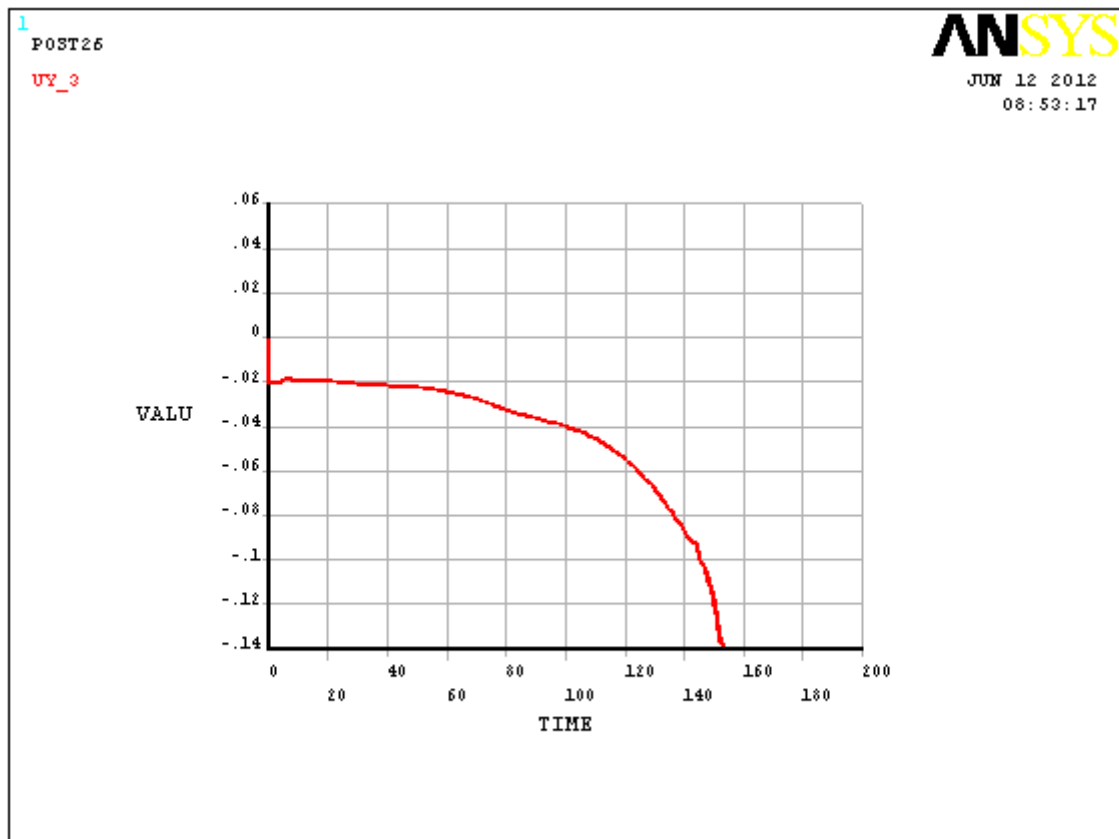


Рисунок 12.54 – Графік залежності максимального прогину плити від часу впливу пожежі

