

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені Володимира Даля

КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА, УРБАНІСТИКИ ТА ПРОСТОРОВОГО ПЛАНУВАННЯ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«Будівельні конструкції»

Частина 1.

*(для здобувачів вищої освіти спеціальності
G19 Будівництво та цивільна інженерія)*

(Електронне видання)

ЗАТВЕРДЖЕНО

на засіданні кафедри будівництва,
урбаністики та просторового
планування

Протокол №1 від 12.08.2025 р.

Київ 2025

УДК 624.014

Конспект лекцій з дисципліни «Будівельні конструкції». Частина 1. (для здобувачів вищої освіти спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія») /Уклад.: Білошицький М.В., Татарченко Г.О., Білошицька Н.І. – Київ: Вид-во СНУ ім. В. Даля, 2025. – 212 с.

Методичне видання спрямоване на опанування здобувачами вищої освіти теоретичного матеріалу з дисципліни «Будівельні конструкції».

У конспекті лекцій наведено основні відомості про будівельні конструкції, основи розрахунку та принципи забезпечення їх надійності. Наведені методики розрахунку призначені для практичного застосування при проектуванні елементів сталевих конструкцій.

Набуті здобувачами вищої освіти знання та навички можуть бути використані при курсовому проектуванні та виконанні кваліфікаційної роботи бакалавра, а також у подальшій практичній діяльності у галузі будівництва та цивільної інженерії.

Наведені питання самоконтролю для перевірки засвоєння вивченого матеріалу та систематизації знань з дисципліни «Будівельні конструкції».

Конспект лекцій охоплює широкий спектр тем, вивчення яких є обов'язковим для фахівців зі спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія»: Принципи розрахунку за граничними станами та граничні деформації будівельних конструкцій, правила урахування навантажень і впливів, загальні відомості про металеві конструкції та будівельні сталі, робота та розрахунок елементів металевих конструкцій (колони, балки, ферми).

Укладачі: М.В. Білошицький – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Г.О. Татарченко – д.т.н., професор, завідувач кафедри БУПП

Н.І. Білошицька – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Рецензент: П.Є. Уваров – к.т.н., професор кафедри БУПП

ЗМІСТ

| | |
|---|----|
| Вступ | 6 |
| ТЕМА 1. ОСНОВНІ ПОНЯТТЯ ПРО БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ | 10 |
| 1.1. Загальні відомості про проектування будівельних конструкцій | 10 |
| 1.2. Основні поняття про будівельні конструкції | 13 |
| 1.3. Вимоги до будівельних конструкцій | 16 |
| 1.4. Техніко-економічні та експлуатаційні показники, що визначають оптимальну сферу застосування сталевих, дерев'яних, залізобетонних та кам'яних конструкцій | 21 |
| Контрольні питання | 22 |
| ТЕМА 2. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ. ЗАГАЛЬНІ ПОНЯТТЯ | 23 |
| 2.1. Історія розвитку методів розрахунку будівельних конструкцій | 23 |
| 2.2. Методи розрахунку будівельних конструкцій | 24 |
| 2.3. Характеристики міцності матеріалів. Коефіцієнти умов роботи | 50 |
| Контрольні питання | 54 |
| ТЕМА 3. ПРИНЦИПИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ | 55 |
| 3.1. Загальні положення | 55 |
| 3.2. Умови експлуатації та впливи навколишнього середовища | 56 |
| 3.3. Принципи розрахунку за граничними станами та граничні деформації будівельних конструкцій | 57 |
| 3.4. Врахування рівня відповідальності та строку експлуатації конструкцій | 63 |
| 3.5. Розрахункові схеми та розрахункові ситуації будівельних конструкцій | 66 |
| Контрольні питання | 69 |

| | |
|--|------------|
| ТЕМА 4. ПРАВИЛА УРАХУВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ, ГЕОМЕТРИЧНИХ РОЗМІРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРІАЛІВ | 70 |
| 4.1. Класифікація та розрахункові значення навантажень і впливів. | 70 |
| 4.2. Сполучення навантажень і впливів. | 78 |
| 4.3. Правила визначення розрахункових значень навантажень і впливів. | 79 |
| 4.4. Розрахункові значення геометричних параметрів. | 80 |
| 4.5. Розрахункові значення характеристик матеріалів і ґрунтів. | 81 |
| 4.6. Кранові навантаження. | 82 |
| 4.7. Снігові навантаження | 84 |
| 4.8. Вітрові навантаження. | 85 |
| 4.9. Навантаження від обладнання, людей, тварин, складованих матеріалів і виробів | 88 |
| 4.10. Температурні кліматичні впливи. | 90 |
| 4.11. Сейсмічні впливи. | 94 |
| Контрольні питання | 101 |
| ТЕМА 5. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ТА БУДІВЕЛЬНІ СТАЛІ | 102 |
| 5.1. Історія розвитку металевих конструкцій | 103 |
| 5.2. Нормативна база металевих конструкцій. | 122 |
| 5.3. Загальна характеристика та галузь застосування металевих конструкцій | 126 |
| 5.4. Розвиток металевих конструкцій | 132 |
| 5.5. Місце металевих конструкцій у будівництві. Переваги та недоліки металевих конструкцій порівняно з іншими будівельними конструкціями | 134 |
| 5.6. Матеріали для металевих конструкцій. | 139 |

| | | |
|---|---|-----|
| 5.7. | Діаграма роботи сталі на розтяг. Механічні характеристики сталі. | 153 |
| 5.8. | Сортамент металопрокату. | 157 |
| | Контрольні питання | 160 |
| ТЕМА 6. ВПЛИВ РІЗНИХ ФАКТОРІВ НА РОБОТУ СТАЛІ | | 162 |
| 6.1. | Робота сталі в умовах складного напруженого стану | 162 |
| 6.2. | Концентратори напружень | 165 |
| 6.3. | Робота матеріалу при повторних і змінних навантаженнях | 166 |
| 6.4. | Вплив початкових напружень | 170 |
| 6.5. | Вплив навколишнього середовища | 170 |
| 6.6. | Заходи щодо захисту металевих конструкцій від корозії | 173 |
| | Контрольні питання | 174 |
| ТЕМА 7. РОБОТА ТА РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ | | 176 |
| 7.1. | Розрахункові опори сталі | 176 |
| 7.2. | Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску | 180 |
| 7.3. | Граничні стани і розрахунок елементів при згині | 184 |
| 7.4. | Розрахунок позацентрово навантажених елементів | 196 |
| 7.5. | Загальна стійкість згинальних і позацентрово-стиснутих елементів | 200 |
| 7.5.1. | Загальна стійкість зігнутих елементів суцільного перерізу | 200 |
| 7.5.2. | Загальна стійкість позацентрово-стиснутих елементів | 201 |
| | Контрольні питання | 208 |
| ЛІТЕРАТУРА | | 210 |

ВСТУП

Будівельні конструкції – це несучі конструкції промислових, цивільних будівель та інженерних споруд промислових підприємств. Розміри перерізів будівельних конструкцій визначаються розрахунками відповідно до діючих зусиль, даною обставиною будівельні конструкції відрізняються від архітектурних конструкцій. Розміри архітектурних конструкцій визначаються відповідно до архітектурних, теплотехнічних або спеціальних вимог. Будівельні конструкції повинні бути зручні в експлуатації будівель та мати високу надійність (міцність, стійкість, жорсткість, витривалість, вогнестійкість та довговічність). Також до основних вимог, що висуваються до будівельних конструкцій, належить і економічність. Економічність будівельних конструкцій залежить від витрати, вартості та типів: матеріалів, виготовлення, транспортування, монтажу та величини витрат при експлуатації. При вирішенні конструктивної схеми будівель та споруд необхідно враховувати застосування індустриальних уніфікованих виробів та конструкцій, що веде до максимальної економії вартості будівництва.

Під час проектування будівель та споруд будівельні конструкції підбираються на основі техніко-економічного порівняння ефективних типів конструкцій.

Метою вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» є: формування у здобувачів вищої освіти теоретичних знань і практичних навичок, необхідних для проектування, розрахунку, аналізу та оцінки надійності, міцності, стійкості та довговічності основних типів будівельних конструкцій з урахуванням діючих навантажень, нормативних вимог та особливостей сучасних будівельних матеріалів.

Конспект лекцій охоплює широкий спектр тем, вивчення яких є обов'язковим для фахівців зі спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія» та сприяє:

– засвоєнню методів розрахунку залізобетонних, металевих, дерев'яних та кам'яних конструкцій;

– розумінню принципів роботи конструктивних елементів у межах споруд;

– здатності приймати конструктивні рішення згідно з чинними будівельними нормами (ДБН, Єврокоди тощо);

– підготовці до подальшого курсового та дипломного проєктування.

Знання і навички, отримані при вивченні дисципліни, спрямовані на використання їх майбутніми фахівцями у своїй професійній діяльності при проєктуванні об'єктів цивільного та промислового будівництва.

