

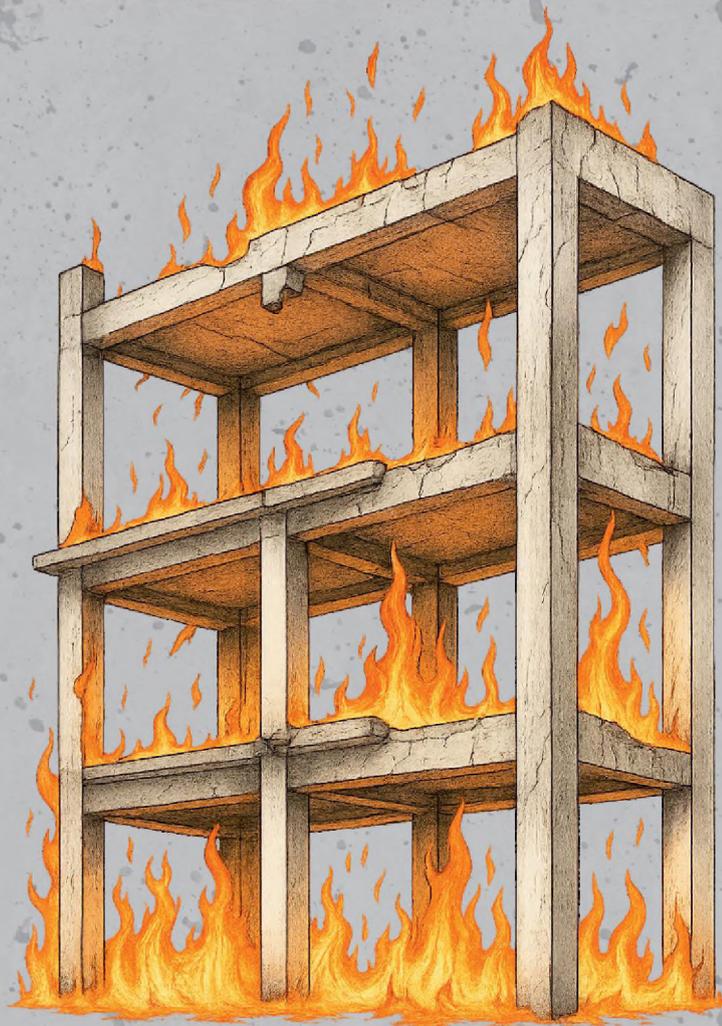


ДЕРЖАВНА СЛУЖБА УКРАЇНИ
З НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

Підручник

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ПОВЕДІНКА В УМОВАХ ПОЖЕЖІ



НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

Ю. А. Отрош, О. В. Миргород, В. В. Тригуб,
Н. В. Рашкевич, Е. Е. Щолоков

**БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ
ТА ЇХ ПОВЕДІНКА В УМОВАХ ПОЖЕЖІ**

Підручник

Черкаси
2025

УДК 614.841

О-86

Авторський колектив:

Ю. А. Отрош – д-р техн. наук, проф.;
О. В. Миргород – канд. техн. наук, старш. наук. співроб., доц.;
В. В. Тригуб – канд. техн. наук, доц.;
Н. В. Рашкевич – доктор філософії;
Е. Е. Щолоков.

*Рекомендовано до друку вченою радою
Національного університету цивільного захисту України
(протокол № 4 від 27 листопада 2025 року)*

Рецензенти:

С. В. Поздєєв – д-р техн. наук, проф., проф. кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, Національний університет цивільного захисту України;
Г. М. Сур'янінов – д-р техн. наук, проф., завідувач кафедри будівельної механіки, Одеська державна академія будівництва та архітектури.

Отрош Ю. А.

О-86 Будівельні матеріали і конструкції та їх поведінка в умовах пожежі: підручник / Ю. А. Отрош, О. В. Миргород, В. В. Тригуб, Н. В. Рашкевич, Е. Е. Щолоков. – Харків: Друкарня Мадрид, 2025. – 242 с.

ISBN 978-617-8254-49-0

Сприяє адаптації фахівців до вимог сучасної системи проектування залізобетонних конструкцій, що регламентована стандартами EN 1992-1-1 «Загальні правила та правила для будівель» і EN 1992-1-2 «Загальні правила щодо визначення вогнестійкості», а також сталевих конструкцій відповідно до стандартів EN 1993-1-1 «Загальні правила та правила для будівель» і EN 1993-1-2 «Розрахунок конструкцій на вогнестійкість». Видання ґрунтовано на підходах Єврокодів і базується на методі розрахунку за граничними станами з наданням роз'яснень щодо особливостей його практичного застосування. Важливим аспектом є можливість послідовного використання методик традиційного та протипожежного проектування. Підручник призначений для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю К8 «Пожежна безпека» у галузі знань К «Безпека та оборона».

УДК 614.841

ISBN 978-617-8254-49-0

© Отрош Ю. А., Миргород О. В., Тригуб В. В.,
Рашкевич Н. В., Щолоков Е. Е., 2025
© НУЦЗ України, 2025

ЗМІСТ

| | |
|--|----|
| Передмова | 6 |
| Перелік умовних позначень | 8 |
| Актуальність | 14 |
| Розділ 1. Класифікація населених пунктів, будівель та споруд | 20 |
| 1.1 Класифікація населених пунктів | 20 |
| 1.2 Природно-кліматичні умови | 22 |
| 1.3 Визначення і класифікація будівель та споруд | 23 |
| Розділ 2. Класифікація будівельних конструкцій | 33 |
| 2.1 Визначення і класифікація будівельних конструкцій | 33 |
| Розділ 3. Навантаження і впливи на будівельні конструкції. Метод граничних станів | 46 |
| 3.1 Класифікація навантажень та впливів..... | 46 |
| 3.2 Сполучення навантажень | 54 |
| 3.3 Основні положення методу граничних станів | 55 |
| 3.4 Характеристичні (нормативні) та розрахункові опори матеріалів | 58 |
| 3.5 Розрахунок за першою та другою групою граничних станів | 59 |
| 3.6 Вплив навантажень на конструкції при пожежі | 60 |
| Розділ 4. Єврокоди | 67 |
| 4.1 Загальні вимоги | 67 |
| 4.2 Проектування протипожежного захисту будівель та споруд | 73 |
| 4.3 Галузь застосування EN 1991 частина 1.2, EN 1992 частина 1.2, EN 1993 частина 1.2 і EN 1994 частина 1.2 | 77 |
| 4.4 Різниця між принципами і правилами застосування..... | 80 |
| 4.5 Національні додатки та національно зумовлені параметри | 80 |
| Розділ 5. Методи проектування вогнестійкості | 81 |
| 5.1 Вступ до проектування вогнезахисту..... | 81 |
| 5.2 Проектування вогнестійкості залізобетонних конструкцій по EN 1992-1-2..... | 86 |
| 5.3 Проектування вогнестійкості сталевих конструкцій за EN 1993-1-2 | 87 |
| 5.4 Проектування вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій за EN 1994-1-2..... | 87 |
| 5.5 Проектування вогнестійкості на основі результатів випробувань | 88 |
| Розділ 6. Режими пожеж | 89 |
| 6.1 Розрахункові пожежі..... | 89 |
| 6.2 Загальні правила розрахунку температури середовища при пожежі ... | 91 |
| 6.3 Номінальні режими пожежі | 91 |
| 6.3.1 Режим стандартної пожежі..... | 92 |

| | | |
|-------|---|------------|
| 6.3.2 | Режим зовнішньої пожежі..... | 93 |
| 6.3.3 | Режим вуглеводневої пожежі..... | 93 |
| 6.4 | Еквівалентна тривалість впливу..... | 94 |
| 6.5 | Параметричні температурні режими..... | 96 |
| 6.6 | Розрахунок температури зовнішніх елементів конструкції при пожежі..... | 99 |
| 6.7 | Уточнені моделі пожеж..... | 99 |
| 6.8 | Температура елементів конструкцій..... | 100 |
| | Розділ 7. Бетон та його характеристики..... | 111 |
| 7.1 | Структура, класифікація та характеристики міцності бетону..... | 111 |
| 7.2 | Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо-напруженого залізобетону..... | 122 |
| 7.3 | Розвиток та застосування залізобетонних конструкцій..... | 128 |
| | Розділ 8. Арматура..... | 136 |
| 8.1 | Область застосування та класифікація арматури..... | 136 |
| 8.2 | Характеристика класів арматури та умови її використання..... | 143 |
| 8.3 | Корозія арматури та залізобетону..... | 147 |
| | Розділ 9. Металеві балки..... | 149 |
| 9.1 | Типи металевих балок та компонування балкових конструкцій..... | 149 |
| 9.2 | Перевірка несучої здатності прокатних балок..... | 153 |
| 9.3 | Перевірка жорсткості балок..... | 155 |
| | Розділ 10. Металеві колони..... | 156 |
| 10.1 | Типи металевих колон. Центральні-стиснені колони..... | 156 |
| 10.2 | Наскрізнi колони..... | 161 |
| 10.3 | Особливості роботи балок та колон в умовах пожежі..... | 165 |
| | Розділ 11. Властивості матеріалів при дії високих температур..... | 167 |
| 11.1 | Загальні положення..... | 167 |
| 11.2 | Міцнісні та деформаційні властивості бетону за підвищених температур..... | 168 |
| 11.3 | Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі..... | 172 |
| 11.4 | Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур..... | 176 |
| 11.5 | Теплофізичні та термомеханічні властивості арматури..... | 181 |
| | Розділ 12. Елементи, що працюють на згин..... | 184 |
| 12.1 | Стадії напружено-деформованого стану..... | 184 |
| 12.2 | Розрахунок та конструювання плит та балок (ригелів)..... | 185 |

| | |
|---|------------|
| 12.3 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, за Єврокодом EN 1992-1-2 | 192 |
| 12.4 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, за Єврокодом EN 1993-1-2 | 196 |
| Розділ 13. Елементи, що працюють на стиск..... | 206 |
| 13.1 Особливості конструювання елементів, що працюють на стиск..... | 206 |
| 13.2 Розрахунок стиснутих елементів за граничними станами I групи | 209 |
| 13.3 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів за Єврокодом EN 1992-1-2 | 213 |
| 13.4 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів за Єврокодом EN 1993-1-2 | 219 |
| Розділ 14. Вогнезахист сталевих конструкцій | 221 |
| 14.1 Необхідність вогнезахисту сталевих конструкцій | 221 |
| 14.2 Конструктивні способи вогнезахисту. Вогнезахисна обробка покриттями і складами | 224 |
| 14.3 Структурно–методологічна схема вибору вогнезахисту | 235 |
| 14.4 Визначення необхідної вогнестійкості сталевих конструкцій | 237 |
| Список використаних джерел..... | 239 |

ПЕРЕДМОВА

Підручник «Будівельні матеріали і конструкції та їх поведінка в умовах пожежі» призначений для здобувачів вищої освіти, що здійснюють підготовку для підрозділів ДСНС, а також спеціалістів, що працюють в галузі проектування протипожежного захисту. Зміст підручника висвітлює основні розділи дисципліни «Будівельні матеріали і конструкції та їх поведінка в умовах пожежі», а також основні положення розрахункової оцінки вогнестійкості залізобетонних та сталевих будівельних конструкцій, що містяться у відповідних нормативних документах, прийнятих в Європейському Союзі та Україні.

Підручник створено з метою набуття здобувачами вищої освіти необхідних знань та навичок щодо застосування розрахункових методів оцінки вогнестійкості залізобетонних та сталевих будівельних конструкцій, які вивчаються в рамках програми навчальної дисципліни «Будівельні матеріали і конструкції та їх поведінка в умовах пожежі».

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 скористатися проектувальник, є моделювання пожежі засобами обчислювальної газодинаміки і розрахунок всієї будівлі з використанням нелінійного кінцево-елементного аналізу. Прийняте рішення за методикою розрахунку буде залежати від конкретних обставин, що відносяться до 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.

Підручник призначений для систематизації, розширення та закріплення теоретичних знань по навчальній програмі дисципліни «Будівельні матеріали і конструкції та їх поведінка в умовах пожежі» для здобувачів вищої освіти для підготовки за першим (бакалаврським) рівнем вищої освіти у галузі знань К8 «Пожежна безпека» у галузі знань К «Безпека та оборона».

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.

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ

Латинські великі літери

| | |
|--------------|---|
| 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 |
| $G_{d,sap}$ | 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 літери

| | |
|-------------|---|
| Δa | відхилення геометричних даних |
| b | загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицьки 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 літери

- 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_{cti} | 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

АКТУАЛЬНІСТЬ

Україна знаходиться у стані повномасштабної війни, що значно впливає на будь-яку галузь, включаючи будівельну індустрію. Військові дії викликали серйозні зміни в економічній та соціокультурній сфері в усіх регіонах країни. У цьому контексті будівельна галузь також переживає великі трансформації та виклики, які варто вивчати та розуміти.

Так, можна виділити десять ключових тенденцій у будівельній галузі, які виникли під час дії воєнного стану, та які необхідно враховувати при розробці стратегій, що допоможуть підприємствам в цій галузі ефективно відповісти на виклики, що стоять перед ними.

Скорочення внутрішнього ринку будівельних матеріалів.

З початком повномасштабного вторгнення велика частина українських підприємств була змушена призупинити або обмежити виробництво, частина – переорієнтувалась на потреби ЗСУ. Безліч будівельних підприємств і об'єктів інфраструктури пошкоджено або зруйновано, багато підприємств на Півдні та Сході опинились на територіях активних бойових дій або в тимчасовій окупації, – так само, як і елементи логістики, постачальники сировини та комплектуючих.

Енергетична криза, зокрема ушкодження інженерної інфраструктури, також негативно відобразилась на виробництві будівельної продукції.

Галузь відчула гострий дефіцит сировини і будівельних матеріалів – скла, металовиробів, будівельних сумішей, цегли тощо.

- Проблеми імпорту будівельних матеріалів.

Велику частку сировини і будівельних матеріалів доводиться імпортувати, але обсяги імпорту теж обмежені, оскільки портова інфраструктура практично не працює. Хоч протягом воєнного стану урядом прийнято ряд постанов по спрощенню ввезення окремих товарів, але багато будматеріалів все ще не потрапили до переліків. Також відбувається імпортозаміщення і перебудова логістичних зв'язків (наприклад, ринок скловати, бітуму та ін).

- Дефіцит кадрів у будівельній галузі.

Відбулося скорочення кількості кваліфікованого персоналу в галузі через мобілізацію і еміграцію за кордон. Частина проектних і підрядних організацій припинили або скоротили свою діяльність, тому дефіцит персоналу відмічають практично всі учасники ринку.

- Зростання собівартості будівництва.

Зростання собівартості зумовлене, не в останню чергу, вищезгаданими чинниками – удорожчанням ресурсів на фоні їх дефіциту

(що стосується як вартості будівельних матеріалів, так і власне людських ресурсів). Сюди додається також коливання курсу, збільшення вартості паливно-мастильних матеріалів, енергетична криза, фактичне припинення товарного і комерційного кредитування, закладення постачальниками у вартість додаткових ризиків, перебудова зв'язків і логістики – все це впливає на собівартість будівництва.

- Форс-мажорні обставини.

У кінці 2022-го року до обстрілів, руйнувань, порушення логістики додалась ще одна форс-мажорна обставина – блекаут, що позначилося і на галузі будівництва. Хоча більшість організацій змогли себе забезпечити автономними джерелами живлення, але це не тільки збільшило їх витрати (на встановлення і обслуговування генераторів, паливо), але й обмежило темпи та обсяги виконання робіт, оскільки альтернативні джерела не покривають потреби підприємств повністю.

- Зміни структури та обсягів попиту у сфері будівництва і нерухомості.

З початком повномасштабного вторгнення будівництво по всій країні зупинилося, але з другого півріччя 2022 року на віддалених від фронту і на деокупованих територіях роботи поступово почали відновлюватися. Цілком закономірно, що під час дії воєнного стану обсяги будівництва значно знизились у порівнянні із довоєнним періодом. Це пов'язано як з об'єктивними, так і з психологічними чинниками: в умовах невизначеності як забудовники, так і покупці не надто схильні до значних інвестицій.

Географічно інтерес забудовників і покупців змістився у відносно безпечні західні регіони України, найгірша ситуація в будівництві (не враховуючи тимчасово окуповані території) – у східних і південних областях, наближених до зон бойових дій.

- Зміна потенційних покупців.

З одного боку, купівельна спроможність населення значно зменшилася. З іншого – навіть за наявності коштів, в умовах невизначеності покупці важко наважуються інвестувати в нерухомість, частина потенційних покупців займає вичікувальну позицію. Таким чином, платоспроможний попит в цілому дуже суттєво знизився. За рахунок внутрішньої міграції попит на житлову нерухомість значною мірою формують внутрішньо переміщені українці, більшість з яких все ж не є потенційними покупцями нерухомості з огляду на відсутність заощаджень. Запуск державної програми пільгової іпотеки «Оселя» наразі так і не має суттєвого впливу на ринок, оскільки обсяги кредитування досить незначні.

- Нові особливості вибору житла покупцями.

Війна змусила людей більш виважено ставитись до інвестицій у нерухомість. Ті, хто все ж наважується на купівлю житла, віддають перевагу готовим квартирам або житлу із високим ступенем готовності переважно у західних чи центральних регіонах України.

Багато покупців розглядають можливість розтермінування оплати.

- Зміни в містобудівному законодавстві.

Реформування містобудівної галузі продовжується і під час війни. З початку повномасштабного вторгнення прийнято безліч нормативно-правових актів у містобудуванні, частина з яких регулює правовідносини на час воєнного стану, а інша – буде діяти і після його завершення. В пріоритеті – відбудова країни, втілення нових стандартів безпеки і цивільного захисту, полегшення оформлення дозвільної документації, поглиблення цифровізації і подальший розвиток Єдиної державної електронної системи у сфері будівництва, що має сприяти прозорості, законності і усуненню корупційної складової.

- Підготовка до повоєнної відбудови.

Так, планування відбудови країни доцільно починати, не чекаючи завершення війни.

Процес вже розпочався зі створення «Плану Відновлення України», в рамках якого визначено перелік Національних програм для досягнення ключових результатів. «U-LEAD з Європою» розпочав надання підтримки 24 відібраним громадам у розробці Програм комплексного відновлення території та Планів відновлення та розвитку громади. Програма комплексного відновлення території – це аналітично-просторовий документ, який визначає основні містобудівні та соціально-економічні пріоритети політики відновлення території, постраждалої внаслідок збройної агресії.

Підходи до забудови міст, до принципів розробки містобудівної і проектної документації мають бути переосмислені і якісно змінені з урахуванням нових викликів, сучасних тенденцій і передового світового досвіду.



Рисунок 1.1 – Наслідки удару по Києву 28 серпня 2025 року,
руйнування 5-поверхового будинку



Рисунок 1.2 – Наслідки ракетного удару по Одесі 23 квітня 2022 року,
руйнування монолітної багатоповерхівки



Рисунок 1.3 – Руйнування монолітного перекриття

Недооцінка реального
стану системи
«будівля-основа»



Рисунок 1.4 – Недооцінка стану системи «будівля–основа»



Рисунок 1.5 – Вибух пилу

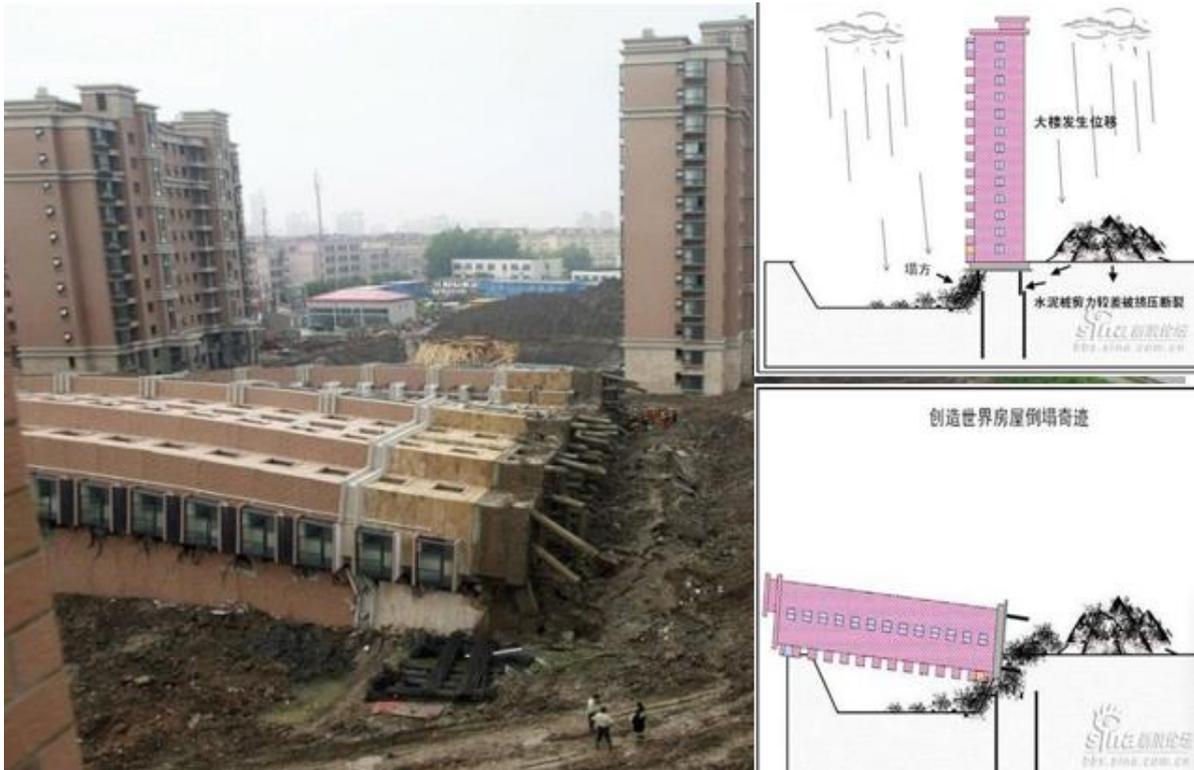


Рисунок 1.6 – Наповнення водою основи та тиск ґрунту

РОЗДІЛ 1. КЛАСИФІКАЦІЯ НАСЕЛЕНИХ ПУНКТІВ, БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

1.1 Класифікація населених пунктів

Як і будь-який об'єкт, населені пункти можуть бути класифіковані за багатьма ознаками, проте визначальними для них у більшості випадків є дві: сфера зайнятості мешканців та їхня чисельність.

За першою ознакою населені пункти поділяються на *сільські* (переважна частина населення зайнята в сільському господарстві) та *міські*. До перших відносять *хутори, села* й *селища*, до других – *селища міського типу* та *міста*.

За кількістю населення міські й сільські поселення поділяються на малі, середні, великі, значні та найзначніші (таблиця 1.1).

Таблиця 1.1 – Класифікація міських і сільських поселень (згідно з ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій)

| Групи поселень | Населення, тис. чол. | |
|----------------|---------------------------------------|----------------------------|
| | міст | сільських поселень |
| Найзначніші | Більше ніж 1000 | |
| Значні | Від 500 до 1000 | Більше ніж 5 Від 3 до 5 |
| Великі | Від 250 до 500 | Від 1 до 3 Від 0,5 до 1 |
| Середні | Від 100 до 250 Від 50 до 100 | Від 0,2 до 0,5 |
| Малі * | Від 20 до 50 Від 10 до 20 До 10 | Від 0,05 до 0,2 До 0,05 |

* – до групи малих міст включаються селища міського типу

Територія міста за функціональним призначенням і характером використання поділяється на *сельбищну, виробничу* та *ландшафтно-рекреаційну* (рис. 1.7) [13].



Рисунок 1.7 – Приклади зонування території міста

Сельбищна (житлова) – де розміщуються житлові і громадські будівлі, комунально–побутові підприємства (які не викидають шкідливих газів і пилу), парки, сквери тощо.

Промислова – де розташовані будівлі та споруди промислових підприємств.

Комунально–складська – де розміщуються парки і гаражі закладів міського транспорту, спорудження водогону й каналізації, склади міського значення.

Санітарно–захисна – озеленений простір для ізоляції житлової забудови від шкідливого впливу промислових підприємств та для відпочинку людей.

Приміська – для підтримки доброго екологічного стану в місті, відпочинку людей, постачання с/г продукції в місто.

Роза вітрів використовується для визначення переважних напрямків вітру. Вона представляє собою графічну схему розподілу вітрів за напрямками світу і повторюваності для даної місцевості. При побудованні *рози вітрів* з одної точки (центра рози) по напрямкам 16 румбів відкладають у одному масштабі відрізки повторюваності вітрів кожного напрямку за числом днів у році. Кінці відрізків з'єднують прямими лініями.

Роза вітрів виконується за осередненими даними метеостанцій за десятиріччя. Часто користуються, також, літніми та зимовими *розами вітрів*.

1.2 Природно-кліматичні умови

Природні умови, що впливають на формування архітектурних об'єктів, можна умовно поділити на три ієрархічних рівні: **глобальний** (загальнодержавний), **регіональний** та **локальний** (місцевий) [13].

До першого відносять належність до зони з певним рівнем сейсмічної або природно-кліматичної небезпеки. Районування за цими ознаками охоплює всю територію земної кулі й може бути відповідно деталізоване для кожної країни. Так, в Україні нараховується 3 природно–кліматичні зони (II, III, IV) та 10 підзон (рис. 1.8). Кожна природно–кліматична зона характеризується сполученням певного клімату і відповідної екосистеми (лісостеп, степ тощо).

Сейсмічне районування поділяє територію (наприклад, України) – на зони з різними очікуваними величинами сейсмічної активності. Це

впливає на об'ємно-планувальне та конструктивне вирішення будівель і споруд (рис. 1.9).

Якщо розглянуті вище фактори впливають на всі архітектурні об'єкти, розташовані у тій чи іншій зоні, то районування території України **за сприятливістю містобудівних умов** у першу чергу стосується об'єктів містобудування та регіонального планування (рис. 1.10).

Серед інших факторів, що стосуються регіону чи окремого населеного пункту, можна виділити **водоохоронні зони** річок та інших водойм (що становлять залежно від довжини річки від 20 до 100 м), а також **зсувонебезпечні території**, де забороняється масова забудова [13].

Для характеристики повторюваності вітрів різного напрямку (рис.1.11, а) або середньої швидкості (рис.1.11, б) використовується спеціальна діаграма, так звана «роза вітрів». Показник середньої швидкості й напрямку вітру впливає як на організацію ділянки об'єкта, так і на об'ємно-планувальне вирішення будівель та споруд.



Рисунок 1.8 – Природно-кліматичне зонування території України



Рисунок 1.9 – Сейсмічне районування території України

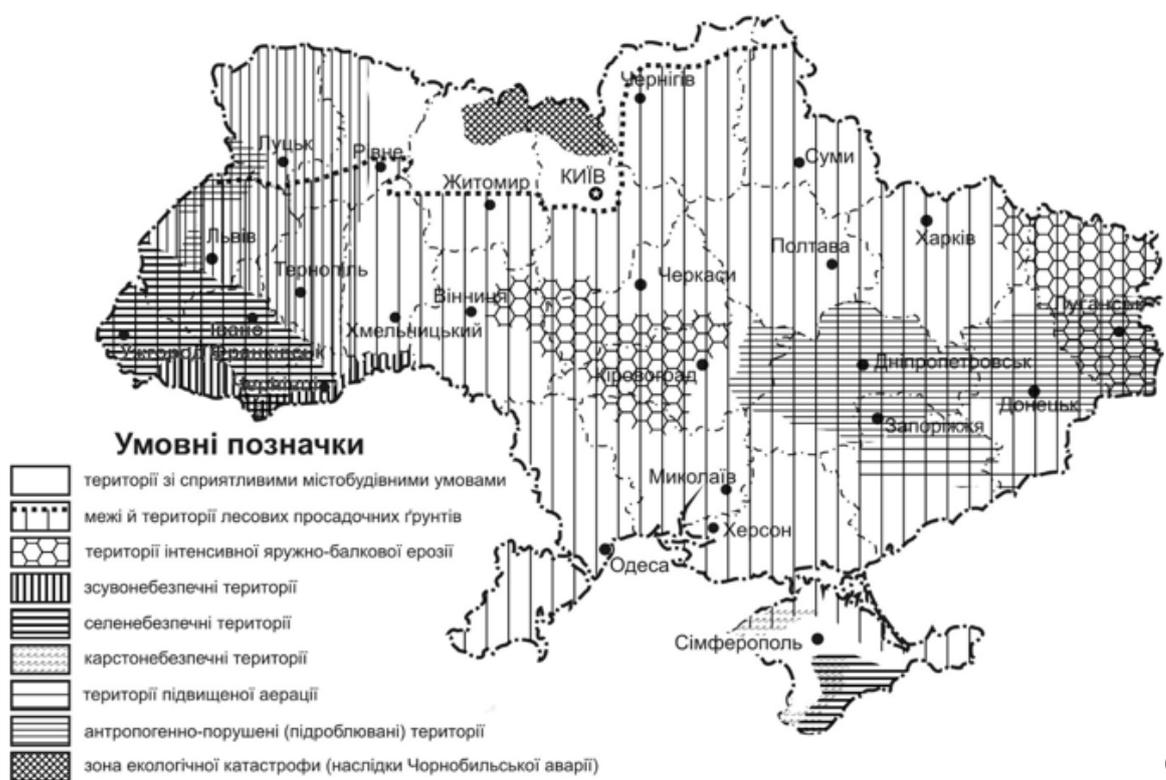


Рисунок 1.10 – Районування території України за сприятливістю містобудівних умов

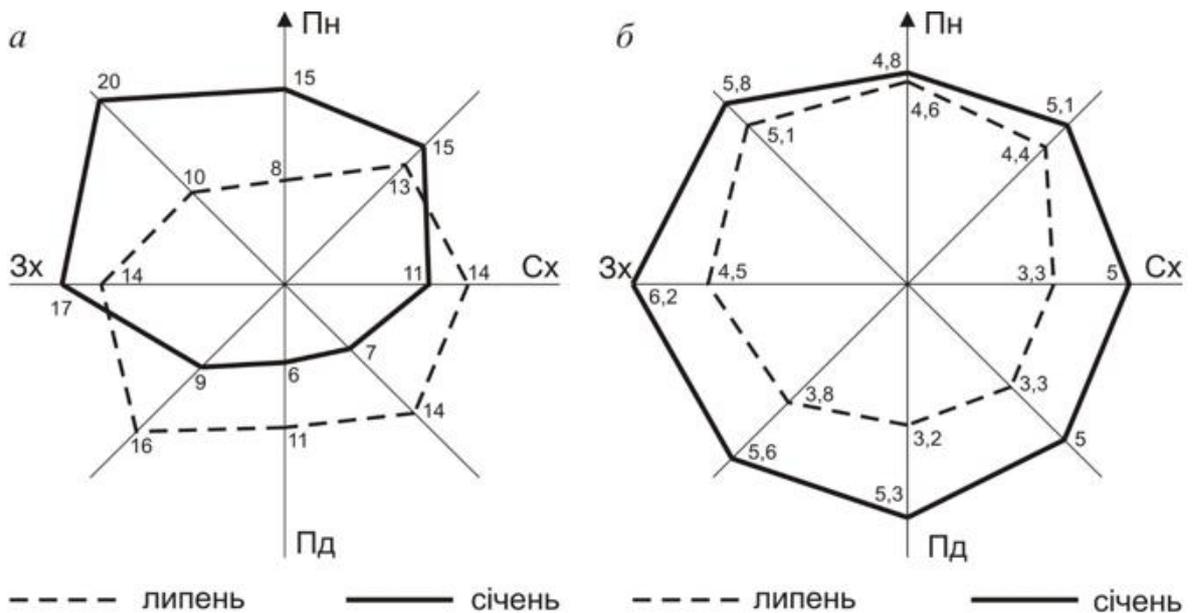


Рисунок 1.11 – Діаграма «роза вітрів»

Природні умови *локального* (місцевого) рівня характеризують конкретну ділянку забудови. До них відносять: рельєф, наявність водойм та зелених насаджень, гідрогеологічні характеристики (рівень ґрунтових вод, несуча здатність ґрунту тощо), наявність заболочених територій, балок і яруг тощо. Кожен з цих факторів залежно від його кількісної характеристики зумовлює оцінку території як сприятливої, малосприятливої або несприятливої для будівництва.

1.3 Визначення і класифікація будівель та споруд

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).

Поняття «*споруди*» є більш широким і включає як будівлі, так і спеціальні види споруд, призначені для виконання технічних задач (*інженерні споруди* – мости, труби, резервуари і т. і.) або з естетичною метою (*архітектурні споруди*).

Будинки і споруди поділяють за призначенням на дві великі групи: *цивільні* й *виробничі*. В свою чергу, цивільні будинки та споруди

поділяються на *житлові* й *громадські*, а виробничі – на *промислові* й *сільськогосподарські* (рис. 1.12).

Цивільні житлові будівлі:

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

Головною класифікаційною ознакою громадських будинків і споруд є їхнє *функціональне призначення*. За цією класифікацією вони (згідно з ДБН В.2.2–9:2018) поділяються на 12 основних груп (рис. 1.13) [13].

| За поверховістю | Малоповерхові | Середньої поверховості | Багатоповерхові | | | Висотні |
|---|---------------|------------------------|-----------------|-------|-------|----------|
| | 1-2 | 3-5 | 6-9 | 10-16 | 16-25 | понад 25 |
| За типом комунікацій доступу в квартиру | Індивідуальні | | | | | |
| | Блоковані | | | | | |
| | | Секційні | | | | |
| | | Коридорні | | | | |
| | | Галерейні | | | | |
| | | Комбінованої структури | | | | |

Рисунок 1.12 – Класифікація будинків і споруд за призначенням та висотою



Рисунок 1.13 – Класифікація будинків і споруд громадського призначення

Громадські будівлі, призначені для тимчасового перебування людей у 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 тощо.

Основною ознакою класифікації є належність будівлі чи споруди до певної галузі промисловості. У зв'язку з цим виділяють 10 основних груп промислових підприємств (рис. 1.14).



Рисунок 1.14 – Класифікація будинків і споруд промислового призначення

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

- Виробничі (механозбірні, інструментальні, ремонтні тощо);
- Енергетичні (ТЕЦ, котельні, електричні і трансформаторні підстанції);

- Будівлі транспортно-складського господарства (гаражі, пожежні депо, склади готової продукції);
- Допоміжні будівлі або приміщення (адміністративні, побутові, медпункти).

За вибухопожежною і пожежною небезпекою приміщення й будівлі поділяються на категорії А, Б, В, Г та Д, які визначаються характеристикою речовин і матеріалів у приміщеннях.

Категорії А і Б є найбільш вибухопожежо-небезпечними. У приміщеннях цих категорій наявні горючі гази, речовини й матеріали, здатні до вибуху при нагріванні або взаємодії з водою, киснем чи один з одним.

Категорії В є пожежонебезпечними.

Приміщення категорії Г характеризуються наявністю в них негорючих речовин і матеріалів у гарячій, розпеченій або розплавленій стадії, процес обробки яких супроводжується виділенням променевого тепла, іскор та полум'я.

При наявності в приміщеннях горючих газів, сумішей і матеріалів допускається їх спалювання або утилізація в тверді речовини.

Категорія Д пов'язана з наявністю в приміщенні негорючих речовин і матеріалів у холодному стані.

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 (рис. 1.15):

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

Конструктивна надійність будівлі забезпечується її міцністю, вертикальною стійкістю, просторовою жорсткістю, довговічністю й вогнестійкістю.

Будівля має надійно захищати людей і обладнання від несприятливих силових та несилових впливів [13].

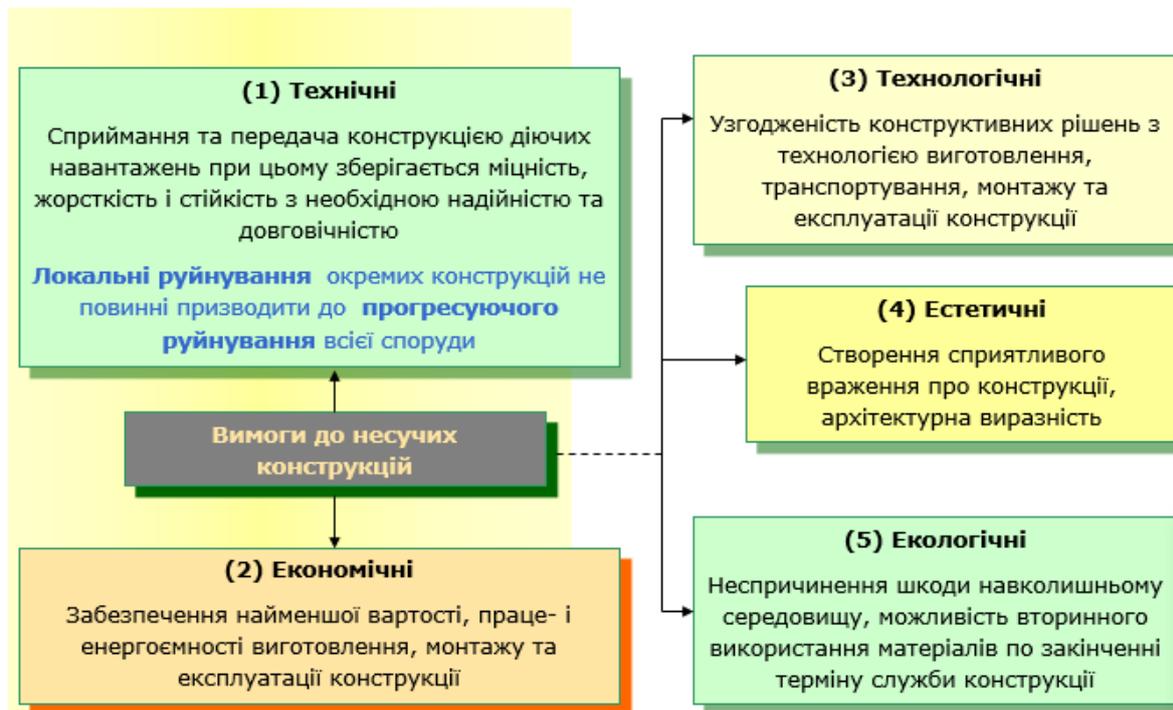


Рисунок 1.15 – Вимоги до конструкцій будівель

Надійність будівель та довговічність конструкцій тісно пов'язані з вогнестійкістю. Основними нормативними показниками є: ступінь вогнестійкості будівель; мінімальна межа вогнестійкості конструкцій; максимальна межа поширення вогню по будівельних конструкціях; група горючості будівельного матеріалу; методи випробування вогнестійкості, горючості та розповсюдження вогню; висота, площа і ширина будівлі та протипожежних відсіків; улаштування протипожежних перешкод; розміщення приміщень; влаштування й протяжність шляхів евакуації, кількість, розміри та розташування евакуаційних виходів; протипожежні розриви між будівлями і спорудами; протипожежний водопровід та аварійна протидимна вентиляція; первинні й автоматичні системи оповіщення, сигналізації та гасіння пожеж тощо [8].

Пожежно-технічна класифікація будівельних матеріалів, конструкцій, приміщень, будівель, елементів і частин будівель ґрунтується на їх класифікації за властивостями, які сприяють виникненню небезпечних факторів пожежі та її розвитку, – *пожежна небезпека*, і за властивостями опору впливу пожежі та розповсюдження її шкідливих факторів – *вогнестійкість* [8].

За вогнестійкістю для будівель та споруд встановлено 8 ступеней вогнестійкості – I, II, III, IIIa, IIIб, IVa, IVб, V. Найбільш вогнестійкі будівлі відносять до I ступеня, найменш вогнестійкі – до V [8].

Ступінь вогнестійкості – це нормована характеристика вогнестійкості будівель та споруд, яку визначають межею вогнестійкості основних несучих будівельних конструкцій. Вимоги ступеня вогнестійкості будівель установлюють на стадії проектування за нормами вогнестійкості основних конструктивних елементів. Кожному ступеню вогнестійкості будівель відповідають: *мінімальна межа вогнестійкості конструкцій* – час у хвилинах, упродовж якого конструкція чинить опір дії вогню; *максимальна межа поширення вогню по будівельних конструкціях* – установлює допустимий розмір пошкодження конструкції в сантиметрах. Вимоги до вогнестійкості будівель і довговічності їх конструкцій залежать також від класу будівель за капітальністю.

Капітальність – це сукупність властивостей будівлі та її елементів у цілому, її народногосподарське й містобудівне значення, яке визначають рівнем основних вимог до будівлі та її елементів, складом і розмірами приміщень, ступенем благоустрою, якістю оздоблення, довговічністю й вогнестійкістю. Встановлено чотири класи будівель за капітальністю [4]:

I клас – будівлі висотою більше 30 м, які будують за індивідуальними проектами. Вогнестійкість таких будівель повинна бути не нижче I ступеня вогнестійкості з конструкціями не нижче I ступеня довговічності;

II клас – будівлі масового будівництва в містах висотою 18...30 м, які можуть будуватися за типовими проектами. Вогнестійкість таких будівель – не нижче II ступеня вогнестійкості з конструкціями не нижче II ступеня довговічності;

III клас – житлові будівлі не більше п'яти поверхів, нежитлові будівлі невеликих розмірів для малих міст. Вогнестійкість таких будівель – не нижче III ступеня вогнестійкості з конструкціями не нижче II ступеня довговічності;

IV клас – тимчасові будівлі, виробничі будівлі з коротким терміном експлуатації, будівлі сільськогосподарського призначення. Вогнестійкість таких будівель не нормується, а конструкції не нижче III ступеня довговічності.

Будівля або споруда складається із взаємозв'язаних *конструктивних елементів* (фундаментів, цоколів, стін, каркасів, ригелів, об'ємних конструкцій, перегородок, перекриттів, підлог, дахів, покриттів, балконів, лоджій, еркерів, сходів, ліфтів, вікон, вітрин, вітражів, світлових ліхтарів, входів та інших додаткових елементів), кожний з яких має своє призначення. Конструктивні елементи складаються з більш дрібних елементів, які привозять на будівельний об'єкт у готовому вигляді (збірні

плита, балка, покрівельні вироби тощо) або зводять на будівельному майданчику із дрібнорозмірних елементів без використання підйомно-транспортного обладнання.

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].

Щодо довговічності будівлі поділяються відповідно до таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Індикативний проектний термін експлуатації

| Категорії проектної терміну служби | Індикативний проектний термін служби (роки) | Приклади |
|------------------------------------|---|--|
| 1 | 10 | Тимчасові споруди* |
| 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 |

* – споруди або частини споруд, що можуть розбиратися для повторного використання, не повинні розглядатися як тимчасові.

За умовною висотою будинки класифікують як [8]:

– малоповерхові – висотою $H \leq 9$ м (як правило до 3 поверхів включно);

– багатоповерхові – висотою $9 \text{ м} < H \leq 26,5$ м (як правило до 9 поверхів включно);

– підвищеної поверховості – висотою $26,5 \text{ м} < H \leq 47$ м (як правило до 16 поверхів включно);

– висотні – висотою $H > 47$ м (як правило понад 16 поверхів).

Згідно ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення. висотними також класифікуються будівлі висотою $73,5 \text{ м} < H \leq 100$ м.

Також існує ДСТУ 9192:2022 Пожежна безпека. Проектування висотних громадських будівель з умовною висотою від 100 м до 150 м.

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) (рис. 1.16).

Але згідно ДБН В.2.2-41:2019 «Висотні будівлі. Основні положення», висотними також класифікують будівлі висотою $73,5 \text{ м} < H < 100 \text{ м}$

Умовна висота будівлі – висота розташування верхнього поверху, що вимірюється від рівня поверхні проїзду, для пожежних машин до рівня підлоги цього поверху.

Схема вимірювання умовної висоти будівлі:

H – умовна висота будівлі;

1 – пожежна автодрабина (підіймач);

2 – підлога верхнього поверху будівлі

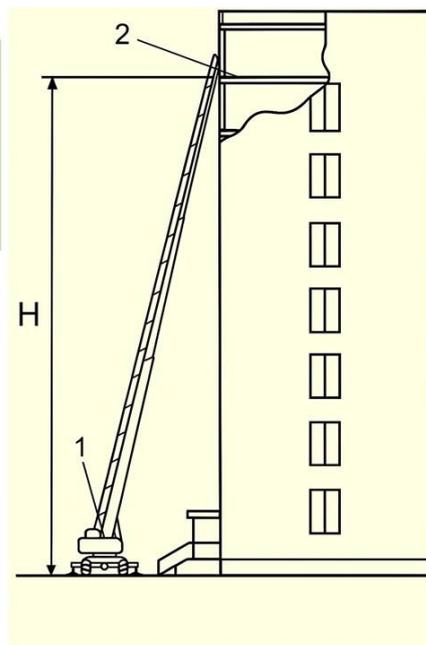


Рисунок 1.16 – Умовна висота будівлі

Архітектурно-художня виразність – визначається критеріями краси та відповідності.