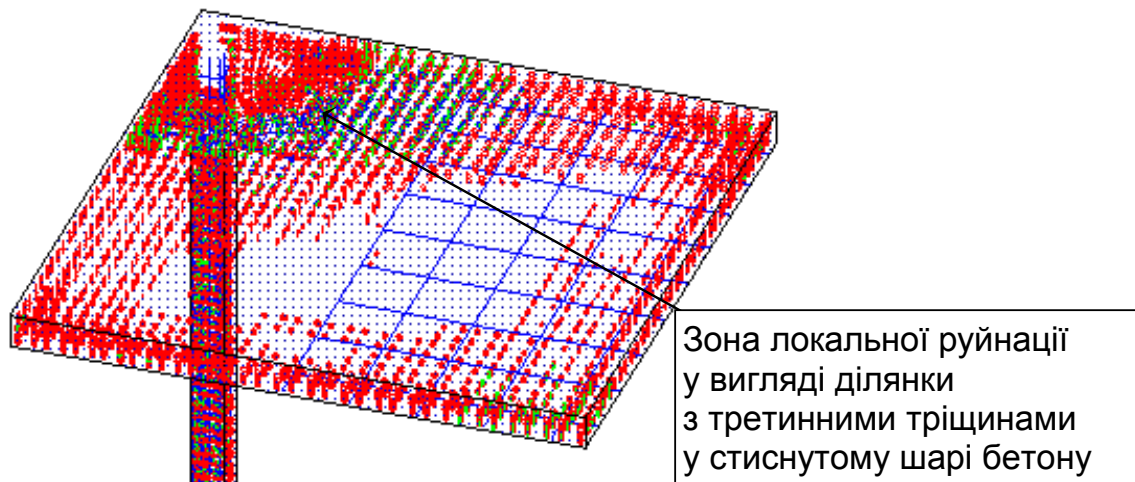


Рисунок 12.55 – Розподіл дефектів у колоні в момент втрати стійкості системи

На рис. 12.55 показано, що в момент втрати стійкості системи бетон в місці локального руйнування дробиться, оскільки площа перерізу бетону, здатного чинити опір чинним навантаженням зменшується, за рахунок деградації і пластичного деформування зовнішніх шарів внаслідок пожежі. Роздроблена частина тисне на арматуру, яка знижує опір внаслідок зменшення границі текучості при впливі температури. Все це веде до втрати стійкості і обвалення плити при лавиноподібному наростанні переміщень, як це показано на рис. 12.54.

Межу вогнестійкості визначаємо за графіком на рис. 12.56 шляхом побудови дотичних на ділянках кривої, до і після загибуну.

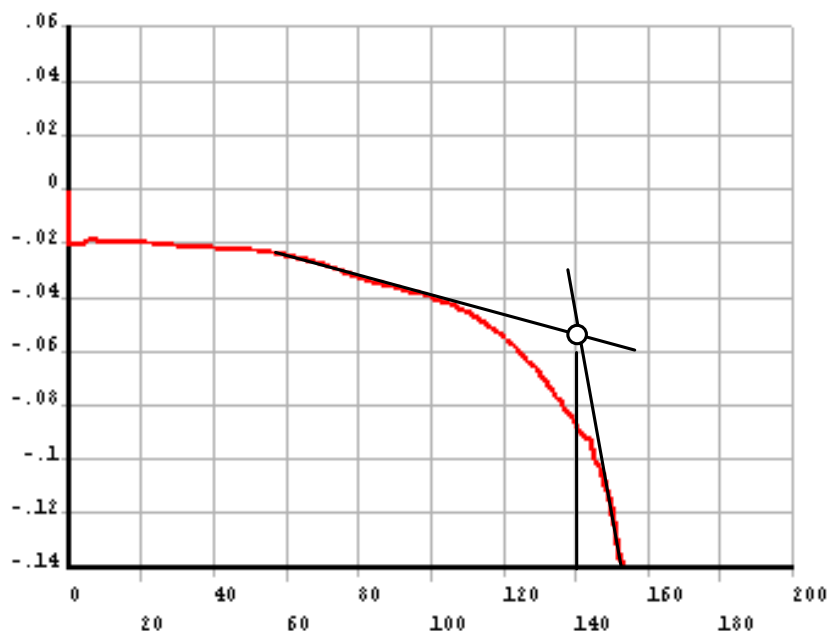


Рисунок 12.56 – Визначення межі вогнестійкості за графіком максимального прогину плити

Таким чином, межа вогнестійкості настає на 140 хвилині впливу пожежі зі стандартною температурною кривою. Враховуючи те, що необхідно щоб межа вогнестійкості складала не менш ніж 180 хвилин, необхідно спроектувати вогнезахист.

Вогнезахист пропонується проводити за допомогою облицювання нижньої поверхні плити мінераловатним покриттям, як показано на рис. 12.57.