Внаслідок вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» здобувач вищої освіти набуде наступних програмних компетентностей:

ІК. Здатність розв'язувати спеціалізовані та практичні завдання у сфері будівництва та цивільної інженерії.

ЗК02. Знання та розуміння предметної області та професійної діяльності.

ЗК06. Здатність до пошуку, оброблення та аналізу інформації з різних джерел.

СК01. Здатність використовувати концептуальні наукові та практичні знання з математики, хімії та фізики для розв'язання складних практичних проблем в галузі будівництва та цивільної інженерії.

СК03. Здатність проєктувати будівельні конструкції, будівлі, споруди та інженерні мережі (відповідно до спеціалізації), з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних вимог нормативної документації у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці.

Програмні результати навчання:

РН01. Застосовувати основні теорії, методи та принципи математичних, природничих, соціально-гуманітарних та економічних наук, сучасні моделі,

методи та програмні засоби підтримки прийняття рішень для розв'язання складних задач будівництва та цивільної інженерії.

PH02. Брати участь у дослідженнях та розробках у сфері архітектури та будівництва.

PH07. Виконувати збір, інтерпретацію та застосування даних, в тому числі за рахунок пошуку, обробки та аналізу інформації з різних джерел.

PH08. Раціонально застосовувати сучасні будівельні матеріали, вироби та конструкції на основі знань про їх технічні характеристики та технологію виготовлення.

PH09. Проектувати будівельні конструкції, будівлі, споруди, інженерні мережі та технологічні процеси будівельного виробництва, з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, безбар'єрного простору, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних вимог нормативної документації, часових та інших обмежень, у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці.

В результаті вивчення дисципліни студент має:

знати

– ключові поняття, визначення та принципи, що приймаються у курсі «Будівельні конструкції»;

– класифікацію навантажень та впливів;

– основні фізико-механічні властивості будівельних матеріалів, які використовуються у конструкціях, та їх характеристики; види конструкцій та їх призначення;

– основні принципи конструювання будівель та споруд;

– особливості конструювання окремих елементів будівель та споруд;

– передумов щодо розрахунку будівельних конструкцій;

– існуючі методи розрахунку окремих елементів будівель та споруд;

– чинні нормативні документи (ДБН, ДСТУ, Європейські стандарти), що регламентують розрахунок і проектування будівельних конструкцій.

вміти

– класифікувати будівлі та споруди по конструктивним ознакам, та виконувати розрахунки їх конструкцій;

– виконувати розрахунок згинальних та стиснутих (розтягнутих) елементів та конструкцій за граничними станами;

– самостійно приймати рішення з вибору матеріалів та конструкцій при проектуванні;

– проектувати окремі елементи і конструкції згідно діючих норм;

– користуватись науковою, довідковою та нормативною літературою;

– знаходити раціональні розв'язки практичних задач з розрахунку та конструювання найбільш розповсюджених елементів будівельних конструкцій;

– виконувати комплексне проектування типових будівельних конструкцій будівель та споруд цивільного та промислового призначення, в тому числі з використанням сучасних програмно-обчислювальних комплексів креслення та розрахунку будівельних конструкцій (AutoCAD, ArchiCAD, Revit, тощо).

володіти

– основами методів розрахунку елементів будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та стійкість;

– практичними методами розрахунку на стиск, позацентровий стиск, зминання, зсув, кручення, згин, стійкість;

– інформацією про останні досягнення будівельної науки стосовно будівельних конструкцій різного призначення;

– навичками проектування споруд, об'єктів та будівельних виробів з кам'яних, армокам'яних, бетонних, залізобетонних, металевих та дерев'яних будівельних матеріалів;

– умінням аналізувати причини аварій та руйнувань будівель та споруд.

ТЕМА 1. ОСНОВНІ ПОНЯТТЯ ПРО БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

План

1.1. Загальні відомості про проектування будівельних конструкцій

1.2. Основні поняття про будівельні конструкції

1.3. Вимоги до будівельних конструкцій

1.4. Техніко-економічні та експлуатаційні показники, що визначають оптимальну сферу застосування сталевих, дерев'яних, залізобетонних та кам'яних конструкцій

1.1. Загальні відомості про проектування будівельних конструкцій

Будівельні конструкції – це несучі системи, міцність, стійкість і деформативність яких визначається статичним чи динамічним розрахунком, що підтверджує їх здатність чинити опір чинним навантаженням та впливам.

За EN 1990 (європейський стандарт з основ проектування) тип конструкції визначається за основним матеріалом, наприклад: залізобетонні, металеві, дерев'яні, кам'яні, сталезалізобетонні тощо:

1. Дерев'яні конструкції – виконані з масивного дерева або клеєних елементів (рис. 1.1). Екологічні, мають гарну теплоізоляцію, але сприйнятливі до гниття, комах та вогню – потребують обробки.

Сучасне дерев'яне будівництво поділяють на: будинки, збудовані з колод, що пройшли оциліндровку, будинки з профільованого бруса, фахверкові (фінські) та будинки, які будують на основі готових каркасів або щитів. До основних видів дерев'яних будинків належать клеєний брус, брусовий будинок та фахверковий будинок.



а



б



в

Рис. 1.1. Дерев'яні будинки: а – з брусу; – каркасний; в – фахверковий

2. Кам'яні та цегляні конструкції зведені з цегли, природного каменю, бетонних блоків (рис. 1.2). Надійні, довговічні, але важкі та мають обмеження у згинах або напруженнях



а



б

Рис. 1.2. Кам'яні та цегляні конструкції

3. Металеві конструкції – сталеві елементи (ферми, каркаси), часто з'єднуються болтами або зварюванням (рис. 1.3). Такі конструкції легкі, міцні, швидко монтуються, але потребують захисту від корозії та мають низьку вогнестійкість.

4. Залізобетонні конструкції – комбінують бетон із арматурними стрижнями (рис. 1.4). Розділяються на: монолітні – зводяться безпосередньо на будівельному майданчику; збірні – виготовляються на заводі; збірно-монолітні –

поєднання двох попередніх підходів. Надійні, довговічні, з гарною вогнестійкістю, однак – важкі і можуть в процесі експлуатації тріщини та усадки.



а



б

Рис. 1.3. Металеві конструкції: а – балковий каркас; б – конструкція покриття



а



б

Рис. 1.4. Залізобетонні конструкції: а – збірні; б – збірно-монолітні

5. Комбіновані (комполітні) конструкції поєднують різні матеріали: наприклад, сталезалізобетонні – комбінації сталі та бетону для підвищення ефективності; деревосталеві конструкції – дерев'яні елементи з металевими вставками для підсилення або кріплення; бетонопластикові конструкції – армування склопластиком для захисту від корозії; склопанельні конструкції –

скло + метал або склопластик, особливо в фасадних системах (структурне скління, фасадні підвісні панелі) (рис. 1.5).



Рис. 1.5. Комбіновані (композитні) конструкції: а – алюміній + полімерний наповнювач; б – сталезалізобетон

1.2. Основні поняття про будівельні конструкції

Існують три пари визначень, за допомогою яких можна досить повно охарактеризувати будь-яку конструкцію (без урахування матеріалу):

окремі конструктивні елементи (балки, стійки, колони та інші);

плоскі – просторові

розпірні – безрозпірні

суцільні – решітчасті

Плоскі – конструкції, що мають дві ознаки (рис. 1.6):

1. Основні несучі елементи лежать у одній площині;

2. Дія зовнішніх сил відбувається саме у цій площині. Переваги плоских конструкцій – ясність статичної роботи, незалежність від сусідніх конструкцій (плити, ферми, стіни, перекриття, панелі).



а



б

Рис. 1.6. Плоскі будівельні конструкції: а – плити перекриття; б – ферма

Просторові – конструкції, робота яких відбувається у тривимірному просторі (рис. 1.7). Для спрощення розрахунку просторові конструкції розчленовують на окремі плоскі елементи, але необхідно, щоб у місцях розчленування дотримувалося умова їх спільних деформацій та спільних зусиль (склепіння, оболонки, куполи).



а



б

Рис. 1.7. Просторові будівельні конструкції: а – купол; б – оболонка

Розпірні – конструкції, у яких виключені вільні переміщення кінців несучої системи під впливом навантаження (арки, склепіння) (рис. 1.8).



а



б

Рис. 1.8. Розпірні будівельні конструкції: а – арки; б – склепіння

Безрозпірні – статично визначальні системи, балки з однією рухомою та нерухомою опорами (балки, плити) (рис. 1.9).



Рис. 1.9. Безрозпірні будівельні конструкції

Суцільні конструкції – мають суцільне заповнення, такі як монолітні стіни, плити (рис. 1.10).



а



б

Рис. 1.10. Суцільні будівельні конструкції: а – монолітні залізобетонні стіни; б – монолітне залізобетонне перекриття

Гратчасті – складаються із стрижнів, з'єднаних між собою у цілу плоску чи просторову систему (ферми, просторові грати) (рис. 1.11).