Екологічні вимоги – неспричинення шкоди навколишньому середовищу, можливість вторинного використання матеріалів після закінчення терміну служби конструкції.

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.

Таким чином, розглянуті основні типи населених пунктів в залежності від кількості мешканців та сфери зайнятості, поділ території міста за функціональним призначенням, природно-кліматичні умови, які впливають на формування архітектурних об'єктів, природно-кліматичне та сейсмічне районування, діаграму «роза вітрів», природні умови місцевого рівня, які складають оцінку сприятливості забудови території, основні поняття будівель та споруд, основні вимоги до будівель та споруд, класифікація будівель та споруд, надано визначення основним вимогам, розглянуто терміни експлуатації, класифікацію за умовною висотою, граничні стани та класи з вогнестійкості, ступені вогнестійкості будівель.

РОЗДІЛ 2. КЛАСИФІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1 Визначення і класифікація будівельних конструкцій

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 [3].

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

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

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

Будівельні конструкції характеризують за вогнестійкістю та здатністю поширювати вогонь поділяють на класи вогнестійкості [8].

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 хвиликах) від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з нормативних для даної конструкції граничних станів з вогнестійкості [8].

Значення межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають шляхом випробувань 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.

Тип конструкції – ознака основного конструктивного матеріалу, наприклад, залізобетонні конструкції, металеві конструкції, дерев'яні конструкції, кам'яні конструкції, сталезалізобетонні конструкції [4] (рис. 2.1, рис. 2.2).

Собор Паризької Богоматері
(Париж)
та Букінгемський палац
(Лондон) зведені з
піщаника.



Рисунок 2.1 – Кам'яні будівлі

Кам'яні будівлі здебільшого
зводили з вапняку

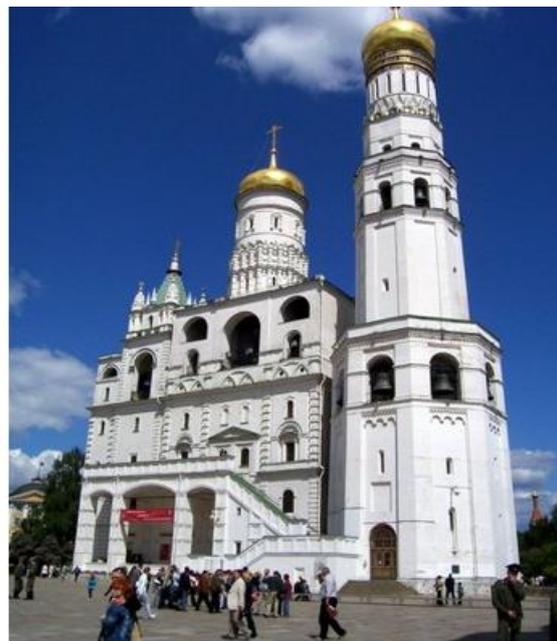


Рисунок 2.2 – Кам'яні будівлі

Конструкція – організована комбінація поєднаних між собою частин, запроєктована сприймати навантаження та забезпечувати відповідну жорсткість.

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

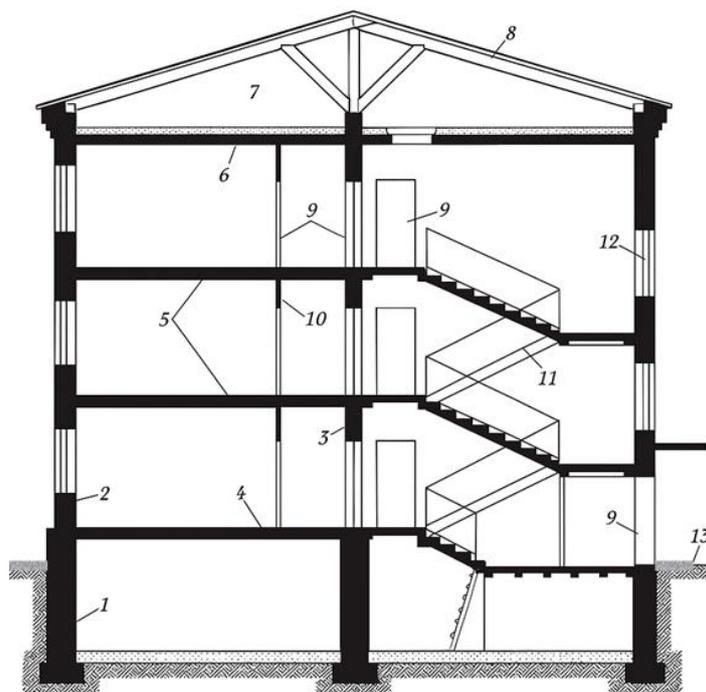
Вид конструкції – класифікація конструктивних елементів. Видом конструкції є, наприклад, рами, підвісні мости.

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, перекриття, дахи, сходи, світлоаераційні ліхтарі (рис. 2.3, рис. 2.4).

Огороджуючі будівельні конструкції відокремлюють приміщення одне від одного та від оточуючого середовища (вікна, двері, перегородки тощо).



1 – фундамент; 2 – зовнішні стіни; 3 – внутрішні стіни; 4 – надпідвальне перекриття; 5 – міжповерхове перекриття; 6 – горищне перекриття; 7 – горище; 8 – дах; 9 – двері; 10 – внутрішні перегородки; 11 – сходи; 12 – вікна; 13 – відмостка

Рисунок 2.3 – Конструктивні елементи будівель

Основи – масив ґрунту, який сприймає сумарне навантаження від споруди і зовнішніх навантажень, які діють на споруду. Основи бувають штучні та природні (рис. 2.5).

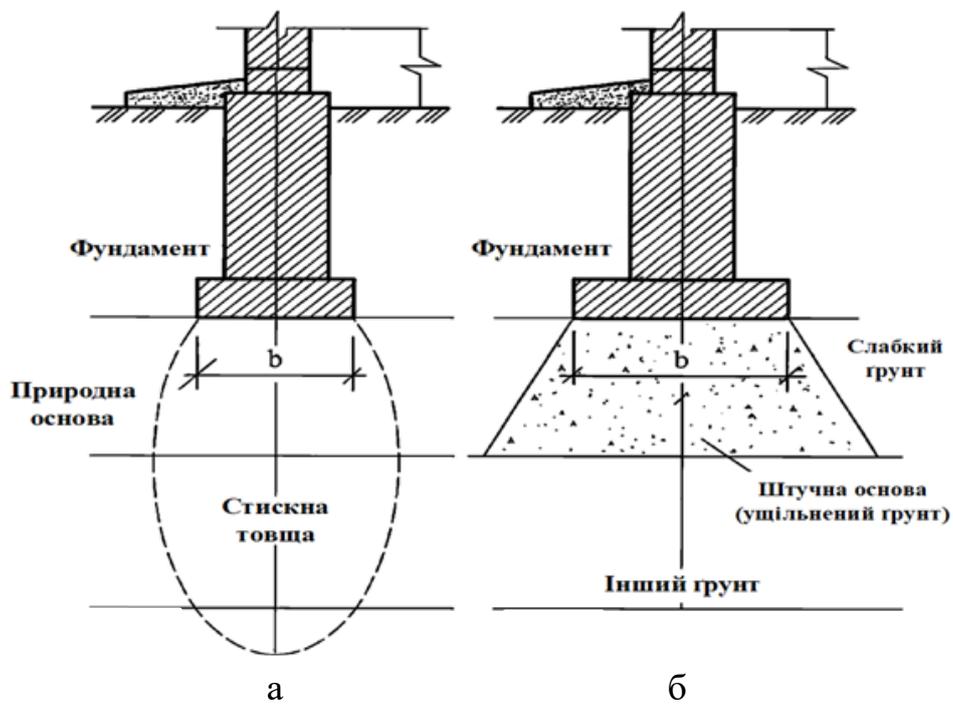


Рисунок 2.4 – Конструктивні елементи будівель

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

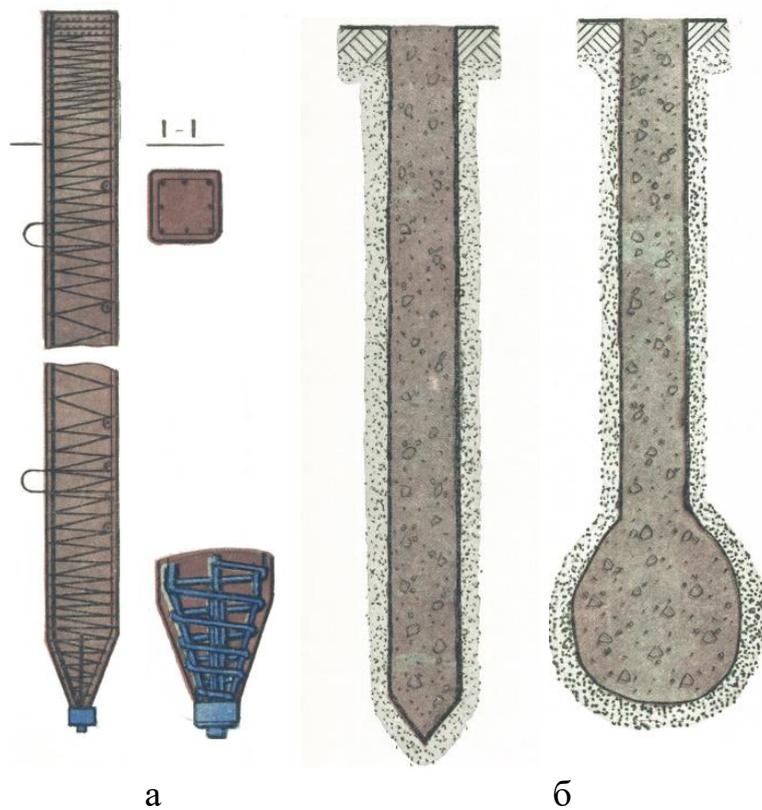
Якщо ґрунти не відповідають умовам необхідної міцності, роблять штучні основи шляхом укріплення ґрунтів (ущільнення трамбівками, силікатизацією, забиванням палів).

Фундамент – це конструкція споруди, розташована нижче поверхні землі і призначена для сприйняття і розподілу навантажень від будинку на його основу, тобто ґрунт (рис. 2.6, рис. 2.7, рис. 2.8).



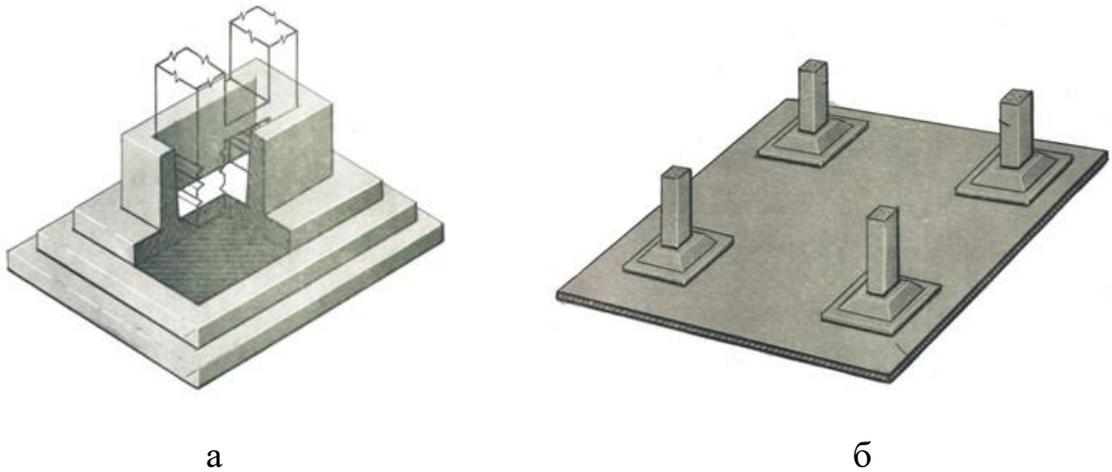
а – природна основа; б – штучна основа

Рисунок 2.5 – Загальний вигляд основ та фундаментів



а – забивні; б – набивні

Рисунок 2.6 – Забивні та набивні палі



а – колона; б – плита

Рисунок 2.7 – Монолітний фундамент під колону та монолітна плита під всю споруду

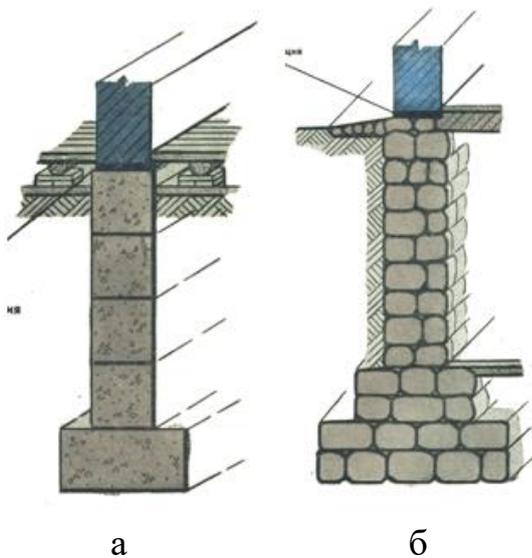


Рисунок 2.8 – Стрічковий фундамент зі збірних блоків (а) та фундамент з бутової кладки (б)

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

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.

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 застосовуються 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 залежить 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.

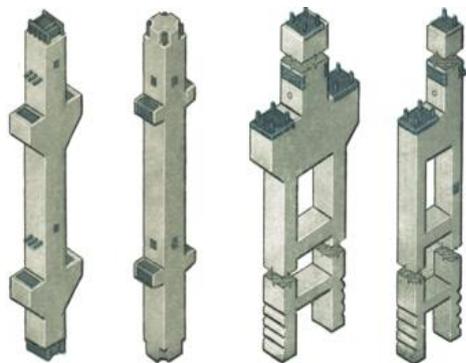


Рисунок 2.9 – Залізобетонні колони

Стержньові опори – несучі вертикальні стержньові елементи, які передають навантаження від перекриттів та інших елементів будівлі на фундамент (рис. 2.9).

Матеріал – дерево (стійки), камінь (стовпи), сталь та залізобетон (колони).

Залізобетонні колони поділяють на дві групи: в будівлях без мостових кранів і в будівлях з мостовими кранами.

Колони бувають крайні (вздовж зовнішніх стін) і середні.

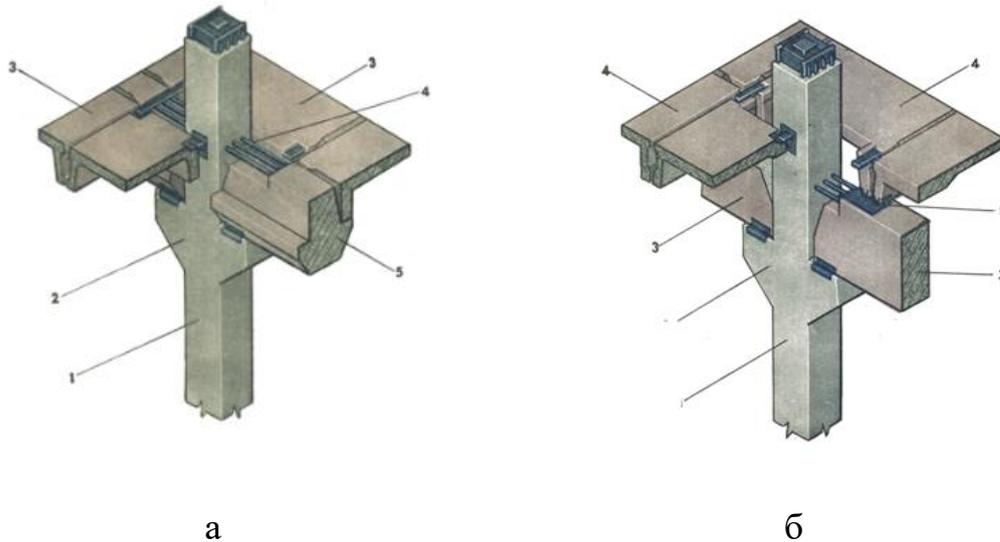
За способом прикладання навантаження: центрально-стиснуті і позацентровостиснуті. В другому випадку колони, крім опорних площадок під несучі балки чи ферми, мають додаткові консолі для підкранових балок.

Колони з'єднуються між собою (в багатоповерхових будівлях), з несучими елементами перекриття та покриття, підкрановими балками зварюванням стержневої арматури і металевих закладних деталей (рис. 2.9). Всі щілини заробляють розчином.

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

Перекриття – поділяють будівлю за висотою на поверхи і являють собою горизонтальні несучі конструкції, які опираються на стіни чи опори (рис. 2.10).

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



1 – колона; 2 – консоль колони; 3а – плита перекриття; 3б – ригель прямокутного перетину; 4а – випуск арматури ригеля; 4б – плита перекриття;
5а – ригель з опорними полками; 5б – закладні елементи

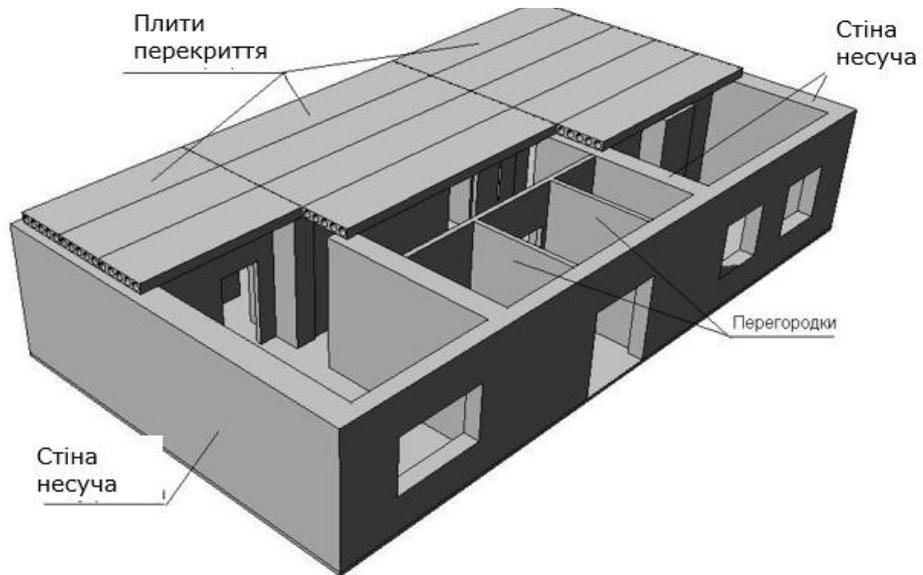
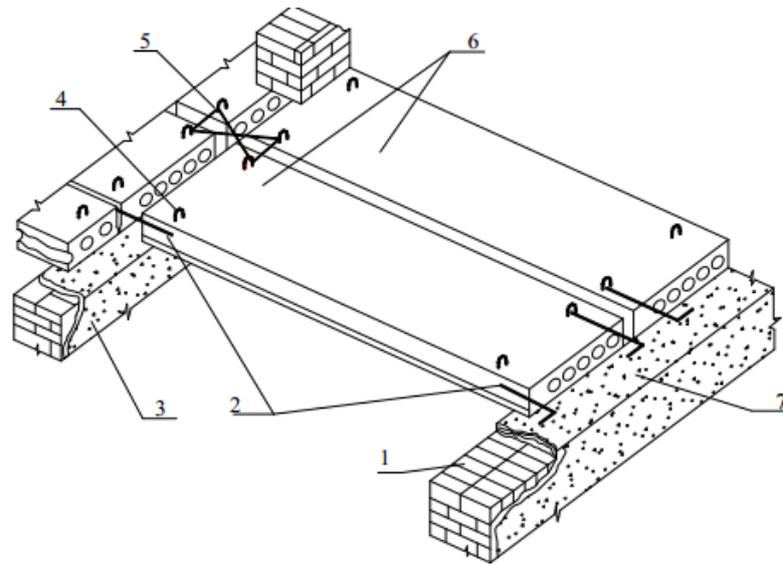
Рисунок 2.10 – З'єднання залізобетонних колон з конструкціями перекриття

Колони з'єднуються між собою (в багатоповерхових будівлях). 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 (рис. 2.11, рис. 2.12, рис. 2.13). По несучій частині перекриття передбачають: шар гідроізоляції (руберойд), утеплювач, основу під підлогу (цементна стяжка), підлогу.



1 – зовнішня стіна; 2 – анкери; 3 – внутрішня стіна; 4 – монтажні петлі;
 5 – дротяна скрутка; 6 – залізобетонні плити; 7 – розчин

Рисунок 2.11 – Міжповерхове перекриття



Суцільні плити



Багатопустотні плити



Шатрові плити

Рисунок 2.12 – Плити перекриття

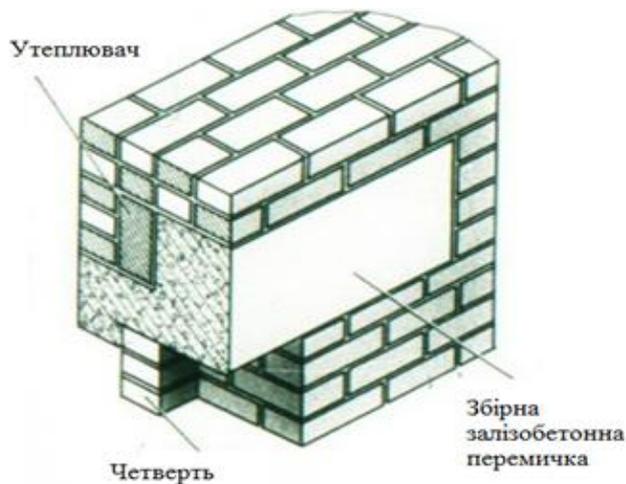


Рисунок 2.13 – Перемичка

та сходових площадок. Для безпеки пересування по сходах марші огорожують перилами. Приміщення, у яких розташовуються сходи, називаються сходовими клітками.

Матеріал – залізобетон.

Дах – це верхнє огородження 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 (рис. 2.14, рис. 2.15).

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

Ліхтарі – 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.

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

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 зі сходових маршів



Рисунок 2.14 – Ферми покриття

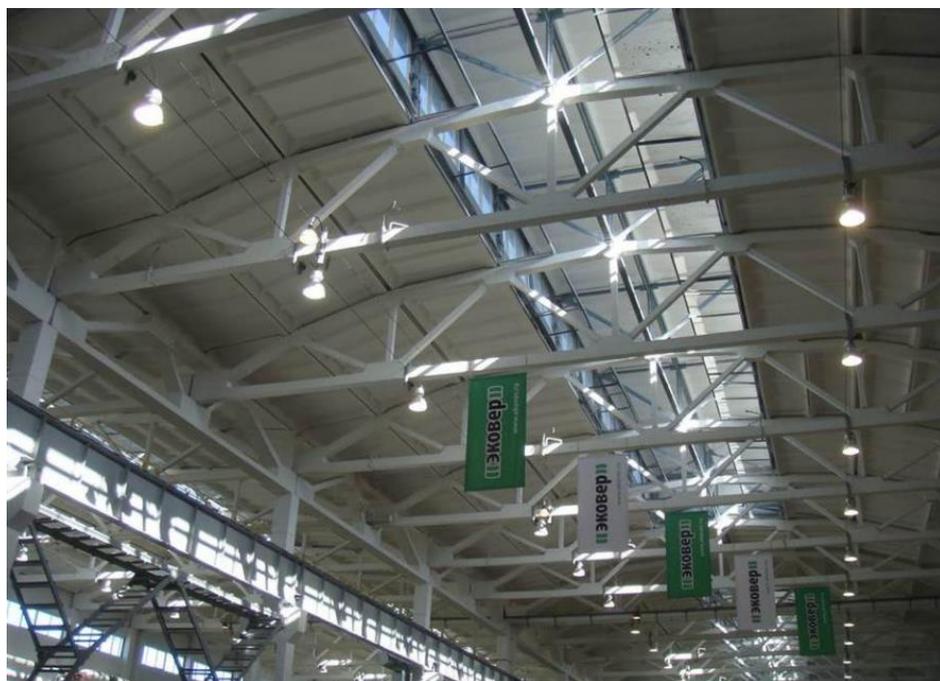


Рисунок 2.15 – Ферми покриття попередньо напружені залізобетонні

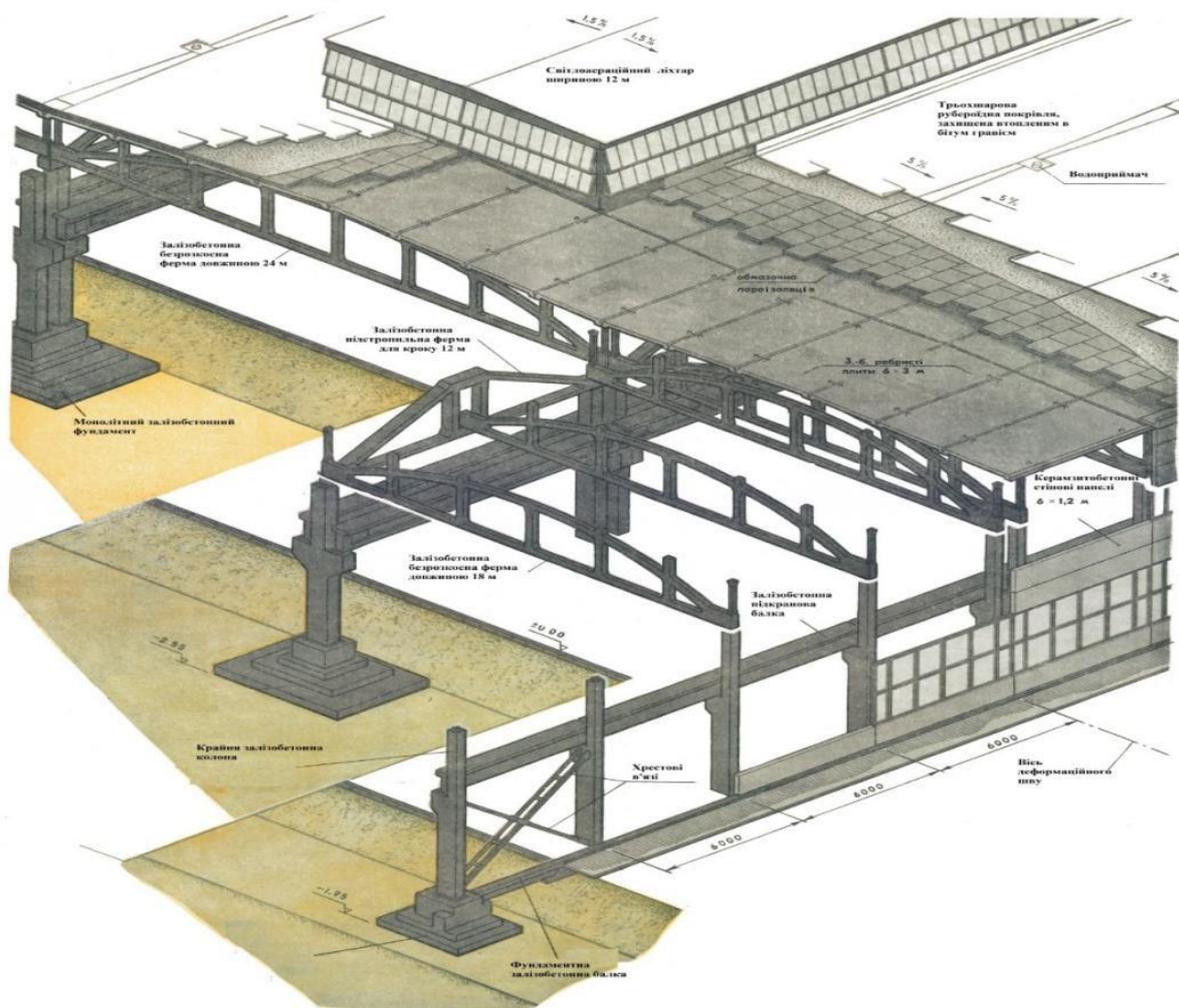


Рисунок 2.16 – Каркас промислової будівлі

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

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) (рис. 2.16);
- каркасні з повним каркасом (весь каркас з залізобетонних конструкцій колони, балки, плити перекриття і перекриття);
- блочні з об’ємних елементів.

Таким чином, згідно з нормативними документами наведені визначення будівельних конструкцій, розглянута класифікація будівельних конструкцій (основи, фундаменти, стіни, стержньові опори, перекриття, та покриття) та їх поведінка при дії високих температур, приділена увагу стикам будівельних конструкцій, розглянуті конструктивні схеми будівель.

РОЗДІЛ 3. НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. МЕТОД ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

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 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» [5].

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:

a – власна вага частин споруд, в тому числі вага несучих та огорожувальних конструкцій;

b – вага й тиск ґрунтів, гірський тиск.

До *мінливих довготривалих* навантажень належать:

a – вага тимчасових перегородок;

b – вага стаціонарного устаткування, а також вага рідин і твердих тіл, що заповнюють обладнання;

v – тиск газів, рідин і сипучих тіл у місткостях і трубопроводах;

z – навантаження на перекриття в складських приміщеннях, холодильниках, книгосховищах і архівах;

d – навантаження на перекриття від людей, тварин, обладнання із квазіпостійними розрахунковими значеннями.



Медичне обладнання



Виробниче обладнання

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

До основних *мінливих короткочасних* навантажень належать:

a – 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);

є – 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, рис. 3.3). Вся територія держави поділена на 6 снігових районів [5]. Для снігового навантаження $\gamma_f = 1,4$.

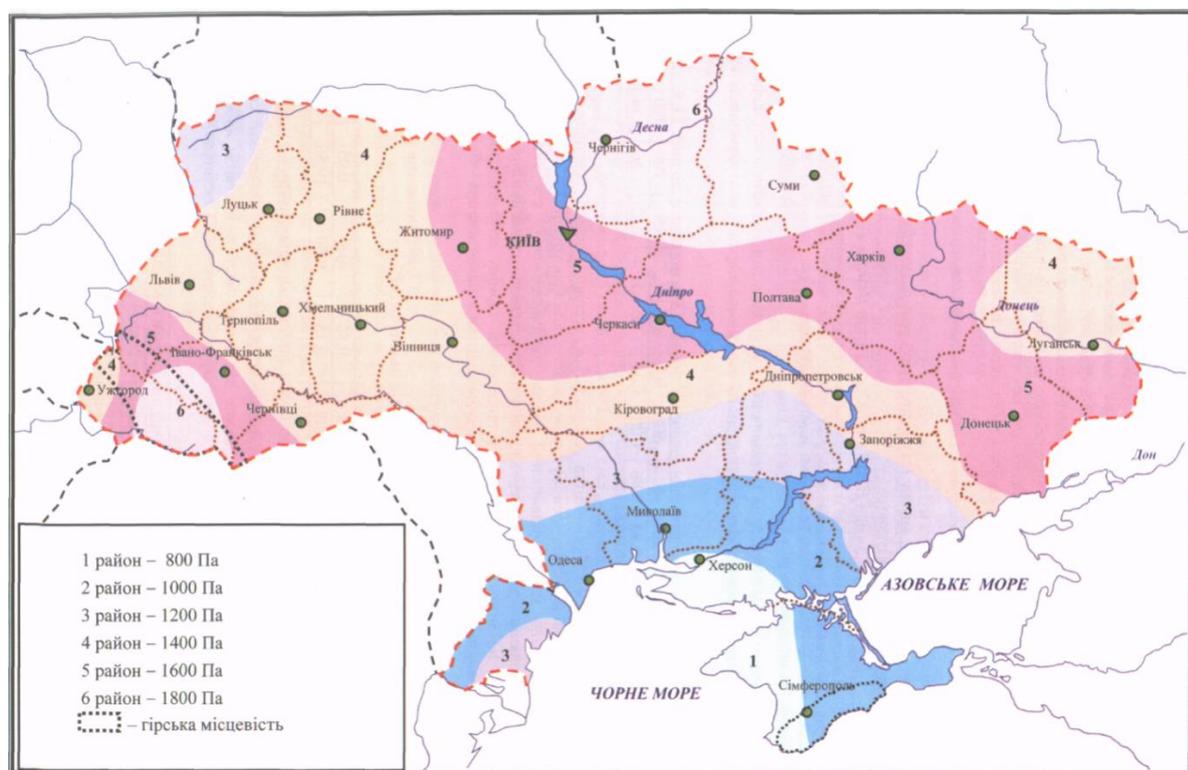


Рисунок 3.2 – Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву [5]

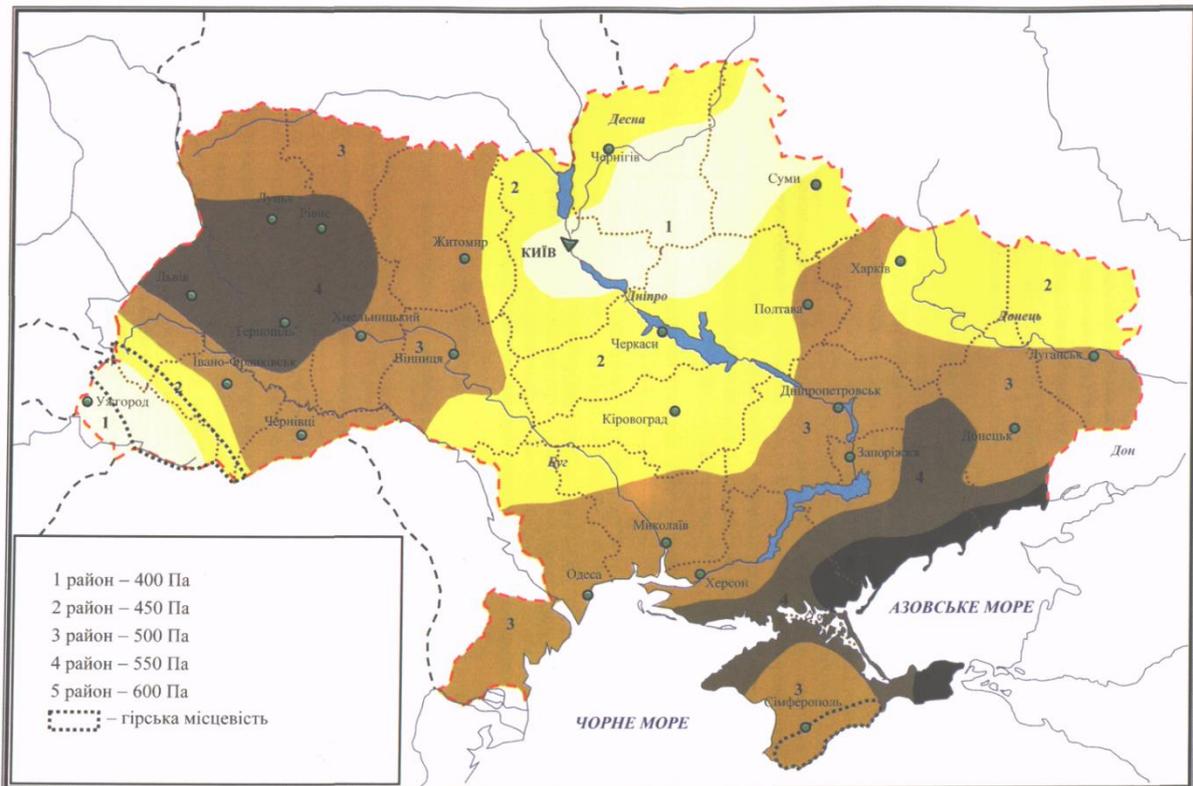


Рисунок 3.3 – Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску [5]

До *епізодичних* навантажень належать (рис. 3.4):

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

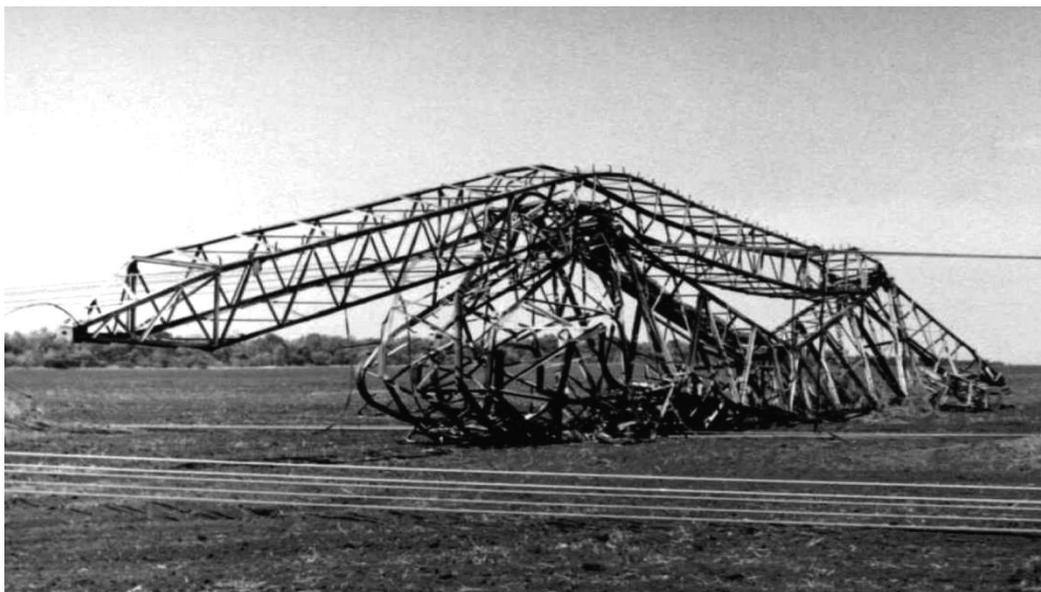
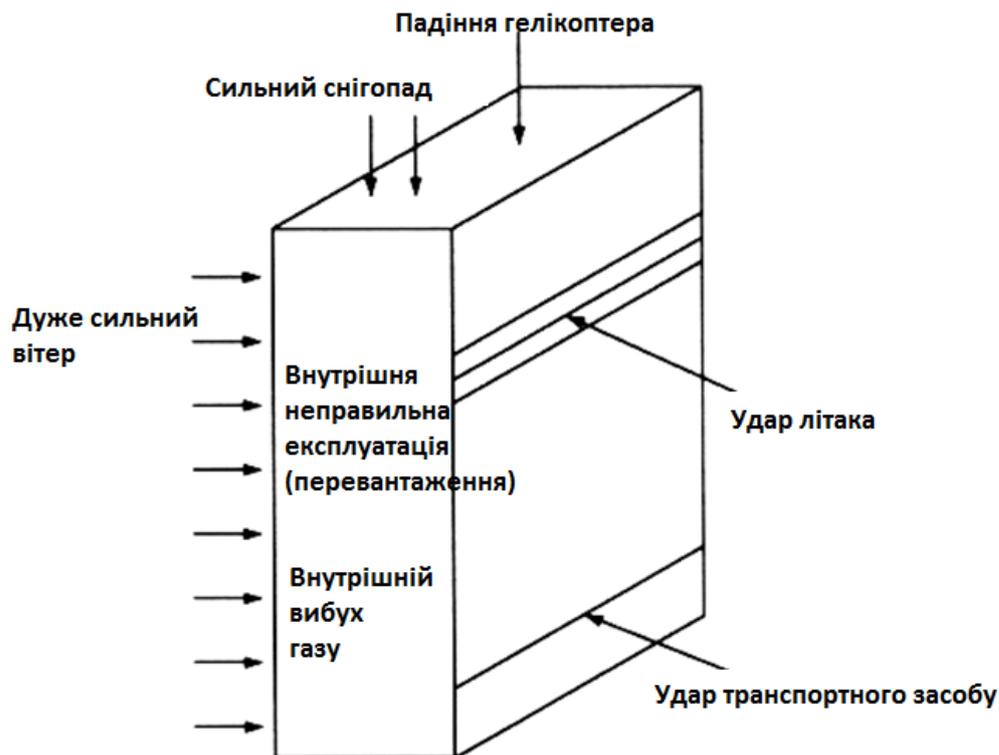


Рисунок 3.4 – Руйнування інженерної споруди від ожеледі

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:

a – сукупність сил (навантажень), які прикладені до конструкції (пряма дія);

b – 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 розрахунковим 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 відрізнятися 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 відрізнятися 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 :

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

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

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 $f \leq f_u$; $f/f_0 \leq [f/l_0]$.

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:

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

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 (6.10, а) та (6.10, б) в EN 1990 як менше значення в наведених нижче формулах:

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

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

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 $\eta_{fi} = 1,0$.

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.

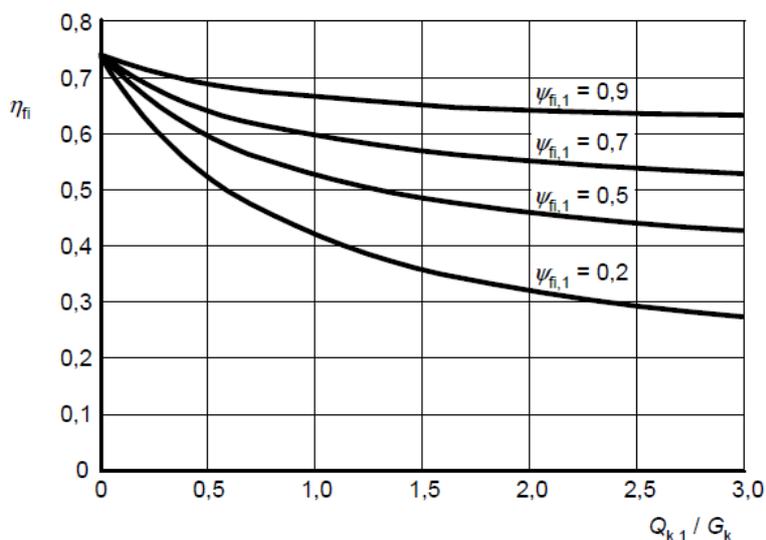


Рисунок 3.6 – Зміна коефіцієнта зниження η_{fi} залежно від співвідношення навантажень $Q_{k,1}/Q_k$.

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).

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 дивитись формулу (6.10) у Єврокодi EN 1990.

У Єврокодi 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 $0,7 N_{0Ed}$ ($\eta_{fi}=0,7$).

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.

РОЗДІЛ 4. ЄВРОКОДИ

4.1 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 це:

➤ 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. 4.1), 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.

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).

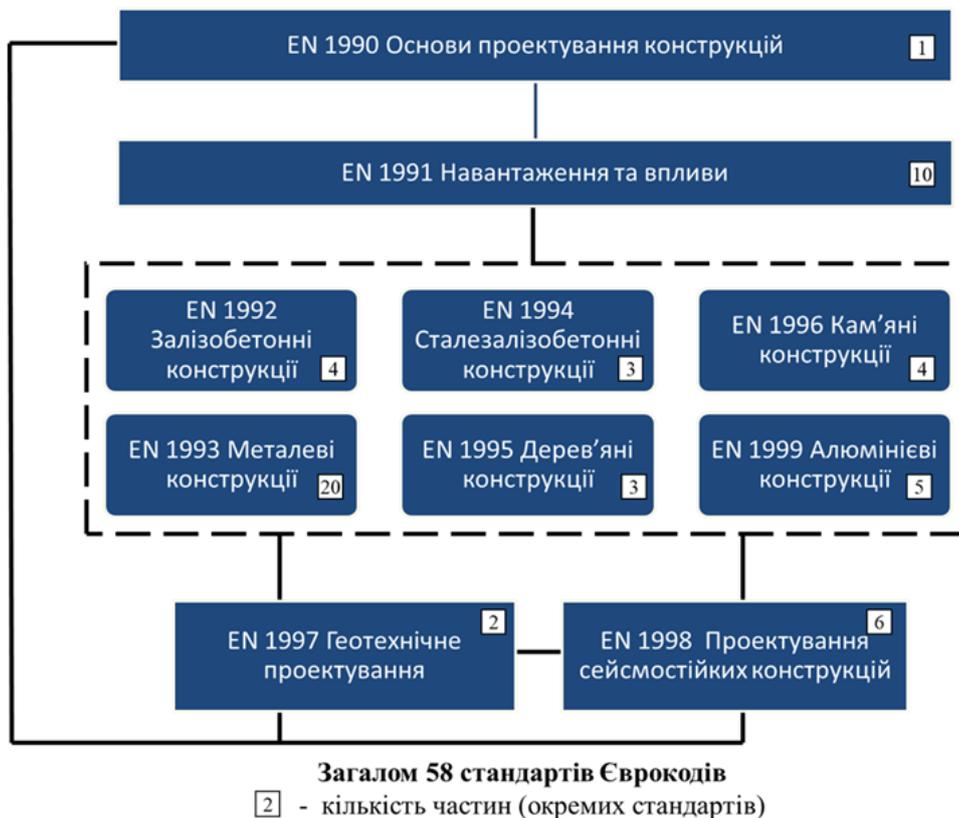


Рисунок 4.1 – Частина Єврокодів

Програма будівельних Єврокодів включає такі стандарти, що в основному складаються з декількох частин (таблиця 4.1).