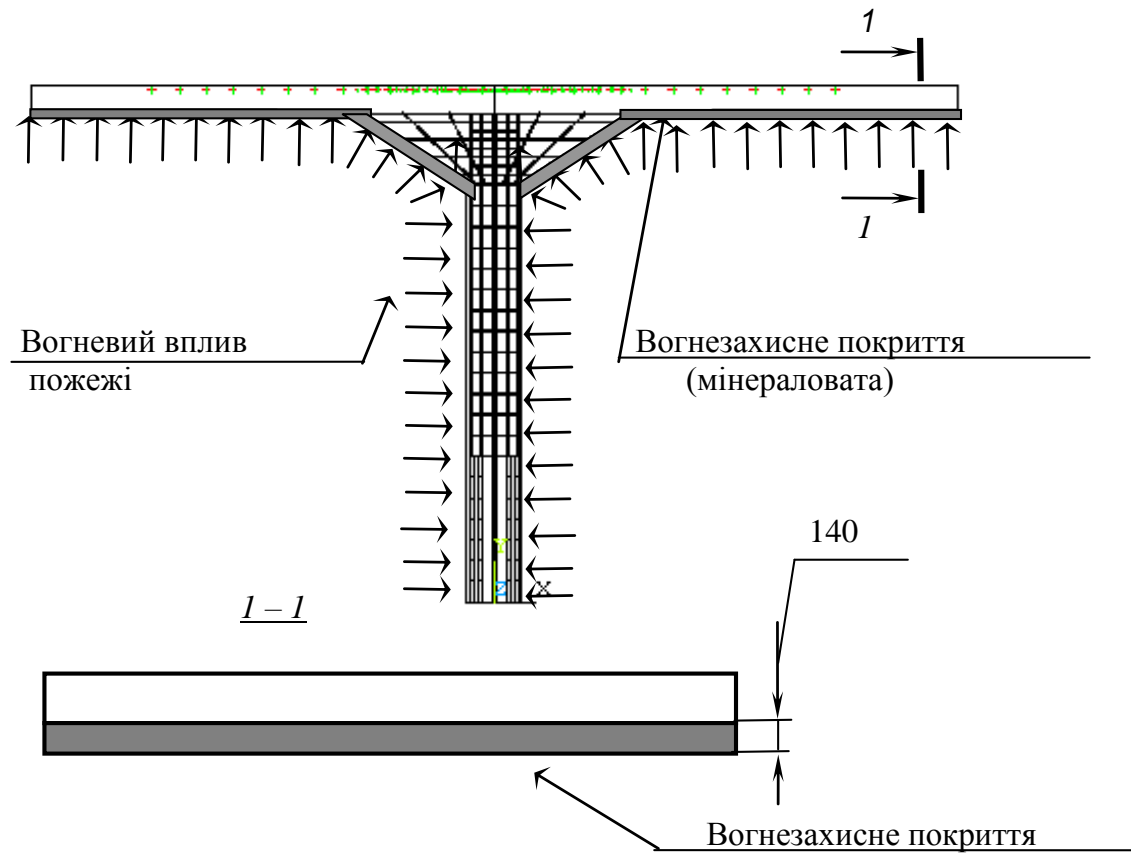


Рисунок 12.57 – Конструкція вогнезахисту фрагменту

Тепловий розрахунок прогріву перекриття із вогнезахистом (див. рис. 12.23), показує, що межа вогнестійкості за втратою цілісності та теплоізолювальної здатності відповідає вимагаємій.

Для перевірки вогнестійкості фрагмента із вогнезахистом за втратою несучої здатності проводим міцнісний розрахунок.

Розрахунок показав, що граничний стан настає внаслідок втрати стійкості колоною. У результаті розрахунку був одержаний графік поперечного переміщення колони, за яким була визначена межа вогнестійкості (див. рис. 12.58).

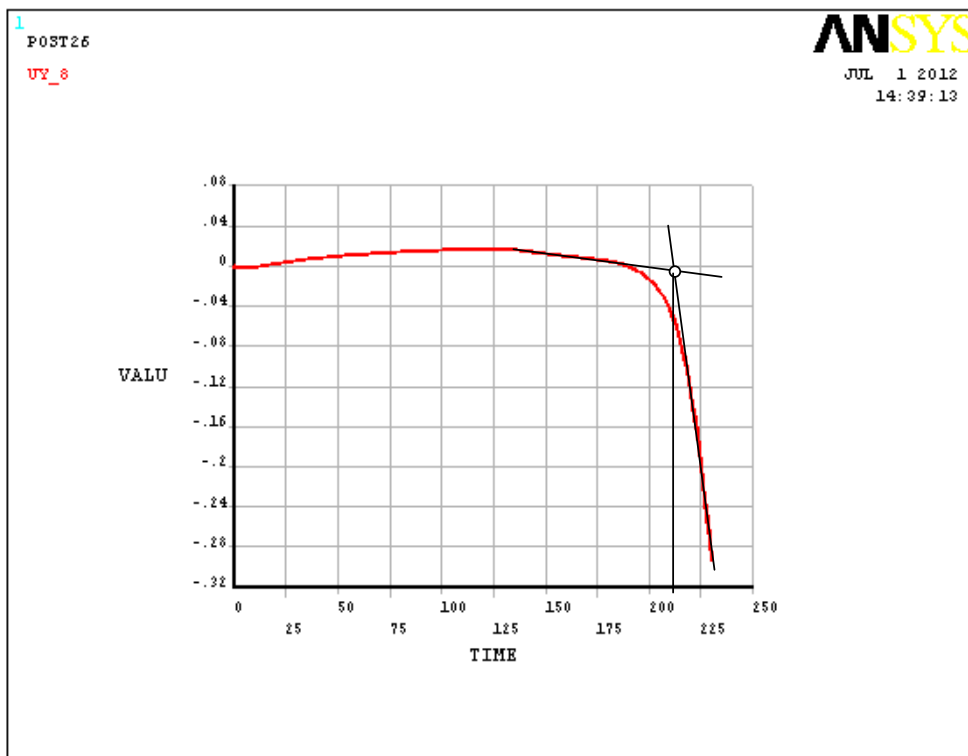


Рисунок 12.58 – Визначення межі вогнестійкості за графіком максимального прогину плити

Таким чином, межа вогнестійкості фрагменту із вогнезахистом настає на 211 хвилині впливу пожежі зі стандартною температурною кривою. Проведені розрахунки показують, що спроектований вогнезахист є ефективним, забезпечивши межу вогнестійкості для плити перекриття REI 180, а для колони R180.