а



б

Рис. 1.11. Гратчасті будівельні конструкції: а – просторова ферма; б – просторові грати

1.3. Вимоги до будівельних конструкцій

До будівельних конструкцій висуваються вимоги, яким вони повинні задовольняти на стадіях проектування, виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації:

1. Головна вимога при проектуванні конструкції – це **економічність**, тобто максимальне використання можливостей матеріалів, з яких конструкція має бути виготовлена. Для цього використовується варіантне проектування. Найбільш вигідною з погляду витрати матеріалу є рівномірна конструкція, тобто така конструкція, весь переріз якої підібрано з умови повного використання несучої здатності матеріалу, що застосовується.

2. Міцність та надійність.

Надійність – здатність будівель та споруд безвідмовно виконувати задані функції протягом усього періоду експлуатації. Властивість окремих конструкцій зберігати задані якості протягом встановленого терміну їх служби в певних умовах за заданого режиму експлуатації (кліматичних та інших умов) без руйнувань, деформації, втрати зовнішнього вигляду називається довговічністю конструкцій.

Вогнестійкість. Залізобетонні та кам'яні конструкції вогнестійкі. Менш вогнестійкі попередньо напружені залізобетонні конструкції, металеві не

вогнестійкі. Найбільш вогнестійкими є масивні дерев'яні конструкції, але вони можуть займатися.

3. Довговічність: Будівельні конструкції з металу, бетону, каменю, залізобетону та армокамню найбільш довговічні. Дерев'яні конструкції за належних умов експлуатації, запобігання зволоженню, гниття та розладу з'єднань також можуть існувати дуже довгий час. Відомі дерев'яні конструкції, що існують понад 100 років.

Довговічність – властивість об'єкта зберігати працездатний стан до настання граничного стану в умовах наявного технічного обслуговування та ремонту [1].

Вимоги до вогнестійкості будівель та довговічності їх конструкцій можуть бути різними залежно від призначення будівлі, де і на який термін вона будується.

4. Відповідність встановленим умовам експлуатації та своєму призначенню.

Область раціонального застосування конструкцій:

– кам'яні та армокам'яні конструкції застосовуються при зведенні фундаментів та стін будівель, підпірних стін, димових труб, водонапірних веж, гребель, каналізаційних колекторів, резервуарів та інших споруд;

– бетонні та залізобетонні конструкції – монолітні, збірно-монолітні та збірні конструкції у всіх конструктивних елементах будівлі – фундаментах, стінах, несучому каркасі, конструкціях покриття та перекриття тощо, їх застосовують при температурі від -70°C до $+50^{\circ}\text{C}$;

– металеві конструкції – для каркасів та покриттів виробничих будівель; для каркасів спеціальних споруд (ангари, виставкові центри, проходи та переходи, телевізійні вежі, вежі стільникового зв'язку); до спеціальної групи металоконструкцій належать поверхні та конструкції великопрогонових споруд (покриття одинарної та подвійної кривизни, вантові покриття та мембранні покриття тощо);

– алюмінієві конструкції – застосовуються замість сталевих конструкцій там, де потрібна певна легкість за досить високої міцності (на стадіонах, в ангарах та виставкових центрах);

– дерев'яні конструкції – найчастіше застосовуються в районах, багатих лісом у якості несучих конструкцій покриття та стінового огороження.

Область застосування інших видів конструкцій (пластмасових, пневматичних, полістиролбетонних та ін.) визначається проектувальниками будівель та споруд.

5. Мінімальна матеріаломісткість: застосування ефективних будівельних матеріалів із повним використанням їх фізико-механічних властивостей та зниження ваги.

Безперечною перевагою мають будівельні конструкції, вага яких за інших рівних умов буде найменшою. Якщо прийняти вагу сталевих конструкцій за одиницю, то вага працюючих на стиск конструкцій з дерева дорівнюватиме 1-1,5; із залізобетону – 3-7 і з каменю – 15-25, а для конструкцій, що працюють на згин, з алюмінієвих сплавів вага коливатиметься в межах 0,3-0,5; з дерева – 1-1,5; із залізобетону – 2-6, а з армокаменю – 10-20.

Мінімальні експлуатаційні витрати. Сталеві конструкції вимагають витрат на фарбування, що оберігає їх від корозії. Дерев'яні конструкції вимагають деяких витрат на запобігання гниття та розладу з'єднань. Конструкції з інших матеріалів майже вимагають експлуатаційних витрат.

6. Мінімальна тривалість будівництва.

Індустріальність. Металеві, збірні залізобетонні, крупноблочні кам'яні та заводського виготовлення дерев'яні конструкції є індустріальними конструкціями.

Темпи зведення. Застосування металевих, збірних залізобетонних та кам'яних великоблочних конструкцій дозволяє зводити споруди швидкісними методами.

7. Мінімальна трудомісткість виготовлення та кошторисна вартість (зниження витрат на заводах та будівельному майданчику, витрат транспортних засобів тощо). Головна вимога при виготовленні конструкції – це **технологічність**, тобто можливість виготовлення з використанням простих технологічних методів і прийомів.

Конструкція повинна бути транспортабельною, тобто повинна мати необхідну міцність, жорсткість, стійкість при дії монтажних навантажень, враховувати можливості транспортних засобів та умов доставок від місця виготовлення до місця монтажу.

Організація перевезень та монтажу будівельних конструкцій на будівельний майданчик може бути побудована таким чином:

– деталі та конструкції доставляються на приоб'єктний склад будівництва. У цьому випадку транспорт швидко звільняється, його продуктивність підвищується, але скорочуються вільні площі складу, ускладнюються маневри монтажного крана, монтажна бригада змушена відриватися від основної роботи для розвантаження транспорту;

– деталі можуть доставлятися на майданчик з подальшим монтажем з транспортних засобів (з коліс). При цьому виключаються роботи з розвантаження та складування конструкцій, покращуються умови для роботи монтажного крана, але такий метод монтажу серйозно збільшує час транспортного циклу: тягач простоює як на майданчику під час монтажу, так і на заводі під час навантаження. Коли монтаж елементів проводиться «з коліс», рекомендується вибирати таку машину, яка здатна зробити з урахуванням навантаження, перевезення, маневрів один або половину повного рейсу за час, необхідний для монтажу збірних елементів, що перевозяться нею;

– деталі на будівельний майданчик доставляються на причіпних засобах (метод човника). При цьому способі доставки вантажів на будівельний майданчик ефективніше використовується тягач, виключається необхідність негайного розвантаження конструкцій, але потрібна додаткова кількість

причепів та додаткові площі для маневру та розміщення причепів як на будівельному майданчику, так і на заводах будіндустрії.

Транспорт займає важливе місце у системі будівельного виробництва, будучи технологічною ланкою, що пов'язує будівельні об'єкти з підприємствами будівельної індустрії, кар'єрами, будівельною базою, складами та іншими джерелами матеріально-технічного забезпечення будівництва.

Роль транспорту у будівництві пояснюється високою матеріаломісткістю будівельного виробництва, необхідністю у безперервних поставках будівельних вантажів. Особливо зростає роль транспорту, коли у будівництві збільшується його збірність.

Будівництво використовує практично всі існуючі види транспортних засобів – автомобільний, залізничний, водний, тракторний, повітряний. Основне навантаження при перевезеннях будівельних вантажів падає на автомобільний транспорт (понад 80% перевезень), залізничний та водний (відповідно 15% та 5%).

На вибір транспортного засобу впливають дальність перевезень, характер будівельних вантажів, місцеві дорожні і кліматичні умови. До будівельних конструкцій висуваються вимоги, яким вони повинні задовольняти на стадіях проектування, виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації.

Залізничний транспорт, що має високу продуктивність, найчастіше застосовують при далеких перевезеннях (понад 50 км), враховуючи, що залізничні тарифи менші за автомобільні.

Водний транспорт при перевезенні масових вантажів часто виявляється дешевшим за залізничний, проте потрібно враховувати наявність у пунктах прийому вантажів причалів та вантажно-розвантажувальних засобів. Крім того, доводиться враховувати, що у різних регіонах водний транспорт має сезонний характер роботи.

Особливість будівельних вантажів є такою, що часто неможливо вибрати ефективний вид транспорту без належного техніко-економічного обґрунтування.

8. Естетичність: забезпечення гармонійної відповідності архітектурних та об'ємно-планувальних рішень, функціонального призначення, зручності та безпеки при експлуатації.