Таблиця 4.1 – Частина 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> |
| 1 | 2 |
| <i>EN 1991 Дії на конструкції</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 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> |
| | <i>EN 1993-1-2:2005 Part 1–2: Частина 1–2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість</i> |
| | <i>EN 1993-1-3:2006 Частина 1–3: Основні правила. Додаткові правила для холоднодеформованих елементів і пластин</i> |
| | <i>EN 1993-1-4:2006 Частина 1–4: Основні правила – Додаткові правила для неіржавіючої сталі</i> |
| | <i>EN 1993-1-5:2006 Частина 1–5: Пластинчасті конструктивні елементи</i> |
| | <i>EN 1993-1-6:2007 Частина 1–6: Міцність і стійкість оболонок</i> |

Продовження таблиці

| | |
|--|---|
| | <i>EN 1993-1-7:2007 Частина 1–7:Пластиначаті конструкції при навантаженні поза межами площини</i> |
| <i>EN 1993 Eurocode: 3 Проектування сталевих конструкцій</i> | <i>EN 1993-1-10:2005 Частина 1–10:Ударна в'язкість</i> |
| <i>EN 1993 Eurocode: 3 Проектування сталевих конструкцій EN 1994 Eurocode 4: Проектування сталезалізобе–тонних конструкцій</i> | <i>EN 1993-1-11:2006 Частина 1–11:Проектування конструкцій з елементами, що напружуються</i> |
| | <i>EN 1993-1-12:2007 Частина 1–12:Додаткові правила до EN 1993 для сталей класів вище S 700</i> |
| | <i>EN 1993-2:2006 Частина 2:Сталеві мости</i> |
| | <i>EN 1993-3-1:2006 Частина 3–1:Бапти, щогли і димові труби – Бапти і щогли</i> |
| | <i>EN 1993-3-2:2006 Частина 3–2:Бапти, щогли і димові труби – Димові труби</i> |
| | <i>EN 1993-4-1:2007 Частина 4–1:Силоси</i> |
| | <i>EN 1993-4-2:2007 Частина 4–2:Резервуари</i> |
| | <i>EN 1993-4-3:2007 Частина 4–3:Трубопроводи</i> |
| | <i>EN 1993-5:2007 Частина 5:Палі</i> |
| | <i>EN 1993-6:2007 Частина 6:Підкранові конструкції</i> |
| | <i>EN 1994-1-1:2004 Частина 1–1. Загальні правила і правила для споруд</i> |
| <i>EN 1994 Eurocode 4: Проектування сталезалізобе–тонних конструкцій EN 1995 Eurocode 5: Проектування дерев'яних конструкцій</i> | <i>EN 1994-1-2:2005 Частина 1–2:Основні правила – Вогнестійкість</i> |
| | <i>EN 1994-2:2005 Частина 2:Основні правила і правила для мостів</i> |
| | <i>EN 1995-1-1:2004 Частина 1–1. Загальні правила і правила для споруд</i> |
| <i>EN 1995 Eurocode 5: Проектування дерев'яних конструкцій EN 1996 Eurocode 6: Проектування кам'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 EN 1999 Eurocode 9 Проектування алюмінієвих 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 1999-1-2:2007 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 оболонок (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 проєктування 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 проєктування будівель і споруд.

4.2 Проєктування 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 проєктування 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 [10–12].

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 відмічене 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 [10–12], 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 проєктувальникам можливість прийняти функціональний підхід для проєктування залізобетонних конструкцій, які піддаються впливу реальної пожежі, з урахуванням вигідних сторін динаміки всієї будівлі, внутрішньої цілісності та живучості належним чином запроєктованих залізобетонних будівель.

У розділах Єврокодів, що відносяться до протипожежного захисту, викладається новий підхід до протипожежного проєктування будівель і конструкцій. Для проєктувальників залізобетонних конструкцій, більш знайомих з дуже простим розпорядчим підходом до проєктування протипожежного захисту конструкцій, заснованим на використанні спрощених довідкових таблиць, нові принципи можуть здатися надмірно складними. Однак методологія протипожежного проєктування, викладена в Єврокодах, дає проєктувальникам значно більше гнучкості у використанні методів проєктування. 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 проєктувальникам 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.

4.3 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 Єврокоду, 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 проектування, 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 не несучих), 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 оболонок.

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.

4.4 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 проєктувальник 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 проєктувальники 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.

4.5 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 проєктування будівель і виконання будівельних робіт у країні, яка їх запровадила.

РОЗДІЛ 5. МЕТОДИ ПРОЄКТУВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ

5.1 Вступ до проєктування вогнезахисту

Єврокоди надають проєктувальникам 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 проєктування.

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) [10–12].

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 рис. 5.1.

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.

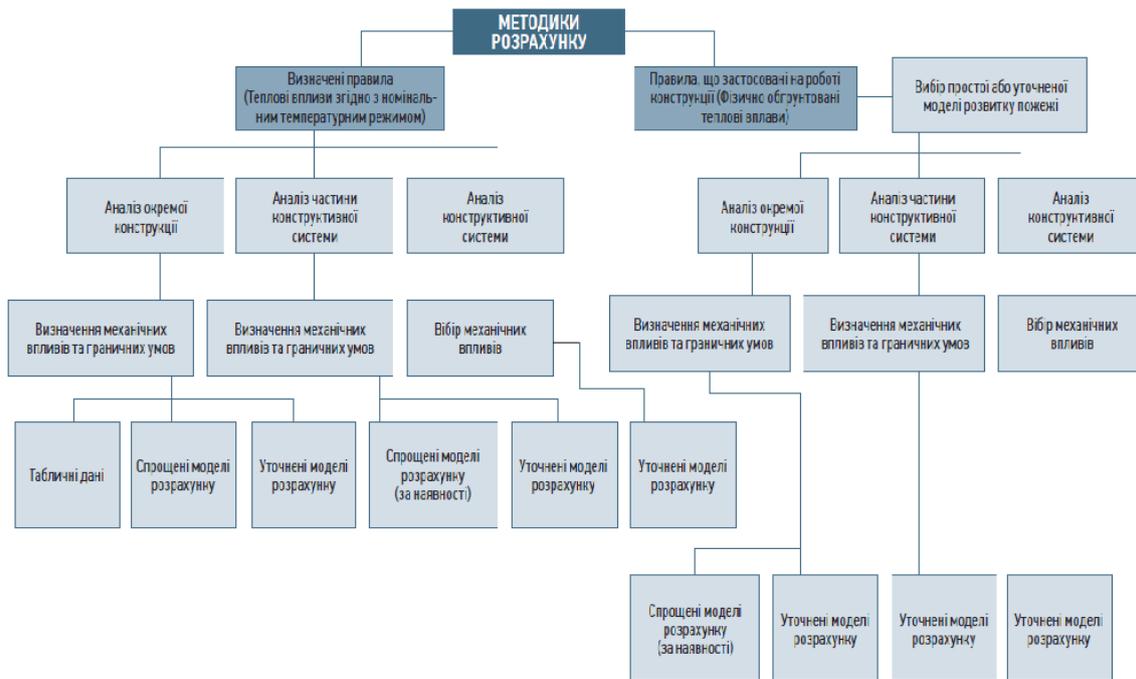


Рисунок 5.1 – Загальний вигляд методики розрахунку на вогнестійкість

У таблиці 5.1 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 проєктувальників 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.

Таблиця 5.1 – 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 |

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.

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. 5.2.

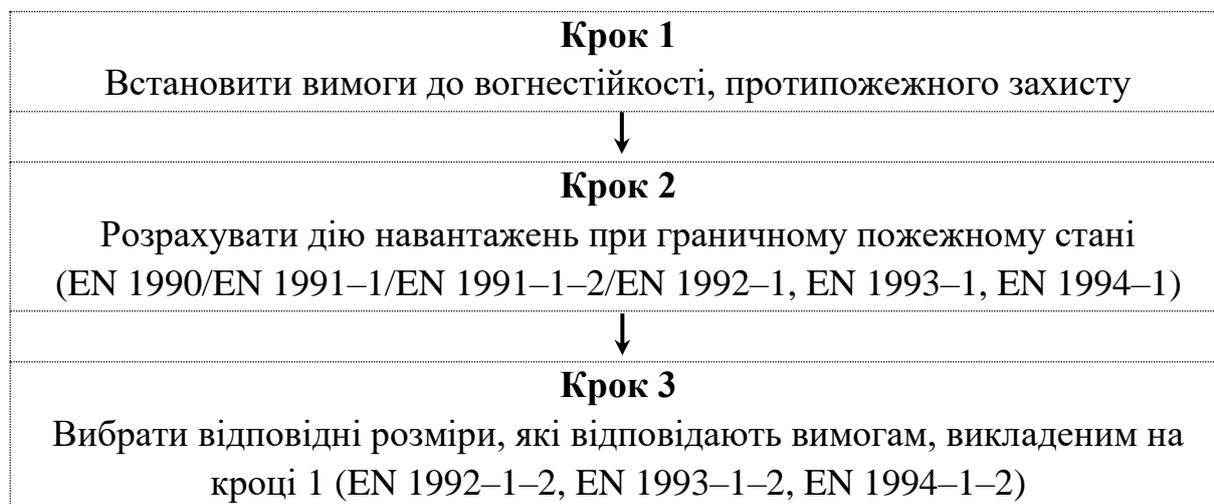


Рисунок 5.2 – Спрощена процедура проєктування вогнестійкості конструкцій будівель і споруд

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 проєктувальників.

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

5.2 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 проєктувальників, представлені в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Діапазон варіантів, що мають у розпорядженні проєктувальників

| 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.

5.3 Проєктування вогнестійкості сталевих конструкцій за EN 1993-1-2

Процедура проєктування 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 проєктувальників, представлені в таблиці 5.3.

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.

5.4 Проєктування вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій за EN 1994-1-2

Процедура проєктування за Єврокодами сталезалізобетонних і бетонних конструкцій, що піддаються впливу пожежі, класифікується як за типом виконуваного аналізу, так і за прийнятими правилами проєктування. Варіанти, наявні в розпорядженні проєктувальників, представлені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.3 – Альтернативні методи перевірки вогнестійкості згідно EN 1993-1-2

| Розрахунок | Методи розрахунку | | |
|--|-------------------|---|----------------------|
| | Табличні дані | Спрощені | Уточнені |
| 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 |

Продовження таблиці

| | | | |
|--|---|---|------|
| Частин конструкції. Враховуються непрямі впливи пожежі на підвузлі, 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 |

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 5.4 – 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 |

5.5 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. 5.2), що є альтернативою до проектування на основі обчислень. Проектування може також ґрунтуватися на поєднанні результатів випробувань і чисельних розрахунків.



Рисунок 5.2 – Випробування на вогнестійкість

РОЗДІЛ 6. РЕЖИМИ ПОЖЕЖ

6.1 Розрахункові пожежі

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 проєктних 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 проєктувальниками.

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.

Усі вони викладені в таблиці 6.1 в порядку підвищення складності, на підставі матриці, наданої Віттвіном (Witteveen) [10–12].

В даний час використання моделей 3-го і 4-го рівнів складності обмежено дослідницькими проєктами і складними або інноваційними конструкціями. Введення Єврокодів надасть можливість проєктувати 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 проєктувальнику говориться, який результат необхідно отримати, а не як демонструвати відповідність функціональним вимогам. Така свобода вибору надає проєктувальнику цілий діапазон варіантів, включаючи використання розрахункових методик.

Таблиця 6.1 – 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 |

6.2 Загальні правила розрахунку температури середовища при пожежі

Значення теплових впливів, використовуваних 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 проєктувальниками різниці між виконанням правил проєктування на основі номінальних (встановлених до інженерної або наукової практики) моделей та реальної здатності конструкції забезпечити безпеку будівлі або споруди в реальних умовах.

6.3 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.

6.3.1 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 необігріваскій поверхні над початковою середньою температурою цієї поверхні на 140 K або перевищення температури в довільній точці необігріваскої 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 [10–12]:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1), \quad (6.1)$$

де θ – температура газу в пожежному відсіку, °C; 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 [10–12] 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.

6.3.2 Режим зовнішньої пожежі

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

Температурно-часова крива зовнішньої пожежі представлена формулою:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20, \quad (6.2)$$

де θ – температура газу в пожежному відсіку, °C; t – час, хв.

6.3.3 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:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20, \quad (6.3)$$

де θ – температура газу в пожежному відсіку, °C; t – час, хв.

Усі три номінальні криві пожежі, визначені в Єврокодах, показані на рис. 6.1 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.

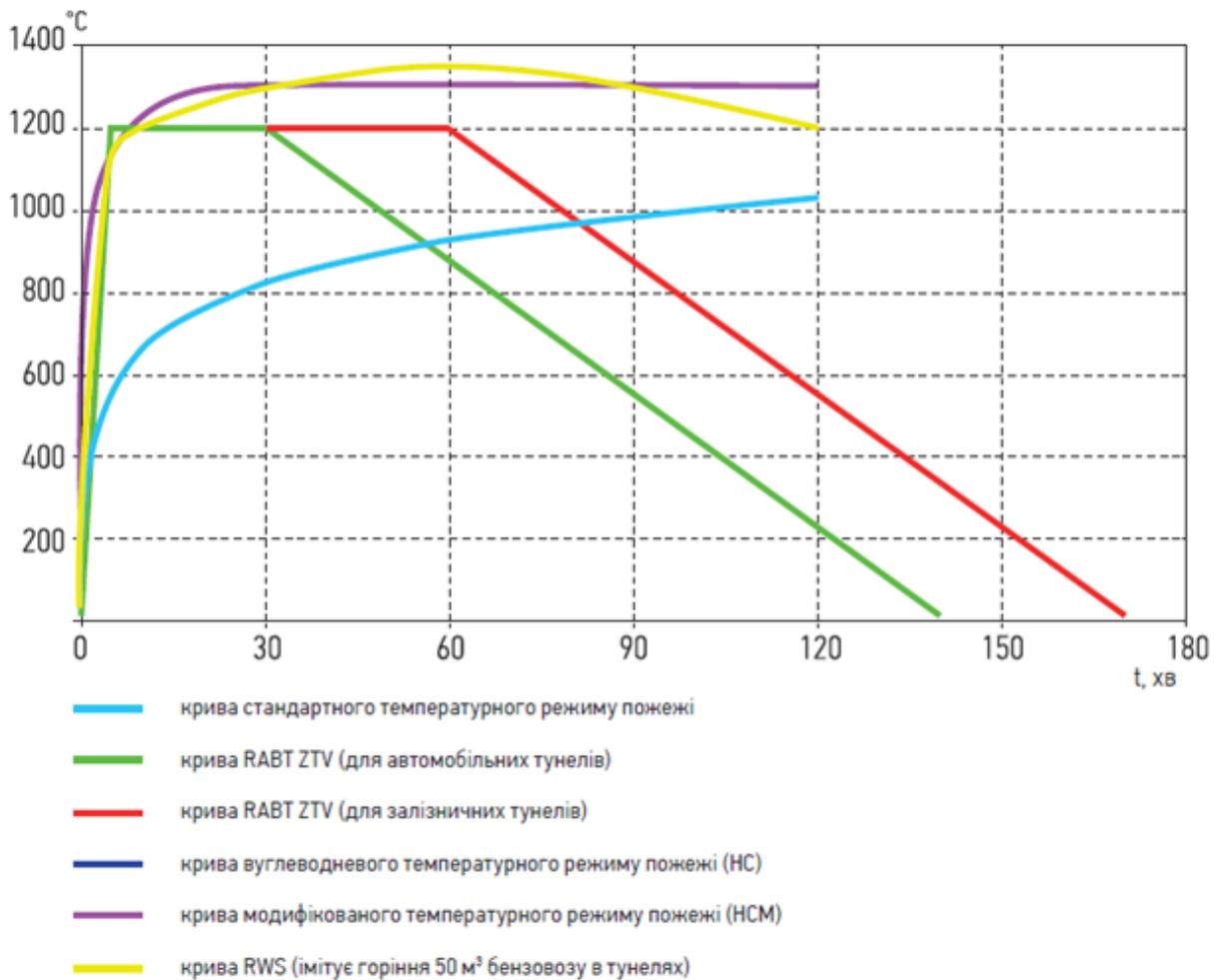


Рисунок 6.1 – Номінальні режими пожежі: порівняння з результатами випробувань вогнестійкості при реальній пожежі

6.4 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 (вентилювання).

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

$$t_{e,d} = (q_{f,d} k_b w_t) k_c, \quad (6.4)$$

де $t_{e,d}$ – еквівалентна тривалість пожежі для проєктування, 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:

$$w_f = (6/H)^{0,3} [0,62 + 90(0,4 - \alpha_V)^4], \quad (6.5)$$

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. 6.2 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.

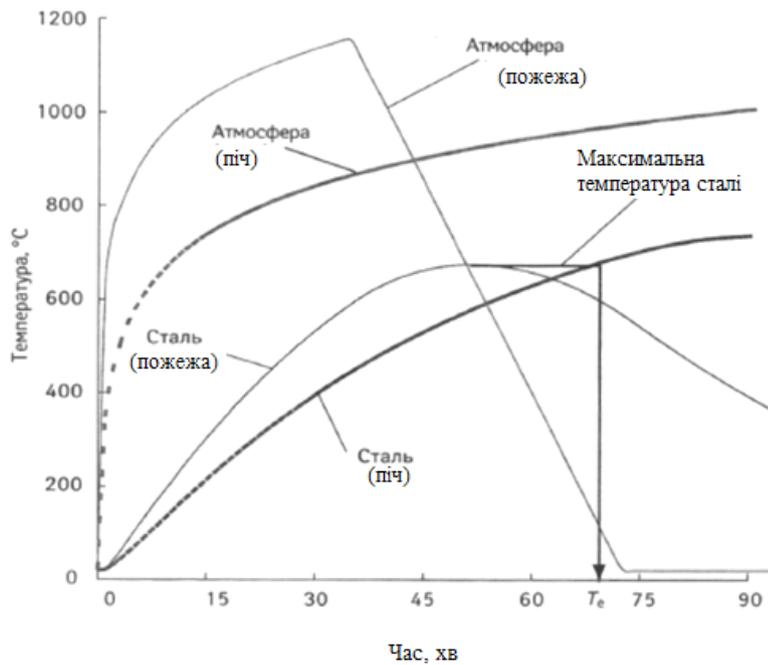


Рисунок 6.2 – Концепція еквівалентної тривалості пожежі на прикладі сталюого елемента конструкції, представлена доктором Б.Кірбі (В.Kirby)

6.5 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, залишалось значною мірою незмінним. Воно ґрунтується на роботі Вікстрема (Wickstrom) [10–12]. Параметричний підхід забезпечує швидко 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:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}), \quad (6.6)$$

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:

$$t_{\max} = \text{maximum з } 0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O \text{ або } t_{\lim}, \quad (6.7)$$

де $q_{t,d}$ – 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:

$$\theta_g = \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^*) \quad \text{для } t_{\max}^* \leq 0,5; \quad (6.8 \text{ а})$$

$$\Theta_g = \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max}^*) \quad \text{для } t_{max}^* < 2; \quad (6.8 \text{ б})$$

$$\Theta_g = \theta_{max} - 250(t^* - t_{max}^*) \quad \text{для } t_{max}^* \geq 2. \quad (6.8 \text{ в})$$

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 таблиці 6.2.

Відмінності в значеннях b вказують на розкид параметрів можливо аналогічних матеріалів.

Очевидно, що в цьому питанні необхідно мати більше інформації. Де це можливо, проєктувальникам для виконання розрахунків слід звертатися до виробників для отримання точних даних за властивостями матеріалів.

Зазвичай за величину характерної щільності пожежного навантаження приймається 80 % квантиль, наведений в Єврокодi (таблиця 6.3).

Таблиця 6.2 – Теплофізичні властивості широко використовуваних будівельних матеріалів

| Матеріал | Теплова інерція b , Дж/(м ² ·с ^{1/2} ·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) |

Таблиця 6.3 – 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) |

Значення щільності пожежних навантажень наведені в Єврокодi EN 1991-1-2 і стандарті Великобританії, а також у «Керівництві з проєктування ... » Міжнародної Ради з досліджень та інновацій для будівель і споруд. У таблиці 6.3 наведена відповідна інформація. Основні

показники взято з Єврокодів, а цифри в дужках – зі Стандарту Великобританії.

Вихідну інформацію по щільності навантажень можна знайти в Керівництві з проектування Міжнародної Ради з досліджень та інновацій для будівель і споруд. При цьому слід відзначити великий розкид значень, що залежить від країни та типу будівлі.

Нормативні значення не завжди узгоджуються один з одним.

У деяких випадках таких, наприклад, як характерні значення для житлових приміщень, наведені в Єврокодах і стандартах Великобританії, даються дуже суперечливі дані. Для приведення у відповідність один з одним цих важливих розрахункових параметрів потрібна додаткова робота.

6.6 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) [10–12].

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.

6.7 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 проєктування протипожежного захисту будівель.

Вони, як правило, використовуються дослідними інститутами або консультантами з проєктування засобів пожежної безпеки.

6.8 Температура елементів конструкцій

Розрахунок температури повітря всередині протипожежних відсіків представлений в попередніх пунктах, є першим кроком у процесі раціонального проєктування 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.

У додатку А Єврокоду 2 наведені розрахункові температурні криві для плит (рис. 6.5), балок (рис. 6.6–6.13) та колон (рис. 6.14–6.23). Рисунок 6.5 також застосовується для стін з одностороннім вогневим впливом.

Розрахункові таблиці засновані на наступних припущеннях:

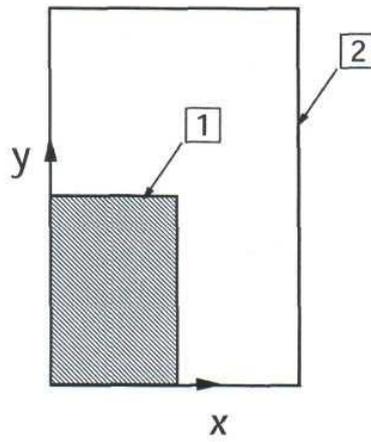
- питома теплоємність бетону відповідає питомій теплоємності бетону з 1,5 % вмістом вологи.

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.

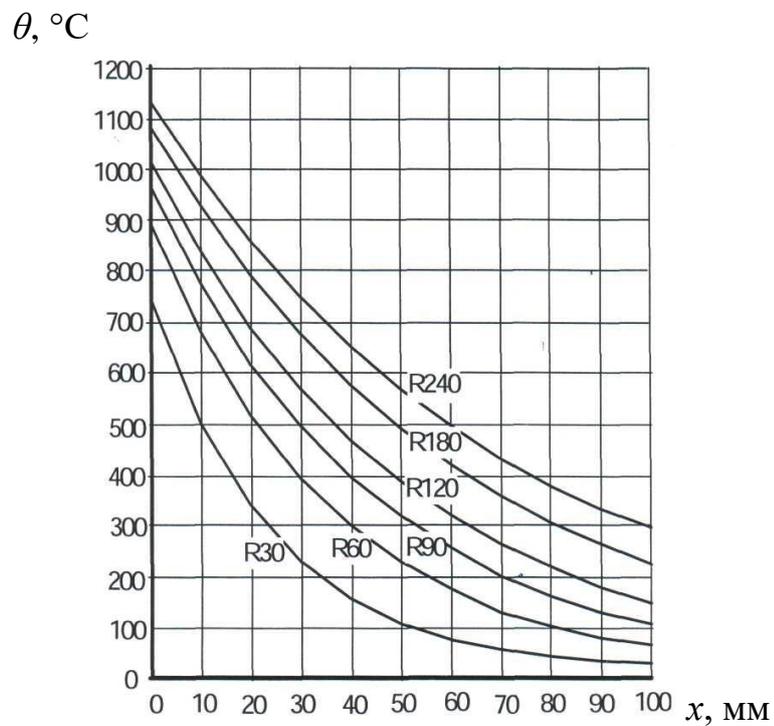
Примітка. Нижня межа теплопровідності виводиться з порівнянь температур, отриманих під час вогневих випробувань різних типів залізобетонних конструкцій; нижня межа дає більш достовірні значення температури бетонних конструкцій ніж верхня, яка виведена за результатами випробувань залізобетонних конструкцій.

Рисунок 6.4, показує як розташовані температурні криві в поперечному перерізі балок та колон, враховуючи симетрію.



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

Рисунок 6.4 – Площа поперечного перерізу, для якого наведені температурні криві



x – відстань від поверхні, що обігрівається

Рисунок 6.5 – Температурні криві плит (висота $h=200$ мм) для R60 – R240

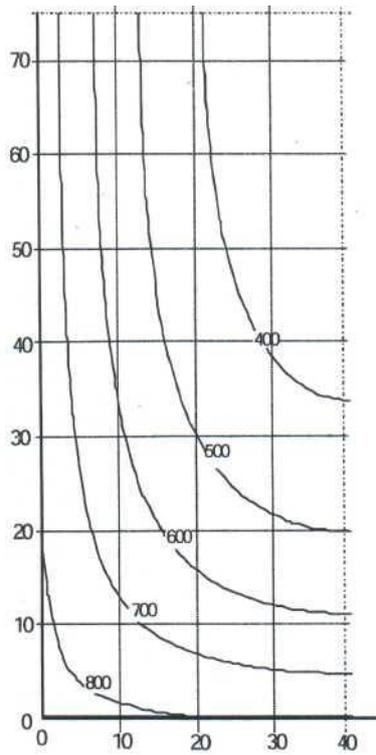
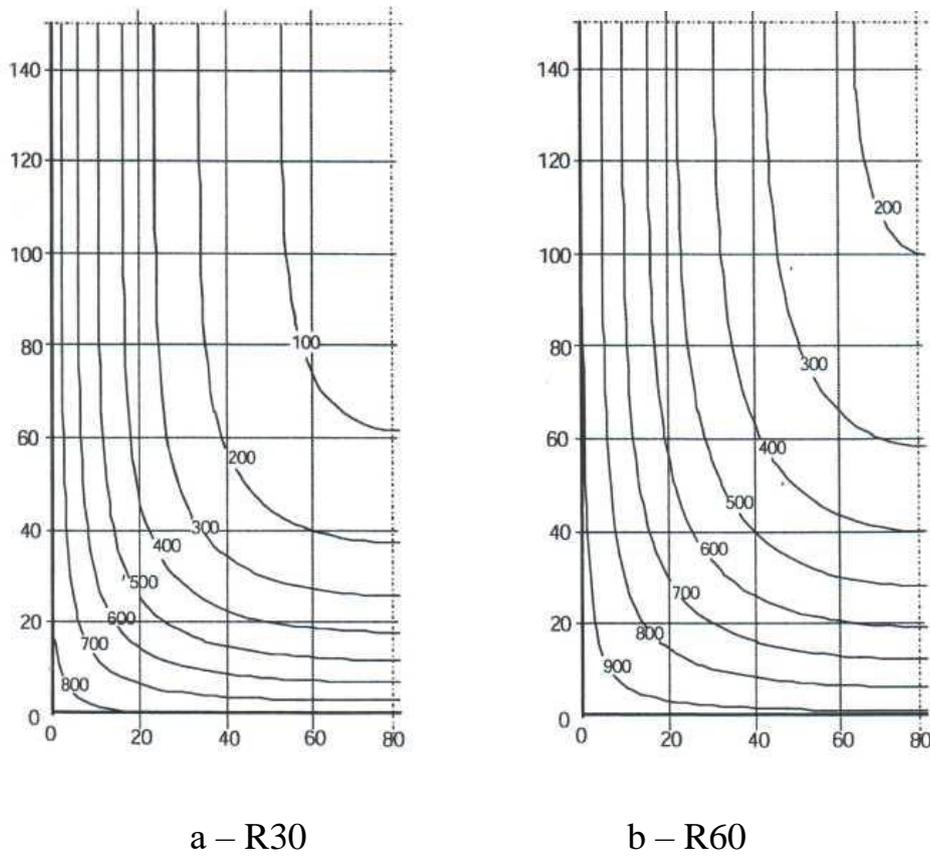


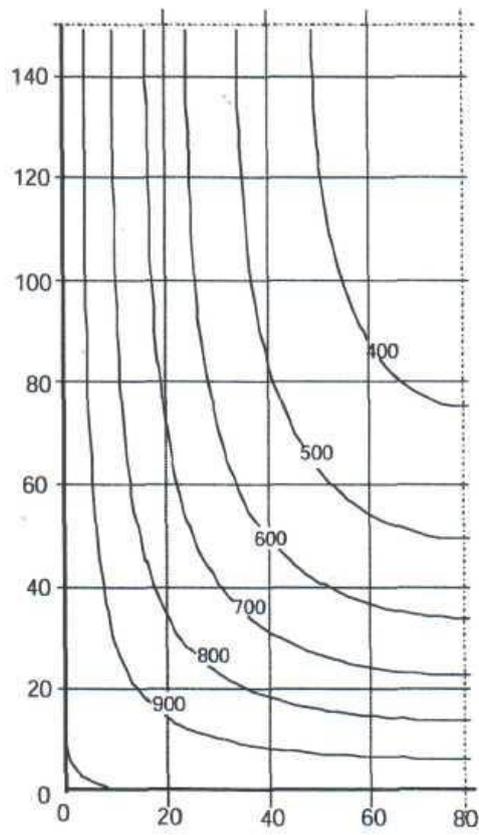
Рисунок 6.6 – Температурні криві балки $h \times b = 150 \text{ мм} \times 80 \text{ мм} - R30, ^\circ\text{C}$



a – R30

b – R60

Рисунок 6.7 – Температурні криві балки $h \times b = 300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}, ^\circ\text{C}$



а – R90

Рисунок 6.8 – Температурні криві балки $hxb=300$ мм x 160 мм, °С

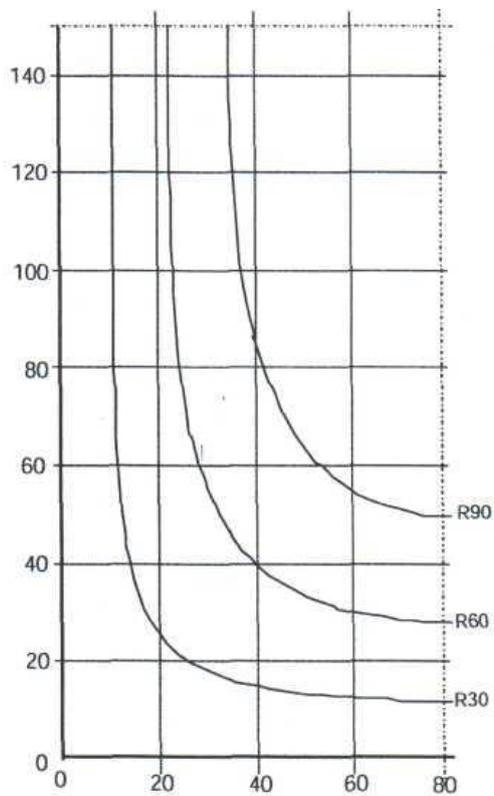
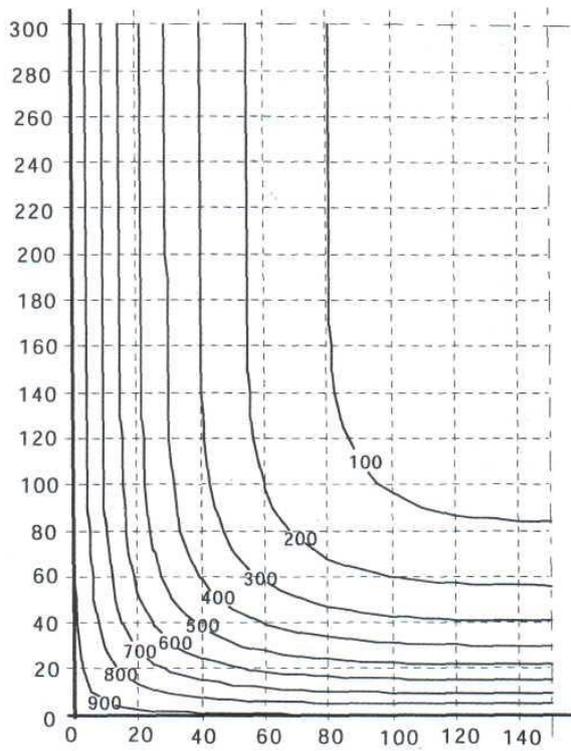
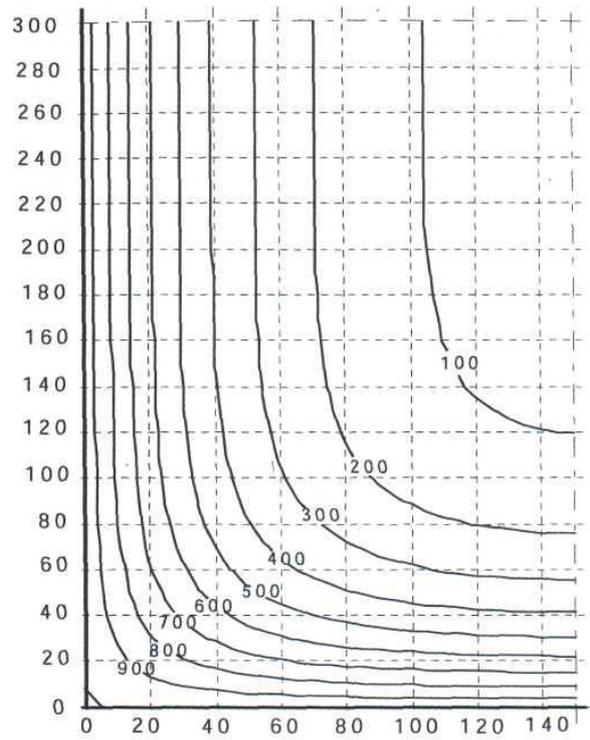


Рисунок 6.9 – Ізотерма 500 °С балки $hxb=300$ мм x 160 мм, °С



a – R60



b – R90

Рисунок 6.10 – Температурні криві балки $hxb=600$ мм x 300 мм, °C

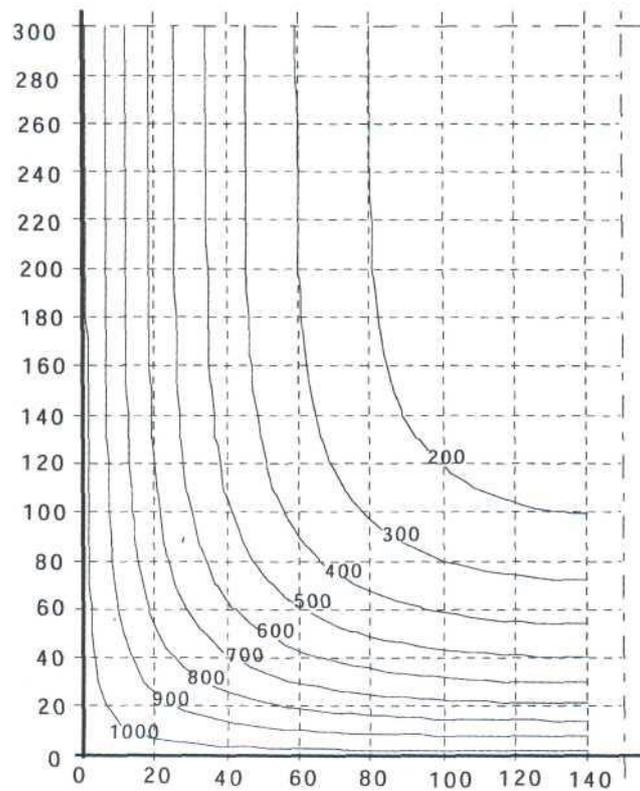
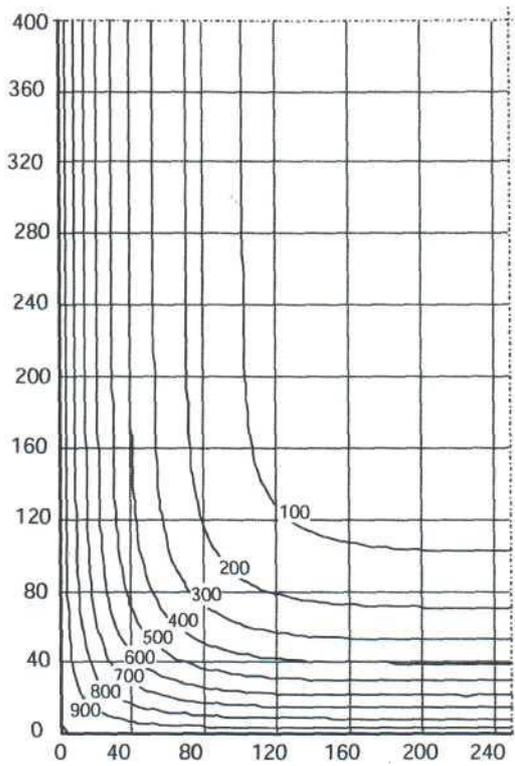
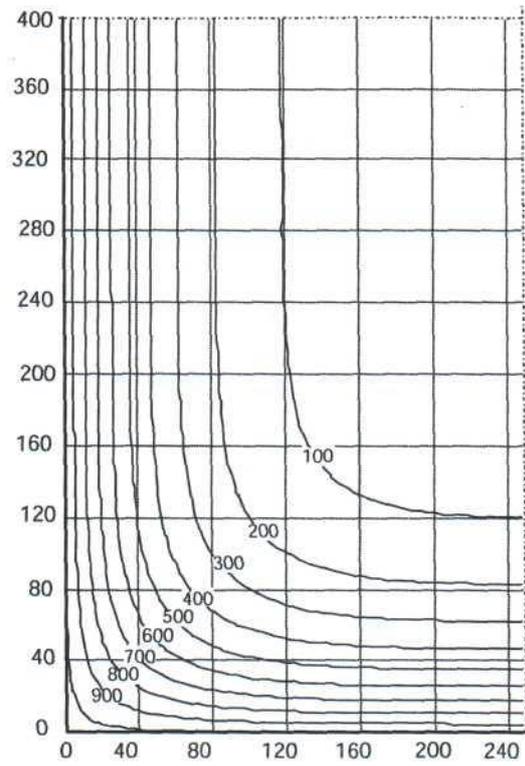