Питання для самоконтролю

1. Практичний приклад фрагменту залізобетонної конструкції.
2. Послідовність розрахункових процедур.
3. Конструктивна схема фрагменту залізобетонної конструкції.
4. Положення теплотехнічного розрахунку.
5. Статична задача визначення вогнестійкості фрагменту.

ПЕРЕЛІК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
2. EN 1992-1-1:2005 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні норми і правила для споруд.
3. Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні положення – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT). ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2: 201X.
4. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDN).
5. ДБН В.1.2-2: 2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
6. Осипенко В.І., Поздєєв С.В. Будівельні матеріали та їх поведінка при дії високих температур: Навчальний посібник. – Черкаси: 2011. – 170с.
7. ДБН В.1.2-14: 2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
8. ДБН В.1.1-7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
9. ДБН В.1.2-7:2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до споруд. Пожежна безпека.
10. 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 Х. Гульванесян; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «МОСК. гос. строит, ун-т»; науч. ред. пер. В.М. Ройтман, И.А. Кириллов, А.И. Плотников; 2-е изд. Москва: МГСУ, 2013. 196 с.

11. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
12. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
13. Rubini. P., SOFIE – Simulation of Fires in Enclosures, V 3.0 Users guide, School of Mechanical Engineering, Granfield University (UK), 2000.
14. Sundstrom B. Test Methods and Their use for Fire Safety Engineering. – Materiały V Międzynarodowy Konferencji “Bezpieczeństwo pożarowe budowli. – 2005. – С. 141–150.
15. Отрош Ю.А., Поздеев С.В., Рудешко І.В., Некора О.В. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах пожежі». – Черкаси: Друкарня АПБ ім Героїв чорнобиля. – 2008. – 77 с.
16. Страхов В.Л., Крутов А.М., Давыдкин Н.Ф. Огнезащита строительных конструкций / Под ред. Ю.А. Кошмарова. – М.: Информационно-издательский центр «ТИМР», 2000. – 433 с.
17. Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С., Яковлев А.И. Огнестойкость зданий / Под общ. ред. В.А. Пчелинцева. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1970. – 262 с.
18. Самарский А.А., Вабищевич П.Н. Вычислительная теплопередача. – М.: Едиториал УРСС, 2003. – 784 с.
19. Мацевитый Ю.М. Обратные задачи теплопроводности: В 2-х т. – Т. 1: Методология. – К.: Наукова думка, 2002. – 408 с.
20. Власова Е.А., Зарубин В.С., Кувыркин Г.Н. Приближенные методы математической физики: Учебн. для вузов/ Под ред. В.С. Зарубина, А.П. Крищенко. – М.: МГТУ им. Баумана, 2001. – 700 с.
21. ANSYS Release 10, Inc. Theory Reference.
22. Моделирование пожаров и взрывов / Под ред. Н.Н. Брушлинского и А.Я. Корольченко. – М.: Пожнаука, 2000. – 492 с.

23. ДСТУ Б В.1.1-4-98. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. Пожежна безпека. – К.: Укрархбудінформ, 2005.
24. ГОСТ 30247.0-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. – 2000.
25. ДСТУ Б.В. 1.1 – 13 – 2007. Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість.
26. Мосалков И.Л. Огнестойкость строительных конструкций / Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф., Фролов А.Ю. – М.: ЗАО «СПЕЦТЕХНИКА», 2001. – 496 с.
27. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / Ройтман В.М.– М.: Ассоциация «Пожарная безопасность и наука». 2001. – 382 с.
28. Бартелеми Б. Огнестойкость строительных конструкций / Бартелеми Б., Крюппа Ж. – М.: Стройиздат, 1985. – 216 с.
29. Здания и сооружения и их устойчивость при пожаре / [Демехин В.Н., Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф. и др.] – М.: ГПС МЧС России, 2003. – 656 с.
30. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций : [пособие к СНИП II-2-80 / зав. ред. Бальян Л.Г. и др.] – М.: НИИЖБ, 1986. – 40 с.
31. Мусін В.Г. Конспект лекцій.
32. Отрош Ю.А. Визначення контрольованих параметрів арматури експлуатованих залізобетонних конструкцій методом локального руйнування / Дисертація канд. тех. наук: 05.23.01. – К., 2010. – 157 с.
33. Поздеев С.В. Развитие научных основ определения пределов огнестойкости несущих железобетонных конструкций: дис. докт. техн. наук : 21.06.02 / Поздеев Сергей Валерьевич. – Черкассы, 2012. – 360 с.

ДЛЯ ПОДАТОК