1.4. Техніко-економічні та експлуатаційні показники, що визначають оптимальну сферу застосування сталевих, дерев'яних, залізобетонних та кам'яних конструкцій

| <i>Переваги</i> | <i>Недоліки</i> |
|--|---|
| <i>Металеві конструкції</i> | |
| <ul style="list-style-type: none"> - надійність; - висока щільність та міцність; - легкість (міцність матеріалу велика, тому можливо використовувати невеликі розміри перерізу); - індустріальність виготовлення та монтажу. | <ul style="list-style-type: none"> - схильність до корозії та впливу агресивного середовища. Металеві конструкції необхідно у процесі експлуатації утримувати в порядку (захищати від корозії, фарбувати). Корозія знищує 0,6 мм на рік. - невелика вогнестійкість (при нагріванні сталь швидко втрачає стійкість). |
| <p>Металеві конструкції набули поширення у промисловому та цивільному будівництві – резервуари, газгольдери, труби, перекриття великих прольотів, каркаси промислових будівель, на які діють великі навантаження.</p> | |
| <i>Залізобетонні конструкції</i> | |
| <ul style="list-style-type: none"> - велика міцність; - довговічність; - висока атмосферостійкість та хімічна стійкість; - висока вогнестійкість; - повсюдне поширення сировини (щебінь, пісок, вода); - можливість створювати будь-які форми (моноліт); - малі експлуатаційні витрати. | <ul style="list-style-type: none"> - велика маса конструкцій; - проблема посилень і переробок; - висока тепло- та звукопровідність; - поява тріщин через усадку та при силових впливах; - витримка до набору міцності (можна прискорити процес тверднення). |
| <i>Дерев'яні конструкції</i> | |
| <ul style="list-style-type: none"> - мала щільність; - хімічна стійкість; - мала теплопровідність; - відносно велика міцність (невелика порівняно із залізобетонними та металевими конструкціями). | <ul style="list-style-type: none"> - необхідний захист від займання та гниття. |

Контрольні питання:

1. Вимоги до будівельних конструкцій.
2. Переваги та недоліки будівельних конструкцій.
3. Що таке проектування будівельних конструкцій і які його основні етапи?
4. Які чинники впливають на вибір типу конструкції?
5. Які нормативні документи регулюють процес проектування в Україні?
6. Що таке будівельна конструкція?
7. Як класифікують будівельні конструкції за матеріалом?
8. Як класифікують будівельні конструкції за функціональним призначенням?
9. Що таке несучі, огорожувальні та комбіновані конструкції?
10. Наведіть приклади просторових і плоских конструкцій.
11. Які основні вимоги до міцності будівельних конструкцій?
12. Що таке стійкість і жорсткість конструкції?
13. Які вимоги щодо довговічності та вогнестійкості конструкцій?
14. Чому важлива технологічність конструкцій при виготовленні та монтажі?
15. Як забезпечується безпечна експлуатація будівельних конструкцій?
16. Що таке техніко-економічні показники будівельних конструкцій?
17. Які експлуатаційні показники впливають на вибір матеріалу конструкції?
18. У чому переваги та недоліки сталевих конструкцій?
19. У чому переваги та недоліки дерев'яних конструкцій?
20. У чому переваги та недоліки залізобетонних та кам'яних конструкцій?
21. Як визначають оптимальну сферу застосування різних видів конструкцій?

ТЕМА 2. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

ЗАГАЛЬНІ ПОНЯТТЯ

План:

- 2.1. Історія розвитку методів розрахунку будівельних конструкцій
- 2.2. Методи розрахунку будівельних конструкцій
- 2.3. Характеристики міцності матеріалів. Коефіцієнти умов роботи

2.1. Історія розвитку методів розрахунку будівельних конструкцій

Будь-яке завдання розрахунку конструкцій має 3 сторони: статичну (або динамічну), геометричну та фізичну.

Статична сторона завдання полягає у встановленні зв'язку між зовнішніми навантаженнями діючими на конструкцію і внутрішніми зусиллями в будь-якому її перетині, яка визначається умовами статичної рівноваги.

Геометрична сторона пов'язує переміщення і деформації конструкції.

Фізична, визначає закон, за яким напруження залежать від деформацій.

Характер зміни напружено-деформованого стану перерізів звичайних залізобетонних елементів в процесі навантаження був відомий вже на початку нашого століття. Так, у XIX ст. роботи Лагранжа, Коші, Нав'є, Клапейрона заклали основи теорії пружності, було створено методи розрахунку статично визначених і невизначених систем, розроблено методи визначення напружень та деформацій у металевих і дерев'яних конструкціях.

Однак теоретичні основи, які враховують особливості зміни напружено-деформованого стану перерізів звичайних залізобетонних елементів в процесі навантаження, були відсутні. Існував лиш метод розрахунку за допустимими напруженнями.

Метод розрахунку за допустимими напруженнями був прийнятий спочатку для розрахунку залізобетонних конструкцій і застосовувався в нашій країні до 1938 р. Відповідно до цього методу бетон розглядався як пружний матеріал.

Масове застосування залізобетону та сталевих конструкцій вимагало вдосконалення розрахункових підходів. Однак на підставі численних дослідів було встановлено, що метод розрахунку за допустимими напруженнями не враховує пластичні властивості залізобетону, мав ряд серйозних недоліків: не дозволяв визначати дійсні напруження, знаходити руйнівне навантаження тощо.

У результаті досліджень, проведених вченими на початку 30-х років минулого століття був розроблений метод, що враховує пружно-пластичні властивості залізобетону (розрахунок за методом руйнівних зусиль).

З 1955 р. розрахунок залізобетонних конструкцій проводиться за методом граничних станів, який покладено в основу нормативних документів і використовується до теперішнього часу.

Наприкінці ХХ – початку ХХІ ст. почали застосовуватися комп'ютерні методи. Одним із таких методів є метод скінчених елементів (FEM) для розрахунку складних форм і навантажень, який набув широкого застосування.

2.2. Методи розрахунку будівельних конструкцій

Три основні методи розрахунку будівельних конструкцій.

1. За допустимими напруженнями.
2. За руйнівними зусиллями.
3. За граничними станами.

1. Метод розрахунку будівельних конструкцій за допустимими напруженнями.

Цей метод залишається поки основним при розрахунку вузлів та деталей машинобудівних конструкцій. В основу розрахунку будівельних конструкцій за методом допустимих напружень покладено формули матеріалів, за якими найбільші нормальні σ і дотичні τ напруження не повинні перевищувати відповідних допустимих $[\sigma]$ та $[\tau]$ (критерій надійності конструкції).

$$\sigma \leq [\sigma], \tau \leq [\tau].$$

Допустимі напруження беруться з деяким запасом міцності.

Допустиме напруження визначається за формулою:

де σ_0 – небезпечне напруження;

n – коефіцієнт запасу міцності.

Для пластичних матеріалів за небезпечне напруження σ_0 приймається межа плинності σ_S або $\sigma_{0,2}$; для крихких матеріалів – тимчасовий опір (межа міцності) σ_u .

Значення коефіцієнта запасу міцності, а отже, і допустимого напруження, залежить від багатьох факторів. Основними факторами, що впливають на вибір його значення, є:

- 1) відповідність механічних властивостей матеріалу конструкції та окремо випробуваних зразків;
- 2) врахування конкретних умов роботи конструкції, що розраховується;
- 3) метод визначення напружень (ступінь точності цього методу);
- 4) неточність завдання зовнішнього навантаження;
- 5) довговічність та значимість проекрованої споруди або машини.

Значення допустимих напружень або коефіцієнтів запасу міцності встановлюються технічними умовами і нормами проектування. Для будівельних сталей значення коефіцієнта запасу міцності приймається $n = 1,4-1,6$; для крихких матеріалів $n = 2,5-3,5$; для деревини $n = 3,5-6$.

Метод розрахунку за допустимими напруженнями дає можливість наближено оцінити міцність конструкції, так як при розрахунку не враховуються пластичні деформації бетону та арматури, це призводить до перевитрат матеріалу.

2. Метод розрахунку будівельних конструкцій за руйнівними зусиллями.

Сутність розрахунку за методом руйнівних зусиль – момент від зовнішніх навантажень не повинен перевищувати руйнівних моменту M_u , поділеного на коефіцієнт запасу, тобто

Переваги цього методу:

- враховує пружно-пластичні властивості залізобетону;
- економія витрат арматури.

Недоліки:

– єдиний коефіцієнт запасу міцності лише наближено враховує змінність навантаження, характеристики міцності матеріалів, умов роботи та виготовлення конструкцій, як наслідок – перевитрати матеріалів;

- недостатня надійність конструкції.

Зазначений недолік усунено в методі розрахунку за граничними станами, при якому коефіцієнт запасу замінюють диференційованими коефіцієнтами.

3. Метод розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами.

Цей метод було розроблено і почав застосовуватись із 1955 р.

Граничним вважається стан, у якому конструкція перестає задовольняти експлуатаційним вимогам чи вимогам, які висуваються у процесі зведення будівлі та споруди.

Відповідно до цього встановлені дві групи граничних станів: перший – за втратою несучої здатності; другий – за непридатності до нормальної експлуатації.

Розрахунок за першою групою виконується з метою запобігання руйнування конструкцій (розрахунок на міцність), втрата стійкості форми конструкції (розрахунок на поздовжній згин) або її положення (розрахунок на перекидання або ковзання), втомного руйнування (розрахунок на витривалість).