Рисунок 6.11 – Температурні криві балки $hxb=600$ мм x 300 мм – R 120, °C

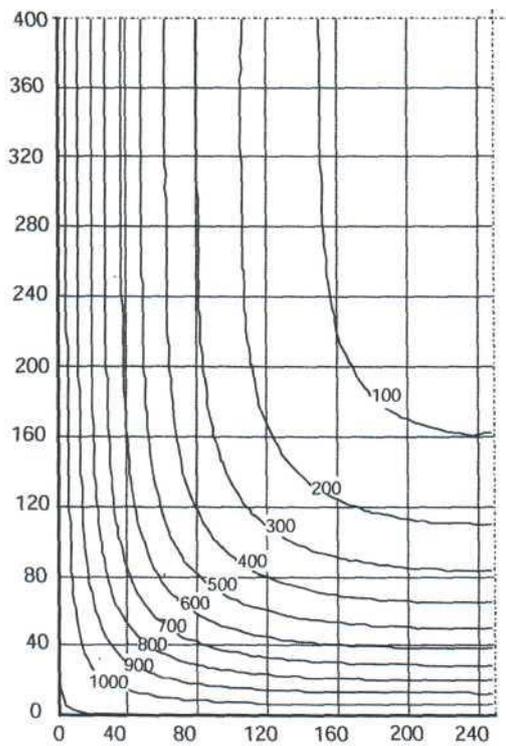


a – R90

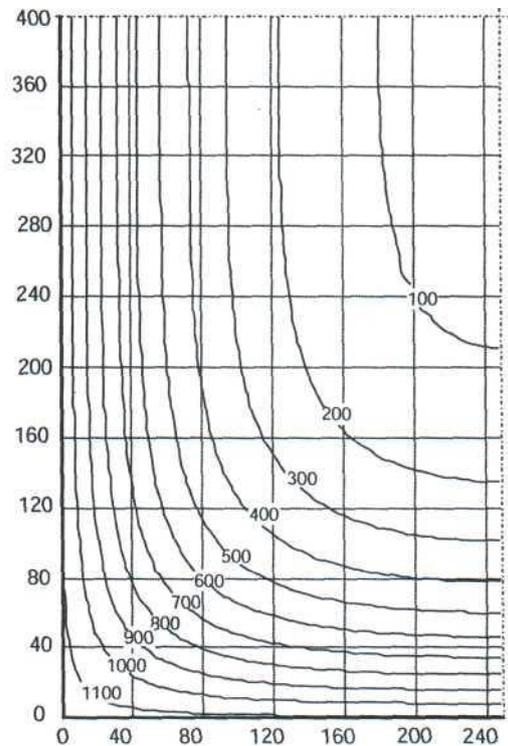


b – R120

Рисунок 6.12 – Температурні криві балки $hxb=800$ мм х 500 мм, °С



a – R180



b – R240

Рисунок 6.13 – Температурні криві балки $hxb=800$ мм х 500 мм, °С

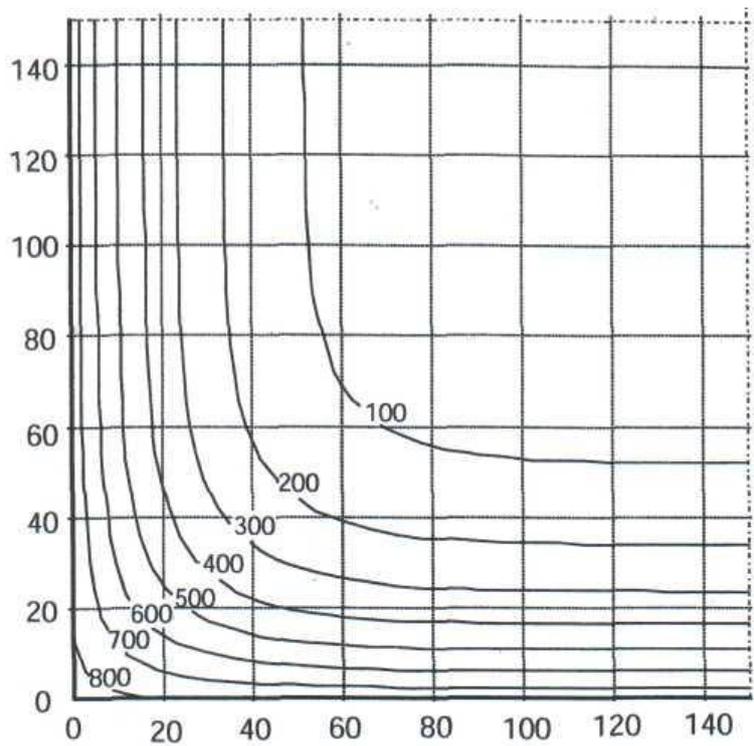


Рисунок 6.14 – Температурні криві колони $hxb=300$ мм x 300 мм – R30, °C

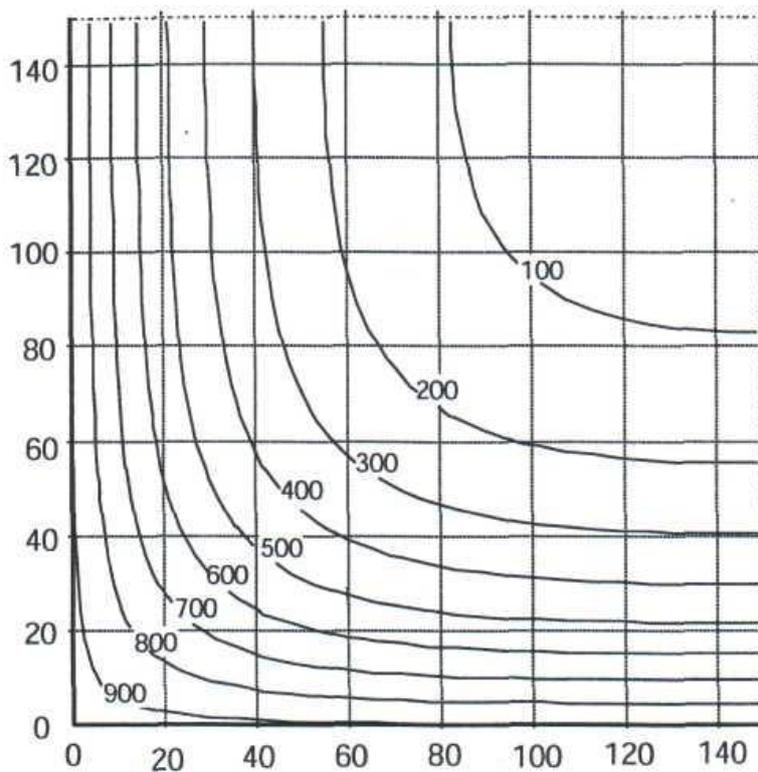


Рисунок 6.15 – Температурні криві колони $hxb=300$ мм x 300 мм – R60, °C

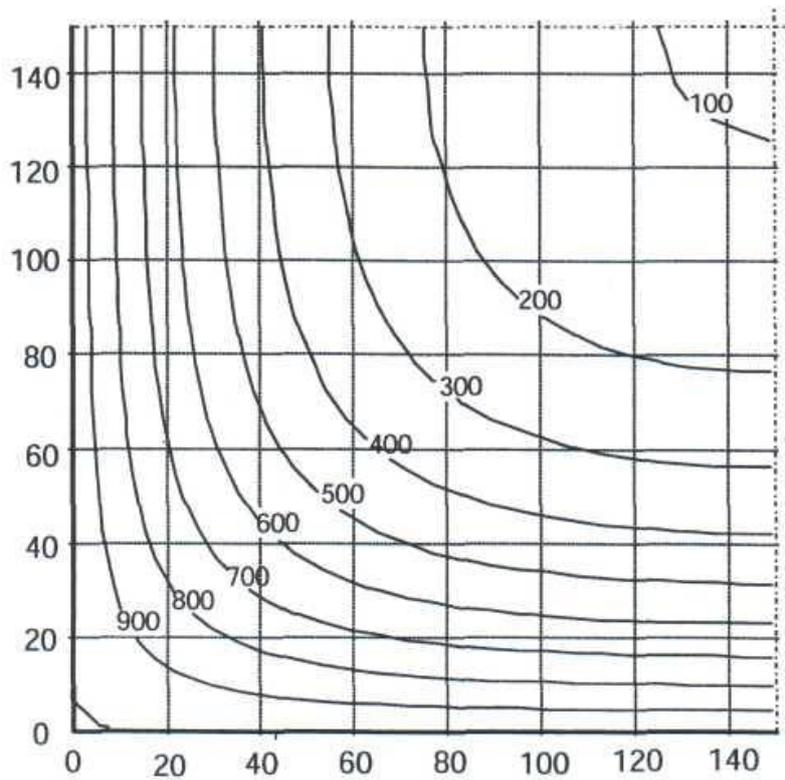


Рисунок 6.16 – Температурні криві колони $hxb=300$ мм x 300 мм – R90, °C

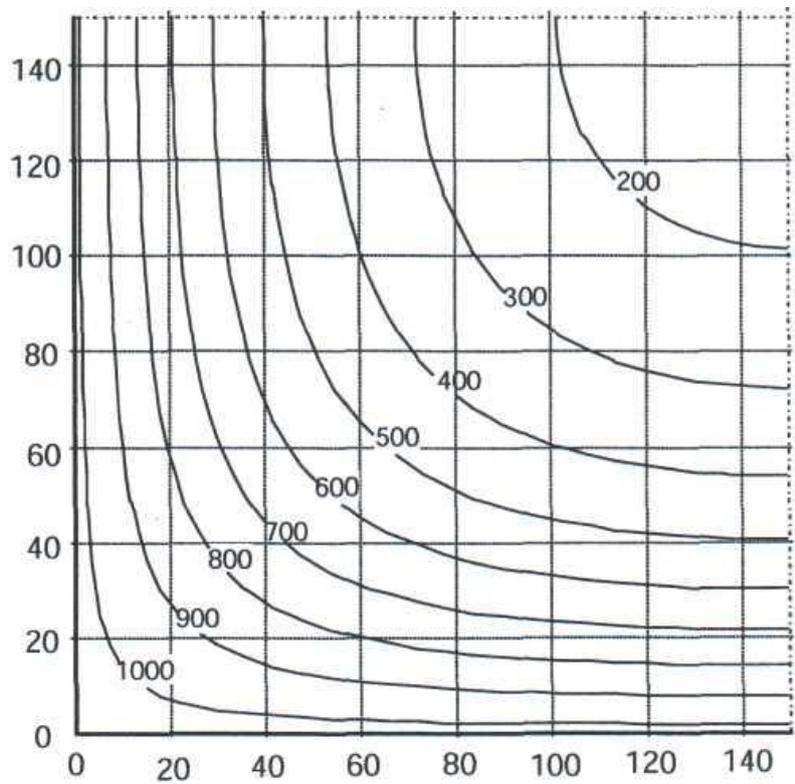


Рисунок 6.17 – Температурні криві колони $hxb=300$ мм x 300 мм – R120, °C

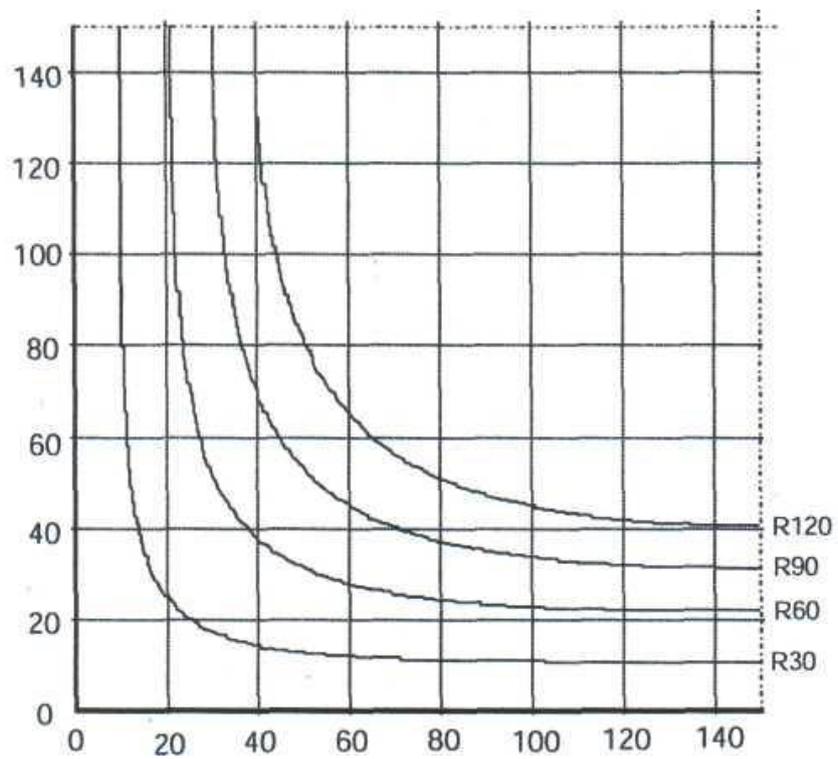


Рисунок 6.18 – Ізотерма 500 °С колони $h \times b = 300$ мм x 300 мм

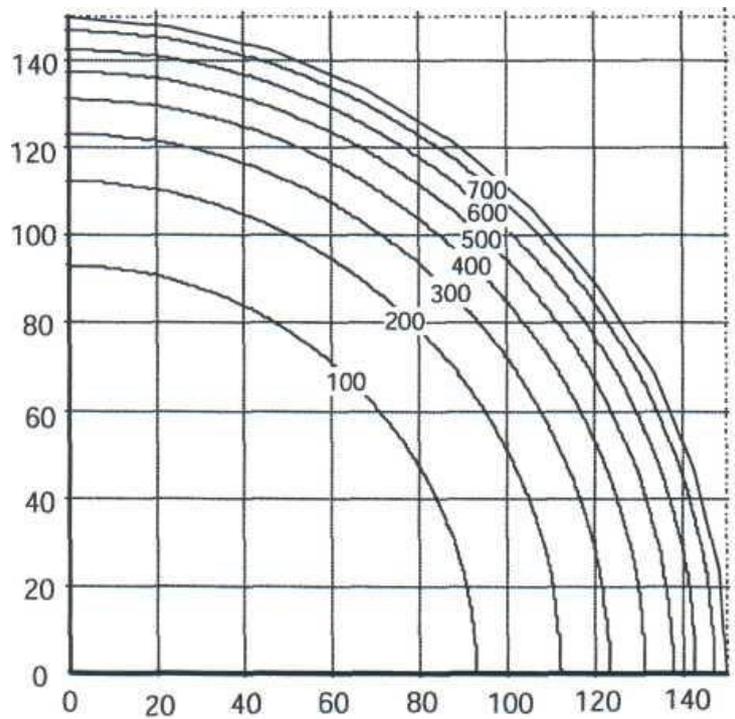


Рисунок 6.19 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R30, °С

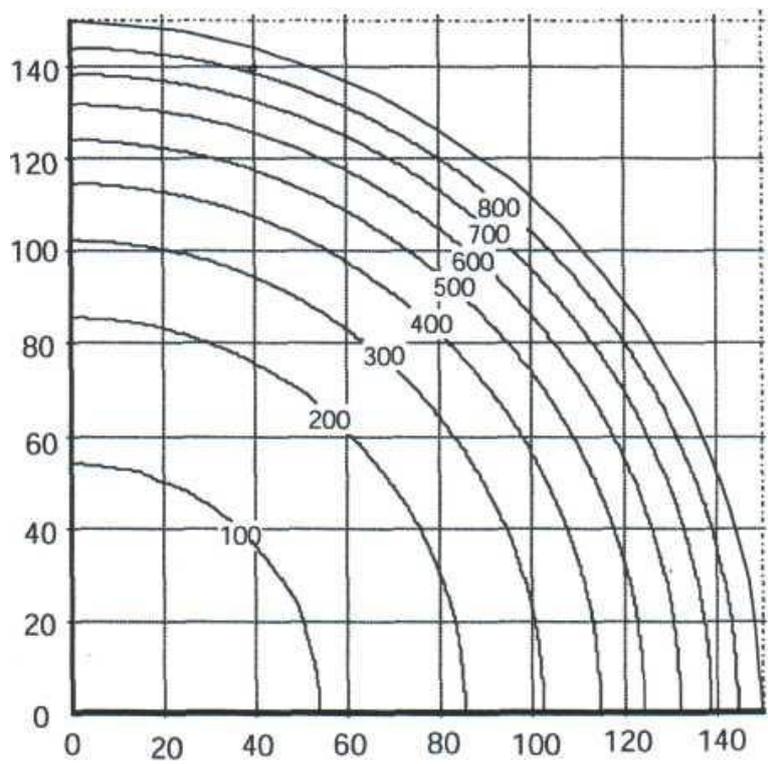


Рисунок 6.20 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R60, °C

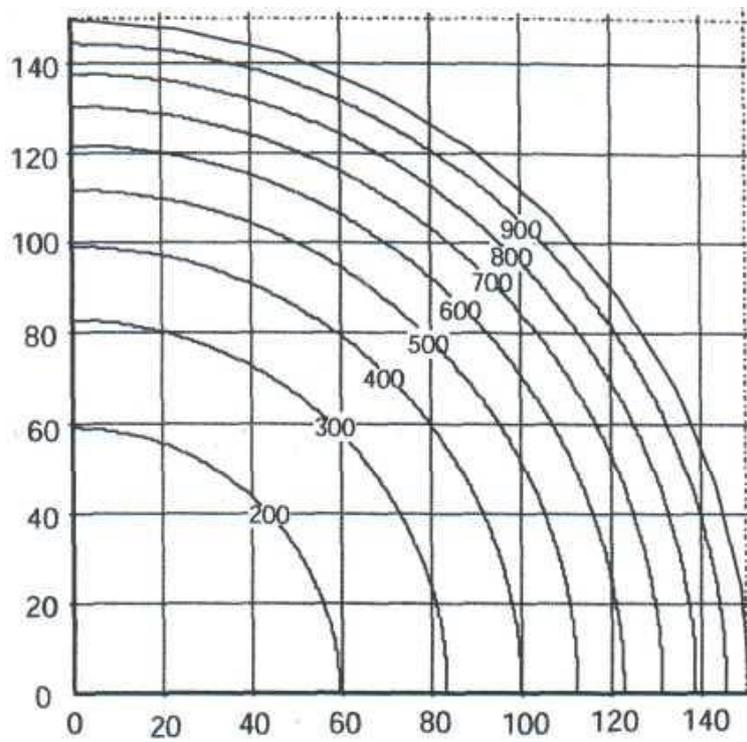


Рисунок 6.21 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R90, °C

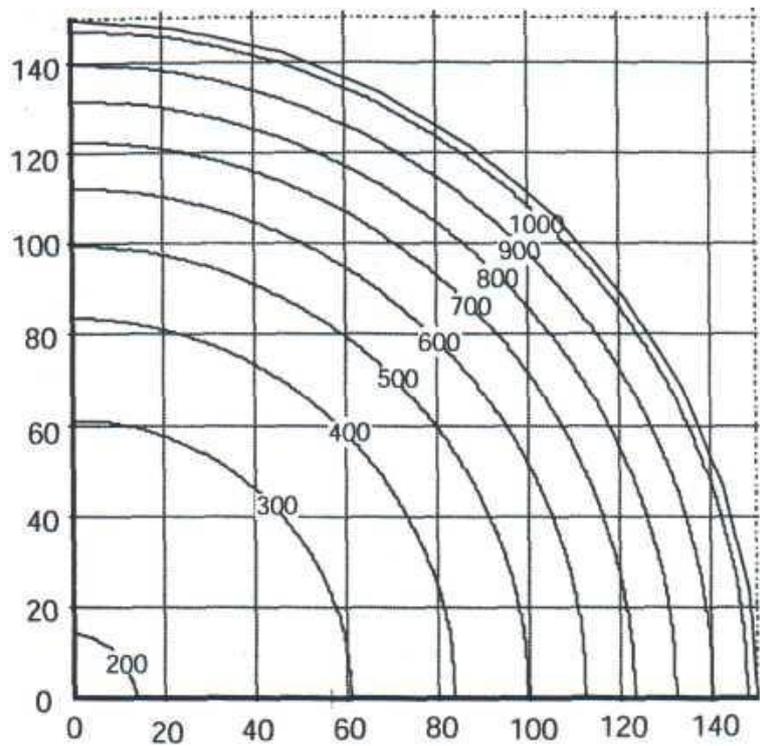


Рисунок 6.22 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R120, °C

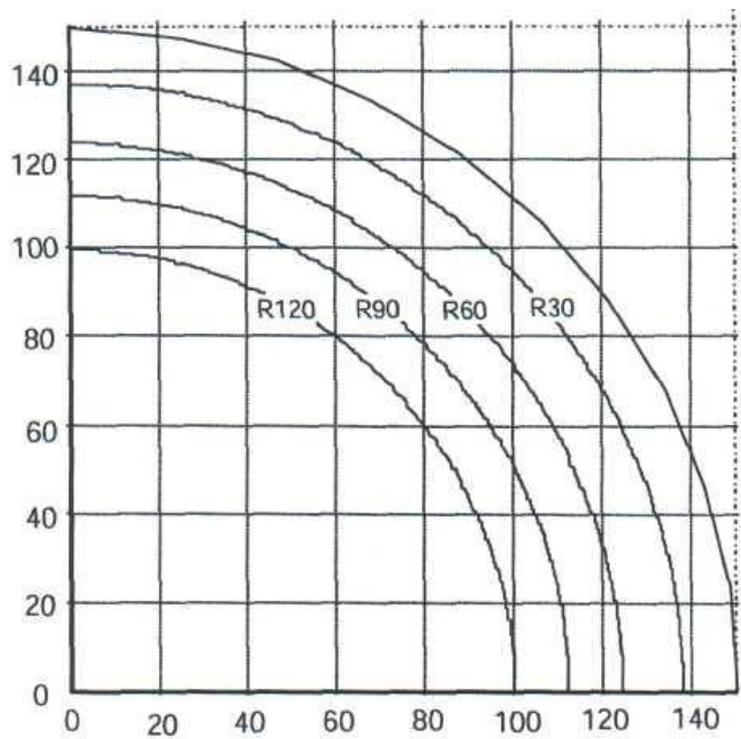


Рисунок 6.23 – Ізотерма 500 °C круглої колони діаметром 300 мм

РОЗДІЛ 7. БЕТОН ТА ЙОГО ХАРАКТЕРИСТИКИ

7.1 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 (1000–1200 °С);

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 густий 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 обійми – 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 обійми 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 В (С)**.

Класом В(С) міцності бетону на стискання називається 95 % 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: В3,5, В5, В7,5, В10, В12,5, В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60. Для конструкцій використовують не нижче В7,5. Клас по міцності на осьовий стиск В; вказують в проектах в усіх випадках, як основну характеристику для важких бетонів. Для дрібнозернистих у діапазоні від В7.5 до В60. Для легких бетонів у залежності від середньої щільності В3.5 – В40.

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

Класи міцності ґрунтуються на характеристичній кубиковій міцності $f_{ck,cube}$, визначеній на 28 добу з максимальним значенням $S_{max} = C50/60$ і з статистичною забезпеченістю 0,95 [1, таблиця 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.7.1, рис. 7.2).

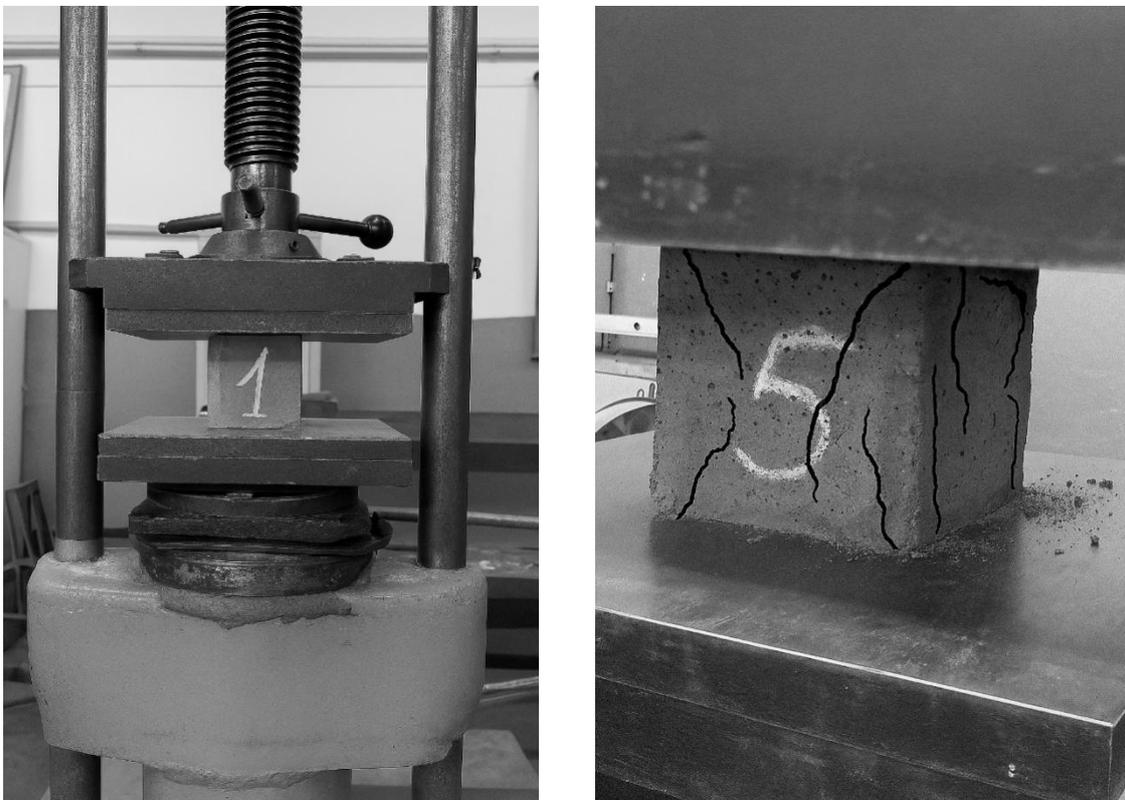


Рисунок 7.1 – Випробування куба для визначення класу бетону

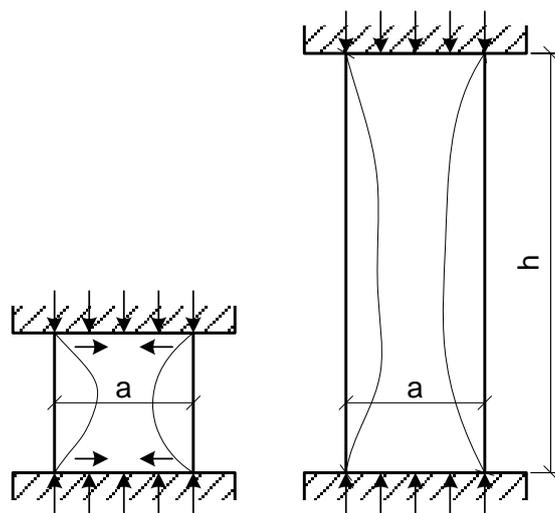


Рисунок 7.2 – Випробування бетонного куба та бетонної призми на стиск

Для розрахунків використовують **призмову 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.

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

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

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bi}}, \quad (7.1)$$

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

Коефіцієнт безпеки для матеріалу – коефіцієнт, який урахує 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_{bt} , 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: В_t0.8; В_t1.2; В_t1.6; В_t2; В_t2.4; В_t2.8; В_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 шорховатою поверхнею. Тимчасовий опір бетону осьовому розтягу (МПа) можна визначити по емпіричній формулі:

$$R_{bt} = 0.233\sqrt{R^2}. \quad (7.2)$$

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

Характеристична призмova 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 призмova міцність розтягу – розрахунковий опір бетону розтягу:

$$R_{bt} = \frac{R_{btm}}{\gamma_{bt}}. \quad (7.3)$$

Для проєктування залізобетонних конструкцій прийнята **призмova 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:

$$R_{min} = R_m - \chi S, \quad (7.4)$$

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:

$$R_{min} = R_m \left(1 - \chi \frac{S}{R_m} \right) = R_m (1 - \chi v) ;$$

де v – 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 v , 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 проєктування, 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 $v = 0,135$. 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 $v \leq 0,135$.

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 добором 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. 7.3.

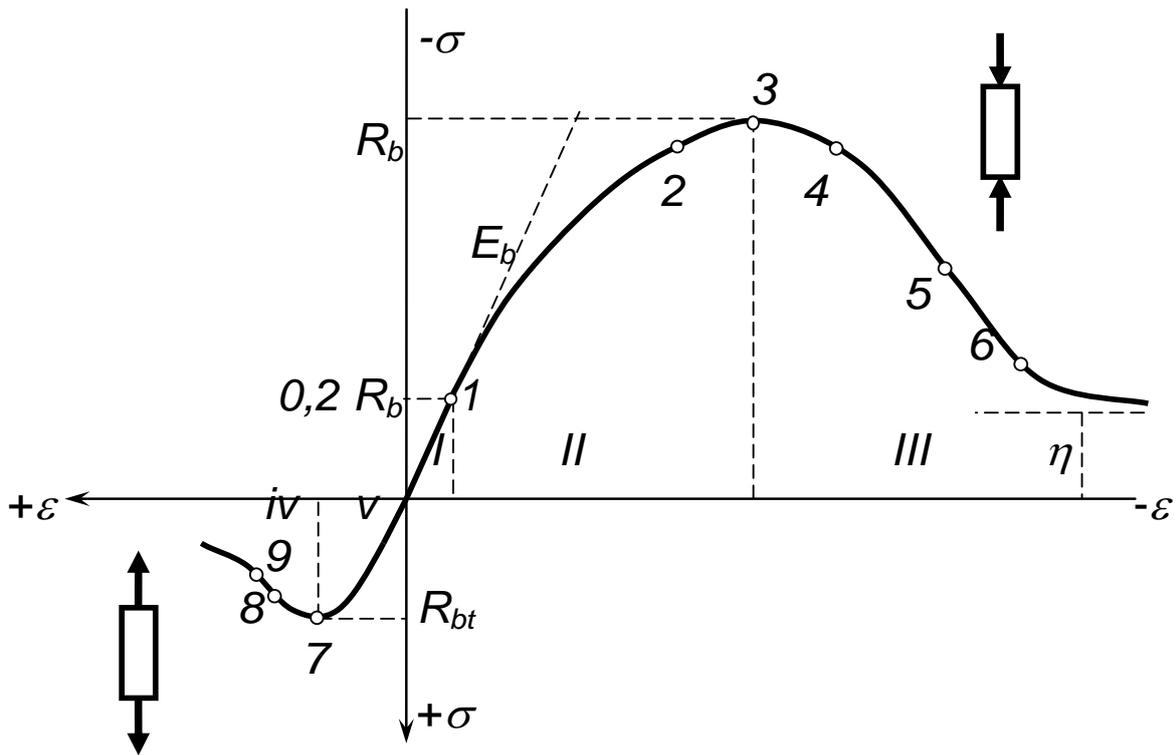


Рисунок 7.3 – Повна діаграма деформування бетону

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 себе 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.

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 пожеж 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, %.

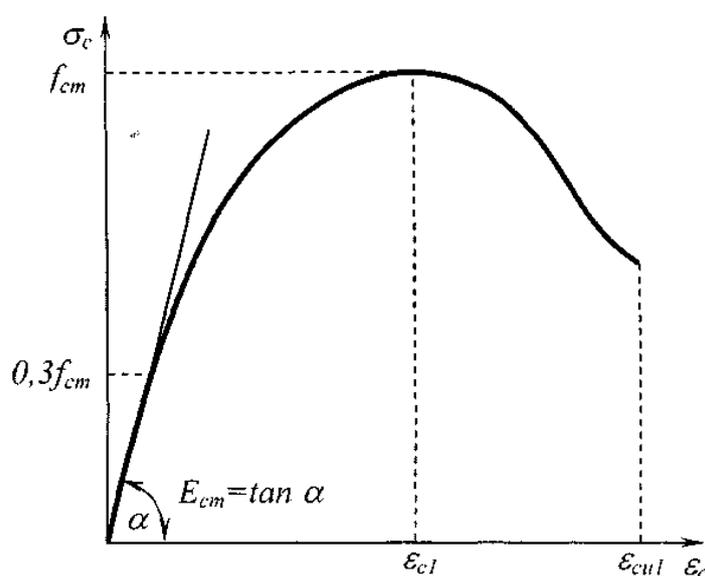


Рисунок 7.4 – Діаграма напруження–деформації бетону

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 навперемінному 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.

7.2 Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо–напруженого залізобетону

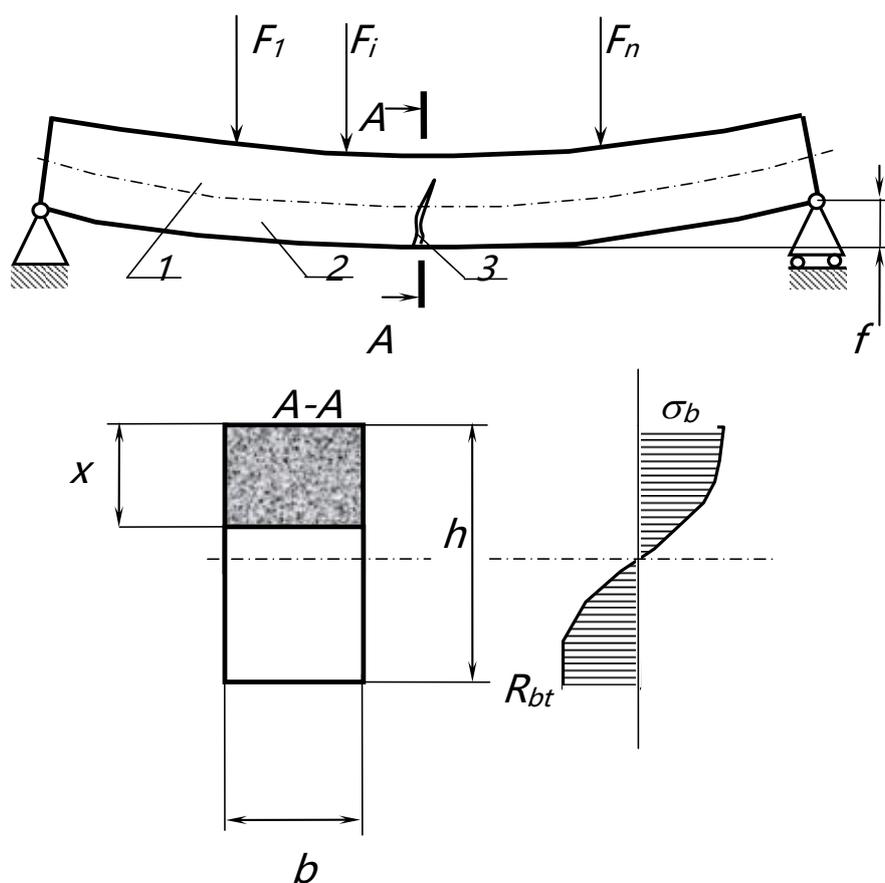
Конструкції бетонні – виготовлені з бетону без арматури або з арматурою, яку встановлюють із конструктивних міркувань та не враховують у розрахунках; розрахункові зусилля від усіх дій в них сприймає бетон [1].

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 сталюї арматури, які працюють разом.

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



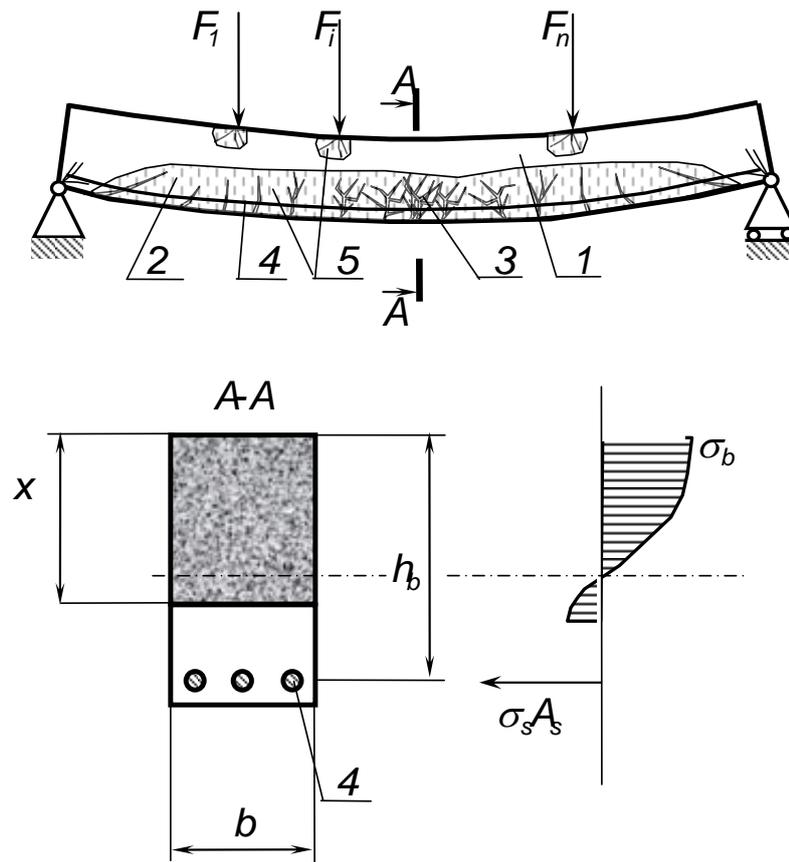
1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – тріщина, що спричиняє руйнуванню балки;
 F – силоне навантаження; f – величина прогину балки

Рисунок 7.5 – Схема роботи бетонної балки на згин

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.



1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – тріщини в розтягнутому бетоні; 4 – арматура; 5 – зона пошкоджень бетону; F – силове навантаження

Рисунок 7.6 – Схема роботи залізобетонної балки на згин

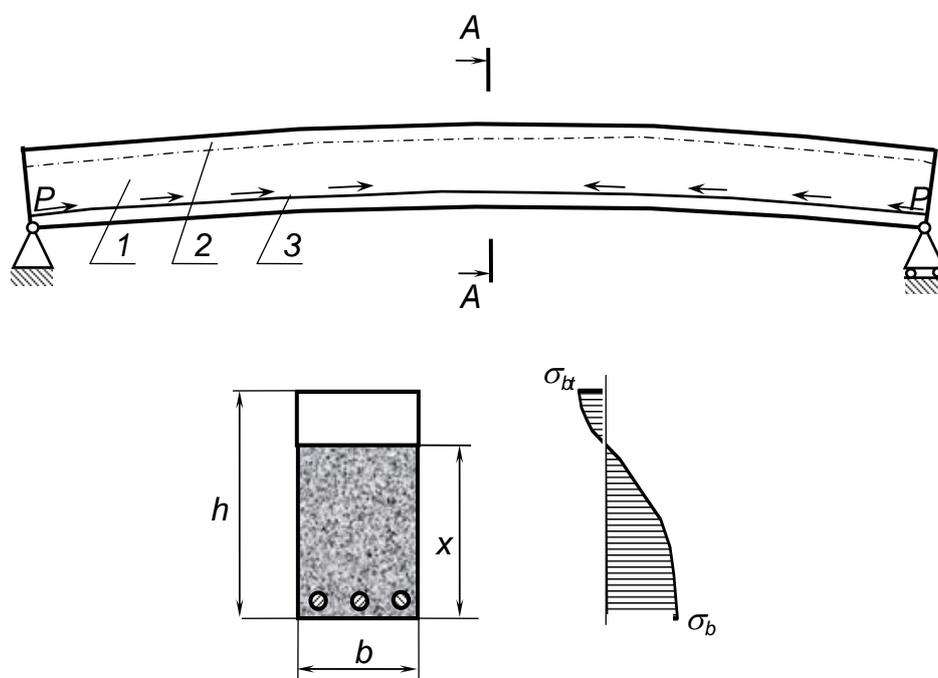
У початковий період бетон і арматура працюють разом. Із збільшенням навантаження, коли в бетоні розтягнутої зони напруження і деформації досягають граничних значень, виникають перші тріщини. Навантаження в цей момент становить 15...25 % від руйнівного. Бетон в розтягнутій зоні виключається з роботи і 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 сталі 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.

Іноколи 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.



1–стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – попередньо напружена арматура;
 P – зусилля попереднього натягу

Рисунок 7.7 – Схема попередньо напруженої залізобетонної балки:

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 елементу, один кінець її закріплюють на упорі, інший натягують домкратом або іншим пристосуванням до контрольованої напруги. Після придбання бетоном необхідної кубикової міцності перед обтискуванням R_{bp} арматуру відпускають з упорів. Арматура при відновленні пружних деформацій в умовах зчеплення з бетоном обтискує його. Стержньову арматуру можна натягати на упори електротермічним способом. Стрижні з висадженими головками гріють електрострумом до 300–350 °С, заводять у форму та закріплюють на упорах форм.

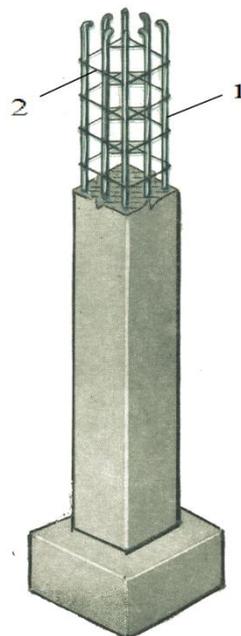
При відновленні початкової довжини у процесі охолодження арматура натягається на упори. Арматуру можна також натягувати електротермомеханічним способом.

При натягненні на бетон спочатку виготовляють бетонний або слабоармований елемент, після цього по досягненні бетоном міцності R_{bp} створюють у ньому попередню напругу стиску. Після цього арматуру заводять у канали або пази, що залишаються при бетонуванні елементу, 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 тощо). 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 (рис. 7.8).



1 – поздовжня арматура, 2 – поперечна арматура

Рисунок 7.8 – Характер роботи стиснутої колони

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

7.3 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 відбудовувати 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.

У 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 – ним 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 проєкту 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.

У 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 (**багатшарових**).

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 (рис. 7.9).

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 (рис. 7.10).



Рисунок 7.9 – Залізобетонна багатоповерхова будівля



Рисунок 7.10 – Залізобетонні мости

5. З монолітного та збірно–монолітного залізобетону будують спеціальні інженерні споруди: бункери, резервуари для зберігання нафтопродуктів, телевізійні башти, лінії електропередач, атомні реактори (рис. 7.11).



Рисунок 7.11 – Залізобетонна градирня

6. Просторові-об’ємні елементи ліфтових шахт, кільця криниць, блок-кімнати, санітарні кабіни.

7. Будівництво гідротехнічних споруд-гребель, шлюзів, набережних, будівель ГЕС (рис. 7.12).



Рисунок 7.12 – Гідротехнічні споруди

8. Транспортне будівництво – попередньо напружені шпали, естакади (рис.7.13).



Рисунок 7.13 – 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 (рис. 7.14).



Рисунок 7.14 – Застосування залізобетону при будівництві метрополітенів

РОЗДІЛ 8. АРМАТУРА

8.1 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;

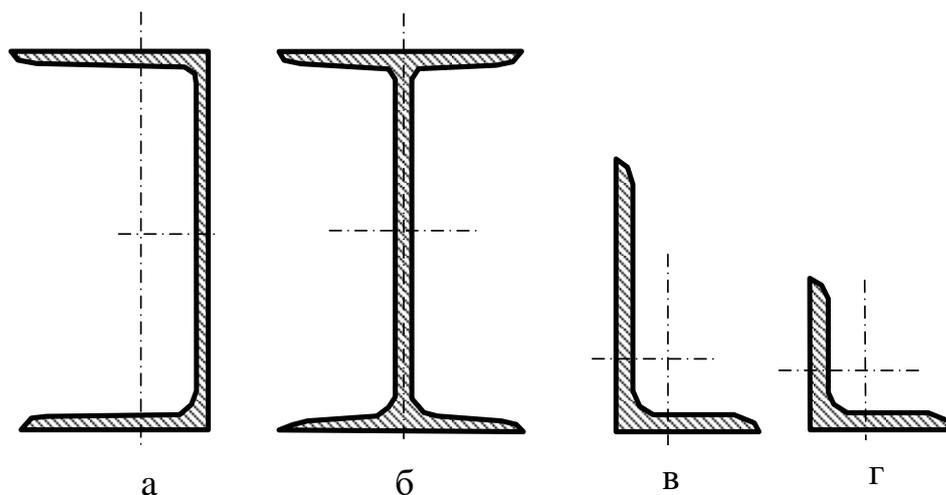
– **поперечна** (поперечні стержні зварних каркасів або хомути в'язаних каркасів) – сприймає поперечні зусилля та об'єднує робочу арматуру в каркаси. Встановлюється або за розрахунком, або конструктивно в залежності від величини поперечної сили Q . Виконується із сталі класів А240С, Вр-I;

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

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

– *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 $\text{Ø}3\dots8$ мм). Ця арматура називається *гнучкою*, крім неї в конструкціях застосовують *жорстку* арматуру – з прокатних профілів (рис.8.1).



а – швелерний; б – двотавровий; в, г – кутниковий

Рисунок 8.1 – Стандартні профілі сталевого прокату

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.

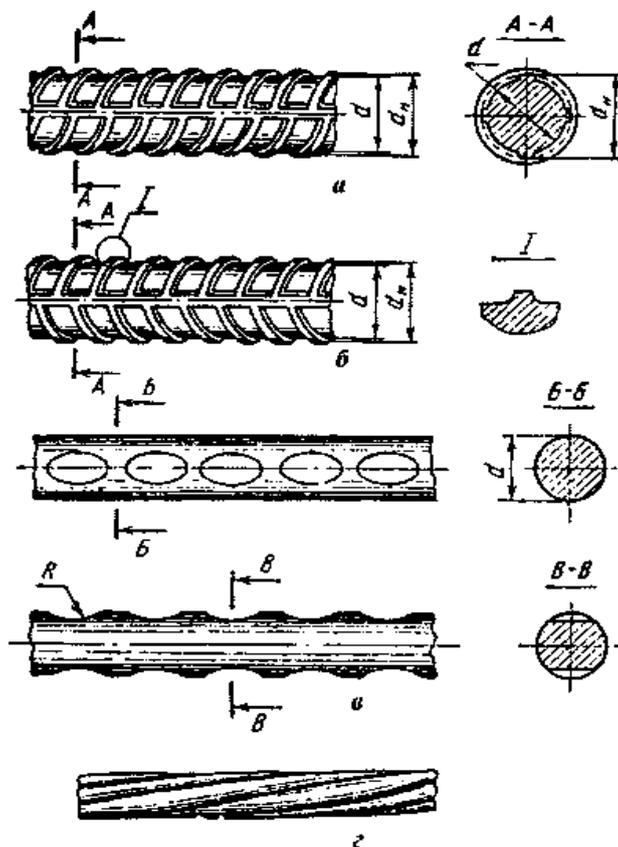
Класи арматури за міцністю на розтяг А, В і К відповідають гарантованому значенню межі текучості (з округленням) з забезпеченістю 0,95.

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–І, Вр–ІІ) (рис. 8.2).

За умовами застосування: попередньо напружена та ненапружена.

Сітки та каркаси бувають зварні та в'язані.



а – прутки класу А – ІІ; б – прутки класу А – ІІІ;
в – дріт періодичного профілю (Вр); г – канат

Рисунок 8.2 – Арматура

Зварні сітки виконують за допомогою контактного точкового зварювання (рис. 8.3). 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. 8.3)

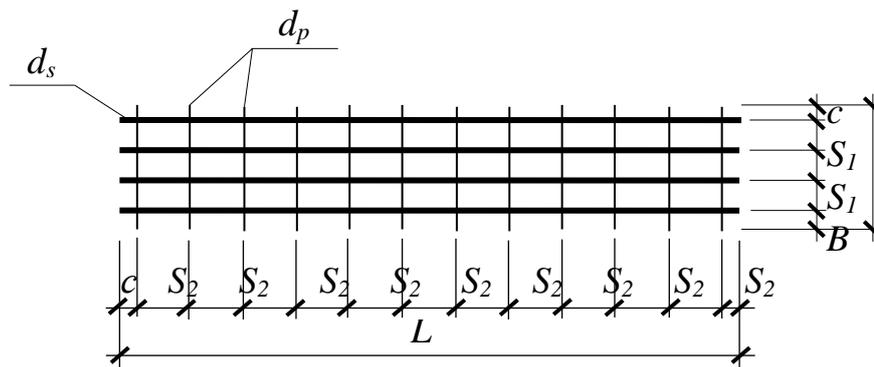


Рисунок 8.3 – Сітка з поздовжньою робочою арматурою $d_s > d_p$, $S_1 < S_2$,

де d_s – діаметр поздовжньої робочої арматури, мм; d_p – діаметр розподільної арматури, мм; S_1 – крок поздовжніх стрижнів, 50...250 мм; S_2 – крок поперечних стрижнів, 50...250 мм; c – випуск стрижнів для зварювання, $10...40\text{мм} \geq d_s$;

2. з поперечною робочою арматурою (рис. 8.4)

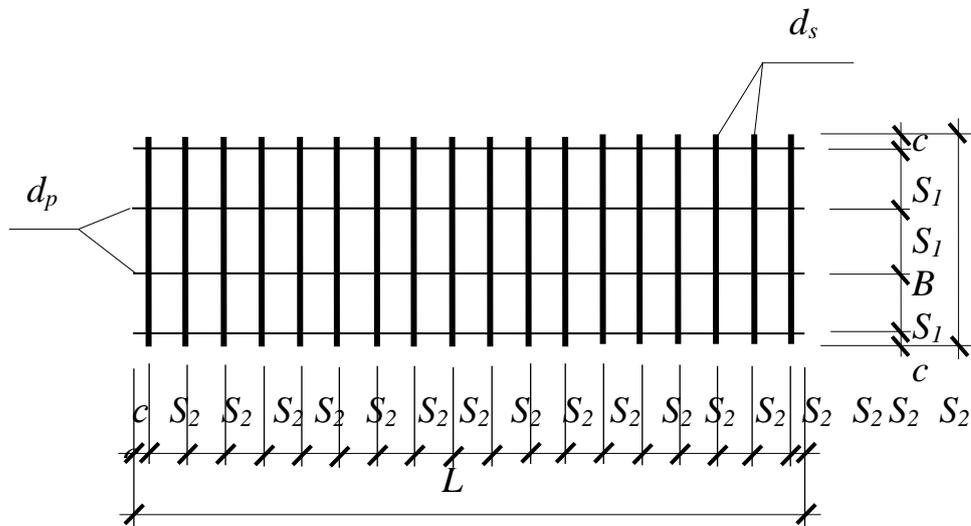


Рисунок 8.4 – Сітка з поперечною робочою арматурою

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

3. з робочою арматурою в двох напрямках (рис. 8.5)

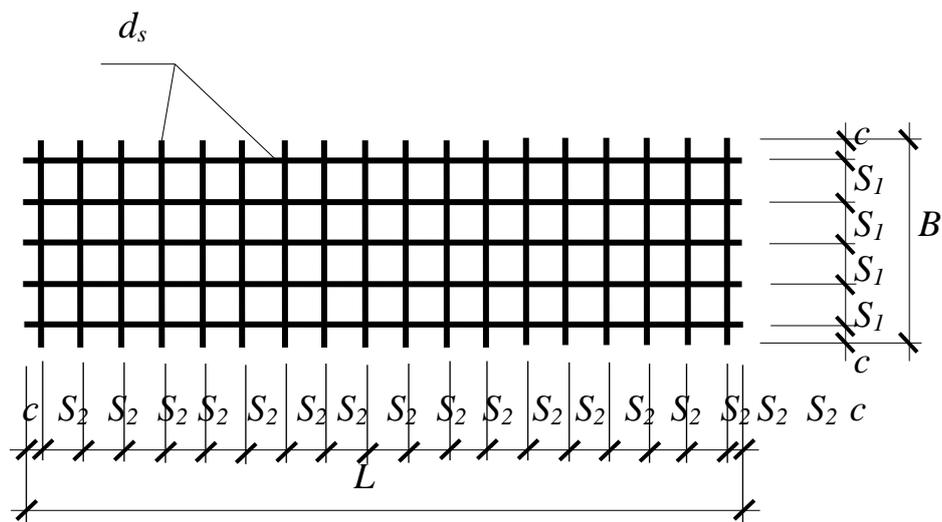


Рисунок 8.5 – Сітка з робочою арматурою в двох напрямках
 $d = d_1, S = S_1$

Зварні каркаси: плоскі та просторові, здвоєні.

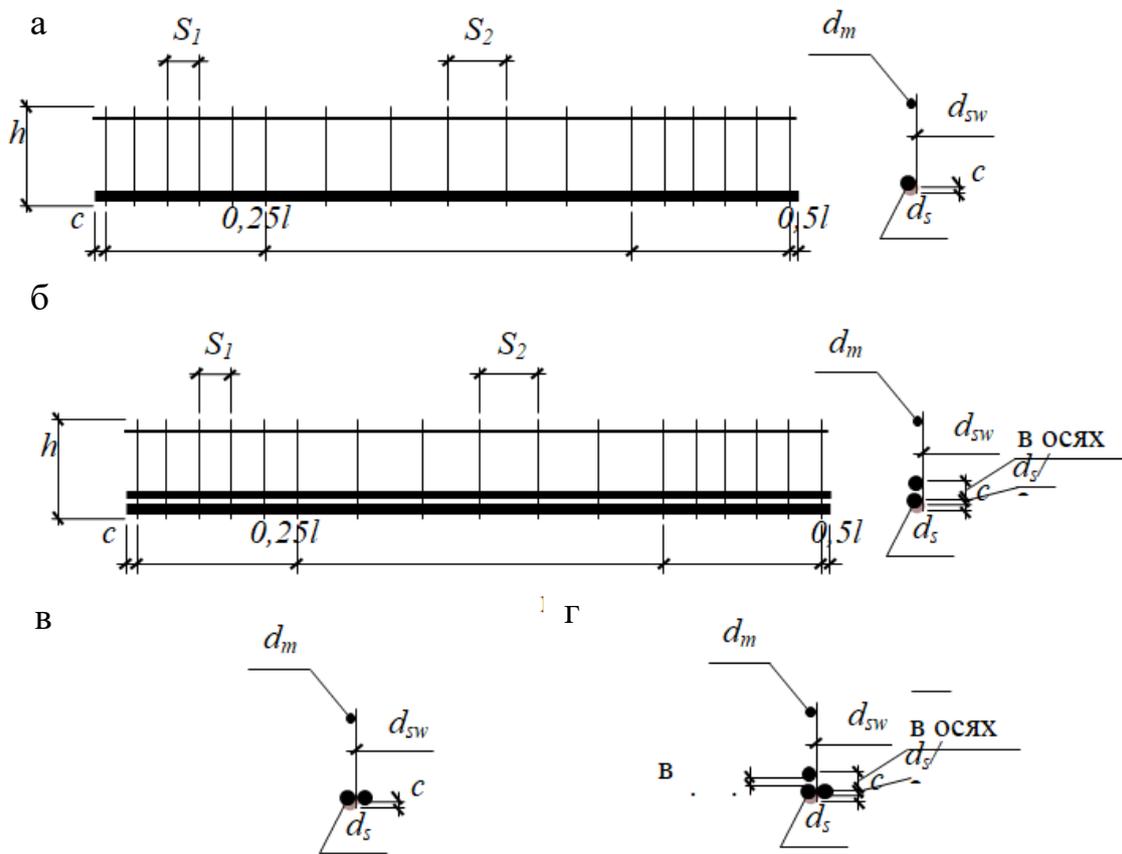
Плоскі каркаси виконують у вигляді взаємно перпендикулярних стрижнів, з'єднаних точковим зварюванням. Плоскі каркаси бувають (рис. 8.6):

1. З робочою арматурою в 1 ряд з однієї сторони (рис.8.6, а);
2. З робочою арматурою в 2 ряди з однієї сторони (рис.8.6, б);
3. З робочою арматурою в 1 ряд з двох сторін (рис.8.6, в);
4. з робочою арматурою в 2 ряди з двох сторін (рис.8.6, г).

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.



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 $c=10\dots40$ 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

Рисунок 8.6 – Плоскі каркаси

Плоскі каркаси об'єднують в **просторовий каркас** за допомогою з'єднувальної арматури (рис.8.7).

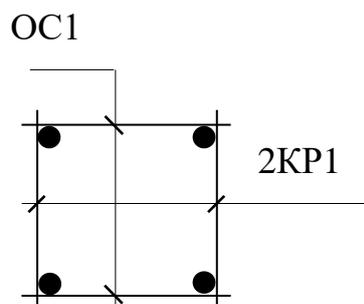


Рисунок 8.7 – Просторовий каркас

На рис. 8.7 ОС1 – з'єднувальна арматура – окремий стрижень;
2КР1 – два плоских каркаса.

При малій ширині балок або ребер $b < 150\text{мм}$ застосовують **здвоєні** каркаси (рис. 8.8).

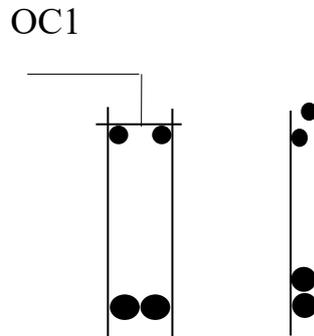


Рисунок 8.8 – Здвоєні каркаси

На прикладі монолітного перекриття наведено комплексне застосування арматурних сіток, каркасів, робочої, поперечної, розподільної арматури (рис. 8.9).

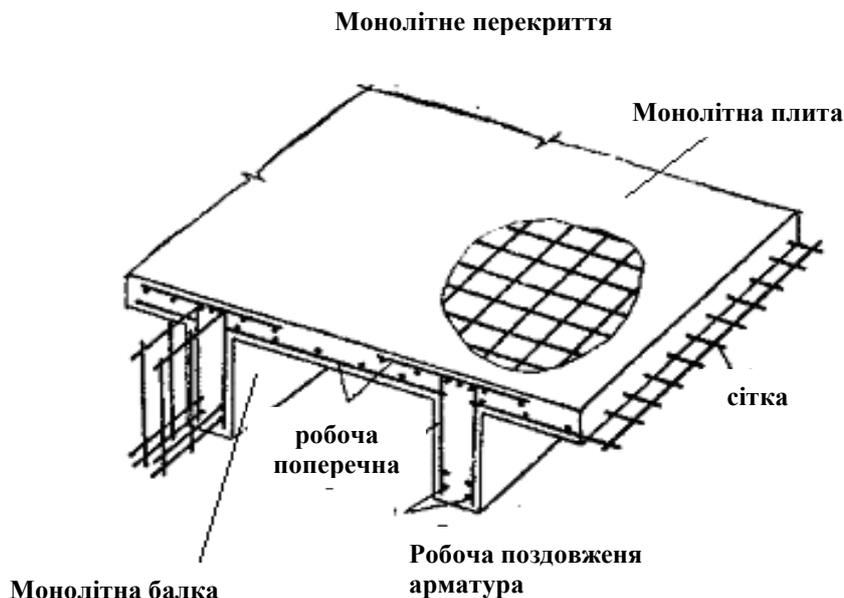


Рисунок 8.9 – Застосування арматури в монолітному перекритті

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.

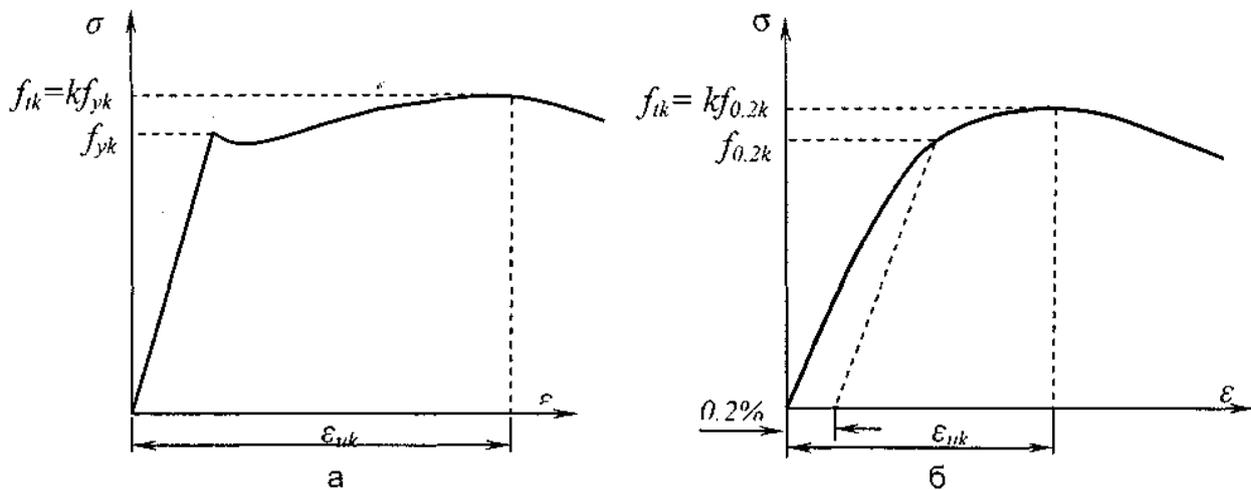
8.2 Характеристика класів арматури та умови її використання

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_{tk} ;
- 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_{tk} і відносним видовженням ε_{su} при максимальних напруженнях. На рис. 8.10 показано діаграми напруження-деформації фізичного стану арматурної сталі.



а – арматурна сталь, що має фізичну площадку текучості;
 б – арматурна сталь, що не має фізичної площадки текучості

Рисунок 8.10 – Діаграма напруження-деформації розтягу для звичайної арматурної сталі

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 $0,2\text{‰}$ $f_{0.2k}$.

Встановлені такі основні деформаційні характеристики арматури:

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

Для арматури з фізичною межею текучості значення відносної деформації видовження арматури ϵ_{sl} 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_{sl} визначають як суму залишкового видовження, що дорівнює $0,2\text{‰}$, 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, таблиця 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. 8.11):

а – похилу верхню гілку з граничною деформацією ε_{ud} і 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 $0,9 \varepsilon_{ud}$.

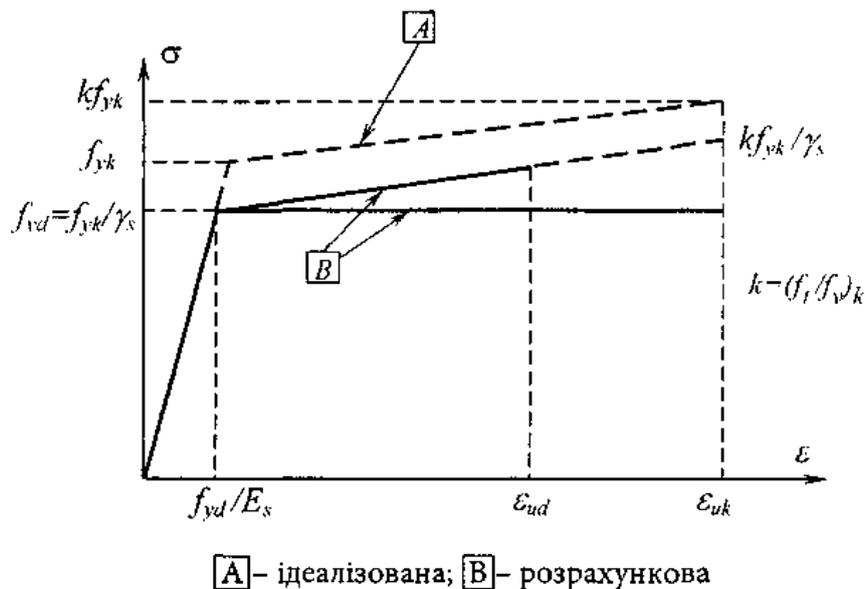


Рисунок 8.11 – Ідеалізована і розрахункова діаграми напруження–деформації для арматури (при розтягу і стиску)

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 A240C;
- періодичного профілю класів A400C, A500C, B500.

Для попередньо ненапружених залізобетонних конструкцій арматуру, яку встановлюють відповідно до розрахунку, слід переважно приймати періодичного профілю класів A400C і A500C, а також арматуру класу B500 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 A600, A600C, A600K, A800, A800K, A800CK, A1000, K – 7 та дріт класів B, Bp.

У конструкціях, які експлуатують при статичному навантаженні в опалюваних будівлях, а також на відкритому повітрі та у неопалюваних будівлях при розрахунковій температурі мінус $30 \text{ }^\circ\text{C}$ і нижче, може бути використана арматура всіх вказаних вище класів, за винятком арматури

класу А240С марки сталі СтЗкп, 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 СтЗсп і СтЗпс.

За старими позначеннями в якості робочої арматури без попереднього напруження застосовують стержньову арматуру класу А–ІІІ, Ат – ІІІ, арматурний дріт класу Вр – І з порівняно високими показниками міцності. Якщо міцність арматури класу А – ІІІ не цілком використовується у конструкціях через надмірні деформації або розкриття тріщин, то можливо застосування арматури класу А – ІІ. Арматуру класу А – І 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 – ІV, Ат – V, Ат – VI, гарячекатану арматуру класів А – ІV, 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 – ІV, А – V. При виборі арматурної сталі для застосування в конструкціях враховують її зварюваність. Добре зварюється контактним зварюванням гарячекатана арматура класів від А – І до А – VI, Ат – ІІС, Ат – ІVС та звичайний арматурний дріт у сітках.

8.3 Корозія арматури та залізобетону

Одна з переваг бетону і залізобетону – довговічність. Проте поєднання навантажень з дією хімічних процесів середовища спричиняє корозію бетону і сталевий 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 вилуговування, 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.

РОЗДІЛ 9. МЕТАЛЕВІ БАЛКИ

9.1 Типи металевих балок та компонування балкових конструкцій

Балками називають конструктивні елементи суцільного перетину, що працюють на згин. Завдяки простоті і малій вартості виготовлення, зручній конструктивній формі, невеликій будівельній висоті, балки знаходять широке застосування в будівельних конструкціях. Вони застосовуються в різних перекриттях, на робочих площадках, естакадах, мостах та інших спорудах. Особливо широко застосовуються суцільні балки для відносно невеликих прольотів при великих навантаженнях. При великих прогонах і малих навантаженнях найбільш раціональне застосування наскрізних балок (ферм), тому що одержана в цьому випадку економія металу є більш істотною, ніж збільшення трудоемкості виготовлення.

Класифікація металевих балок.

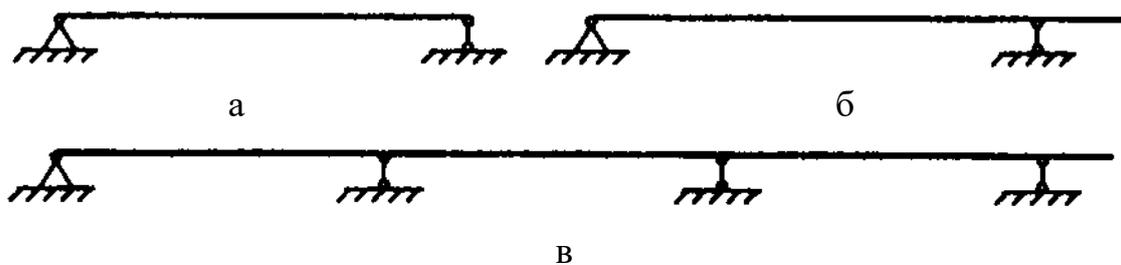
За статичною схемою (рис. 9.1):

- розрізні;
- двохопорні з консолями;
- нерозрізні.

В металевих конструкціях найбільше поширення одержали розрізні вільно обперті (без защемлення) балки. Нерозрізні балки й однопрогонні затиснені балки більш економічні за витратою металу, але значно складніші у виготовленні.

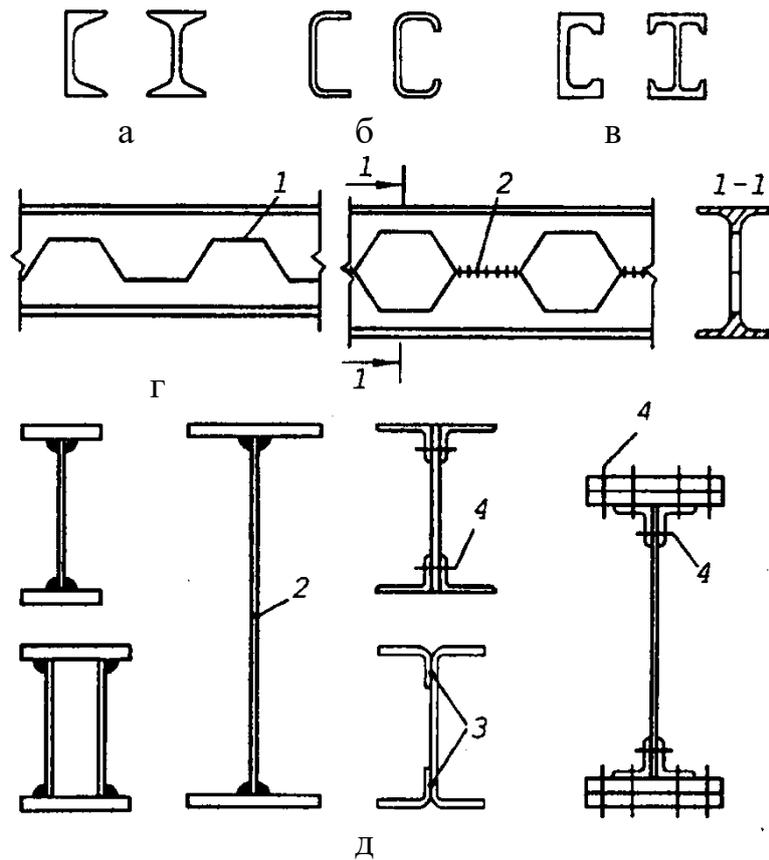
За типом перерізу (рис. 9.2):

- прокатні;
- складені;
- алюмінієві конструкції, у тому числі
 - пресовані;
 - складені.



а – однопролітна розрізна; б – двохопорна з консолями; в – багатопролітна нерозрізна

Рисунок 9.1 – Найпоширеніші статичні схеми балок



а – прокатних; б – гнутих; в – пресованих; г – з перфорованою стінкою; д – складеного перерізу; 1 – лінія розрізу; 2 – стиковий шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болти або заклепки

Рисунок 9.2 – Приклади найпоширеніших перерізів балок

За способом з'єднання між собою елементів складені балки:

- зварені (більш економічні і менш трудомісткі при виготовленні);
- клепані (витримують великі динамічні і вібраційні навантаження).

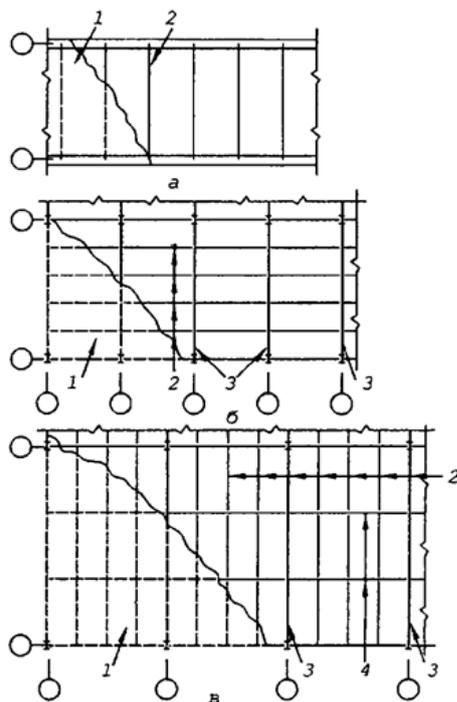
Складені балки проєктують, як правило, двотаврового перетину, найбільш економічного за витратою металу при роботі на згин і зручного в конструктивному відношенні. Іноді при не центрованому способі навантаження до осі застосовують балки коробчастого перетину (двохстінчаті), що добре працюють на виникаюче кручення. Щодо горизонтальної вісі перетин балки може бути симетричним і несиметричним.

Економічним рішенням для складених балок є компонування їх перетину з елементів з різними марками сталей. Частина стінки балки чи навіть уся стінка, що працює при згині на більшій частині з невеликими

напруженнями, виконується з менш міцної і більш дешевої вуглецевої сталі, а поясу – з низьколегованої. Застосовуються і металеві попередньо-напружені балки, у яких в результаті внутрішнього перерозподілу напружень і застосування напружених елементів з високоміцної сталі досягається істотна економія металу.

Компонування балкових конструкцій.

Балки використовують як у вигляді окремих несучих конструкцій (наприклад, підкранові шляхи), так і у вигляді системи перехресних балок (так званих балкових кліток). Поверх балкових кліток влаштовують настил. Система несучих балок, що утворюють конструкцію перекриттів, робочих площадок, проїжджої частини мостів і інших конструкцій, називається **балковою клітиною**.



a – спрощений; *б* – нормальний;
в – ускладнений; 1 – настил; 2 – балки настилу; 3 – головні балки;
4 – допоміжні балки

Рисунок 9.3 – Типи балкових кліток

Залежно від розрахункового навантаження і розмірів у плані, балкові клітини можуть бути трьох типів:

- спрощені,
- нормальні
- ускладнені.

Розглянемо найбільш поширені типи балкових кліток.

Спрощений (рис. 9.3, а) – складається з балок лише одного напрямку, які найчастіше спираються на несучі стіни. Тут корисне навантаження сприймається настилом, передається на балки і далі на стіни.

Нормальний тип (рис. 9.3, б) містить дві системи балок: головні балки та балки настилу, що спираються на головні. Корисне навантаження настилом передається на балки настилу, які, в свою чергу, передають його на головні, а ті – на опори.

Ускладнений тип (рис. 9.3, в) крім головних балок і балок настилу містить ще й допоміжні. Ланцюжок передачі навантаження такий: настил – балки настилу – допоміжні балки – головні балки – конструкції опор (наприклад, колони).

Найпоширенішим і найдешевшим є спрощений тип балкової клітки. Його застосування доцільне при малих прольотах, коли балки можуть бути

виконані з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок балок зумовлений конструктивним рішенням настилу.

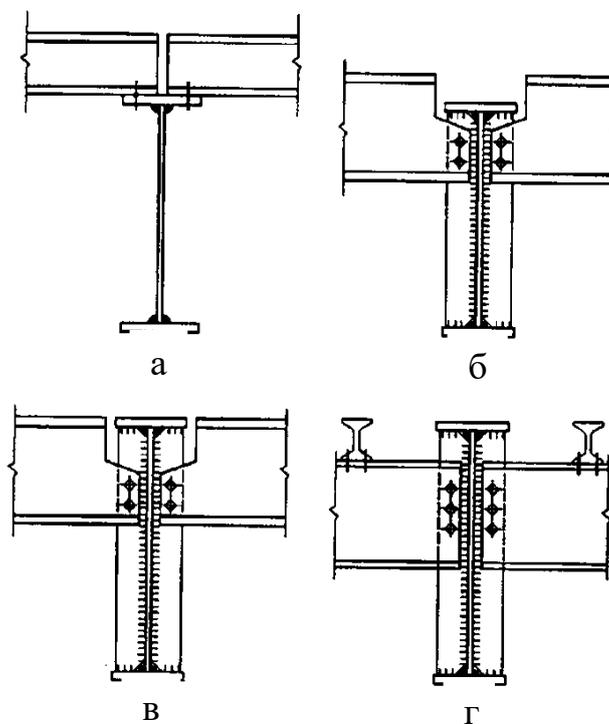
Широко використовують і нормальний тип балкових кліток. Головні балки, як правило, мають складені перерізи, а балки настилу виготовляють з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок головних балок – 3...6 м, а балок настилу залежить від матеріалу настилу – 0,6...1,6 м при металевому і 2,0...3,5 м – при залізобетонному. Ускладнений тип застосовують порівняно рідко, лише при розрідженій сітці колон і значних навантаженнях. Це найбільш конструктивно складний і трудомісткий тип балкової клітки.

Розмір нижнього поясу головної балки до верху настилу називається **будівельною висотою** балкової клітини. Як настил балкових клітин застосовують сталеві чи збірні залізобетонні плити.

Можливі два типи з'єднань балок у системі балкової клітки:

спірання зверху (поверхове розміщення балок) – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних. З'єднання найбільш зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття (рис. 9.4, а);

приєднання збоку — другорядні балки приєднують до основних збоку через ребра жорсткості чи опорні столики (рис. 9.4, б, в, г). Застосовується при обмеженій висоті перекриття.



а – обпирання зверху; збоку: б – підвищене, в – на одному рівні, г – знижене

Рисунок 9.4 – Типи з'єднань балок

9.2 Перевірка несучої здатності прокатних балок

Вихідними даними для підбору перерізу прокатних балок є:

- геометричні параметри – це схема розташування балок, їх проліт, крок;
- силові параметри – інтенсивність навантаження.

Попередньо номер прокатного профілю визначають виходячи з необхідного моменту балки, що забезпечує її міцність при згині.

Як відомо, напруження при згині в пружній стадії розподіляються в перетині за лінійним законом. Напруження в крайніх волокнах для симетричного перетину визначаються за формулою:

$$\sigma = \pm \frac{M}{W}, \quad (9.1)$$

де M – згинальний момент; W – момент опору перетину.

Підставивши у формулу (9.1) замість σ значення розрахункового опору сталі R , можна визначити необхідний момент опору балки:

$$W_{min} = \pm \frac{M_{max}}{R_y * \gamma_c}, \quad (9.2)$$

Далі за сортаментом визначають номер профілю, що має момент опору, більший чи рівний W_{min} і перевіряють міцність, загальну стійкість і жорсткість.

Перевірка міцності.

Нормальні напруження від розрахункового згинаючого моменту не повинні перевищувати розрахунковий опір сталі:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W * \gamma_c} \leq R, \quad (9.3)$$

Ця перевірка автоматично задовольняється, якщо фактичний момент опору не менший за необхідний.

Дотичні напруження від розрахункової поперечної сили Q_{max} не повинні перевищувати розрахункового опору сталі зрізу:

$$\tau = \frac{Q_{max} * S}{I * t_w} \leq R_y * \gamma_c, \quad (9.4)$$

де S та I – відповідно статичний момент половини перерізу та момент інерції всього перерізу відносно центральної осі, перпендикулярної до площини згину; t_w – товщина стінки на рівні центра ваги перерізу.

Коли умова міцності (9.4) не задовольняється, необхідно збільшити номер профілю і повторити перевірку.

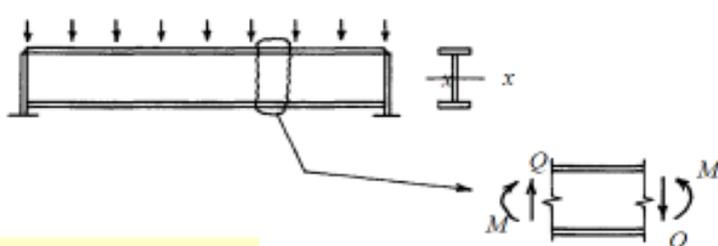
У прокатних балках, оскільки вони мають товсту стінку, як правило, можна не перевіряти дотичні напруження. Дотичні напруження можуть виявитися вирішальними в балках малих прольотів, що несуть велике навантаження.

Перевірка загальної стійкості. Якщо верхній стиснутий пояс балки недостатньо розкріплений від бічних переміщень, то можливе явище втрати загальної стійкості балки. Загальну стійкість балки перевіряють за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\text{МАКС}}}{\varphi_{\delta} * W} \leq R, \quad (9.5)$$

У випадку передачі розподіленого статичного навантаження через суцільний твердий настил, що спирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним зв'язаний (залізобетонні плити, плоскі сталеві аркуші тощо), перевіряти загальну стійкість не треба.

Якщо не задовольняється перевірка загальної стійкості балок, то варто прагнути до розв'язки верхнього поясу балки якими-небудь зв'язками, тому що збільшення перетину балки для підвищення стійкості неекономічне і приводить до великої витрати металу.



Умова міцності:

- ▶ по нормальним напруженням: $\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c;$
- ▶ по дотичним напруженням: $\tau = \frac{Q S_x}{t_w J_x} \leq R_s \gamma_c;$
- ▶ по приведеним напруженням: $\sigma_{\text{ред}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c;$

(reduced = приведеный)

M – розрахунковий згинаючий момент, кН·м;
 W_x – момент опору перерізу, см³;
 τ – дотичні напруження; кН/см²;
 Q – розрахункове поперечне зусилля, кН;
 S_x – статичний момент половини перерізу, см³;
 J_x – момент інерції перерізу, см⁴;
 t_w – товщина стінки, см;
 R_s – розрахунковий опір сталі зрізу, кН/см²;
 $R_s = 0,58 R_y;$
 1,15 – коефіцієнт, який враховує розвиток пластичних деформацій.

Рисунок 9.5 – Розрахунок балок на міцність при плоскому згині

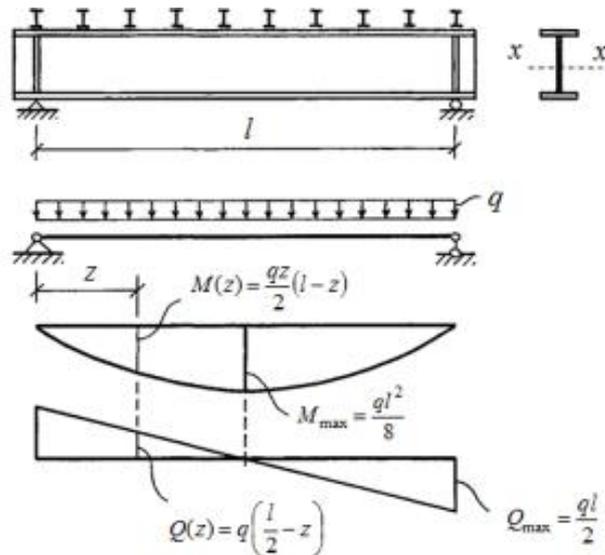


Рисунок 9.6 – Внутрішні зусилля в балці при плоскому згині

9.3 Перевірка жорсткості балок

Для перевірки жорсткості необхідно обчислити прогин балки і порівняти його з граничним значенням f_u :

$$f \leq f_u, \quad (9.6)$$

Якщо всі перевірки задовольняються, переріз вибрано правильно. Якщо ж ні, треба збільшити номер профілю і повторити розрахунок.

Відносний прогин балки $\frac{f}{L}$ під навантаженням не повинен перевищувати нормативного, котрий залежить від призначення балки. Значення прогину визначається за правилами будівельної механіки від нормативних навантажень (без обліку коефіцієнтів перенавантаження). З достатнім для практичних розрахунків ступенем відносний прогин розрізної балки від будь-яких навантажень може бути визначений за формулою:

$$\frac{f}{L} = \frac{M_H * L}{10 * E * J} \leq \left[\frac{f}{L} \right], \quad (9.7)$$

де M_H – найбільший нормативний згинальний момент.

Якщо підібраний перетин балки задовольняє вимогам міцності, але не задовольняє вимогам твердості, то варто прийняти більший номер балки за сортаментом (збільшити момент інерції перетину). У цьому випадку балка буде працювати з недонапруженням.

РОЗДІЛ 10. МЕТАЛЕВІ КОЛОНИ

10.1 Типи металевих колон. Центрально-стиснені колони

Колони, як і балки, – найбільш поширені конструкції. Вони призначені для підтримування елементів робочих майданчиків, перекриттів, покрівель, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо. Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них спираються. Далі ці зусилля найчастіше передаються на фундаменти або, в окремих випадках, на нижче розміщені конструкції.

Колони – вертикально розташовані стержньові елементи, по яких навантаження від вище розташованих конструкцій передається на фундаменти.

Колона складається з трьох елементів:

оголовка – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції конструкцій, що спираються на колону;

бази – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту;

стержня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовка на базу.

Якщо колона працює на сприйняття навантаження від однієї сили, прикладеної до центра ваги перерізу, то вона називається **центрально – стиснутою**.

Якщо поздовжня сила не збігається з центром ваги перерізу або до стержня прикладені які–небудь поперечні навантаження, то крім стиску виникає вигин, і колона називається **позацентрово–стиснутою**.

Стержні колон бувають:

- постійного;
- перемінного;
- східчастого перерізу за висотою.

Переріз стержня колони може бути:

- суцільним;
- наскрізним (решітчастим), що складається з окремих гілок, з'єднаних розкосами або планками.

Суцільні і наскрізні колони зі стержнями постійного перетину найбільш поширені при центральному стиску. Суцільні колони застосовують при великих навантаженнях і невеликих висотах, наскрізні навпаки – при менших навантаженнях і великих висотах.

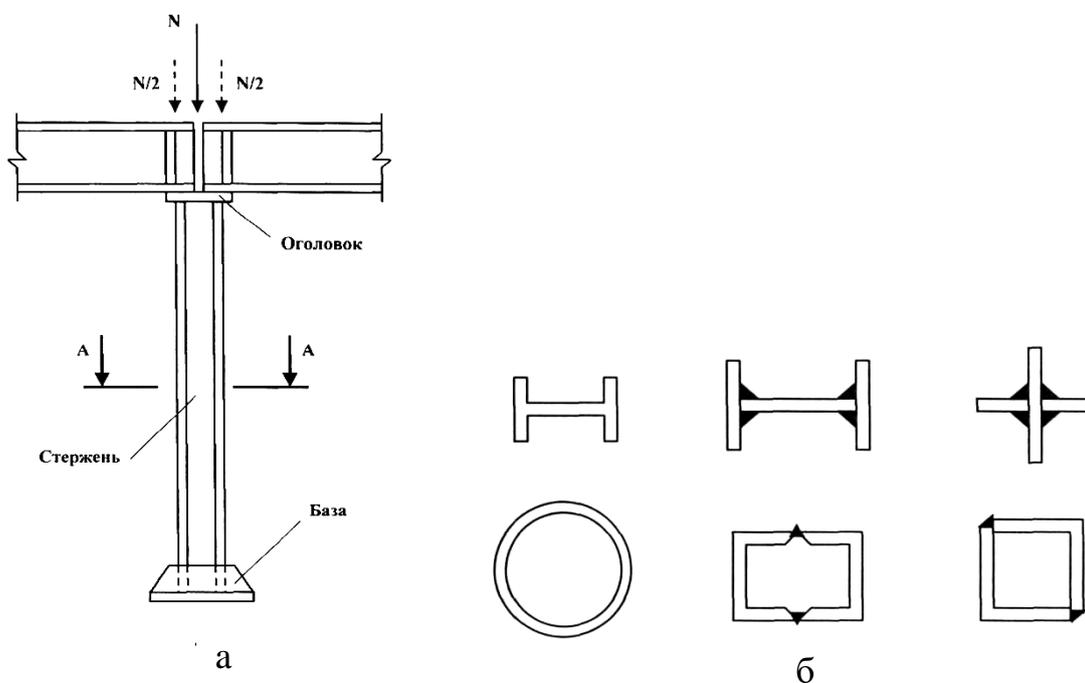
Матеріалом металевих колон найчастіше є сталь. У минулому були поширені чавунні колони. Але маса таких колон велика. Окрім цього, з'єднання чавунних колон з іншими конструкціями складне. Алюмінієві сплави застосовують рідко через високу вартість матеріалу і низьку загальну та місцеву стійкість. За конструкцією колони можуть бути суцільного перерізу та наскрізні.

Типи перерізів, що широко застосовуються для суцільних колон, показані на рис. 10.1, б. Найбільш проста колона виходить з одного прокатного двотавра; однак унаслідок відносно невеликої бічної жорсткості така колона раціональна в тих випадках, коли в площині меншої жорсткості є додаткові розкріплення (зв'язки). Найбільш поширені складені двотаврові перерізи, вони жорсткі в обох напрямках і досить прості у виготовленні.

За витратою металу найбільш економічні колони трубчастого перетину.

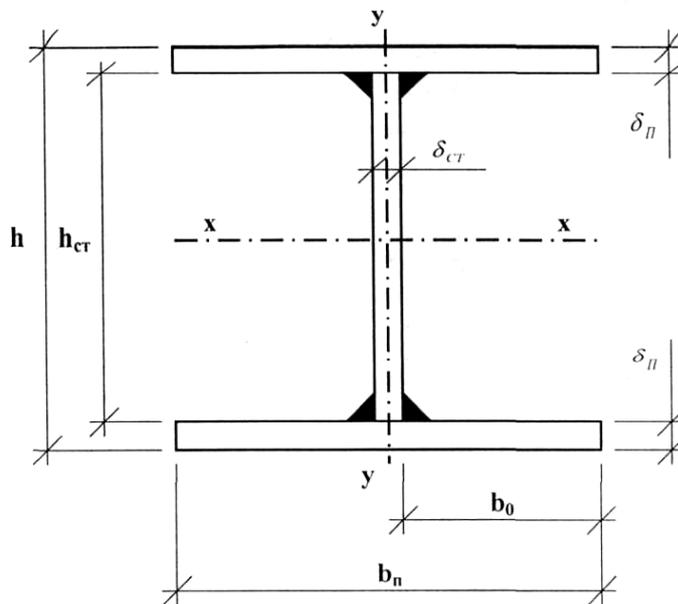
Звичайні двотаври невідгідні, тому що мала ширина перерізу спричинює їх низьку стійкість у площині, паралельній полицкам.

При великих навантаженнях (5000 кН і більше) доцільні складені суцільні перерізи. Найпростіші й економічніші зварні двотаври (рис. 10.2), які виготовляють на потокових високомеханізованих та автоматизованих лініях.



а – загальний вигляд; б – типи перерізів

Рисунок 10.1 – Суцільні колони



h – висота перерізу; $h_{ст}$ – висота стінки; $b_н$ – ширина пояса; b_0 – довжина звису пояса;
 $\delta_н$ – товщина пояса; $\delta_{ст}$ – товщина стінки

Рисунок 10.2 – Переріз суцільної колони двотаврового профілю
 $x - x$, $y - y$ – осі симетрії перерізу

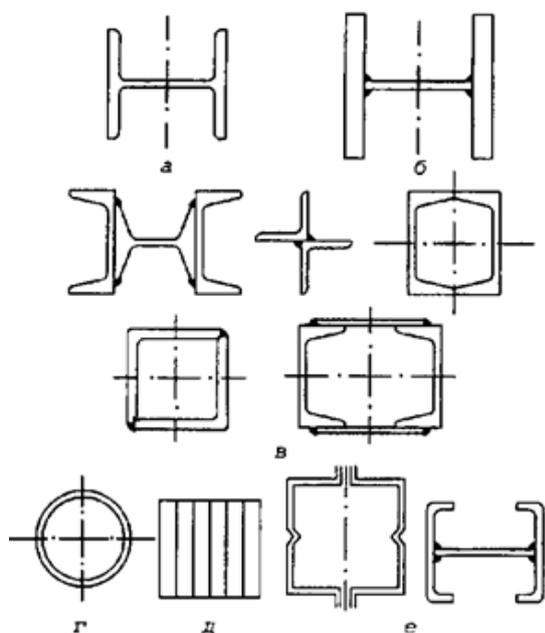


Рисунок 10.3 – Поширені
 Типи перерізів суцільних
 КОЛОН

Менш економічно вигідними за витратами металу, але простішими у виготовленні (особливо в умовах будівельного майданчика), є колони з прокатних профілів (рис. 10.3, в).

Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність. З прокатних профілів можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи. Колони замкненого перерізу мають кращий зовнішній вигляд і близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках. Але їхні внутрішні поверхні недоступні для огляду і захисту від корозії. Тому при підвищеній агресивності зовнішнього середовища внутрішній об'єм таких

колон треба герметизувати, що найпростіше виконати у колонах з труб (рис. 10.3, г), але приєднання до них інших конструкцій є складним.

При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах і розмірах перерізу (наприклад, колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні прямокутні перерізи, набрані з окремих листів, зварених між собою (рис. 10.3, д). Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів (рис. 10.3, е).

Добираючи суцільний переріз колони, завантаженої осьювою силою N , у першу чергу визначають потрібну площу:

$$A = \frac{N}{\varphi * R_y * \gamma_c}, \quad (10.1)$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 50 \dots 100$ (що більше навантаження, то меншу гнучкість обирають). Крім площі, обчислюють також потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}; i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda}, \quad (10.2)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y .

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x * l_x; l_{ef,y} = \mu_y * l_x, \quad (10.3)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриттів, покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах;

μ_x, μ_y – коефіцієнти зведення довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах.

Найчастіше колону приймають защемленою у фундаменті та шарнірно з'єднаною з конструкціями перекриття. При шарнірному кріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колони.

Знаючи потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного широкополічкового двотавра чи

іншого профілю. Коли ж наявні у сортаменті профілі недостатні, переходять до складених перерізів. При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу:

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; h = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (10.4)$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому генеральними розмірами перерізу.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 кожного з видів перерізу змінюються у відносно вузьких межах. Так, для найпоширенішого двотаврового перерізу можна приймати $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з довідковою літературою. За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. Для складеного двутаврового та подібних до нього перерізів з міркувань забезпечення технологічності з'єднань приймають $h=b$ за більшою з величин. Розміри окремих елементів перерізу b_{ef}, t_f, h_w, t_w остаточно приймають згідно з сортаментом такими, щоб забезпечити вимоги щодо місцевої стійкості.

При $\bar{\lambda} = (0,8...4)$ для полички:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) * \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (10.5)$$

для стінки:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) * \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (10.6)$$

але:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,9 * \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (10.7)$$

де $\bar{\lambda} = \lambda * \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – зведена гнучкість.

При інших значеннях $\bar{\lambda}$ див. нормативні документи (ДБН В.2.6-198:2014). Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полицках. Це поліпшує загальну стійкість колони.

Запроєктувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A , i_x , i_y та гнучкостей λ_x , λ_y .

Перевірка загальної стійкості описується формулою:

$$\frac{N}{A} \leq \varphi * R_y * \gamma_c, \quad (10.8)$$

де φ менше зі значень φ_x чи φ_y , отриманих відповідно за λ_x чи λ_y .

За наявності у перерізі значних ослаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y * \gamma_c, \quad (10.9)$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують.

Доцільно збільшувати генеральні розміри перерізу.

Порівняно з нарощуванням товщини полицок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості та міцності свідчать про перевитрати металу і потребу зменшити переріз.

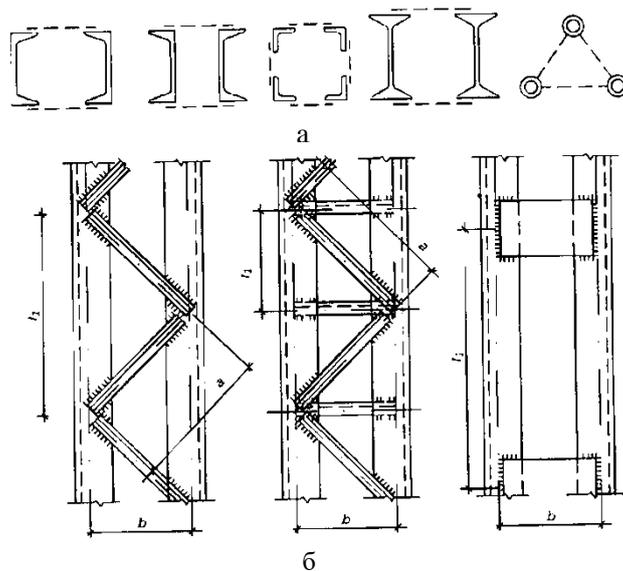
Будь-яка зміна перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

10.2 Наскрізнi колони

Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою за допомогою планок чи решіток (рис. 10.4).