Розрахунок за II групою граничних станів має на меті не допустити розвиток надмірних деформацій (прогинів), виключити можливість утворення тріщин в

бетоні або обмежити ширину їх розкриття, а також забезпечити в необхідних випадках закриття тріщин після зняття частини навантаження.

Розрахунок за першою групою граничних станів є основним і використовується при підборі перерізів.

4. Статичний розрахунок будівельних конструкцій

Статичний розрахунок будівельних конструкцій – це інженерний аналіз, який визначає зусилля, напруження, переміщення та деформації у конструктивних елементах будівлі (балках, колонах, плитах, фермах тощо) під дією навантажень у стані рівноваги (без врахування прискорення чи інерційних сил).

Статичний розрахунок полягає в складанні розрахункових схем, які найбільш близько відповідають реальній роботі конструкцій, встановленні зовнішніх навантажень, котрі діють на них в стадії експлуатації, і визначенні внутрішніх зусиль (згинальних моментів M , поперечних Q і поздовжніх N сил) у характерних перерізах конструкцій, що проектуються.

Навантаження і впливи на конструкцію встановлюють відповідно до [2]. Внутрішні зусилля в елементах визначаються методами будівельної механіки або методами граничної рівноваги від кожного зовнішнього навантаження окремо, а потім складаються так, щоб отримати найбільш не вигідне їх сполучення.

Основне призначення статичного розрахунку – забезпечити, щоб будівля чи споруда була міцною (не руйнувалась), жорсткою (не мала надмірних деформацій), стійкою (не втрачала рівновагу), надійною протягом усього терміну експлуатації.

У статичному розрахунку враховується тип конструкції (балки, колони, плити, фундаменти, арки, ферми тощо), навантаження (постійні (вага конструкції, стіни, перекриття), тимчасові (сніг, вітер, експлуатаційне навантаження), особливі (сейсмічні, аварійні), матеріали (бетон, сталь, дерево,

камінь тощо – враховуються їх фізико-механічні властивості), методи аналізу (аналітичні (формули опору матеріалів), графічні (епюри моментів, поперечних сил), числові (метод кінцевих елементів – FEM, ПК-програми)).

Розрахункова схема поперечної рами одноповерхової однопролітної будівлі, зображена на рис. 2.1, розробляється відповідно до конструктивної схеми з рис. 2.2. Проліт рами зазвичай приймають рівним відстані між геометричними осями колон з урахуванням ширини їх перерізу та прив'язки до координаційних осей. Висота рами дорівнює відстані від обрізу фундаменту до нижнього поясу кроквяної ферми, тобто повній висоті колони h . Ексцентриситети обпирання ригеля визначаються конструкцією опорного вузла ферми та можуть змінюватися в межах від $e=0$ (при обпиранні ферми зверху по геометричній осі колони) до половини ширини колони $e=b/2$ (при обпиранні ферми збоку колони). При шарнірному обпиранні ригеля рама є один раз статично невизначеною.

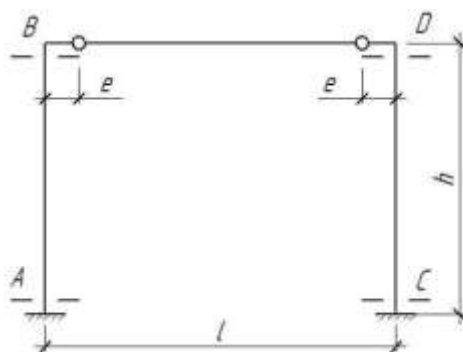


Рис. 2.1. Розрахункова схема поперечної рами

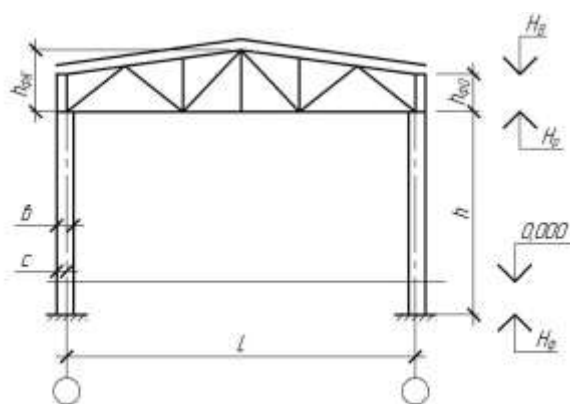


Рис. 2.2. Конструктивна схема поперечної рами

Завданням статичного розрахунку є визначення внутрішніх зусиль в характерних перерізах конструкції від кожного з навантажень, що діють на будівлю. Зазвичай, статичні розрахунки рамних систем виконують за допомогою спеціалізованих програмних комплексів (SCAD, LIRA тощо).

Результати розрахунків за формулами табл. 2.1 оформляються у вигляді епюр згинаючих моментів і поперечних сил у лівій колоні. В табл. 2.1 наведені зусилля в обох колонах від дії вітрового навантаження зліва.

Таблиця 2.1

Формули для статичного розрахунку поперечної рами

| Види навантажень | Схеми прикладення навантажень та епюри внутрішніх зусиль | Розрахункові формули (наведені абсолютні значення зусиль) |
|------------------|--|---|
| Постійне | | $M_B = M_D = \frac{q_{\text{пост}} \times l \times e}{2}$ $M_A = M_C = \frac{M_B}{2}$ $Q_A = Q_B = Q_C = Q_D = \frac{M_A + M_B}{h}$ |
| Снігове | Як постійне навантаження із заміною $q_{\text{пост}}$ на q_c | Як постійне навантаження із заміною $q_{\text{пост}}$ на q_c |
| Вітрове (зліва) | | $M_A = \frac{h^2}{16}(5q_A + 3q_{II}) + \frac{Wh}{2}$ $M_C = \frac{h^2}{16}(3q_A + 5q_{II}) + \frac{Wh}{2}$ $M_B = M_D = 0$ $Q_A = \frac{h}{16}(13q_A + 3q_{II}) + \frac{W}{2}$ $Q_C = \frac{h}{16}(13q_{II} + 3q_A) + \frac{W}{2}$ $Q_B = Q_D = \frac{3h}{16}(q_A + q_{II}) + \frac{W}{2}$ |

Статичний розрахунок – це фундаментальний етап проєктування будівель, який гарантує, що конструкція: витримає навантаження, не зруйнується, буде безпечною для людей.

5. Оцінка міцності будівельних конструкцій при простому та складному напружених станах.

Оцінка міцності будівельних конструкцій при простому та складному напружених станах – це перевірка, чи здатна конструкція витримати дію навантажень без перевищення граничних напружень, які можуть призвести до руйнування, тріщин або надмірних деформацій.

Простий напружений стан – це коли в конструкції діють **напруження лише в одному напрямку** (одновісний або двовісний стан): розтяг, стиск, зсув.

Розтяг/стиск (нормальні напруження):

$$\sigma = \frac{N}{A},$$

де σ – нормальне напруження;

N – поздовжня сила;

A – площа поперечного перерізу.

Зсув (дотичні напруження):

$$\tau = \frac{T}{A},$$

де T – сила зсуву (поперечна сила).

При перевірці міцності порівнюють окремо отримані нормальні та дотичні напруження з допустимими: $\sigma \leq [\sigma]$, $\tau \leq [\tau]$. При цьому необхідно враховувати площу поперечного перерізу, силу зсуву та напрям (лише один – одновісний або двовісний стан).

Складний напружений стан – це коли в точці одночасно діють **нормальні та дотичні напруження в кількох напрямках**.

Наприклад: напруження в балці при згині та кручення:

Нормальні напруження від згину:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$$

де σ – нормальне напруження (МПа, Н/мм²);

M – згинальний момент у даному перерізі (Нм, Нмм);

y – відстань від нейтральної осі до точки, в якій розраховується напруження (мм);

I – момент інерції поперечного перерізу відносно нейтральної осі (мм⁴).

Дотичні напруження від зсуву:

$$\tau = \frac{T \cdot Q}{I \cdot b}$$

де τ – дотичне напруження;

T – крутний момент;

Q – статичний момент інерції площі поперечного перерізу;

I – момент інерції площі поперечного перерізу;

b – ширина перерізу в точці, де визначається дотичне напруження.

Напруження від кручення:

$$\tau = \frac{M_t \cdot r}{J}$$

де τ – напруження зсуву (або дотичне напруження);

M_t – крутний момент;

r – радіус поперечного перерізу (відстань від осі до точки, де визначається напруження);

J – полярний момент інерції поперечного перерізу.

Для оцінки міцності використовують теорії руйнування:

| Теорія | Сфера застосування | Критерій міцності |
|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| Максимальних нормальних напружень | Крихкі матеріали | $\sigma_{\max} \leq [\sigma]$ |
| Максимальних дотичних напружень | Метали, ізотропні матеріали | $\tau_{\max} \leq [\tau]$ |
| Гіпотеза Губера-Мізеса | Пластичні матеріали (бетон, сталь) | $\sigma_{\text{екв}} \leq [\sigma]$ |

При плоскому напруженому стані:

$$\sigma_{\text{екв}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

Алгоритм оцінки міцності:

- визначити зусилля у конструктивному елементі (N, M, T, M_t);
- обчислити напруження у точках елемента;
- визначити еквівалентне напруження (при складному стані);
- порівняти з допустимими значеннями: за діючими нормативними документами (ДБН, Єврокоди тощо).
- зробити висновок: конструкція витримує навантаження чи ні?