Використовують такі колони при відносно невеликих навантаженнях (до 5000...6000 кН) і значній висоті, коли вимоги до жорсткості високі.

Порівняно з суцільними вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.



а – поперечні перерізи; б – види збоку

Рисунок 10.4 – Найпоширеніші види стержнів наскрізних колон

Прозір між вітками приймають, виходячи з умови стійкості, але не меншим за 100...150 мм, щоб забезпечити вільний доступ до внутрішніх поверхонь для їхнього очищення і нанесення антикорозійних захисних покриттів.

Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується решітками чи планками. Схему ґраток найчастіше приймають трикутною чи трикутною з проміжними стояками. Широко використовують і безрозкісне рішення у вигляді планок. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але трудомісткіше у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Воно найчастіше використовується у відносно невеликих колонах із зусиллями до 2000...3000 кН і незначною висотою. Розкісні решітки стають вигіднішими при великих відстанях між вітками колони $b \geq 800...1000$ мм (див. рис. 5), коли планки дуже громіздкі.

Для підвищення жорсткості колон на скручування від випадкових дій і впливів при виготовленні та під час монтажу і збереження незмінності контуру у наскрізних колонах передбачають діафрагми через 3...4 м по висоті.

Відносно матеріальної осі $x-x$ переріз розглядають як суцільний. На гнучкість стержня перпендикулярно до вільної осі $y-y$ значно впливає деформативність з'єднувальних елементів – планок чи решіток. Добір перерізу наскрізної колони починають з умови забезпечення стійкості відносно матеріальної осі. Виконують його аналогічно до суцільних перерізів.

Стержень наскрізної центрально–стиснутої колони звичайно складається з двох частин (швелерів або двотаврів), зв'язаних між собою решітками.

Вісь, що перетинає гілки, називається **матеріальною**; вісь, паралельна до гілок, називається **вільною**.

Відстань між гілками встановлюється з умови рівності жорсткості стержня.

Швелери в зварених колонах вигідніше ставити полками усередину, тому що в цьому випадку решітки виходять меншої ширини і краще використовують габарит колони. Більш масивні колони можуть мати гілки з прокатних або зварених двотаврів.

У наскрізних колонах із двома гілками необхідно забезпечувати зазор між полками гілок (100–150 мм) для можливості фарбування внутрішніх поверхонь.

Стержні більшої довжини, що сприймають невеликі навантаження, повинні мати для забезпечення необхідної жорсткості розв'язаний переріз, тому їх раціонально проектувати з чотирьох куточків, з'єднаних решітками в чотирьох площинах. Такі стержні при невеликій площі перерізу мають значну жорсткість, однак трудомісткість їхнього виготовлення більше трудомісткості виготовлення двох гілкових стержнів.

Решітки забезпечують спільну роботу гілок стержня колони й істотно впливають на стійкість колони в цілому і її гілок. Застосовуються решітки різноманітних систем:

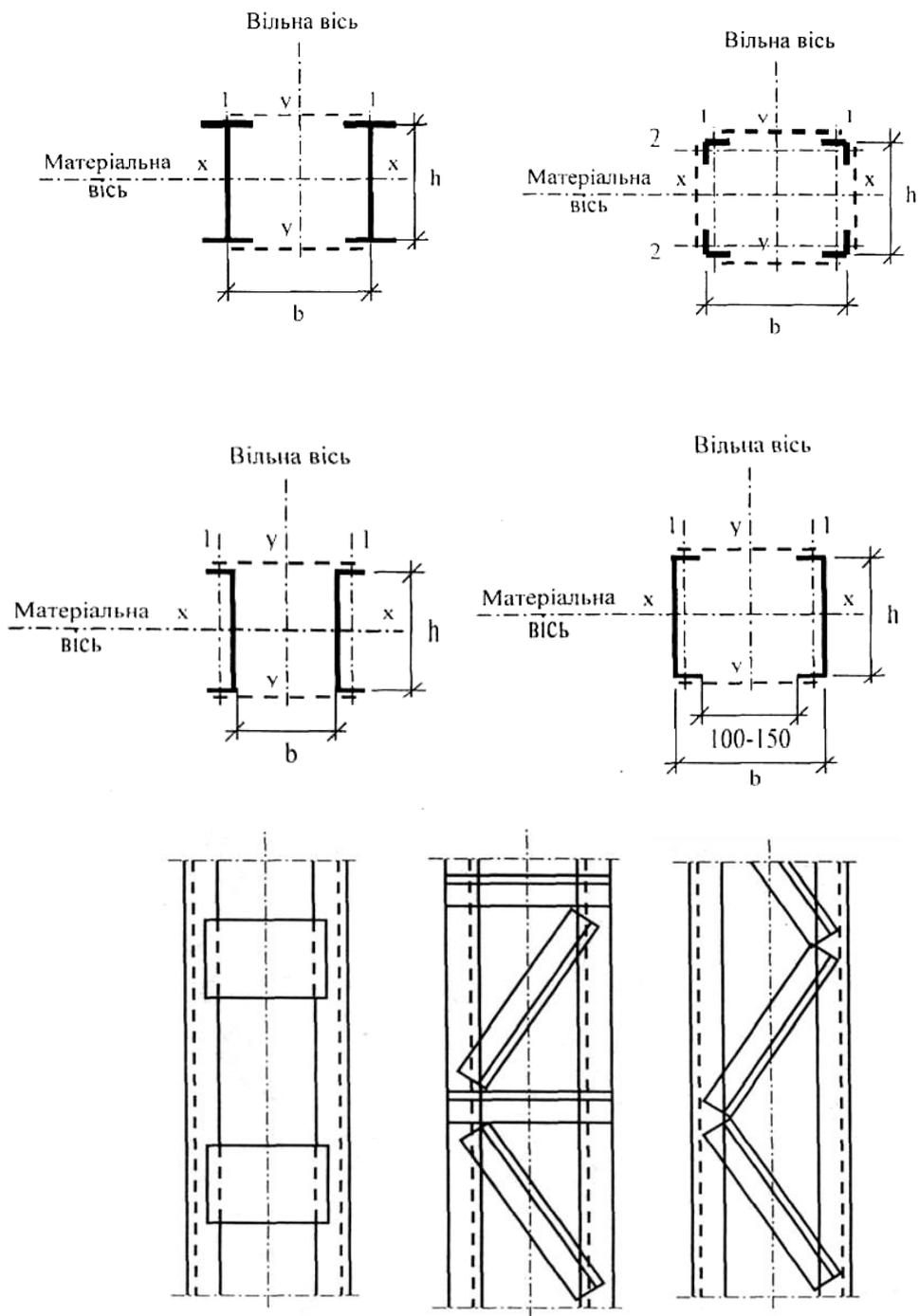
- з розкосів (рис. 10.5, а);
- з розкосів і розпірок (рис. 10.5, б);
- безрозкосного типу у вигляді планок (рис. 10.5, в).

У колонах, навантажених центральною силою, можливий вигин від випадкових ексцентриситетів. Від вигину виникають поперечні сили, які сприймають решітки, що перешкоджають зрушенням гілок колони відносно її поздовжньої сили.

Планки (рис. 10.5, в) створюють у площині грані колони безрозкосну систему з твердими вузлами й елементами, що працюють на вигин, унаслідок чого безрозкосні решітки виявляються менш твердими. Якщо відстань між гілками значна (0,8–1 м і більш), то елементи безрозкосної решітки виходять важкими; у цьому випадку варто віддавати перевагу розкосним решіткам.

Безрозкосна решітка добре виглядає і є більш простою, її часто застосовують у колонах і стійках порівняно невеликої потужності (з розрахунковим навантаженням до 2000–2500 кН).

Щоб зберегти незмінюваність контуру поперечного перерізу наскрізної колони, гілки колон з'єднують поперечними діафрагмами, що ставлять через 3–4 м по висоті колони.



а – розкісна; б – з розкосів і розпірок; в – безрозкісного типу у вигляді планок

Рисунок 10.5 – Типи решіток наскрізних стержнів:

10.3 Особливості роботи балок та колон в умовах пожежі

Метал відрізняється високою міцністю і теплопровідністю. Його міцність до десяти разів перевищує міцність бетону на стиск і більше ніж у 100 разів перевищує міцність бетону на розтяг, а теплопровідність сталі приблизно в 50 разів перевищує теплопровідність важкого бетону. Ці властивості металу обумовлюють те, що площа і розміри перетинів металевих конструкцій значно менше, ніж залізобетонних і інших кам'яних конструкцій. Для порівняння – площа сталевого двотавра №50 дорівнює 97,8 см², а площа залізобетонної колони під рівне навантаження, за інших рівних умов складе приблизно 40х40 см.

Якщо прийняти, що критичні температури бетону і металу однакові, то при пожежі металева конструкція прогріється до цієї температури протягом декількох хвилин, у той час як у залізобетонної конструкції за цей час до цієї ж температури перетин прогріється менше ніж на 4 мм.

Якщо в першому випадку за 10–12 хв металева конструкція буде зруйнована, то в другому випадку вийде з ладу 3–4 мм поверхневого шару залізобетонної колони, що не може створити істотного впливу на зміну її несучої здатності при пожежі.

У той же час межа вогнестійкості сталевих конструкцій не є величиною однозначною. Вона залежить від приведеної товщини конструкції, температурного режиму на пожежі, умов обігріву, навантаження, способів обпирання і з'єднання конструкцій і товщини захисного шару металу (облицювань, штукатурки й інших засобів вогнезахисту).

Металеві конструкції в умовах пожежі через значну теплопровідність і малу теплоємність швидко прогріваються до критичних температур, що викликає їхнє обвалення. Найчастіше обвалення сталевих конструкцій не обмежується місцем виникнення пожежі, а в силу існуючих зв'язків між фермами, прогонами і балками поширюється на значні площі, збільшуючи наслідки пожежі. Особливо несприятливі умови роботи для металевих конструкцій при пожежі створюються тоді, коли вони знаходяться в сполученні з горючими матеріалами.

Традиційним способом вогнезахисту сталевих конструкцій є їхнє обшивання негорючими матеріалами: цеглою, теплоізоляційними плитами і штукатуркою.

Межа вогнестійкості сталевих захищених конструкцій залежить від виду і товщини захисного шару і складає 45–270 хв.

Ефективним способом збільшення вогнестійкості металевих конструкцій є охолодження їх водою, що може подаватися як безпосередньо на поверхню конструкції від спринклерних чи дренчерних систем, так і усередину неї. В другому випадку конструкція, що захищається, виготовляється пустотілою і герметичною зі стійких до корозії сталей, або до води додають антикорозійні добавки.

Для збільшення вогнестійкості несучих металевих конструкцій покриття і перекриттів застосовують підвісні стелі з негорючих матеріалів. Границя вогнестійкості захищеного в такий спосіб покриття чи перекриття залежить від виду і товщини підвісної стелі, а в деяких випадках може досягати 120 хв.

Таким чином, металеві конструкції в умовах пожежі через значну теплопровідність і малу теплоємність швидко прогріваються до критичних температур, що викликає їхнє обвалення.

Найчастіше обвалення сталевих конструкцій не обмежується місцем виникнення пожежі, а в силу існуючих зв'язків між фермами, прогонами і балками поширюється на значні площі, збільшуючи наслідки пожежі. Особливо несприятливі умови роботи для металевих конструкцій при пожежі створюються тоді, коли вони знаходяться в сполученні з горючими матеріалами.

РОЗДІЛ 11. ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ ПРИ ДІЇ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

11.1 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) $X_{d,fi}$:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (11.1)$$

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:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi}; \quad (11.2 a)$$

– зменшення значень властивостей в цілях безпеки:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta}, \quad (11.2 b)$$

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

11.2 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 рис. 11.1.

Діаграма «напруження–деформація», що представлена на рис. 11.1, 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 11.1, залежать від температури бетону. Для проміжних значень може застосовуватись лінійна інтерполяція.

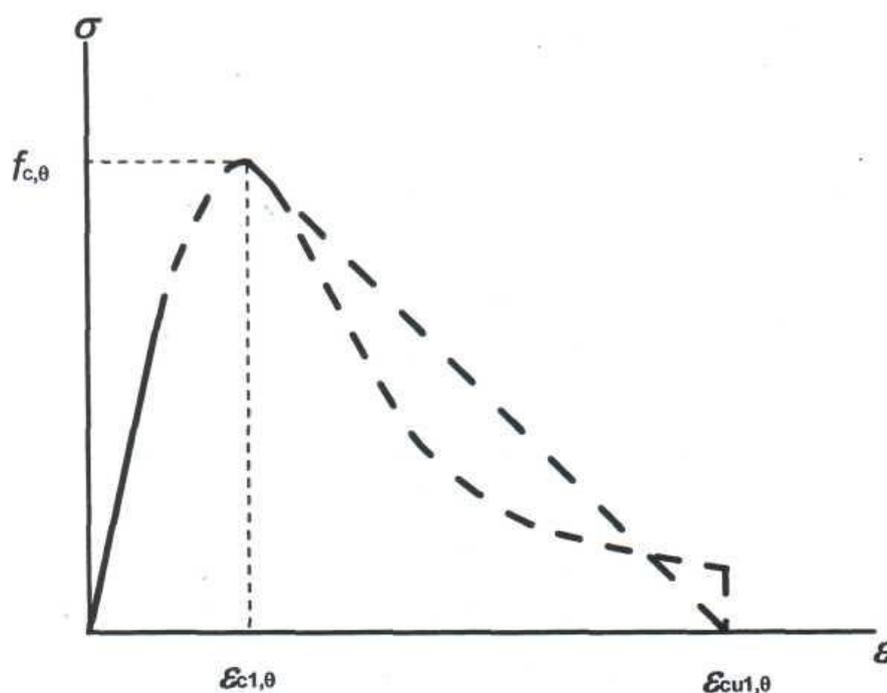


Рисунок 11.1 – Математична модель діаграми «напруження–деформація» стиснутого бетону за підвищених температур

Таблиця 11.1 – Значення параметрів діаграми «напруження–деформація» для звичайного бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі за підвищених температур

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

Наведені в таблиці 11.1 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 11.1, 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 рис. 11.1.

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:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta)f_{ck,t}, \quad (11.3)$$

| 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 $k_{c,t}(\theta)$ (рис. 11.2):

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

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

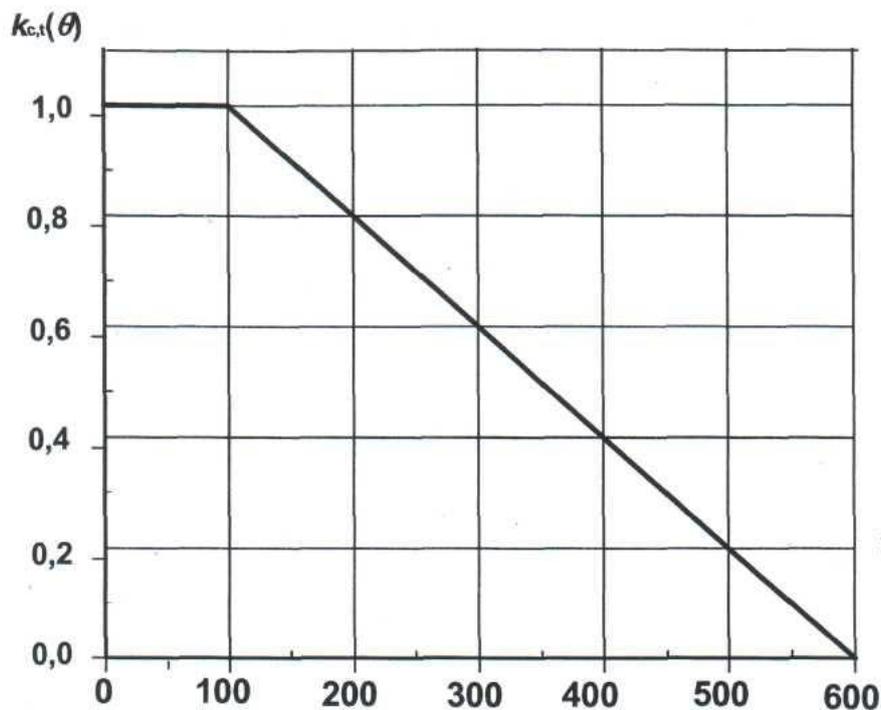


Рисунок 11.2 – Коефіцієнт $k_{c,t}(\theta)$ зниження опору бетону на розтяг ($f_{ck,t}$) за підвищених температур

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 мікрволокнами.

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.

11.3 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 °С.

Бетон на силікатному заповнювачі:

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

Бетон на карбонатному заповнювачі:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\theta) &= -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 && \text{для } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ }^\circ\text{C} \\ \varepsilon_c(\theta) &= 12 \times 10^{-3} && \text{для } 805 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}, \end{aligned}$$

де θ – температура бетону, °С.

Графік залежності температурного розширення від температури наведено на рис. 11.3.

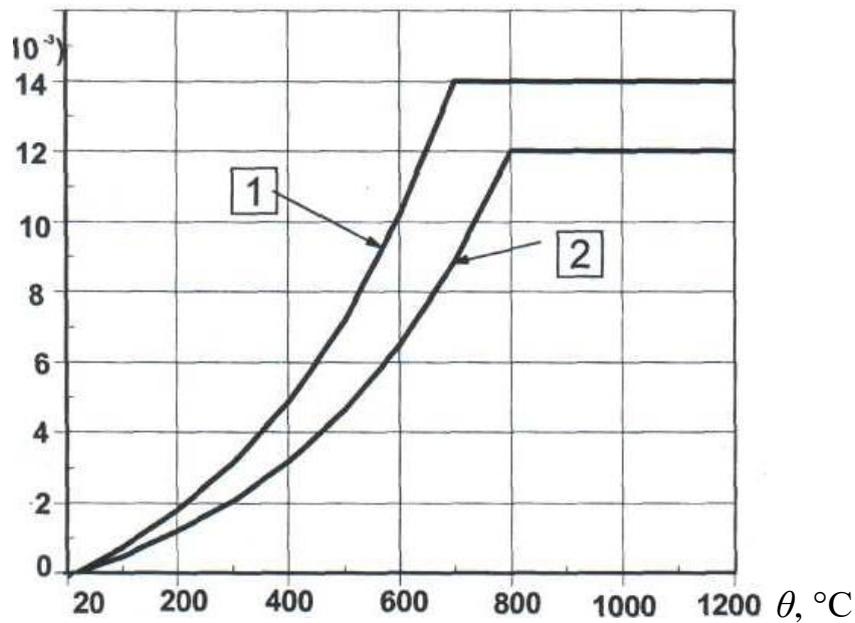
Питома теплоємність. Питома теплоємність $c_p(\theta)$ бетону в сухому стані ($u=0$ %) визначається як:

Бетон на силікатному та карбонатному заповнювачах:

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

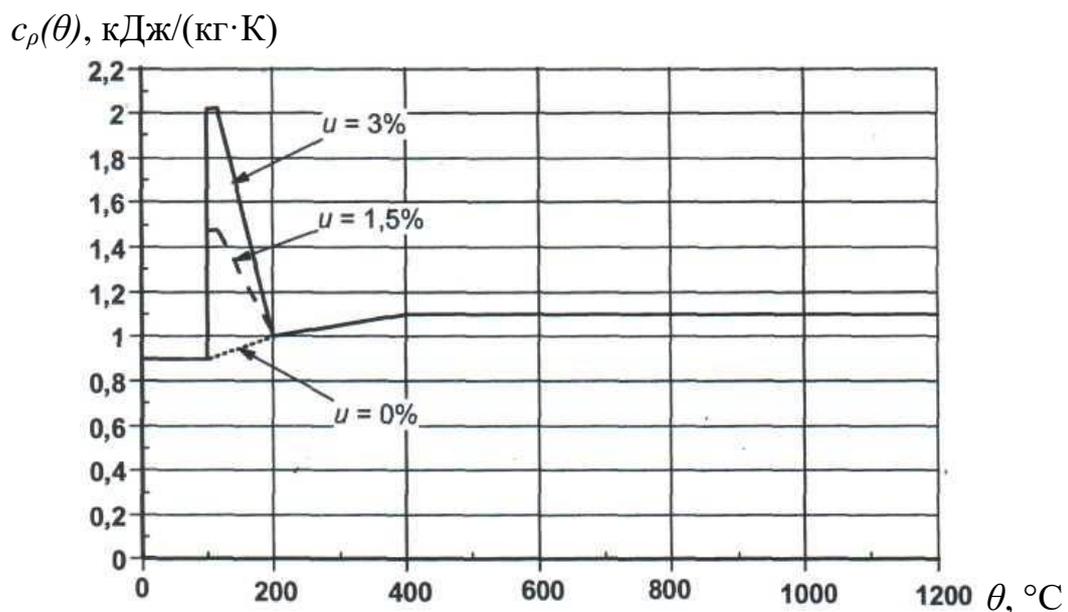
де θ – температура бетону, °С. $c_p(\theta)$ – зображена на рис. 11.4а, кДж/(кг·К).

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



1 – силікатний заповнювач; 2 – карбонатний заповнювач

Рисунок 11.3 – Повне температурне розширення бетону:



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

Рисунок 11.4а – Питома теплоємність

Якщо вологість не враховується в методі розрахунку, залежність наведена для питомої теплоємності для силікатного та карбонатного заповнювачів може моделюватись постійним значеннями $c_{p,reak}$ для температурного інтервалу від 100 °С до 115 °С з лінійним зменшенням за температури від 115 °С до 200 °С.

$c_{p,peak}=900$ Дж/(кг·К) для вологості більше 0 %

$c_{p,peak}=1470$ Дж/(кг·К) для вологості більше 1,5 %

$c_{p,peak}=2020$ Дж/(кг·К) 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 рис. 11.4а.

Зміна густини залежно від температури залежить від втрати води і визначається

$$\rho(\theta)=\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \quad \text{для } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta)=\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \quad \text{для } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta)=\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) \quad \text{для } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}$$

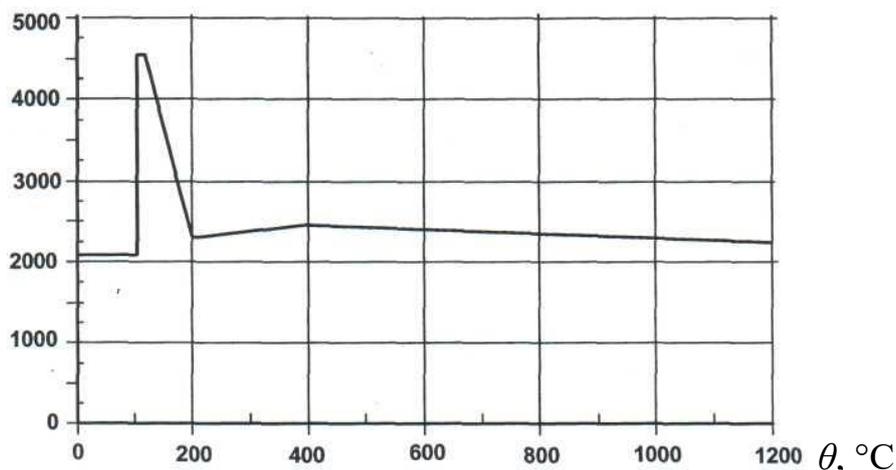
$$\rho(\theta)=\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) \quad \text{для } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Зміна об'ємної теплоємності $c_v(\theta)$ (добуток $\rho(\theta)$ та $c_p(\theta)$) наведено на рис. 11.4б 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.

$c_v(\theta)$, кДж/(м³·К)



б – залежність об'ємної теплоємності $c_v(\theta)$ бетону на силікатному заповнювачі із вологістю $u=3$ % та густиною більше 2300 кг/м³ від температури

Рисунок 11.4б – Питома теплоємність та об'ємна теплоємність

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

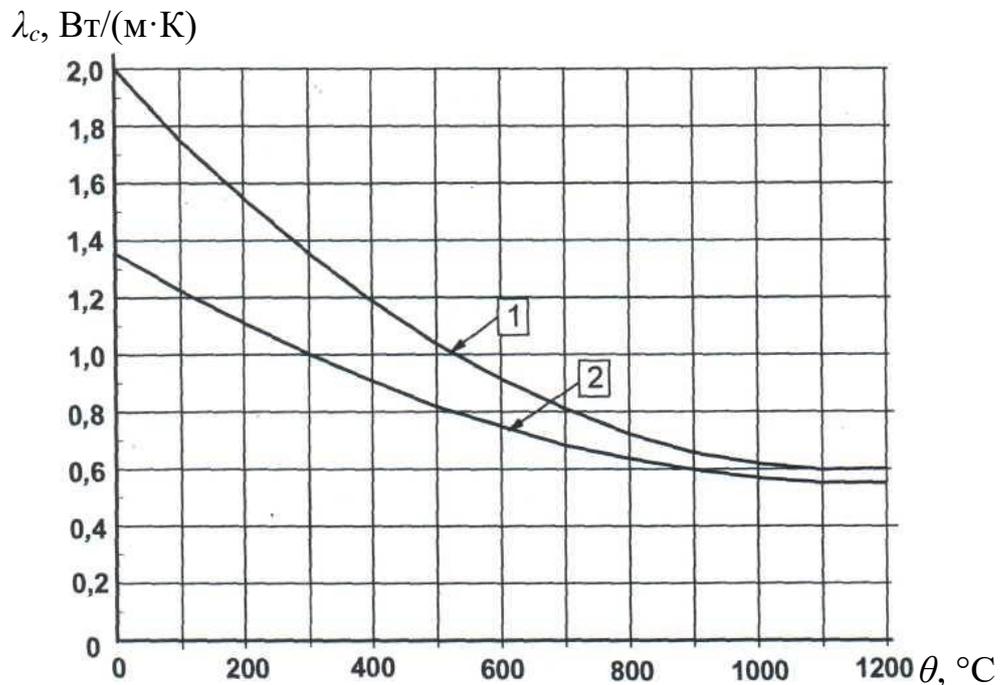
Верхню межу теплопровідності λ_c бетону можна визначити:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \quad \text{для } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}.$$

Нижню межу теплопровідності λ_c бетону можна визначити:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057(\theta/100)^2 \quad \text{для } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}.$$

Зміну верхньої та нижньої межі теплопровідності залежно від температури наведено на рис. 11.5.



1 – верхня межа; 2 – нижня межа

Рисунок 11.5 – Теплопровідність бетону:

Зміна густини в залежності від температури представлені на рис. 11.6.

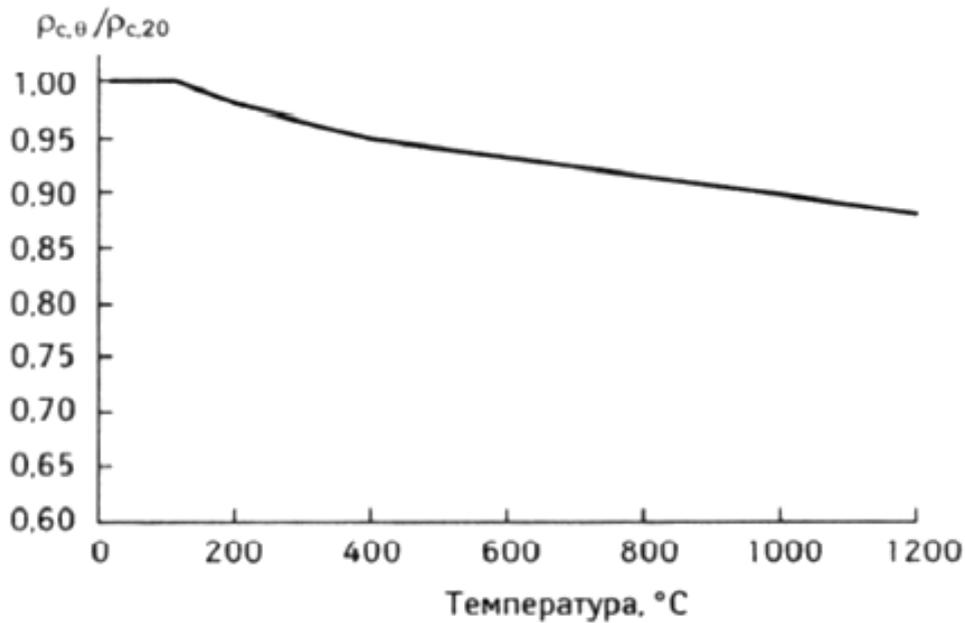


Рисунок 11.6 – Густина бетону за підвищених температур

11.4 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.11.7) та згідно з таблиці 11.2 (а або б). Крива не показує явно вираженої площадки текучості з механічним зміцненням в зоні пластичної деформації. Таблиця 11.2б може застосовуватися лише при підтвердженні результатами випробувань на міцність за підвищених температур.

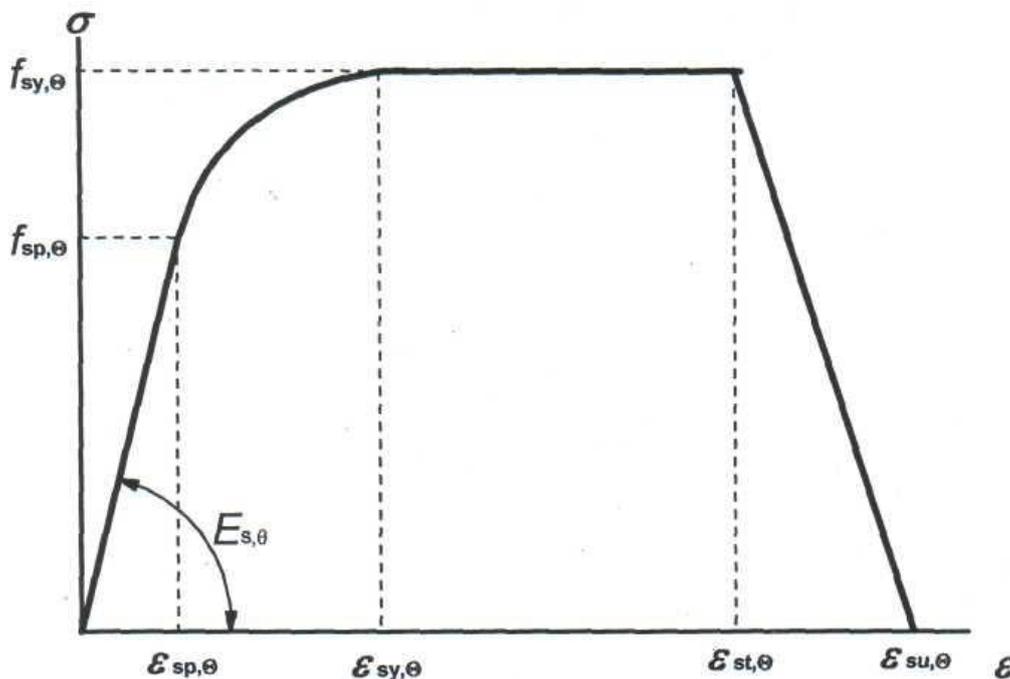


Рисунок 11.7 – Математична модель діаграми «напруження-деформація» для ненапруженої та попередньо напруженої арматури за підвищених температур (позначення для попередньо-напруженої арматури «р» замість «s»)

Діаграма «напруження-деформація», представлена на рис. 11.7, 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 11.2. Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

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

Таблиця 11.2 – Значення параметрів для гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур

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

* Значення параметрів $\varepsilon_{pt,\theta}$ 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.

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 11.2 для діаграми «напруження-деформація» арматури як досить точні.

З рис. 11.7 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. таблицю 11.2а), 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.

Таблиця 11.2а – Значення класу N параметрів діаграми «напруження-деформація» гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур

| Температура сталі θ , °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 |

Вибір між значеннями класу N (таблиця 11.2а) та класу X (таблиця 11.2b), що використовуються в країні, може бути зазначений в її Національному Додатку. Для використання рекомендовані значення класу N. Значення класу X рекомендовано тільки коли це експериментально доведено.

Таблиця 11.2b – 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 |

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 термомеханічнозмцненої попередньо напруженої (стержні) арматури за підвищених температур виражені $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta}$, $\varepsilon_{pu,\theta}$. Значення β надані на вибір для класів А та В.

Для значень класу А (див. таблицю 11.3) β визначають за формулою:

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,lk}/E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,lk}/E_p} \right) * \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,lk}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,lk}}{f_{pk}} \right], \quad (11.4)$$

де визначення та значення для, ε_{uk} , $f_{p0,lk}$, 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 11.3 – Значення параметрів діаграми «напруження-деформація» холоднодеформованої (хд) (дріт та канати) та для термомеханічно зміцненої попередньо напруженої (тз) (стрижень) арматури за підвищених температур

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

Примітка. Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

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.

11.5 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:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 && \text{для } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \times 10^{-3} && \text{для } 750 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 860 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta && \text{для } 860 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 120 \text{ } ^\circ\text{C}; \end{aligned}$$

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, $^\circ\text{C}$

Зміна температурного видовження залежно від температури наведена на рис. 11.8.

Питома теплоємність сталі $c_a(\theta)$, Дж/(кг·К) $c_p(\theta)$ визначається як:

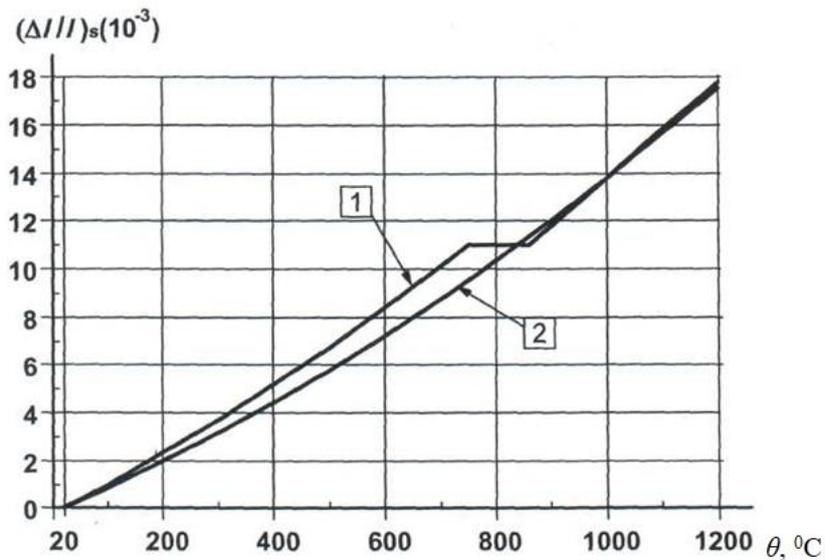
$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta - 1,69 \times 10^{-3} \theta^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta^3 \text{ Дж/(кг·К) для } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 + 13002 / (738 - \theta) \text{ Дж/(кг·К) для } 600 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 735 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 + 17820 / (\theta - 731) \text{ Дж/(кг·К) для } 735 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 900 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \text{ Дж/(кг·К) для } 900 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Зміна питомої теплоємності з ростом температури показана на рис. 11.9.



1 – ненапружена арматура; 2 – попередньо напружена арматура

Рисунок 11.8 – Повне температурне видовження арматури

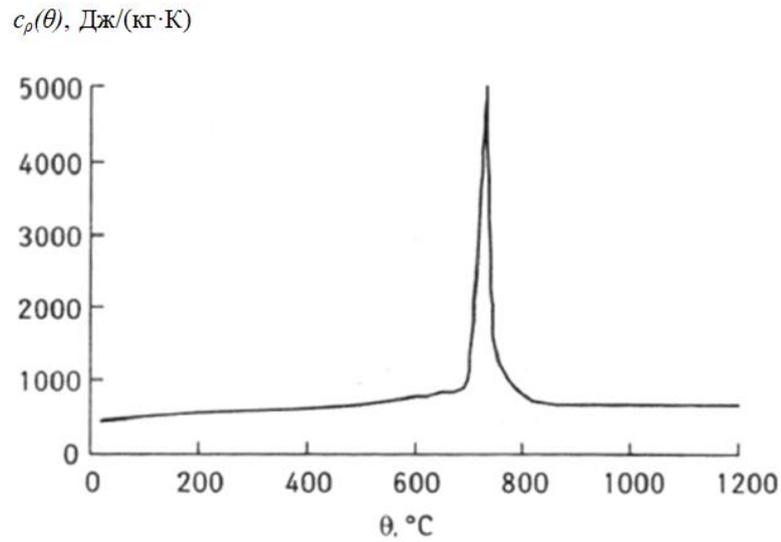


Рисунок 11.9 – Питома теплоємність

Теплопровідність сталі λ_a , Вт/(м·К) може бути визначена (рис. 11.10):

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta \quad \text{для } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 800 \text{ °C, Вт/(м·К)}$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{для } 800 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C, Вт/(м·К)}$$

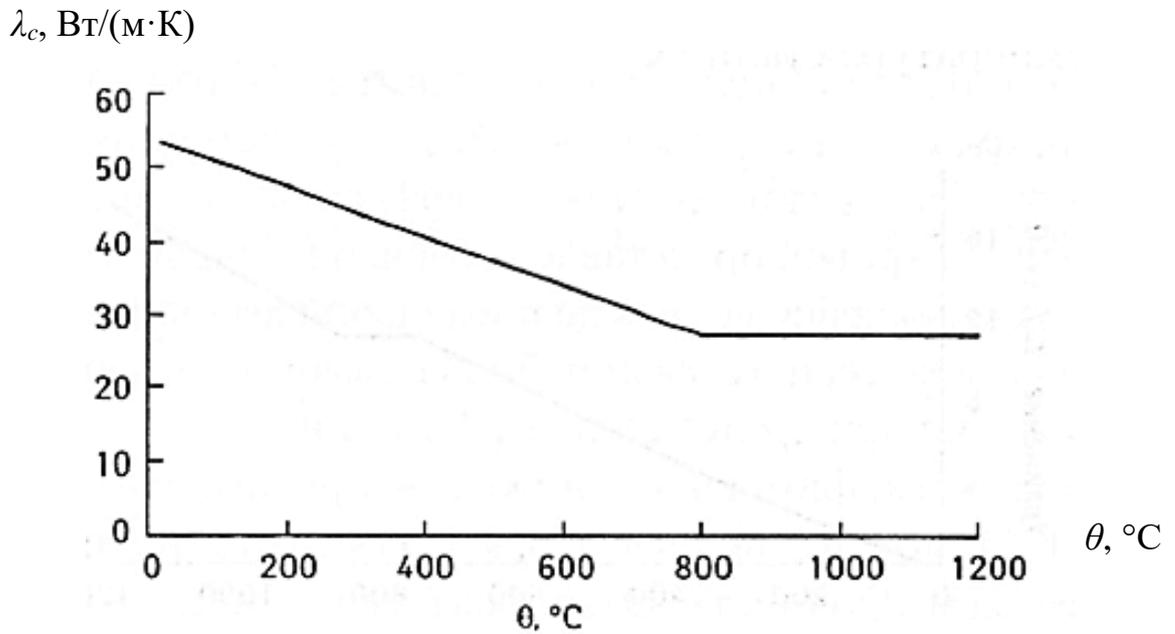


Рисунок 11.10 – Теплопровідність сталі

РОЗДІЛ 12. ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН

12.1 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.12.1, 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.12.1, 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.

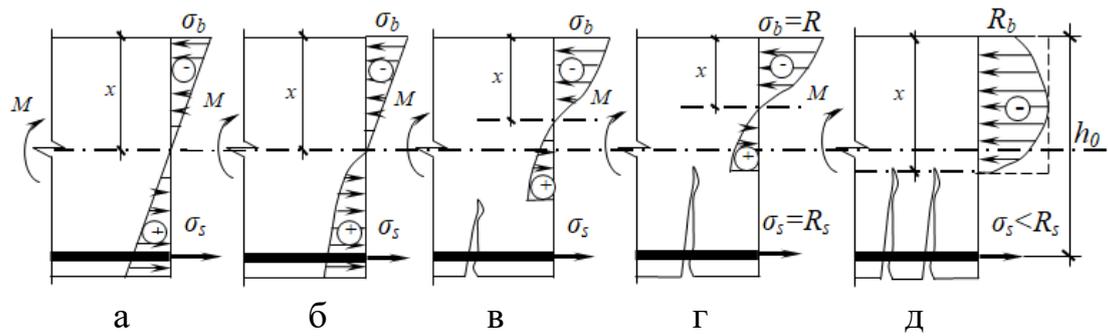
Стадія II. Оскільки $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$, то подальше збільшення навантаження призводить до утворення тріщин у розтягнутій зоні. В місцях тріщин розтягувальні зусилля в основному сприймаються арматурою і частково бетоном над тріщиною.

У стиснутій зоні в бетоні розвиваються пластичні деформації і епюра напруження стає криволінійною. При цьому нейтральна лінія підіймається вверх і висота стиснутої зони x зменшується.

Стадія II закінчується тоді, коли напруження в розтягнутій арматурі досягають σ_y (рис.12.1, 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.



а – I; б – Ia; в – II; г – III (випадок 1); д – III (випадок 2)

Рисунок 12.1 – Стадії напружено-деформованого стану при згині

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.12.1, г).

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.12.1, д). Таке руйнування носить крихкий характер.

Передумови для визначення граничних зусиль в перерізі:

1. В розтягнутій 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.

12.2 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 $d_s=3...10$ мм в тонких плитах (товщиною 6...10 см), а в товстих $d_s=12...16$ мм, з кроком по ширині плити $S=100...200$ 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 $S=250...300$ мм (див. таблицю 12.1). 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.

Таблиця 12.1– Параметри арматури плит

| | | | | | | | | | |
|---|--------|----|---------|----|----|-------|----|---------|---------|
| 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 стрижнями в одному напрямі | 30 | 40 | 40 | 40 | 50 | 50 | 50 | 70 | 80 |
| Клас арматури | Вр-I | | | | | A240C | | | |

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.

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 $32 \text{ мм} > d_s > 20$ мм приймається ЗШ ≥ 25 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:

- $d_{sw} \geq 6$ мм при висоті балок до 80 см;
- $d_{sw} \geq 8$ мм при висоті балок більше 80 см.

Діаметр монтажної арматури $d_m = 12 \dots 14$ мм.

Якщо **каркаси зварні** d_{sw} приймається з умов технології зварювання. Крок поперечних стрижнів назначають або розрахунком або конструктивно. Діаметр монтажної арматури $d_m = d_{sw} + (2 \dots 4)$ 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.

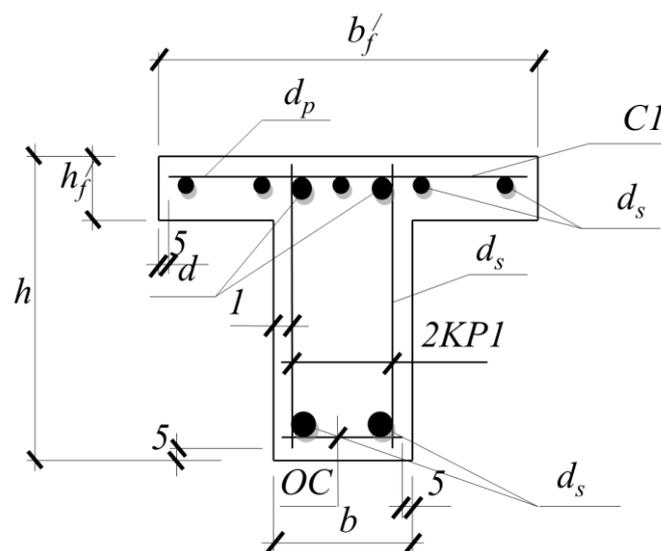


Рисунок 12.2 – Армуння балки таврового перерізу

На рис. 12.2: 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.12.3).

В основу розрахунку покладена третя стадія НДС – стадія руйнування.