При перевірці міцності використовують теорії міцності, еквівалентні σ . При цьому необхідно враховувати комбінації σ та τ , матеріальні властивості (крихкі матеріали, метали, бетон тощо).

6. Чисельні методи розрахунку, зокрема: метод кінцевих елементів.

Чисельні методи розрахунку будівельних конструкцій – це методи, які дозволяють вирішувати складні інженерні задачі, що не мають точного аналітичного розв’язання. Вони особливо важливі для конструкцій зі складною геометрією, неоднорідними матеріалами або складними навантаженнями.

Основні чисельні методи:

Метод скінченних елементів (МСЕ, FEM – Finite Element Method) є найпоширенішим методом у сучасному проектуванні. За методом скінченних елементів об’єкт поділяється на невеликі елементи (трикутники, квадрати, тетраедри тощо). У кожному елементі записуються рівняння рівноваги. Отримується система лінійних алгебраїчних рівнянь, яку вирішує комп’ютер. Застосовується при виконанні розрахунків напружень і деформацій в плитах, фермах, балках; для перевірки на міцність, стійкість, прогин, а також робиться динамічний аналіз (вібрації, сейсміка).

Програми, в яких виконуються розрахунки методом скінчених елементів: SCAD, LIRA-SAPR, ANSYS, SAP2000, Robot Structural Analysis

Метод граничних елементів (Boundary Element Method, BEM) застосовується для розрахунків тільки по границях конструкції, а не по всьому об'єму. Добре підходить для бескінечних або напівбескінечних областей (грунт, фундаменти).

Метод кінцевих різниць (FDM – Finite Difference Method) замінює похідні у рівняннях на різницеві аналогії. Застосовується для розрахунків температур, пружних деформацій, дифузії.

Метод кінцевих об'ємів (FVM – Finite Volume Method) часто використовується у розрахунках рідин та газів (аеродинаміка, вітровий тиск).

Перевагами чисельних методів є висока точність, універсальність, можливість вирішення нестандартних завдань та візуалізація результатів.

До недоліків чисельних методів можливо віднести наявність комп'ютерних ресурсів, необхідність перевірки адекватності сітки та результат залежить від якості моделі.

Чисельні методи є основою сучасного проектування в будівництві. Вони дозволяють швидко, точно та безпечно розраховувати конструкції будь-якої складності, що особливо актуально для багатопверхових, нестандартних чи сейсмостійких споруд.

7. Розрахунок будівельних конструкцій за межею пружності на основі теорії пластичності та теорії малих пружно-пластичних деформацій. Просте навантаження. Розвантаження.

Розрахунок будівельних конструкцій за межею пружності на основі теорії пластичності та теорії малих пружно-пластичних деформацій використовується, коли напруження в матеріалі перевищують межу пружності, тобто при пластичному або пружно-пластичному деформуванні конструкції.

Межа пружності – це найбільше напруження, при якому ще зберігається пружна (зворотна) деформація. Після її перевищення матеріал поводить ся непружно – виникає залишкова деформація (пластична).

Теорія пластичності використовується для опису нелінійної поведінки матеріалу після досягнення межі пружності. У розрахунках визначається область пластичного деформування, граничні стани конструкції та пластичні резерви міцності (наприклад, в залізобетоні або сталі).

Основні принципи:

Критерій текучості визначає, коли матеріал переходить у пластичний стан.

Критерій Мізеса:

$$\sigma_{\text{екв}} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \leq \sigma_T$$

Критерій Треска (макс. дотичне напруження):

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1}{2} (\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}) \leq \tau_T$$

Теорія малих пружно-пластичних деформацій комбінує малу пружну деформацію (лінійна частина) та невелику пластичну деформацію (нелінійна, але обмежена). Деформація подається як:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

де ε^e – пружна частина;

ε^p – пластична частина

Моделі використовуються для короткочасного навантаження. Часто застосовується при розрахунку сталевих та залізобетонних конструкцій, де допускається незначне перевищення межі пружності.

Практичне застосування теорії малих пружно-пластичних деформацій в будівництві:

– розрахунок сталевих рам – моделюють пластичні шарніри, щоб врахувати перерозподіл зусиль;

– залізобетонні конструкції – враховується пластичне деформування бетону і текучість арматури;

– фундаменти – аналіз допустимого деформування ґрунту за межею пружності;

- прогноз аварійних ситуацій – для оцінки залишкової несучої здатності;
- сейсмостійке проектування – використовується допущення про енерговбирні пластичні зони.

Методи розрахунку за межею пружності:

- метод граничної рівноваги – обчислює максимальні допустимі навантаження, які конструкція витримує в повністю пластичному стані;
- метод послідовних наближень – побудова напружено-деформованого стану за кроками навантаження;
- нелінійні чисельні методи – FEM з урахуванням пружно-пластичних моделей матеріалу.

Розрахунок за межею пружності дозволяє точніше оцінити реальні резерви міцності конструкцій, врахувати їх поведінку при аварійних, сейсмічних або екстремальних навантаженнях.

Він особливо важливий при проектуванні жорстко навантажених конструкцій, оптимізації перерізів та сейсмостійкому будівництві.

8. Розрахунок конструкцій із композитних матеріалів.

Розрахунок конструкцій із композитних матеріалів та їх особливості – це окрема галузь інженерного аналізу, що враховує анізотропні властивості, багатошарову структуру та складну поведінку композитів під навантаженням.

Композит – це матеріал, що складається з двох або більше компонентів з різними фізико-механічними властивостями. Основні складові композитів: матриця (зв'язуюча речовина – полімерна, металева, цементна тощо) та наповнювач (волокна, сітки, армування). Композитами є склопластик, вуглепластик, фібробетон, армовані полімери (FRP), сандвіч-панелі.

Особливості композитних конструкцій:

- анізотропія – властивості різні в різних напрямках (наприклад, вздовж волокон і впоперек);

– шаруватість – багатошарові панелі (ламінати) потребують аналізу по шарах;

– механізм руйнування – не як у сталі чи бетону: розшарування, мікротріщини, відшарування;

– висока міцність при малій вазі – можна створювати легкі та довговічні конструкції;

– нелінійність поведінки – складна, з крихким руйнуванням.

Основні етапи розрахунку конструкцій із композитів – визначення властивостей для кожного шару: модуль пружності E_1, E_2 ; модуль зсуву G_{12} ; коефіцієнт Пуассона ν_{12} ; граничні напруження σ_t, σ_c, τ (у головних напрямках: вздовж і поперек волокон).

Формування жорсткісних матриць (метод класичної ламінаційної теорії – CLT)

Загальна матриця жорсткості композитного шару:

$$\begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & D \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \kappa \end{bmatrix}$$

де A – матриця мембранної жорсткості;

B – матриця згинально-мембранного зв'язку;

D – матриця згинальної жорсткості;

ε_0 – плоска деформація.

κ – кривина

Розрахунок напружень по шарах: кожен шар аналізується окремо. Визначаються нормальні та дотичні напруження в локальній системі координат шару. Оцінюється небезпека розшарування або локального руйнування.

Оскільки композити мають неоднорідну, анізотропну структуру, застосовуються спеціалізовані критерії міцності:

– максимальне напруження – найпростіший: перевищення допустимого σ ;

– максимальна деформація – перевищення граничної деформації в напрямках волокон;

- Tsai-Wu – універсальний для анізотропії, враховує взаємодію напружень;
- Hashin-Rotem, Puck – розрізняють типи руйнування (волокна, матриця, зсув).

Композитні конструкції часто розраховуються чисельно (FEM) з використанням спеціальних моделей:

- моделювання кожного шару;
- урахування орієнтації волокон;
- пошаровий контроль напружень і деформацій;
- контактні зони – моделювання міжшарових зусиль (розшарування).

Програми, які застосовуються для розрахунків: ANSYS Composite, Abaqus, LIRA-SAPR, Autodesk Nastran, HyperWorks

Так, наприклад, сандвіч-панель складається з двох жорстких облицювань + легкий наповнювач. Розраховується на згин, стиск облицювань, зсув наповнювача та відрив шарів.

Конструкції з композитних матеріалів розраховуються з урахуванням їх анізотропної, пошарової та складної поведінки. При цьому основними завданнями є правильно врахувати поведінку кожного шару, орієнтацію волокон, та запобігти таким специфічним формам руйнування, як розшарування або відрив.

9. Розрахунок конструкцій з урахуванням утворення тріщин, у тому числі на прикладі залізобетону.

Розрахунок конструкцій з урахуванням утворення тріщин (зокрема в залізобетоні) та перерозподіл зусиль у статично невизначених системах за межею пружності – це ключовий аспект сучасного проектування, що враховує реальну поведінку конструкцій після появи пошкоджень.