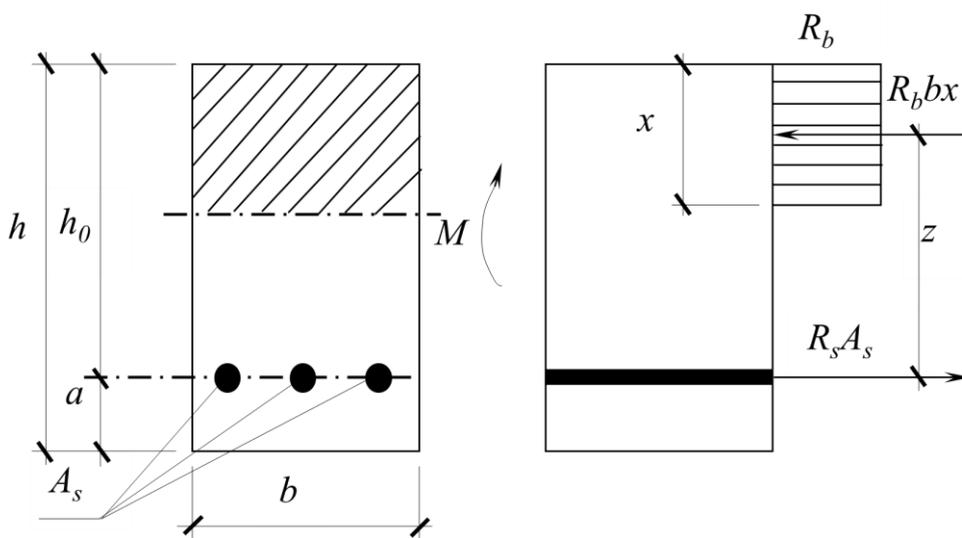


Рисунок 12.3 – Розрахункова схема нормального перерізу при розрахунках міцності прямокутних елементів з одиночним армуванням.

На рис. 12.3: 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

$$z = h_0 - x/2, \quad (12.1)$$

де h_0 – робоча висота перерізу – відстань від стиснутої грані бетону до центру розтягнутої арматури,

$$h_0 = h - a, \quad (12.2)$$

де a – відстань від центру розтягнутої арматури до розтягнутої грані бетону,

$$a = 3\text{Ш} + d_s/2. \quad (12.3)$$

Якщо арматура розташована в два ряди

$$a = 3\text{Ш} + d_s + (\text{в світлі}/2), \quad (12.4)$$

повинні бути дотримані рівняння рівноваги:

$$\begin{aligned} \sum M &= 0, \\ \sum x &= 0, \\ \sum y &= 0. \end{aligned} \quad (12.5)$$

Застосуємо рівняння $\sum M = 0; \sum x = 0$. Складемо рівняння рівноваги моментів відносно вісі, яка проходить через центр розтягнутої арматури

$$\begin{aligned} M - R_b b x (h_0 - x/2) &= 0, \\ M &= R_b b x (h_0 - x/2). \end{aligned} \quad (12.6)$$

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

$$M \geq M_u. \quad (12.7)$$

Складемо рівняння рівноваги моментів відносно вісі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони бетону:

$$\begin{aligned} M - R_s A_s (h_0 - x/2) &= 0, \\ M &= R_s A_s (h_0 - x/2). \end{aligned} \quad (12.8)$$

Умова рівності нулю суми проекцій усіх нормальних зусиль на поздовжню вісь елемента має вигляд:

$$\begin{aligned} R_b b x - R_s A_s &= 0, \\ R_b b x &= R_s A_s. \end{aligned} \quad (12.9)$$

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 (12.9) зрозуміло, що зі збільшенням кількості арматури збільшується площа стиснутої зони бетону $A_b = b x$, 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 (12.9) знаходимо:

$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s A_s}{R_b b}, \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}, \mu = \frac{A_s}{b h_0}, \mu = \frac{A_s}{b h_0} * 100\%, \\ \xi &= \mu \frac{R_s}{R_b} \text{ або } \mu = \xi \frac{R_b}{R_s}, \end{aligned} \quad (12.10)$$

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:

$$\zeta = 1 - 0,5\xi, \alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi). \quad (12.11)$$

Для знаходження другої невідомої в рівняння (12.5) підставимо значення $x = \xi h_0$

$$\begin{aligned} M &= R_b b \xi h_0 \left(h_0 - \frac{\xi h_0}{2} \right), \\ M &= R_b b \xi h_0^2 (1 - 0,5\xi), \\ M &= R_b b h_0^2 \alpha_m, \alpha_m = \frac{M}{R_b h_0^2}. \end{aligned} \quad (12.12)$$

В рівняння (12.9) підставимо значення x

$$R_b b \xi h_0 = R_s A_s, A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s}. \quad (12.13)$$

Також A_s можна знайти з рівняння (12.8):

$$\begin{aligned} M &= R_s A_s (h_0 - x/2), \quad M = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2}\right), \\ M &= R_s A_s \left(h_0 - \frac{\xi h_0}{2}\right), \\ M &= R_s A_s h_0 (1 - 0,5\xi) = R_s A_s h_0 \zeta, \quad A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta}. \end{aligned} \quad (12.14)$$

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 :

$$\begin{aligned} M_u &= r_b b \alpha_m h_0^2, \\ M_u &= R_s A_s \zeta h_0. \end{aligned}$$

– 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 (12.11);

– за $\alpha_m \rightarrow \xi, \zeta$;

– перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$;

– визначаємо площу арматури A_s за формулою (12.13, або 12.14)

– 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 (12.11);
- за $\alpha_m \rightarrow \xi, \zeta$;
- перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$;
- визначаємо площу поздовжньої робочої арматури A_s за формулою (12.13, або 12.14).

12.3 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 проєктувальник 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. Розрахунок приведенної товщини плити.

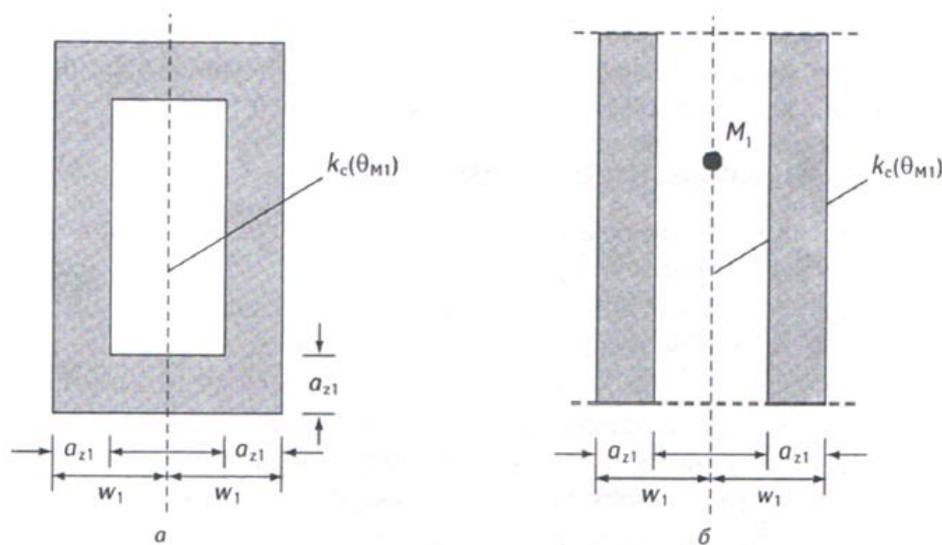
Необхідно розрахувати приведену товщину і розрахункову міцність бетону монолітної бетонної плити при пожежі. Розрахункова межа вогнестійкості при стандартній пожежі становить 90 хв.

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. 12.4, б) є товщиною плити, $w = 100$ мм.



а – поперечний переріз колони; б – еквівалентна стіна

Рисунок 12.4 – Визначення зменшеного поперечного перерізу бетону для залізобетонних плит

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. 6.5, значення температур в цих зонах складають 725 °С; 420 °С; 240 °С і 140 °С. Температура поверхні плити, що не піддана впливу пожежі, становить $\theta_M = 110$ °С. Виходячи з таблиці 11.1, 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, $k_c(\theta_M)=0,995$.

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:

$$a_{z1} = 100 \left[1 - \frac{0,682}{0,995} \right] = 31,5 \text{ мм.}$$

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 °С.

Виходячи з рис. 10.5, віддалення ізотерми 500 °С 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 таблицях 5.5–5.7 Єврокоду EN 1992-1-2. Таблиця 5.5 містить дані для вільно опертих балок, виконаних із звичайного або попередньо напруженого залізобетону, таблиця 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 таблиці 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.

12.4 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості елементів, що працюють на згин, за Єврокодом EN 1993–1–2

Основні принципи розрахунку конструкцій на вогнестійкість.

Аналіз несучої конструкції з точки зору протипожежного захисту слід проводити з застосуванням встановлених для заданих розрахункових ситуацій моделей термічних та механічних впливів, а також параметрів несучої конструкції при підвищених температурах.

У випадках, коли потрібне забезпечення механічної міцності в умовах пожежі, сталеві конструкції повинні бути запроєктовані та змонтовані таким чином, щоб вони могли виконувати свою несучу функцію протягом відповідного часу дії пожежі.

Вогнестійкість підтверджується виконанням наступних умов:

- у часових параметрах

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ};$$

- у міцнісних параметрах

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t};$$

- у температурних параметрах

$$\theta_d < \theta_{cr,d},$$

де $t_{fi,d}$ – розрахункова межа вогнестійкості; $t_{fi,requ}$ – нормативна межа вогнестійкості; $R_{fi,d,t}$ – розрахункова несуча здатність елемента при пожежі у момент часу t ; $E_{fi,d,t}$ – розрахунковий результат впливу при пожежі у момент часу t ; θ_d – розрахункова температура матеріалу; $\theta_{cr,d}$ – розрахункова критична температура матеріалу.

Порівняння за часовими параметрами напряму, як правило, застосовується тільки у випадку використання уточнених методів (просунутих методів) розрахунку вогнестійкості конструкцій.

Непрямо у спрощених методах розрахунку воно використовується для визначення необхідності у вогнезахисті елемента.

При розрахунку за параметрами міцності визначається зменшена несуча здатність через необхідний проміжок часу. На цьому критерії ґрунтується спрощений метод розрахунку для сталевих елементів, схильних до втрати стійкості. Він використовується у комбінації з порівнянням за температурними та часовими параметрами.

Порівняння за температурними параметрами є найбільш поширеним методом згідно Єврокоду 3, коли визначається критична температура сталевій конструкції для встановленого рівня навантаження. Воно застосовується в спрощених методах розрахунку.

Розрахункова оцінка вогнестійкості, будівельних конструкцій об'єкту має проводитися у такій послідовності:

1. Шляхом розв'язку задачі теплопровідності визначається температурне поле у перерізі елемента конструкції, що дозволяє визначити час досягнення на необігрітій стороні огорожувального елемента температури настання граничного стану теплоізолювальної здатності.

2. За отриманими температурними розподілами у перерізі елемента у мінімальний час, обумовлений класом вогнестійкості, визначається можливість настання граничного стану втрати цілісності за цей час. За отриманими даними щодо часу настання зазначених граничних станів визначається клас вогнестійкості огорожувального елемента конструкції.

3. Для розрахунків при розв'язку міцнісної задачі визначаються температурні розподілення по перерізах елементів несучих конструкцій, що підлягають оцінці класу вогнестійкості. Для розрахунку використовується кінцево-різницевий метод вирішення рівняння теплопровідності.

4. Для оцінки класу вогнестійкості як основний використовується спрощений табличний метод.

5. Якщо табличним методом необхідний клас не підтверджується то для розрахунку межі вогнестійкості елементів конструкцій застосовуються основний метод – зонний метод.

6. Отримавши значення фактичної межі вогнестійкості, визначається фактичний клас вогнестійкості шляхом вибору найближчого меншого значення по відношенню до значення межі вогнестійкості для граничного стану, що настає якнайшвидше.

7. У випадку коли фактичний клас вогнестійкості досліджуваних елементів є меншим за необхідний, виконується розрахункове обґрунтування проєктних технічних вимог щодо системи вогнезахисту

даних елементів.

Метод розрахунку за параметрами міцності при підвищеній температурі

Даний метод слід застосовувати при можливості втрати стійкості елемента. Для випадків, коли не враховується критерій деформацій та виключається втрата стійкості, може використовуватись більш простий метод розрахунку критичної температури.

Для перерізів Класу 4 алгоритм значно спрощується, оскільки допускається без розрахунку приймати: $\Theta_{cr,d} = 350 \text{ }^\circ\text{C}$

Статичний розрахунок.

У основу статичних розрахунків повинні бути закладені відповідні моделі несучих конструкцій із визначеними величинами.

Моделі несучих конструкцій повинні із достатньою точністю враховувати розглянуті граничні стани.

Статичні моделі повинні відповідати сталій інженерній теорії та практиці. За необхідності вони можуть підтверджуватися випробуваннями.

Поєднання механічних дій для отримання розрахункового значення результату впливу в умовах пожежі $E_{fi,d,t}$ проводиться згідно з [4] для аварійної розрахункової ситуації.

Комбінації навантажень для аварійних розрахункових ситуацій можуть бути виражені у вигляді:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i},$$

де A_d – розрахункове значення надзвичайного впливу; $\psi_{1,1}$ – коефіцієнт ψ_1 для частого значення змінного навантаження $Q_{k,i}$; $\psi_{2,1}$ – коефіцієнт ψ_2 для квазіпостійного значення змінного навантаження $Q_{k,i}$.

Розрахункове значення домінуючого змінного впливу Q_1 враховується як часте $\psi_{2,1} \cdot Q_1$ або, в якості альтернативи, як майже постійне $\psi_{1,1} \cdot Q_1$.

Національним додатком рекомендується використовувати поєднання $\psi_{2,1} \cdot Q_1$. Впливи враховуються як для розрахунку за нормальної температури, якщо ймовірна їх дія в умовах пожежі.

Прикладені та вимушені видовження й деформації, що спричинені змінами температур внаслідок пожежі, викликають навантажувальні

ефекти, окрім випадків, коли:

- ✓ впливи незначні або їх ефект є сприятливим;
- ✓ впливи враховані традиційно вибраними умовами спирання та граничними умовами і/або беззастережно враховані традиційно визначеними протипожежними вимогами.

Оцінка непрямих впливів повинна враховувати:

- ✓ вимушене теплове розширення конструкцій (наприклад, колон у багатоповерхових каркасних будинках з діафрагмами жорсткості);
- ✓ різне теплове розширення статично невизначених конструкцій (наприклад, нерозрізних плит перекриття);
- ✓ температурні градієнти в поперечних перерізах, що спричиняють внутрішні напруження;
- ✓ теплове розширення прилеглих конструкцій (наприклад, зміщення верхньої частини колони через розширенням плити перекриття або видовження підвісних тросів);
- ✓ теплове розширення конструкцій, що впливає на конструкції за межами протипожежного відсіку.

Розрахункові значення непрямих впливів пожежі слід визначати на основі відповідних сценаріїв пожежі та розрахункових значень теплофізичних та термомеханічних характеристик матеріалу.

Непрямі впливи (від температурного розширення і т. д.) від прилеглих конструкцій не враховуються, якщо протипожежні вимоги до конструкції встановлені для стандартного температурного режиму.

Одночасність виникнення разом з іншими незалежними випадковими впливами не враховується.

В якості спрощення, результати впливів в умовах пожежі $E_{fi,d}$ допускається визначати з використанням результатів, отриманих при нормальних температурах:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d, \quad (12.15)$$

де E_d – розрахункове значення відповідної сили або моменту при нормальній температурі, для основних сполучень впливів згідно з [4]; η_{fi} – коефіцієнт зниження для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі.

Класифікація поперечних перерізів.

При використанні спрощених методів поперечні перерізи можуть класифікуватися як при нормальній температурі з використанням зменшеного значення ε за формулою:

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

де f_y – границя текучості при 20 °С.

Поперечний переріз класифікується за найвищим (найменш сприятливим) класом його стиснутих частин.

Розрізняють 4 класи поперечних перерізів:

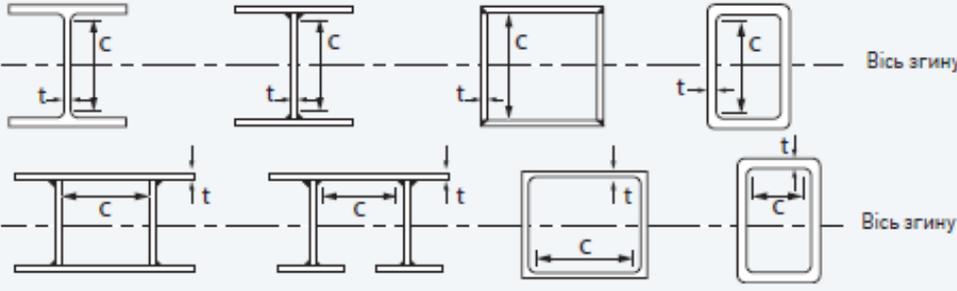
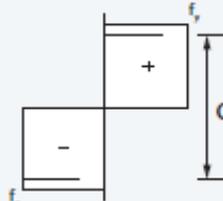
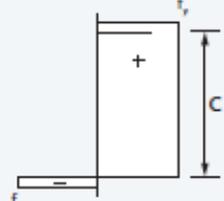
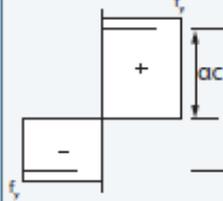
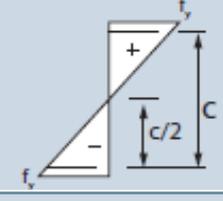
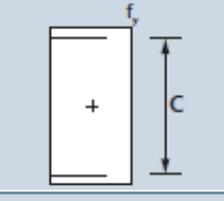
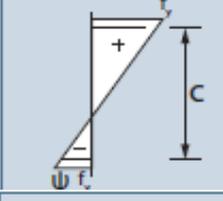
- **Клас 1** – поперечні перерізи, в яких може утворюватися повний пластичний шарнір з несучою здатністю, необхідною для пластичного розрахунку без зниження від втрати місцевої стійкості.
- **Клас 2** – поперечні перерізи, в яких можуть утворюватися часткові пластичні деформації, але в яких несуча здатність обмежена внаслідок місцевої втрати стійкості.
- **Клас 3** – поперечні перерізи, які працюють у пружній області, а напруження досягають межі текучості тільки у крайніх волокнах. Пластичні деформації у перерізах 3 класу не розвиваються внаслідок втрати місцевої стійкості.
- **Клас 4** – поперечні перерізи, в яких втрата місцевої стійкості настає до досягнення границі текучості в одній або кількох частинах перерізу.

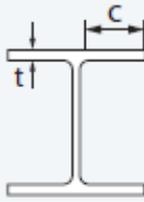
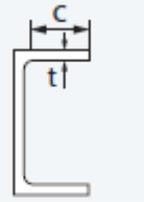
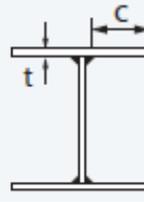
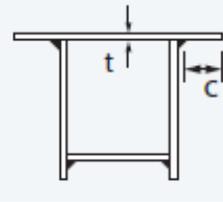
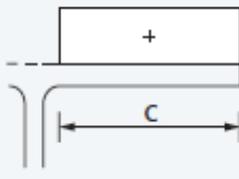
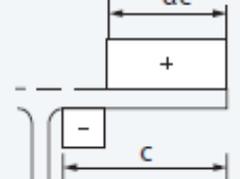
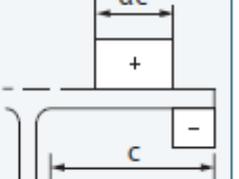
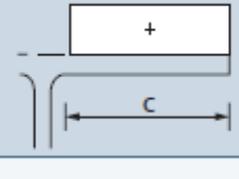
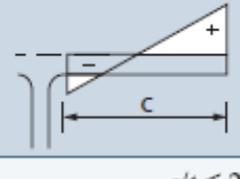
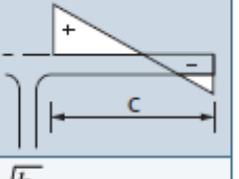
Граничні співвідношення для стиснутих частин Класів 1, 2 та 3 визначаються за таблиці 12.2 [18]).

Частини перерізів, які не відповідають Класу 3, відносяться до Класу 4.

Класифікація з урахуванням коефіцієнта 0,85 застосовується для умов пожежі та не застосовується для інших розрахунків.

Таблиця 12.2 – Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин

| Стиснуті внутрішні частини | | | |
|--|---|--|---|
|  | | | |
| Клас | Частина, що згинається | Частина, що стискається | Частина, що згинається та стискається |
| Розподіл напруження в частинах перерізів (стиск додатній) |  |  |  |
| 1 | $c/t \leq 72\varepsilon$ | $c/t \leq 33\varepsilon$ | якщо $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$ |
| 2 | $c/t \leq 83\varepsilon$ | $c/t \leq 38\varepsilon$ | якщо $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$ |
| Розподіл напруження в частинах перерізів (стиск додатній) |  |  |  |
| Клас | Изгибаемый элемент | Сжимаемый элемент | Сжато-изогнутый элемент |
| 3 | $c/t \leq 124\varepsilon$ | $c/t \leq 42\varepsilon$ | якщо $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ якщо $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$ |

| Звиси полиць | | | |
|---|--|---|--|
|  |  |  |  |
| Прокатні профілі | | Зварні профілі | |
| Клас | Частина, що стискається | Частина, що згинається та стискається | |
| | | Стиснення на кінці | Розтяг на кінці |
| Розподіл напруження в частинах перерізів (стиск додатній) |  |  |  |
| 1 | $c/t \leq 9\epsilon$ | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$ | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |
| 2 | $c/t \leq 10\epsilon$ | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |
| Розподіл напруження у частинах перерізів (стиск додатній) |  |  |  |
| 3 | $c/t \leq 14\epsilon$ | $c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для k_σ див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 | |

Визначення коефіцієнта зниження η_{fi} для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі.

Коефіцієнт зниження η_{fi} для поєднання навантажень згідно з формулою (6.10) [4] визначається за формулою:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (12.16)$$

або для сполучення навантажень (6.10 а) та (6.10 б) [4], як менше значення з двох таких виразів:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}; \quad (12.17)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (12.18)$$

де $Q_{k,1}$ – характеристичне значення переважаючого або головного (першого) змінного впливу; G_k – характеристичне значення постійного впливу; γ_G – коефіцієнт надійності для постійних впливів; $\gamma_{Q,1}$ – коефіцієнт надійності для першого змінного впливу; ψ_{fi} – коефіцієнт поєднання впливів, приймається рівним $\psi_{2,1}$ (див. таблицю А.1.1 додатку А.1 [6]); ξ – коефіцієнт зниження для урахування несприятливих постійних впливів.

Визначення розрахункових сполучень зусиль $E_{fi,d}$ в умовах пожежі.

Розрахункові поєднання зусиль визначаються за формулою (12.15).

Визначення залежності несучої здатності від температури сталі.

Розрахунковий опір $R_{fi,d,t}$ ($M_{fi,t,Rd}$, $N_{fi,t,Rd}$, $V_{fi,t,Rd}$) у момент часу t зазвичай визначається в припущенні рівномірного розподілу температури по площі поперечного перерізу, шляхом корегування розрахункового опору при нормальній температурі по [17], із урахуванням зміни механічних властивостей сталі при підвищених температурах.

Несуча здатність конструкції за міцністю при нормальній температурі визначається за формулою

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

де $\gamma_{M,0} = 1$ – коефіцієнт надійності за несучою здатністю при температурі зовнішнього середовища; W_y – відповідний момент опору перерізу, що визначається наступним чином:

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

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

Несуча здатність поперечного перерізу балки на згин при рівномірно розподіленій температурі θ_a визначається за формулою

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

де $k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження межі текучості при досягненні сталлю температури θ_a в момент часу t ; $\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності за матеріалом при підвищеній температурі; $k_1 = 1$ – поправочний коефіцієнт для урахування нерівномірного розподілу температури по ширині поперечного перерізу (для незахищених балок, що піддаються вогневному впливу з трьох сторін та мають композитну або бетонну плиту з четвертої сторони, даний коефіцієнт $k_1 = 0,7$; для захищеної балки, що піддається дії вогню з трьох сторін з сталобетонною або бетонною плитою $k_1 = 0,85$); $k_2 = 1$ – поправочний коефіцієнт для урахування нерівномірного розподілу температури по довжині балки.

Розрахункова несуча здатність за втратою стійкості плоскої форми згину балки визначається за формулою

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

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

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

де

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

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

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

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

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

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

Метод розрахунку критичної температури.

Для використання цього методу потрібне виконання наступних умов та припущень:

- ✓ не враховується критерій деформацій;
- ✓ в конструкції повністю виключена втрата стійкості.

Ці правила обмежують застосування розглянутого методу конструкціями, несуча здатність яких визначається тільки критерієм міцності. Прикладами таких конструкцій можуть бути: всі розтягнуті елементи, балки з постійним розкріпленням по довжині і т. п.

Статичний розрахунок, визначення коефіцієнта зниження для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі η_{fi} , визначення розрахункових сполучень зусиль в умовах пожежі $E_{fi,d}$, визначення несучої здатності елемента $R_{fi,d,0}$ при пожежі в момент часу $t = 0$ с.

$R_{fi,d,0}$ визначається при умовах $t = 0$ с та $\theta_a = 20$ °С, якщо не вказано інше.

Визначення ступеня використання μ_0 .

Для конструкцій із поперечними перерізами 1, 2 або 3 Класу та для всіх розтягнутих конструкцій, у яких не настає втрата стійкості, ступень використання несучої здатності μ_0 може бути визначений за формулою:

$$\mu = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}, \quad (12.18)$$

μ_0 приймається не менше 0,013.

Розрахунок критичної температури.

За винятком випадків, коли необхідно враховувати критерій деформації або втрату стійкості, критична температура сталі $\theta_{a,cr}$ при рівномірному розподілі температури по конструкції, виконаної з вуглецевих сталей S235–S460 по ДСТУ EN 10025 та всіх марок по ДСТУ EN 10210 та ДСТУ EN 10219, в момент часу t може бути визначена на підставі ступеня використання несучої здатності μ_0 в момент часу $t = 0$ с із використанням наступної формули:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482. \quad (12.19)$$

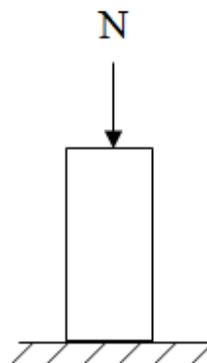
РОЗДІЛ 13. ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА СТИСК

13.1 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.

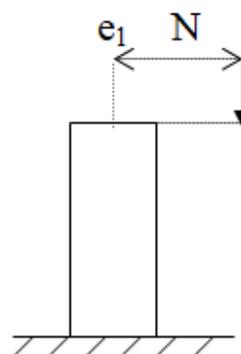
– з випадковим ексцентриситетом

$$N_{\text{per}} \geq N$$
$$N_{\text{per}} = \varphi(R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s)$$



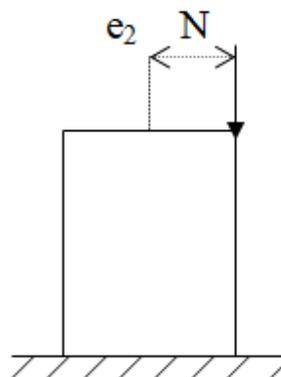
– випадок великих ексцентриситетів

$$N_{\text{per}} = N_b + N'_s - N_s$$
$$M_{\text{per}} \geq M$$



– випадок малих ексцентриситетів

$$N_{\text{per}} = N_b + N'_s - \sigma_s$$
$$M_{\text{per}} \geq M$$



Прикладом позацентрово-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 проєктують з ненапруженою і напруженою арматурою (рис.13.1, рис. 13.2). 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 $\lambda \leq 120$.



Рисунок 13.1 – Встановлення арматури в опалубку колон

- По характеру армування стиснуті елементи поділяються на три типи:
- з гнучкою поздовжньою арматурою і поперечними стержнями (хомутами) (рис.13.1);
 - з гнучкою поздовжньою арматурою і поперечною арматурою у вигляді спіралей та сіток;
 - з жорсткою поздовжньою робочою арматурою.

Мінімальні розміри перерізу стиснутих елементів 250x250 мм. Поперечні розміри колони до 500 мм обирають кратними 50 мм, а при більшому розмірі – кратними 100 мм.

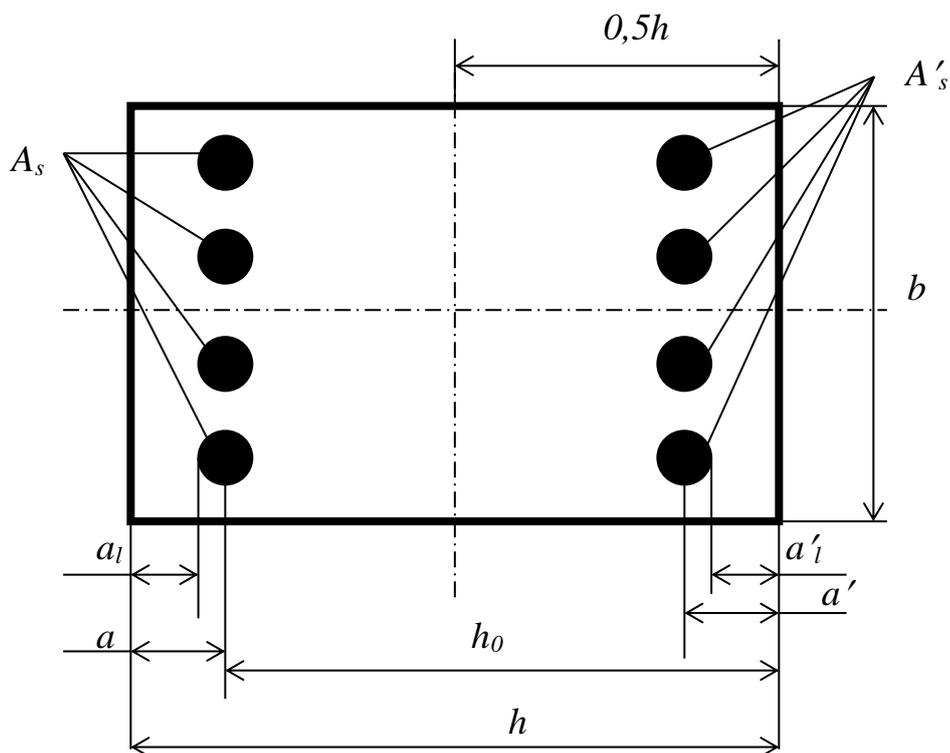


Рисунок 13.2 – Перетин залізобетонної колони

Для таких елементів використовують різноманітні бетони класів В15–В50; в якості поздовжньої арматури звичайно використовують арматуру класів А–І, А–ІІ і А–ІІІ діаметром 12–40 мм. У якості поперечної арматури використовують арматуру класів А–І, А–ІІ або В–І та Вр–І. Діаметр хомутив 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:

- при використанні в'язаних каркасів – на відстані не більш $15d$.
 - при використанні зварних каркасів – на відстані не більш $20d$,
- де d – міні діаметр поздовжньої арматури.

Відстань між напрямом сили стиску і поздовжньою віссю елемента e_o називають ексцентриситетом. У загальному випадку:

$$e_o = \frac{M}{N} + e_a, \quad (13.1)$$

де e_a – так званий випадковий ексцентриситет. При цьому e_a приймають не менше одного з значень:

$e_a \geq 1/600$ від всієї довжини елемента;

$e_a \geq 1/30$ висоти перерізу елемента;

$e_a \geq 1$ см.

Для елементів статично невизначених конструкцій величину ексцентриситету e_o приймають рівною ексцентриситету, отриманому з статичного розрахунку конструкції (M/N), але не менше e_a . Для елементів статично визначених конструкцій ексцентриситет e_o приймають по загальному випадку.

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_o 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.

13.2 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.13.3). Руйнування елемента розпочинається із розтягнутої 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:

$$e = e_o \eta + 0.5h - a, \quad (13.2)$$

$$e' = e_o \eta - 0.5h + a', \quad (13.3)$$

Рівняння несучої здатності через рівняння рівноваги моментів:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s''), \quad (13.4)$$

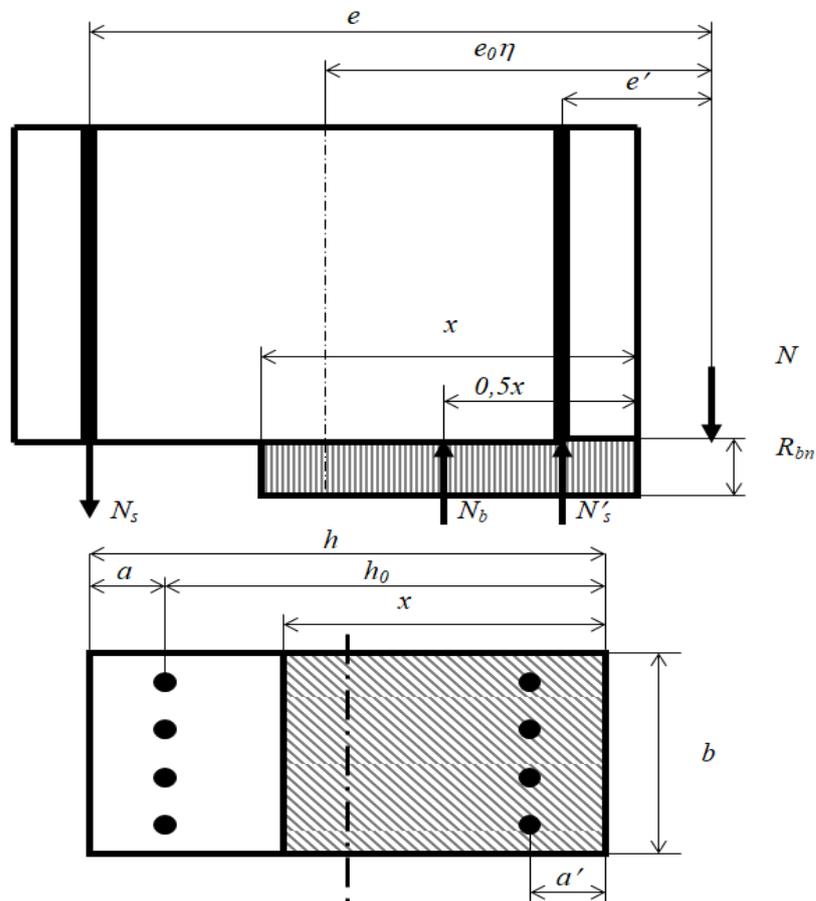
Висоту стиснутої зони визначають з рівнянь рівноваги сил:

а) при $\xi \leq \xi_r$ (випадок 1): $N = R_b b x + R_{sc} A_s' - R_s A_s$ (13.5)

б) при $\xi > \xi_r$ (випадок 2): $N = R_b b x + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s$ (13.6)

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–І, А–ІІ і А–ІІІ по спрощеній формулі:

$$\sigma_s = (2(1 - \xi) / (1 - \xi_r) - 1) R_s \quad (13.7)$$



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 13.3 – Розрахункова схема залізобетонної колони для випадку 1

Випадок 2 – при відносно малих ексцентриситетах (рис.13.4). 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:

$$\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R \quad (13.8)$$

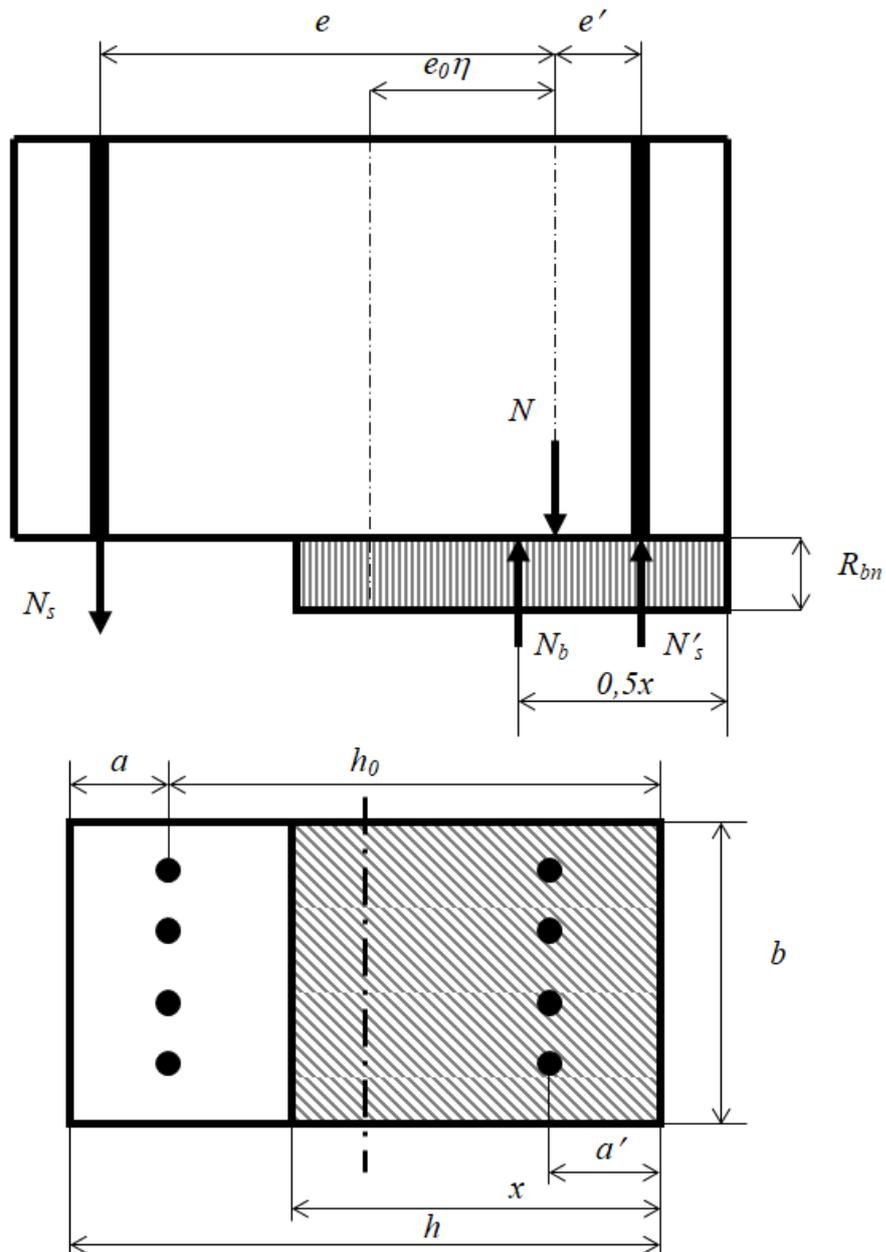


Рисунок 13.4 – Розрахункова схема залізобетонної колони для випадку 2

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 :

$$x = \frac{N - R_{sc}A_s' + R_s A_s}{R_b b}, \quad (13.9)$$

а після цього визначають граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_r = \frac{\omega}{1 + \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}}\right) \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}. \quad (13.10)$$

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_o, 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 $e_o \eta > 0,3h_0$ 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

$$M_r = \alpha_{mr} \cdot R_b b h_0^2 = R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (13.11)$$

де $\alpha_{mr} = \xi_r (1 - 0,5\xi_r)$.

У випадку 1 ($\xi \leq \xi_r$) знаходять площу A_s'

$$A_s' = (Ne - \alpha_{mr} \cdot R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a_s'). \quad (13.12)$$

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 :

$$A_s = \frac{\xi_r R_b b h_o - N}{R_s} + \frac{A'_s R_{sc}}{R_s}, \quad (13.13)$$

при даному значенні A_s' (по конструктивним або іншим міркуванням) обчислюють:

$$x(h_o - 0.5x) = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s)}{R_b b} \quad (13.14)$$

Так як $x(h_o - 0.5x) = \alpha_m h_o$, то обчислюють:

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s)}{R_b b h_o^2},$$

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].

13.3 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.

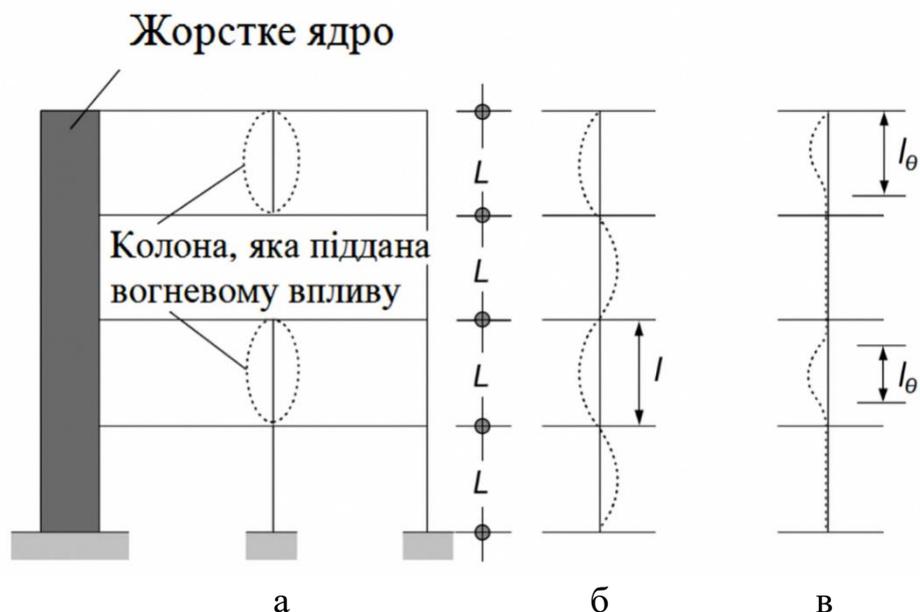
У табличному методі використовують ряд розрахункових таблиць, які безпосередньо зв'язують різні розрахункові параметри колон з наявною стандартною межею вогнестійкості колони. Дані цих таблиць, як правило, засновані на результатах стандартних випробувань вогнестійкості або результатах чисельних розрахунків; 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. 13.5). 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.



а – колона на всю довжину будинку; б – деформований стан колони при нормальних умовах; в – деформований стан колони при підвищеній температурі в пожежних відсіках

Рисунок 13.5 – Розрахункова довжина колони у жорсткому каркасі при впливі пожежі

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 залiзобетонних колон, що пiддаються впливу стандартної пожежi, може бути застосована будь-яка iз зазначених методик. Для залiзобетонних колон при параметричних кривих пожежi, розглянутих в EN 1991-1-2 (глава 3), може бути застосована тiльки методика iзотерми 500 °C. Якщо приймаються параметричнi кривi (режими) пожежi,

то значення коефіцієнта вентиляювання протипожежного відсіку має бути не менше $0,14 \text{ м}^{1/2}$.

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.

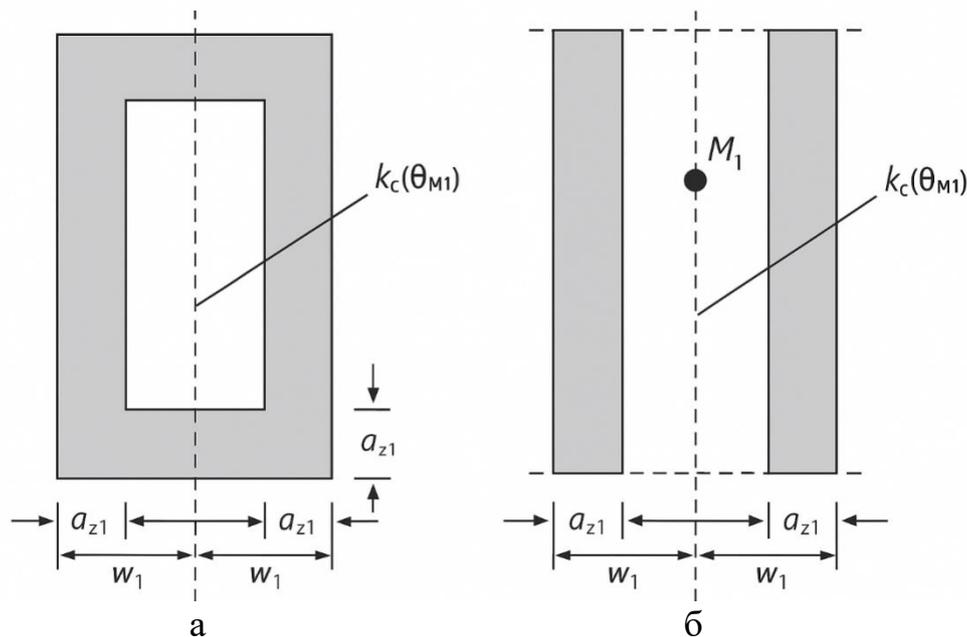
Застосування цього методу розглянемо на прикладі.

Приклад. Застосування зонної методики.

На рис. 13.6 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. 13.6, 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. 13.6, 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. Таблиця 8.1 можна використовувати для визначення коефіцієнта зниження міцності на стиск зони при деякій її температурі.



а – поперечний переріз колони; б – еквівалентна стіна

Рисунок 13.6 – Визначення зменшеного поперечного перерізу бетону для залізобетонних колон

Середнє значення коефіцієнта зниження міцності всієї половинної товщини розраховується за формулою:

$$k_{cm} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i), \quad (13.15)$$

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, ураженої пожежею, визначається залежно від:

$$a_{z1} = w_1 \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_m)} \right)^\alpha \right], \quad (13.16)$$

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. 13.6, 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. 13.6, 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.

13.4 Спрощені методи розрахунку вогнестійкості стиснутих елементів за Єврокодом EN 1993-1-2

Метод розрахунку за параметрами міцності при підвищеній температурі при дії зусиль стиску з поперечними перерізами Класу 1, 2 або 3.

Загальний принцип проведення розрахунку приведений в розділі 12.4.

Розрахункова несуча здатність за втратою стійкості в формі поздовжнього $N_{b,fi,t,Rd}$ стиснутої конструкції з поперечними перерізами Класу 1, 2 або 3 при рівномірному розподілі температури Θ_a в момент часу t визначається за формулою:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\Theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}}, \quad (13.17)$$

де χ_{fi} – понижуючий коефіцієнт для відповідної кривої втрати стійкості в умовах пожежі; $k_{y,\Theta}$ – коефіцієнт зниження границі текучості при досягненні сталю температури Θ_a в момент часу t .

Значення χ_{fi} приймається меншим зі значень $\chi_{y,fi}$ та $\chi_{z,fi}$, визначених за формулою:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\Theta} + \sqrt{\phi_{\Theta}^2 - \lambda_{\Theta}}}, \quad (13.18)$$

де

$$\phi_{\theta} = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha_{\theta} \cdot \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2],$$
$$\alpha_{\theta} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}.$$

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_{\theta}$ при досягненні сталю температури θ_a приймається рівною:

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

Коефіцієнт поздовжнього згину $\bar{\lambda}$ визначається з виразу:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1},$$

де L_{cr} – розрахункова довжина елемента відносно осі, що розглядається;

i – радіус інерції, який визначається для перерізу бруто відносно осі, що розглядається;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon.$$

РОЗДІЛ 14. ВОГНЕЗАХИСТ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

14.1 Необхідність вогнезахисту сталевих конструкцій

У висотних будівлях на випадок пожежі передбачають три основні механізми захисту: систему спринклерів, активну ліквідацію пожежі пожежними та пасивний вогнезахист конструктивних елементів, для запобігання розвитку можливого сценарію руйнування [14].

У випадку веж–близнюків жорсткий режим пожежі подавив механізми захисту набагато швидше ніж очікувалося. Внаслідок високої інтенсивності спринклери, перший рівень захисту, виявилися неефективними або недіючими. Активну ліквідацію пожежі пожежними, другий рівень захисту, не можливо було ефективно застосувати через розташування вогнища пожежі на верхніх поверхах. Удар літака став причиною пошкодження вогнезахисту, третього рівня захисту, пасивний вогнезахист конструкцій виявився неефективним. Руйнування механізмів захисту від пожежі значно вплинуло на характер руйнування веж–близнюків.

Переважна більшість сталевих конструкцій будівель та споруд мають межу вогнестійкості, яка не відповідає вимогам нормативних документів. Для забезпечення межі вогнестійкості до рівня, який би відповідав нормативним вимогам, можна використати один з трьох способів або їх поєднання, а саме:

- вогнезахист конструкцій;
- використання вогнестійких сталей;
- застосування зовнішніх несучих конструкцій.

Вогнезахист, блокуючи тепловий потік від вогню до поверхні конструкцій, оберігає їх від швидкого прогрівання і дозволяє зберегти несучу здатність протягом певного часу.

Метали відрізняються високою теплопровідністю, тому їх вогнезахист полягає у створенні на поверхні сталевих елементів конструкцій теплоізолюючих екранів, що витримують вплив вогню або високих температур.

Елементи сталевих конструкцій повинні відповідати вимогам протипожежної безпеки. Під дією високої температури під час пожежі несуча здатність сталевих конструкцій різко знижується, а іноді відбувається їх руйнування. Застосування сталевих конструкцій, які виконані без урахування вимог вогнестійкості, може призвести до людських жертв і значних збитків.



Рисунок 14.1 – Способи вогнезахисту конструкцій

Елементи сталевих конструкцій повинні відповідати вимогам протипожежної безпеки. Під дією високої температури під час пожежі несуча здатність сталевих конструкцій різко знижується, а іноді відбувається їх руйнування.

Застосування сталевих конструкцій, які виконані без урахування вимог вогнестійкості, може призвести до людських жертв і значних збитків.

При вогневому впливі в сталевих будівельних конструкціях під дією постійного навантаження виникає деформація повзучості від температури, накопичення якої призводить до втрати несучої здатності цих конструкцій.

Крім високотехнологічних і, найчастіше, дорогих автоматичних систем пожежогасіння існують рішення, які називаються пасивним протипожежним захистом.

Вогнестійкість сталеві незахищеної конструкції залежить від приведеної товщини металу. Приведена товщина визначається як відношення площі поперечного перерізу елемента сталеві конструкції до

частини її периметра, що обігрівається. Фактично у будівництві застосовуються конструкції з приведеною товщиною не більше 20 мм.

Таблиця 14.1 – Способи вогнезахисту залежно від типу захищеної конструкції

| Тип конструкцій | Спосіб вогнезахисту | | | | | |
|---------------------|---------------------|----------|--------------|-------------|-------------|----------------------------------|
| | Спучувані покриття | Покриття | Обетонування | Облицювання | Тинькування | Заповнення порожнистих перерізів |
| Колони | * | * | * | * | * | * |
| Балки | * | * | * | * | * | |
| Ферми | * | * | | | * | |
| Структури | * | * | | | | |
| Резервуари | * | * | * | * | * | |
| Мембрани | * | * | | | | |
| Вантові конструкції | * | | | | | |

Застосування незахищених сталевих конструкцій допускається, коли мінімальна необхідна межа вогнестійкості конструкції встановлена R15 (RE 15, REI 15), за винятком випадків, коли межа вогнестійкості несучих елементів будівлі за результатами випробувань становить менше R8.

У цих, а також у всіх інших випадках, коли необхідна межа вогнестійкості конструкцій більше R15 (RE 15, REI 15), потрібно підвищити їх вогнестійкість до заданого рівня за допомогою засобів вогнезахисту.

Особливо важливо застосовувати пасивний вогнезахист у будинках з великим скупченням людей: готелі, аеропорти, спортивні комплекси, стадіони та торгові центри, а так само в таких галузях промисловості, як нафтопереробні та атомно-енергетичні комплекси.

14.2 Конструктивні способи вогнезахисту. Вогнезахисна обробка покриттями і складами

Штукатурка. Застосування цементно–піщаної штукатурки по металевій сітці як вогнезахисне покриття дає можливість збільшити межу вогнестійкості сталевих колон до 45 хв при товщині шару 25 мм та до 120 хв при товщині шару 50 мм, який нанесено по двох шарах металевої сітки [14]. За даними експериментів, шар штукатурки під впливом високих температур покривається тріщинами, розшаровується та руйнується. При товщині шару 50 мм, нанесеного по двох металевих сітках, обрушення не відбувається.

Прагнення знизити масу штукатурного покриття призвело до розробки легких штукатурок із вмістом азбесту, перліту, вермикуліту, фосфатних з'єднань і інших матеріалів. Однак зниження маси призводить до появи недоліків, властивих полегшеним штукатуркам: зниження конструктивної міцності, недостатня адгезія до поверхонь, що покриваються. Слід зазначити, що штукатурні суміші на рідкому склі, вапні і гіпсі можуть використовуватися в приміщеннях з відносною вологістю не більше 60 %. Крім того, штукатурки не відповідають естетичним вимогам і не можуть бути нанесені на конструкції складної конфігурації (ферми, зв'язки тощо).

Покриття сталевих конструкцій вогнезахисними складами на гіпсовому в'язучому може спричинити корозію сталі. Для запобігання цьому в гіпсові склади необхідно вводити добавки, які підвищують лужність середовища, наприклад, мелене негашене вапно, поташ тощо.

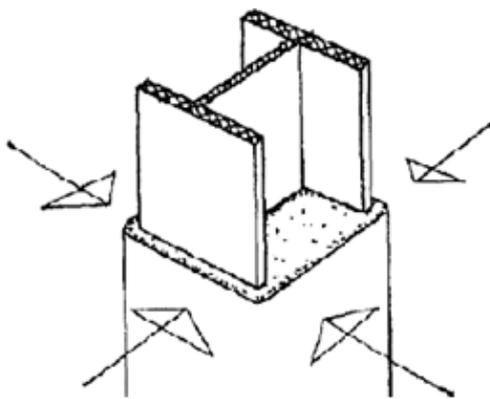


Рисунок 14.2 – Металевий елемент, який повністю знаходиться в захисному матеріалі

Бетон. Влаштування масивного захисного шару бетону (рис. 14.2) передбачається, як правило, лише в тих випадках, коли бетон виконує крім вогнезахисних і інші функції, наприклад сприймає частину діючого навантаження на конструктивний елемент. Таким чином, захищаються звичайно лише колони і стійки. У цьому випадку можна застосовувати різні види бетонів і, зокрема, комірчасті бетони, що мають меншу вагу і підвищені теплоізоляційні властивості. Застосування вогнезахисту

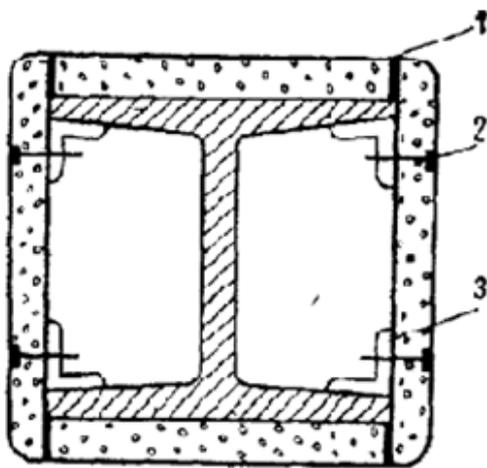
сталевих конструкцій за допомогою бетону і цегляної кладки найбільш

раціонально, коли одночасно з вогнезахистом конструкцій потрібно провести їх укріплення, наприклад, при реконструкції будівель.

Товщина захисного шару бетону повинна бути не менше за 6 см. Бетон забезпечує достатній вогнезахист сталевих конструкцій, але збільшує вагу каркасу будівлі. Так, на нижніх поверххах для колон перерізом 40x40 см у разі товщини шару бетону 10 см в 30-поверховій будівлі при висоті поверху 3,5 м навантаження від бетону становить близько 50 т/с на кожену колону [14].

Використовуючи як заповнювачі гірські породи, в які входить кварц, в бетоні за температури близько 600 °С можуть з'явитися тріщини через збільшення об'єму кварцу.

Застосування для обетонування сталевих колон бетону на гранітному щебні або піщаного бетону при одних і тих самих товщинах захисного шару дає менший ефект порівняно з бетоном на вапняковому



1 – шар клею, 2 – нержавіючий болт, 3 – приварений кутник

Рисунок 14.3 – Захист металевої колони збірними залізобетонними плитами

щебні. У разі вагової вологості бетону менше ніж 3 % руйнування від пожежі не спостерігали.

Важкі бетони з великим заповнювачем як з гранітного, так і з вапнякового щебню або піщані бетони мали однаковий характер руйнування – типу вибуху. Причиною такого руйнування є різке підвищення тиску водяної пари всередині бетону у разі впливу на нього вогню. Легкі бетони з об'ємною вагою до 1300 кг/м³ та більшою пористістю у разі вагової вологості до 16 % витримували вплив вогню без будь-яких ознак вибухоподібного руйнування [14].

Вагова вологість бетону в середині колони знижується до 3 % через три місяці 10 днів після зняття опалубки. Отже, вплив високих температур на залізобетонний захист несучих сталевих колон особливо небезпечний в перший період експлуатації будівлі, коли вагова вологість бетон колон перевищує 3 % і може спричинити вибухоподібне їх руйнування. Тому в будівлях, які будують, і експлуатують перший рік, необхідно особливо ретельно дотримуватись правил пожежної безпеки.

Можна застосовувати також збірні залізобетонні захисні плити, виготовлені безпосередньо на майданчику в заводських умовах, які з'єднуються на клею, на скобах тощо. (рис. 14.3). Оскільки такі бетонні



Рисунок 14.4 – Вогнезахист сталевій балки

плити є досить важкими, для зниження їхньої ваги звичайно використовують ніздрюваті бетони. Такі бетони звичайно виготовляють в автоклавах, де в структурі відбувається реакція, аналогічна до тієї, яка має місце при одержанні силікатної цегли. Теплопровідність ніздрюватих бетонів складає $0,2-0,3 \text{ Вт/м}\cdot\text{°C}$.

Балки й інші елементи, що згинаються, можна захистити за допомогою опалубки, що спирається на внутрішню поверхню нижньої полиці балки і що дозволяє одержати захисний шар з бетону при заливанні плити (рис. 14.4). При цьому особливо важливо досягнути спільної роботи сталі і бетону.

Орієнтовні значення товщини вогнезахисного шару бетону, необхідного для забезпечення межі вогнестійкості сталевих конструкцій від 45 хвилин до 150 хвилин, становлять від 20 до 60 мм.

Цегляне облицювання застосовують для вогнезахисту вертикально розташованих конструкцій.

Облицювання з бетону і цегляної кладки забезпечують межу вогнестійкості до 150 хвилин, вони стійкі до атмосферних впливів і агресивних середовищ. Але ці способи вогнезахисту пов'язані з трудомісткими опалубними і арматурними роботами, малопродуктивні, значно збільшують каркас будівлі і збільшують терміни будівництва.

Крім того, ці способи незастосовні для вогнезахисту несучих конструкцій перекриттів (ферми, балки) і зв'язків по колонах і фермах.

Для вогнезахисного облицювання повинна застосовуватися цегла марки не нижче М75. Для цегляної кладки рекомендується застосовувати цементно-піщаний розчин марки не нижче М50. В якості в'язучого слід застосовувати портландцемент, шлакопортландцемент і швидкотвердіючий портландцемент марок не нижче М400.

Облицювання суцільних і наскрізних колон цегляною кладкою може бути виконано по периметру перерізу і по контуру поверхні, що захищається.

Для надійного з'єднання цегляної кладки вогнезахисного облицювання колон і забезпечення герметизації стиків з конструкціями стін необхідно в стінах встановити анкери та арматуру цегляної кладки приварювати до них. Горизонтальні та вертикальні шви в місцях сполучення цегляної кладки з іншими конструкціями повинні бути повністю заповнені розчином з обробленням швів врівень. Захист вузлів складної конфігурації в місцях сполучення колон з ригелями, зв'язками і плитами перекриття рекомендується виконувати в монолітному залізобетоні з установкою необхідних закладних деталей і випуском арматури для забезпечення з'єднання вогнезахисних облицювань колон, ригелів і зв'язків між собою.

Вогнезахисне облицювання цегляною кладкою не вимагає додаткових робіт із штукатурення і фарбування.

Облицювання сталевих елементів з метою вогнезахисту застосовують на практиці вже тривалий час, понад 130 років. Перші висотні будівлі з використанням сталевих каркасів у м. Нью-Йорку (США) мають вогнезахист у вигляді облицювання керамічною цеглою для колон та керамічними елементами для балок.

Легкі бетони. Вогнезахисні покриття сталевих конструкцій легкими бетонами з об'ємною вагою від 600 до 1500 кг/м³ можна виконувати з керамзитобетону, гіпсобетону та інших бетонів з легкими пористими заповнювачами [14]. Штучними пористими заповнювачами: керамзитовий гравій, шлакова пемза, гранульований шлак, щебінь та пісок з перліту та інших вулканічних порід, спучених під час випалювання. Додатками для легких бетонів застосовують тонкомелені доменні гранульовані шлаки, туф, пемзу тощо. Як в'язуче для легких бетонів застосовують портландцемент.

Підвищена пористість легких бетонів сприяє розвитку корозії в них сталевих арматур. Тому в агресивному середовищі легкий бетон повинен бути щільним з вмістом цементу не менше 250 кг/м³. Сталеві стержні доцільно покривати антикорозійними складами – цементно-казеїновою суспензією, бітумно–цементною мастикою тощо у разі вкладання легкого бетону в опалубку довкола сталевих колон. Внаслідок великої різниці у об'ємній вазі заповнювача та цементного тіста бетон не може бути достатньо ущільненим, тому для влаштування вогнезахисних облицювань застосовують плити з таких бетонів. У НІЖБ розроблені склади жаротривкого перлітобетону на портландцементі з граничною температурою застосування 600 °С. Об'ємна вага таких перлітобетонів коливається в межах 800–1000 кг/м³, міцність 50–100 кгс/см².

Гіпс. Звичайно будівельний гіпс має склад – $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, тому в сухому стані він містить 20 % конституційної води.

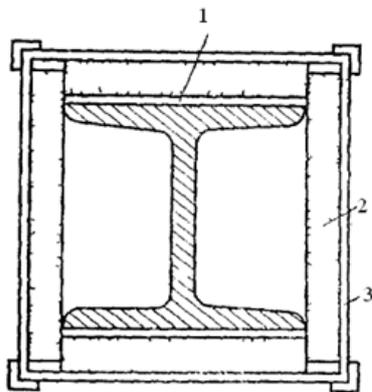
У випадку пожежі такий запас води в гіпсі грає дуже важливу роль, оскільки потрібна значна кількість теплової енергії для перетворення молекул гіпсу в безводний сульфат кальцію і випаровування вивільненої води. Тому при пожежі такий гіпсовий захисний шар одночасно відіграє роль за рахунок поглинання значної кількості тепла і виконує пасивну функцію, як екран, що перешкоджає проходженню теплового потоку.

Гіпс можна використовувати або у виді збірних плиток чи пластин, або наносити його вручну чи механічно.

Вермикуліт. Вермикуліт є природним мінералом із сімейства гідрослюд, що при нагріванні значно збільшується в об'ємі, обезводнюється і змінює свою структуру на шарувату. Усе це обумовлює його застосування як теплоізоляційного матеріалу. Розмір зерен вермикуліту збільшується у 20–30 разів, зневоднене повітря виявляється в порах його структури, яка сама має високу теплоізолюючу здатність.

Наявність слюди в мінеральному складі і дуже висока температура плавлення (близько 1400°C) роблять вермикуліт матеріалом, дуже придатним для виробництва захисних панелей, що не виділяють ні диму, ні токсичних газів, а тільки лише водяний пар. Сполучення цементу або гіпсу з вермикулітом дозволяє створювати захисні оболонки, що мають високу вогнестійкість. При змішуванні вермикуліту з глиноземистим цементом виходить жаротривкий бетон, що постійно витримує температуру 1000°C .

Вироби з такого бетону можуть бути монолітними або збірними, крім того, бетон можна наносити набризкуванням для утворення захисного шару.



1 – шар клею; 2 – плита вермикуліту, 3 – сталевий лист

Рисунок 14.5 – Захист вермикулітовими плитами

Вермикулітовий бетон являє собою захисне покриття, дуже чуттєве до ударів, тому іноді виникає необхідність захищати вермикулітові захисні панелі від ушкодження.

Перліт. Як і вермикуліт, перліт є мінеральним заповнювачем, що має таку ж здатність при дії тепла і, отже, знаходить аналогічне застосування.

Мінеральні волокна. До числа мінеральних волокон звичайно відносять: азбестове волокно, скловолокно і скловату, шлаковату.

Азбестове волокно є природним волокном, яке досить часто зустрічається в природі. Шлаковату найчастіше виробляють з доменних шлаків. У розплавлений шлак додають визначені компоненти з метою одержання спеціальних властивостей кінцевого продукту. Процес одержання скловолокна передбачає плавлення спеціальних склоутворюючих з'єднань, здатних до утворення волокнистої структури. Усі ці матеріали набризкують пневматичним способом. Застосування азбестового волокна більше не практикується, тому що контакт з азбестом веде до професійних захворювань (асбестоз, пневмоконіоз).

Від 29 червня 1977 року, застосування азбесту або азбестовмісних матеріалів забороняється для влаштування захисних покриттів на всіх стінових і інших елементах житлових будинків.

Спучена глина (керамзит). Це дуже легкий і інертний матеріал, що складається з зерен діаметром 3–10 мм, що має внутрішню комірчасту заклену і міцну зовнішню оболонку, що забезпечує його високу міцність на стиск при дуже малій вдавній щільності (близько 350 кг/м). Зручність застосування такого матеріалу в розсипному вигляді полягає в тому, що він викликає мінімальні поперечні зусилля при укладанні його між елементом, що захищається, і листовою оболонкою. При нагріванні листової оболонки приблизно до 300 °С кульки зі спученої глини не піддаються осіданню. У зв'язку з цим у захисному шарі не утвориться місцевих порожнеч, що могли б сприяти підвищенню теплопередачі. Такий заповнювач зберігає свою стійкість при температурах до 1200 °С, будучи при цьому поганим провідником тепла.

Дерево. Може здатися дивним захист неспалимої сталі таким легкозаймистим і спалимим матеріалом, як дерево. Однак високі ізоляційні властивості дерева перевищують збільшення теплового навантаження, створеної таким способом ізоляції. У такий спосіб можливо досягти границі вогнестійкості порядку 60 хв з урахуванням швидкостей горіння.

Покриття, що спучуються. В даний час все більше поширення отримують нові методи з використанням вогнезахисних складів, які незначно обтяжують конструкції. Найбільш технологічним є нанесення на поверхню об'єкта тонкошарових вогнезахисних складів (фарб), які спучуються. Їх вогнезахисні властивості проявляються за рахунок збільшення товщини шару і зміни теплофізичних характеристик при тепловому впливі в умовах пожежі.

Вогнезахисні фарби (покриття), які спучуються представляють собою композиційні матеріали, що мають у своєму складі полімерну в'язучу речовину і наповнювачі (антипірени, газоутворювач, жаростійкі

речовини і стабілізатори спіненого вугільного шару). При нагріванні вони розкладаються навколо конструкції, яку захищають, з поглинанням тепла, відбувається виділення інертних газів і парів, які заміщають атмосферний кисень і блокують конвективний перенос тепла до поверхні, що захищається, придушуючи полум'я поблизу шару покриття, зменшують радіаційний потік тепла і уповільнюють процес горіння. Спучуючі покриття містять компоненти, які є джерелом утворення спіненого вугільного шару, що покриває поверхню конструкції. Цей шар поступово коксується, стає жорстким.

Спінений шар, відрізняючись низькою теплопровідністю, виконує функцію теплозахисного екрану, який уповільнює розповсюдження тепла по конструкції і її прогрів, в результаті чого об'єкт, який обробили, значно пізніше потрапляє в область критичної температури.

Суміші терморозширюючого типу є одним з перспективних напрямів вогнезахисту. Дія їх заснована на спучуванні нанесеного покриття під впливом високих температур (170–250 °С) і виникненні пористого теплоізолюючого шару. При цьому вогнезахисне покриття товщиною від 0,5 до 2 мм збільшується в об'ємі у 10–40 разів і забезпечує вогнезахисну ефективність від 0,5 до 1,5 години.

За відповідності умовам об'єкта декількох способів вогнезахисту, подальший вибір здійснюється з урахуванням:

- довговічності засобів вогнезахисту;
- ремонтпридатності засобів вогнезахисту;
- досвіду застосування засобу вогнезахисту на інших об'єктах;
- вартості виробництва вогнезахисних робіт.

Вибір конкретного типу вогнезахисного складу і матеріалу після уточнення оптимального способу вогнезахисту для даного об'єкта проводиться шляхом порівняння техніко–економічних показників матеріалів, наявності діючих сертифікатів та звітів про випробування на потрібну вогнезахисну ефективність.

Покриття спучуване вогнезахисне ВПМ-2. Покриття спучуване вогнезахисне ВПМ-2 наносять в умовах будівельного майданчика на сталеві конструкції з метою підвищення їх межі вогнестійкості до 45 хв [14]. Покриття необхідно застосовувати для вогнезахисту конструкцій, які експлуатуються всередині приміщень з неагресивним середовищем, додатною температурою, яка не перевищує 35 °С, та відносною вологістю повітря не більше за 60 %. Допускається застосовувати покриття за відносної вологості повітря не більше ніж 80 % за умови нанесення на поверхню сухого

покриття вологозахисного шару. Товщина сухого покриття повинна бути не менше ніж 3,5 мм.

Покриття по сталі фосфатне вогнезахисне на основі мінеральних волокон, призначене для підвищення вогнестійкості сталевих будівельних конструкцій, наносять в умовах будівельного майданчика.

Облицювання металевих конструкцій плитами. Необхідна межа вогнестійкості сталевих колон – 150 хв досягається у разі облицювання гіпсовими плитами завтовшки 6 см.

Облицювання сталевих колон керамзитобетонними плитами, які закріплені спіралью намотаним на грані колон сталевим дротом та потиньковані цементно-піщаним тиньком завтовшки 20 мм, забезпечує достатню його міцність при впливі високих температур. За товщини керамзитобетонних плит 40 та 70 мм сталеві колони мають межу вогнестійкості відповідно 70 та 120 хв.

Облицювання сталевих колон плитами завтовшки 30 та 60 мм дає змогу отримати межу вогнестійкості відповідно 60 та 240 хв. Однак у результаті явищ усадки в гіпсових плитах під час їх прокалювання, які зумовлені випаровуванням вологи та дисоціацією гіпсу, плити викривляються, у них утворюються дрібні та великі тріщини, внаслідок чого відбувається обрушення плит, що приводить до значного зниження межі вогнестійкості конструкції.

Плитні системи.

Різноманітні плитні системи для вогнезахисту сталевих конструкцій забезпечують вогнестійкість від 30 до 240 хв, їх фіксують до сталевих конструкцій з використанням механічних методів (болтів, хомутів) або приклеюють. Найчастіше використовують коробчасту конфігурацію облицювання конструкцій.

Горизонтальний і похилий екрани

Мова йде про використання декоративного елемента, яким є підвісна стеля. Захист металевих конструкцій здійснюється одночасно за рахунок ізолюючої здатності самої підвісної стелі і за рахунок повітряного простору між підвісною стелею і плитою перекриття або покриття, що спирається на сталеву балку, що захищається (рис. 14.6).

Захист може виявитися дуже ефективним за умови дотримання ряду вимог. Зокрема, стеля не повинна бути демонтованою (збірною-розбірною), а також не повинні виділятися токсичні гази.

Крім цього, необхідно передбачити вертикальне членування простору між стелею і перекриттям (покриттям), щоб уникнути поширення вогню в горизонтальному напрямку.

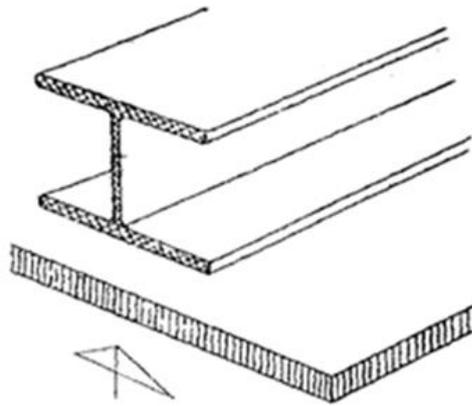


Рисунок 14.6 – Горизонтальний екран

Екранний захист.

Для захисту від вогню розташованого у середині будинку каркасу можна використовувати перешкоди. Надійний екран можна створити шляхом улаштування перешкод по обох сторонах елемента каркасу, що захищається (рис. 14.7).

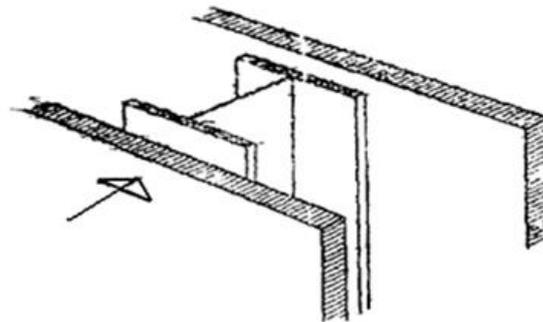


Рисунок 14.7 – Вертикальний екран

При улаштуванні захисного екрану з елементів стандартних розмірів (наприклад деревинно-стружкові, деревинно-волокнисті або гіпсові плити) особлива увага повинна бути звернена на виконання вертикальних швів і на сполучення їх з горизонтальними елементами покриттів, оскільки саме зазначені місця є причинами обмеженої вогнестійкості.

Аналогічно наявність дверної чи віконної рами може значно знизити ефективність перегородки, або внаслідок її поганого кріплення до елементів екрану, або внаслідок її надмірної деформативності.

Повітряний простір, що утворюється при установці екрану по обидва боки елемента каркасу, повинен буди ізольований як у вертикальному, так

і горизонтальному напрямку для запобігання поширенню вогню за рахунок ефекту тяги. Приймаючи такі запобіжні заходи можна вибрати типи перегородок з границею вогнестійкості, рівною необхідній границі вогнестійкості каркасу за умови, що звернена до вогню перегородка зберігає свої функції протягом усієї пожежі.

Водонаповненні конструкції. Принцип водяного охолодження дуже простий і з успіхом використовуються протягом десятиліть у різних галузях техніки. Його схематично показано на рис. 14.8.

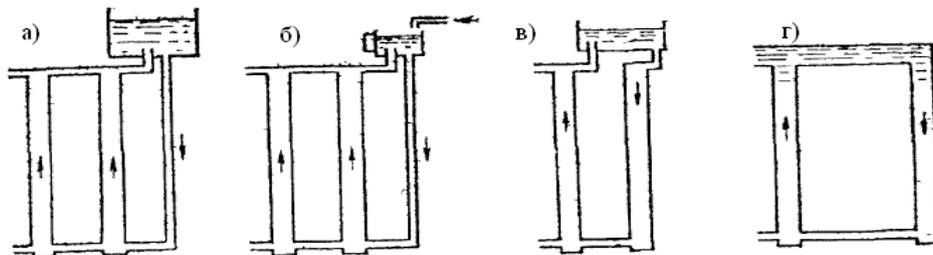


Рисунок 14.8 – Водонаповненні конструкції

Металеві колони порожнього перерізу зверху і знизу об'єднані в замкнуту мережу і заповнені водою. Рівень води підтримується постійним за допомогою вище встановленого резервуара, що одночасно є компенсатором при збільшенні об'єму води і джерелом випару.

Якщо під час пожежі такі колони нагріваються, то в системі за рахунок підйому нагрітої в окремих місцях води встановлюється природна циркуляція, за допомогою якої відбувається приплив, і як наслідок охолодження сталевих конструкцій у вогнищі пожежі.

Досягнення нагрітою водою температури кипіння і її випаровування залежить головним чином від тривалості і розміру пожежі, а також від кількості циркулюючої в системі води. За рахунок випаровування відбувається зниження рівня води в резервуарі, причому живлення системи може бути або з резервуару досить великої ємкості, або з зовнішнього джерела.

Таким чином, уся система колон залишається цілком заповненою водою протягом усієї пожежі, а достатнє виділення тепла від нагрітих сталевих елементів при досягненні температури кипіння води забезпечується за рахунок охолодження при випаровуванні.

Запобігти замерзанню води в порожніх зовнішніх колонах можна за допомогою добавки відповідного антифризу.

Внутрішньої корозії колон можна уникнути за допомогою невеликої кількості інгібітору корозії.

Для внутрішніх колон можна цілком відмовитися від добавок антифризу у випадку, якщо температура в приміщенні і, отже, температура в колонах не опуститься нижче точки замерзання води.

Основна ідея такого виду протипожежного захисту шляхом водяного охолодження вже далеко не нова.

У 1884 році американець Дж. Райд запатентував застосування чавунних колон з водяним охолодженням для захисту будинків від пожежі. У Франції аналогічний патент виданий П. Мюльтену лише в 1960 році.

Таким чином, може бути досягнута необмежена вогнестійкість за умови правильного протікання процесу циркуляції і випаровування рідини. Крім того, така система може служити засобом для створення штучного клімату в приміщенні.

Колони порожнього перерізу, заповнені бетоном.

Цей метод захисту полягає у використанні внутрішнього об'єму порожніх профілів шляхом заповнення їх армованим бетоном. Тому в даному випадку мова може йти не про сталеві, а про змішані – сталезалізобетонні колони, оскільки бетон сприймає частину прикладеного до колони навантаження. Заповнення бетоном сталевих порожнистих перерізів, розроблене для збільшення несучої здатності, підвищує вогнестійкість колон.

Додаткове армування ще більше покращує ці характеристики. Однією з переваг такого типу конструкції є можливість варіювання між товщиною сталевого перерізу, характеристиками сталі та бетону та кількістю арматури, щоб отримувати оптимальні конструкції.

Під час вогневого впливу заповнені бетоном сталеві порожністі перерізи мають кращі показники вогнестійкості, ніж традиційні залізобетонні колони, оскільки сталева обшивка запобігає вибухоподібному руйнуванню бетону і залишається краще захищеною проти впливу пожежі.

Використання вогнестійких сталей.

Між іншими альтернативними методами вогнезахисту є використання сталей з високими характеристиками міцності за високих температур.

Вогнестійкі сталі містять такі легуючі елементи, як молібден та хром, з вищими характеристиками міцності за вищих температур, ніж звичайні сталі. Межа текучості для звичайних сталей за вищих температур

знижується до 2/3 від визначеної за кімнатної температури (217 Н/мм²) при 350 °С. Для вогнестійких сталей це значення досягається при 600 °С.

Зовнішні конструкції.

Оригінальний і ефективний метод захисту полягає у винесенні вертикальних несучих конструкцій назовні за огорожуючі конструкції; при цьому несучий каркас віддаляється від джерела пожежі усередині будинку, а стінові огороження виконують функції вертикального екрана.

У такому разі нагрівання конструкцій буде значно нижчим порівняно із конструкціями, які перебувають всередині пожежного відсіку завдяки значному теплообміну із навколишнім середовищем.

Нагрівання зовнішніх конструкцій відбуватиметься переважно через віконні прорізи. Відповідно до номінальних кривих «температура-час» максимальна температура кривої зовнішньої пожежі становить 680 °С, а температура у відсіку у разі стандартної кривої – 1040 °С через 150 хв пожежі.

14.3 Структурно-методологічна схема вибору вогнезахисту

Аналіз досліджень з визначення вогнезахисної ефективності засобів вогнезахисту сталевих будівельних конструкцій дозволив розробити структурно-методологічну схему вибору вогнезахисту за наступними критеріями:

- умови експлуатації;
- вимоги до декоративного виду;
- необхідну межу вогнестійкості;
- стійкість до механічних пошкоджень;
- товщина, питома вага покриття;
- вартість;
- час нанесення;
- технологічність (складність) нанесення;
- можливість відновлення після ушкоджень (ремонтпридатність).

У результаті теоретичних досліджень і аналізу основних способів вогнезахисту сталевих будівельних конструкцій, встановлено їх технічні та економічні переваги і недоліки, а також рекомендовані області застосування, які представлені у таблиці 14.2.

Таблиця 14.2 – Переваги та недоліки різних способів вогнезахисту.

| Спосіб вогнезахисту | Переваги | Недоліки | Рекомендована область застосування |
|---------------------------------------|---|--|---|
| Обетонування, облицювання цегли | Відносно низька вартість матеріалів. Стійкість до атмосферних впливів. Забезпечувані межі вогнестійкості до 150 хв. | Велика маса (додаткове навантаження на захищаємі конструкції і фундамент). Необхідність застосування арматури. Велика трудомісткість робіт. Складність у виготовленні та ремонті. | При необхідності забезпечення високих необхідних меж вогнестійкості конструктивного вогнезахисту. |
| Листові і плитні облицювання і екрани | Ремонтопридатність. Не залежить від стану раніше нанесених лакофарбних покриттів. Забезпечувані межі вогнестійкості до 150 хв. | Невисока механічна міцність. Багатошаровість для досягнення високих меж вогнестійкості. Застосовувати в приміщеннях з підвищеною вологістю. Необхідність застосування кріпильних елементів. Велика маса. | При необхідності забезпечення високих необхідних меж вогнестійкості конструктивного вогнезахисту в приміщеннях з нормальною вологістю (не більше 60 %). |
| Штукатурки | Можливість експлуатації в атмосферних умовах (крім сумішей на рідкому склі, вапні і гіпсі). Забезпечувані межі вогнестійкості до 50 хв. | Велика маса штукатурок. Низька вібростійкість покриття при великих товщинах шарів. Необхідність застосування сталеві сітки і анкерів. Велика трудомісткість робіт, особливо для вогнезахисту конструкцій складної конфігурації (ферми, зв'язки тощо). Складність відновлення і ремонту. Мала конструктивна міцність (для сумішей на вапні і гіпсі). При необхідності забезпечити високу межу вогнестійкості (вище 60 хв) конструкцій у разі підвищеної вологості | |

| | | | |
|--|---|--|--|
| Вогнезахисний склад термо-розширюючого типу (вогнезахисні фарби) | Відносно низька трудомісткість нанесення. Мала товщина й вага покриття. Ремонтопридатність. Вібростійкий. Гарні декоративні якості більшості вогнезахисних фарб. Застосування для вогнезахисту сталевих конструкцій будь-якої складності. Термін експлуатації не менше 20 років при дотриманні вимог ТУ. | Вогнезахисні склади термо-розширююваного типу (вогнезахисні фарби). Забезпечувані межі вогнестійкості – в основному до 60 хв. (Для складів, сертифікованих в даний час) | Для вогнезахисту сталевих конструкцій будь-якої конфігурації, до яких пред'являється вимога межі вогнестійкості до 60 хв. В окремих випадках, при великих значеннях наведеної товщини металу, можливий вогнезахист сталевих конструкцій до 90 хв. |
|--|---|--|--|

14.4 Визначення необхідної вогнестійкості сталевих конструкцій

Основною метою захисту від пожежі обмеження ризику для людей, їх майна, навколишнього середовища та ін., що безпосередньо зазнає впливу вогню у разі пожежі.

Забезпечити несучу здатність конструктивної системи (частини конструктивної системи або окремої конструкції) протягом певного проміжку часу з визначеним рівнем навантаження у разі виникнення пожежі, це забезпечення її вогнестійкості.

Межа вогнестійкості конструкції є одним з характеристичних показників поведінки будівельних конструкцій в умовах пожежі.

Основна мета нормування класів вогнестійкості будівельних конструкцій наступна:

- встановити вимоги до вогнестійкості протягом заданого, але обмеженого проміжку часу, коли можуть бути здійснені необхідні евакуаційні та пожежно-рятувальні заходи;
- встановити вимоги до вогнестійкості основної конструкції, при якій вона не втратить свої основні функціональні характеристики у випадку повного вигорання всіх горючих матеріалів, без здійснення заходів із гасіння пожежі.

Розрахунок коефіцієнту перерізу незахищеної сталеві конструкції

A_m/V , або профільний коефіцієнт перерізу.

Коефіцієнт перерізу незахищеної сталеві конструкції A_m/V є характеристичною величиною її перерізу, рівною відношенню площі A_m поверхні у одиницях довжини конструкції, до її об'єму V в тій же одиниці довжини. У загальному випадку, коли площа перерізу сталеві конструкції не змінюється по всій довжині елемента, коефіцієнт перерізу визначається як відношення периметра сталеві конструкції до її площі перерізу.

Сталеві конструкції з високим коефіцієнтом A_m/V швидше реагують на теплові та вогневі навантаження та мають нижчу межу вогнестійкості. Сталеві конструкції з низьким коефіцієнтом перерізу A_m/V є більш масивними та мають більшу інерцію до прогріву всього об'єму конструкції, внаслідок чого мають більш високу межу вогнестійкості.

При проведенні розрахунків із визначення коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій та визначення їх межі вогнестійкості необхідно враховувати тільки площу (або периметр) поверхні сталеві конструкції, яка піддається дії вогню.

Визначення характеристик вогнезахисного покриття за критерієм критичної температури.

Якісне проведення вогнезахисту сталевих конструкцій залежить від двох основних складових: правильності обраних технічних рішень при складанні проєкту проведення вогнезахисних робіт та правильного вибору вогнезахисного матеріалу. Способи та засоби вогнезахисту сталевих конструкцій визначаються при складанні проєкту проведення вогнезахисних робіт на конкретний об'єкт будівництва з урахуванням наступних основних вимог:

- класу вогнестійкості конструкцій, який визначається відповідно ступеню вогнестійкості будівлі, до якого необхідно довести будівельний елемент;
- розрахованим коефіцієнтам конструкцій (профільного або коробчастого перерізу);
- розрахованим критичним температурам сталевих елементів.

При складанні проєкту проведення вогнезахисних робіт важливу роль відіграють і супутні фактори – естетичні, економічні, експлуатаційні та інші, які також впливають на вибір способів та засобів вогнезахисту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі зміною № 1. Київ, 2009. 72 с.
2. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1–1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Київ, 2010. 319 с.
3. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1–2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT). Київ, 2012. 319 с.
4. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). Київ, 2008. 87 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ, 2006. 75 с.
6. Васильченко О. В., Удянський М. М., Данілін О. М., Савченко О. В., Миргород О. В. Будівельні матеріали та їх поведінка в умовах високих температур : навч. посіб. Харків : НУЦЗ України, 2024. 174 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ, 2018. 36 с.
8. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Київ, 2016. 68 с.
9. ДБН В.1.2-7:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. Київ, 2021. 17 с.
10. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2 : практ. посіб. / В. Г. Поклонський, О. А. Фесенко, В. Г. Тарасюк та ін. Київ : Інтертехнологія, 2016. 83 с.
11. Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3 : практ. посіб. до ДСТУ-Н EN 1993-1-2:2010 / Український центр сталевих будівництва. Київ, 2016. 81 с.
12. Проектування сталезалізобетонних конструкцій відповідно до Єврокоду 4 : навч. посіб. для інозем. студ. буд. ф-ту / за заг. ред. Н. А. Беляєва. Київ : Освіта України, 2021. 500 с.
13. Дмитренко А. Ю. Основи та методи архітектурного проектування: навч. посіб. Полтава : ПолтНТУ, 2011. 269 с.

14. Шналь Т. М. Вогнестійкість та вогнезахист металевих конструкцій : навч. посіб. Львів : Вид-во Львівської політехніки, 2010. 176 с.
15. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі зміною № 1. Київ, 2014. 200 с.
16. ДСТУ 8768:2018. Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент. Київ, 2018. 8 с.
17. 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). Київ, 2010. 155 с.
18. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1–2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). Зі змінами. Київ, 2010. 88 с.
19. ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016. Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. Київ, 2016. 146 с.
20. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012. Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1–2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1994–1-2:2005, IDT). Київ, 2012. 114 с.
21. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Київ, 2019. 179 с.
22. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ, 2006. 15 с.
23. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Київ, 2019. 18 с.
24. Rubini P. SOFIE – Simulation of Fires in Enclosures : User's guide. Cranfield : School of Mechanical Engineering, Cranfield University, 2000.
25. Sundstrom B. Test methods and their use for fire safety engineering // Bezpieczeństwo pożarowe budowli : mater. V Międzynarodowej konf. 2005. P. 141–150.
26. Стійкість будівель та споруд при пожежі. Розрахунок будівельних конструкцій за Єврокодами : навч.-метод. посіб. / уклад. В. В. Тригуб та ін. Харків : НУЦЗ України, 2022. 76 с.
27. ДСТУ EN 1363–1:2023. Випробування на вогнестійкість. Частина 1. Загальні вимоги (EN 1363–1:2020, IDT). Київ, 2023. 60 с.

28. ДСТУ EN 1365-3:2023. Випробування несучих будівельних конструкцій на вогнестійкість. Частина 3. Балки (EN 1365–3:1999, IDT). Київ, 2023. 18 с.

29. Будівлі та споруди та їх поведінка в умовах пожежі : навч. посіб. / В. М. Андрієнко та ін. Київ : ІДУЦЗ, 2014. 295 с.

30. Отрош Ю. А. Будівлі та споруди і їх поведінка в умовах пожежі : навч. посіб. Черкаси : ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, 2016. 158 с.

31. Стійкість будівель та споруд при пожежі: навч. посіб. / Ю. А. Отрош та ін. Харків : НУЦЗ України, 2023. 224 с.

Навчальне видання

Отрош Юрій Анатолійович
Миргород Оксана Володимирівна
Тригуб Володимир Віталійович
Рашкевич Ніна Владиславна
Щолоков Едуард Едуардович

**БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ
ТА ЇХ ПОВЕДІНКА В УМОВАХ ПОЖЕЖІ**

Підручник

в авторській редакції

Відповідальна за випуск

Безугла Ю. С.

Дизайн обкладинки

Копитін Д. Е.

Технічний редактор

Яужева О.О.

Підписано до друку 27.11.2025. Формат 60x84 1/16. Гарнітура Times New Roman
Спосіб друку цифровий. Ум. друк. арк. 14,06. Обл.-вид. арк. 8,46.
Наклад 50 прим. Зам. № 111.

Видавець та виготовлювач:
ТОВ «Друкарня Мадрид»
61024, м. Харків, вул. Гуданова, 18
тел. 0800336769

www.madrid.in.ua print@madrid.in.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи: ДК № 4399 від 27.08.2012 р.