Утворення тріщин у будівельних конструкціях

Основні причини утворення тріщин:

– перевищення розтягувальних напружень (особливо в бетоні, який слабкий на розтяг);

– осадка, усадка, температурні деформації;

– сейсмічні та аварійні навантаження.

У залізобетоні тріщини з'являються при розтягуванні бетону, зазвичай в зоні згину, тому що арматура сприймає розтяг, а бетон – стиск. Після утворення тріщин бетон більше не бере участі в розтягуванні.

До тріщиноутворення бетон і арматура працюють спільно, після утворення тріщин – бетон в зоні розтягу виключається з розрахунку, тому що розтрісканий бетон працює лише в стислому напрямку. Розрахунок ширини тріщин виробляється відповідно до діючих нормативних документів (ДБН, Eurocode)

У [3] передбачено обмеження ширини розкриття тріщин (зазвичай до 0,2-0,3 мм для експлуатаційної надійності).

Після утворення тріщин або входження в пластичний режим частина ділянок перестає нести навантаження, і зусилля перерозподіляються на інші елементи. Це важливо у залізобетонних рамах, перекриттях та плитах, що мають запас пластичності, при локальних руйнуваннях.

Наприклад, у залізобетонній балці на початку навантаження бетон і арматура працюють разом. При зростанні навантаження відбувається утворення тріщин – бетон у зоні розтягу більше не бере участі, відбувається перерозподіл зусиль – зростає роль арматури, збільшуються зусилля в сусідніх ділянках. При досягненні граничного стану з'являються пластичні шарніри – конструкція втрачає несучу здатність

Метод граничного рівноважного стану (гранична несуча здатність):

$$M_{Rd} = R_s A_s z$$

де R_s – розрахункове напруження в арматурі;

A_s – площа арматури;

z – плече сили.

Методи адаптації конструкцій до тріщин та перерозподілу та приклади їх реалізації:

- надлишкова арматура – збільшує пластичні резерви;
- підбір жорсткості – зменшує концентрацію напружень;
- розчленування на шарніри – моделює потенційні зони пластичних деформацій;
- контрольоване тріщиноутворення – зазвичай, у сейсмостійких каркасах.

Розрахунок з урахуванням тріщин і перерозподілу зусиль – це реалістичний підхід, який дозволяє:

- оцінити залишкову несучу здатність конструкції;
- забезпечити безпечну експлуатацію навіть при локальних пошкодженнях;
- оптимізувати розміщення арматури або поперечних перерізів;
- проєктувати системи з високою адаптивністю до надмірних або аварійних навантажень.

10. Розрахунок стійкості будівельних конструкцій.

Стійкість – це здатність конструкції зберігати рівновагу під дією навантажень без раптового викривлення чи обвалу. Втрата стійкості – один із граничних станів, що може призвести до катастрофічного руйнування, навіть якщо напруження ще не досягли граничних.

Втрата стійкості – це, зазвичай, втрата геометричної рівноваги і відбувається при критичному навантаженні, навіть якщо міцність ще не вичерпана. Прикладом може слугувати вивертання тонкостінного елемента або позовжнє викривлення стовпа.

Критерії стійкості

– критичне навантаження P_{cr} – основний критерій. Конструкція втрачає стійкість, якщо:

$$P \geq P_{cr},$$

де P – прикладене навантаження;

P_{cr} – критичне (граничне) навантаження для втрати стійкості

– втрата стійкості як граничний стан – у ДБН, Єврокодах та інших нормах втрата стійкості вважається граничним станом II групи (деформацій або геометрії), а у складних випадках – I групи (несуча здатність).

I група – втрата несучої здатності (наприклад, обвалення колони);

II група – надмірне викривлення або нестійка поведінка.

– стійкість стислих стрижнів (Euler) – для ідеального пружного прямого стрижня (без дефектів) при стиску:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

де E – модуль пружності;

I – момент інерції перерізу;

L – довжина стрижня;

K – коефіцієнт закріплення (залежно від опор); при закріпленні обох кінців шарнірно $K=1,0$; при защемленні одного кінця $K=2,0$; при защемленні обох кінців $K=0,5$.

Коли навантаження досягає межі пружності матеріалу, поведінка стає нелінійною – **пластична стійкість**.

Особливості стійкості за межею пружності:

– критичне навантаження знижується;

– виникає локальне пластичне викривлення (місцеве зминання);

– застосовуються емпіричні коефіцієнти для врахування пластичних ефектів (наприклад, за Єврокодами або ДБН)

– стійкість стисло-зігнутих стрижнів – це найбільш розповсюджена ситуація у будівництві: стовпи, що навантажені центрально та ексцентрично (згин + стиск), можливість втрати стійкості з урахуванням викривлення.

Умови стійкості залежать від гнучкості елемента:

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{i}$$

де λ – відносна гнучкість;

L_{ef} – приведена довжина;

$i = \sqrt{I/A}$ – радіус інерції.

– за критичною поведінкою системи

У статично невизначених конструкціях втрата стійкості не обов'язково відбувається в окремому елементі – може бути в системі в цілому. У цьому випадку потрібен системний розрахунок і застосовуються:

– матричні методи;

– метод власних значень (eigenvalue buckling);

– FEM-аналіз.

Методи розрахунку стійкості

– метод Ейлера застосовується для пружних стержнів (аналітичний);

– метод послідовних наближень застосовується для пластичної поведінки;

– чисельні методи (FEM) застосовуються для складних систем (враховують геометрію, нелінійність);

– гранична рівновага – метод втрати рівноваги конструкції.

Розрахунок стійкості конструкцій є критично важливим для безпеки будівель.

Основними загрозами є: втрата стійкості при стиску; комбінована нестійкість при згині; пластична нестійкість після пружного стану. Всі ці стани повинні враховуватись у розрахунках по граничних станах.

11. Розрахунок конструкцій з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності.

Це реалістичний підхід до аналізу поведінки конструкцій під навантаженням, коли деформації великі або матеріал працює за межею пружності.

Фізична нелінійність – це нелінійна залежність між напруженнями й деформаціями (матеріал виходить за межу пружності).

При фізичній нелінійності (нелінійні матеріальні властивості) враховується: пластичне деформування, тріщиноутворення (особливо в бетоні), повзучість, релаксація, розшарування в композитах.

Прикладом фізичної нелінійності може слугувати у сталі після межі текучості – пластичне деформування; у залізобетоні – тріщини, нелінійна діаграма бетону в стиску; у композитах – раптове крихке руйнування, анізотропна поведінка.

Геометрична нелінійність – це великі переміщення та повороти – змінюється геометрія конструкції під час деформації.

При геометричній нелінійності (нелінійна геометрія) враховуються великі переміщення (деформації $> 1/50$ довжини), повороти елементів (наприклад, у вантових спорудах, мембранах), перенос осі зусиль – зміщення викликає нові зусилля. Особливо важливе врахування геометричної нелінійності у тонких елементах – фахверках, оболонках, вежах, сітках

Комбінований розрахунок використовується в чисельних методах (зокрема FEM) при великому навантаженні або в післяграничному стані (після руйнування елементів, перерозподілу зусиль). Математично завдання перетворюється на систему нелінійних рівнянь рівноваги, які розв'язуються ітераційно:

$$R(u) = F_{\text{зовн}} - F_{\text{внутр}}(u) = 0$$

де u – вектор переміщень;

$F_{\text{внутр}}$ – функція внутрішніх зусиль, залежна від геометрії й напружень.

Методи розрахунку нелінійних конструкцій та їх особливості

– метод Ньютона-Рафсона – ітераційне уточнення для розв'язання нелінійної системи;

– метод навантаження поетапно (step-by-step) – побудова деформованого стану на кожному кроці;

– Arc-Length method – для розрахунку після втрати стійкості або обвалення;

– нелінійний FEM-аналіз – повний розрахунок фізичних і геометричних нелінійностей.

Наприклад, у балці зі сталевую арматурою з **урахуванням нелінійності** навантаження викликає утворення тріщин у бетоні та виникає пластичне розтягнення арматури. При збільшенні навантаження відбувається геометричне викривлення балки.

Без урахування нелінійності: розрахунок дає хибно низькі деформації, ігнорується пластичність і при розрахунках визначається неточна межа несучої здатності.

Програми, які враховують нелінійність: LIRA-SAPR дає можливість враховувати фізичну, геометричну нелінійність та тріщини в бетоні; SCAD Office – пластичність, розтріскування; Abaqus, ANSYS – повну нелінійну механіку (включно з руйнуванням); Robot Structural Analysis – пластичність і геометричну нелінійність.

Урахування фізичної та геометричної нелінійності важливо для реалістичного прогнозу поведінки конструкції; оцінки післяграничного стану; виявлення місцевих зон руйнування; при сейсмостійкому та оптимізованому проектуванні та розрахунку конструкцій на аварійні навантаження.

Урахування фізичної та геометричної нелінійності – необхідна умова точного та безпечного проектування сучасних конструкцій, особливо: залізобетонних і сталевих споруд; мембран, оболонки, висотних споруд; мостів, дахів великих прольотів тощо.

12. Розрахунок конструкцій із матеріалів, властивості яких змінюються у часі. Основні моделі та рівняння теорії повзучості для різних матеріалів. Сійкість стислих і стисло-зігнутих стрижнів при повзучості.

Повзучість – це повільне зростання деформацій матеріалу з часом при постійному навантаженні. Спостерігається у бетонах (особливо при ранньому віці), сталях при високій температурі, полімерних і композитних матеріалах.

Матеріали, чутливі до повзучості:

– у бетоні спостерігається висока повзучість у перші місяці; залежить від вологості, температури, часу твердіння;

– у сталі (при $T > 400^{\circ}\text{C}$) спостерігається високотемпературна повзучість;

– у деревині при довготривалому навантаженні спостерігається збільшення деформацій;

– у полімерах/композитах спостерігається нелінійна повзучість, чутлива до температури.

Усі основні моделі повзучості описують зв'язок між напруженням σ , деформацією ε та часом t . Використовують реологічні схеми (з пружними пружинами та в'язкими демпферами).

– Модель Максвелла (пружина + демпфер послідовно). Описує повзучість, але не враховує миттєвої пружної деформації.

Диференціальне рівняння:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma}{\eta} + \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt}$$

– Модель Кельвіна-Фойта (паралельно) – пружна і в'язка деформації виникають одночасно.

Повзучість має обмеження:

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt}$$

– Модель Бургерса (поєднання Максвелла та Кельвіна-Фойта) – найточніше описує повзучість бетону і сталі.

Загальна форма деформації:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{\eta_1} t + \frac{\sigma_0}{E_2} (1 - e^{-t/\tau})$$

Умовно: пружна складова, повзуча (в'язка) та затухаюча (релаксаційна).

Теорія повзучості бетону (наприклад, згідно з СЕВ-FIP)

Деформація:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_{cr}(t, t_0)$$

де ε_{el} – миттєва деформація;

$\varepsilon_{sh}(t)$ – усадка;

ε_{cr} – повзучість, залежить від часу навантаження t_0 .

Розрахунок конструкцій з урахуванням повзучості

Приклади: бетонна балка з довготривалим навантаженням → збільшується прогин, залізобетонна колона → зростає ексцентриситет, знижується несуча здатність.

Методика: визначити початкову деформацію, розрахувати додаткову деформацію від повзучості, модифікувати жорсткість елементів:

$$E_{e\phi} = \frac{E}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

де φ – коефіцієнт повзучості.

Стійкість стислих і стисло-зігнутих стрижнів при повзучості

Важливим є: повзучість → зменшення жорсткості → зниження критичного навантаження.

Часова втрата стійкості – явище, коли колонна система втрачає стійкість не одразу, а через певний час при постійному навантаженні

Критичне навантаження змінюється з часом:

$$P_{cr}(t) = \frac{\pi^2 E_{e\phi}(t) I}{(KL)^2}$$

Методи аналізу з урахуванням повзучості:

Метод приведених характеристик замінює жорсткість на ефективну $E_{e\phi}$.

Ітераційні чисельні методи використовуються для складних конструкцій та нелінійної повзучості.

Моделювання в FEM – Abaqus, LIRA, SCAD мають вбудовані моделі повзучості.

Наприклад, залізобетонна колона, навантажена при ранньому віці бетону (7 діб): через 5-10 років прогин або ексцентриситет може збільшитись у 2-3 рази.

Це призводить до втрати стійкості або виходу з експлуатаційної придатності. Урахування повзучості та зміни властивостей матеріалів у часі – критичний аспект довговічного та надійного проектування.

Рекомендується застосовувати моделі: Бургерса – для сталі, полімерів; СЕВ-FIP/Eurocode 2 – для бетону; нелінійне FEM-моделювання – для складних конструкцій.

13. Розрахунок будівельних конструкцій на динамічні навантаження. Вільні та вимушені коливання пружних систем.

Розрахунок на динаміку – це аналіз поведінки конструкцій під дією змінних у часі навантажень, з урахуванням інерційних та демпфуючих властивостей.

Види динамічних навантажень:

– вільні коливання – коливання після імпульсу (поштовху) без подальших впливів;

– вимушені коливання – робота машин, вітер, рух транспорту;

– імпульсні впливи – вибух, падіння вантажу;

– сейсмічні – землетруси;

– резонансні ефекти – повторювані коливання з частотою, близькою до власної.

Загальне рівняння руху пружної системи

Для лінійної одномасової системи (1 ступінь вільності):

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t)$$

де m – маса;

c – коефіцієнт демпфування (дисипації);

k – жорсткість;

$u(t)$ – переміщення;

$F(t)$ – зовнішнє динамічне навантаження.

Вільні коливання

Без зовнішнього навантаження:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Без демпфування → гармонічні коливання:

$$u(t) = A \sin(\omega t + \phi)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

З демпфуванням:

$$u(t) = Ae^{-\zeta\omega t} \sin(\omega_d t + \phi)$$

де $\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}}$ – коефіцієнт загасання

Вимушені коливання

Зовнішнє гармонічне навантаження:

$$F(t) = F_0 \sin(\omega t)$$

Відповідь системи:

$$u(t) = u_{уст}(t) + u_{вільн}(t)$$

При $\omega \approx \omega_0$ → резонанс

Амплітуда значно зростає без достатнього демпфування

Дисипативні властивості конструкцій.

Дисипація (розсіювання енергії) відбувається через:

| Джерело дисипації | Приклади |
|------------------------------|---------------------------------|
| В'язкість матеріалу | Бетон, полімери |
| Внутрішнє тертя у з'єднаннях | Болтові, заклепкові з'єднання |
| Тертя в стиках конструкцій | Модульні будівлі, плитні стики |
| Віброізоляція, демпфери | Підмурки машин, сейсмичні опори |

Методи динамічного розрахунку

Модальний аналіз застосовується для розкладання по власних формах коливань

Чисельно-часовий інтеграл застосовується для визначення реакції на імпульсне або складне навантаження

Спектральний метод застосовується для аналізу відповіді на сейсмічні коливання

Метод еквівалентних статичних навантажень застосовується для спрощених сейсмічних розрахунків

Розрахунок на сейсмічні навантаження

Сейсмічний вплив = прискорення основи, що передається на конструкцію.

Загальні принципи (згідно з [14] / Eurocode 8):

Будівля моделюється як маса + жорсткість + демпфування

Вплив землетрусу – через спектри відгуку

Враховують: категорію ґрунту, сейсмічність району, період власних коливань, конструктивний тип.

Методи:

Модальний спектральний аналіз

Часова історія (time-history)

Псевдостатичний метод

$$F = S_a \cdot m,$$

де S_a – спектральне прискорення.

Програмні засоби для динамічного аналізу

LIRA-SAPR – модальний аналіз, сейсміка, імпульсні навантаження

SCAD Office – спектральний аналіз, нелінійна динаміка

ETABS – власні частоти, сейсмічні навантаження (IBC, Eurocode)

Abaqus/ANSYS – повний динамічний FEM-аналіз, нелінійність, пошкодження

Розрахунок конструкцій на динамічні навантаження є обов'язковим для об'єктів, що піддаються вібраціям, землетрусам або ударам. З урахуванням маси (інерції), жорсткості (механічного опору), дисипації (розсіювання енергії).

14. Розрахунок конструкцій на вплив кліматичної та технологічної температури.

Розрахунок конструкцій на вплив кліматичної та технологічної температури є важливою частиною інженерного аналізу при проектуванні будівель, споруд та промислових об'єктів. Такий розрахунок дозволяє врахувати теплові деформації, напруження та інші впливи, що виникають під час зміни температурного режиму, як ззовні (кліматичні умови), так і всередині (технологічні процеси).

Види температурних впливів

Кліматична температура – зовнішні температурні умови (сезонні коливання, сонячне опромінення, вітер).

Технологічна температура – температура, яка виникає внаслідок роботи технологічного обладнання або виробничих процесів.

Визначення температурних впливів виробляють згідно з [2], Єврокодами (EN 1991-1-5) або іншими нормативами. Встановлюються максимальні та мінімальні температури експлуатації. Для технологічної температури – береться розрахункове значення з урахуванням тривалості впливу та розподілу по конструкції.

Температурні деформації

Температурне подовження/вкорочення елементів:

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

де α – коефіцієнт лінійного температурного розширення (наприклад, для сталі $\alpha=1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$);

ΔT – зміна температури;

L – довжина елемента.

Температурні напруження

Якщо конструкція обмежена в деформаціях (наприклад, закріплена жорстко), виникають температурні напруження:

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

де E – модуль пружності матеріалу.

Вільне/жорстке закріплення конструкцій значно впливає на величину напружень і деформацій. Передбачаються температурні шви для запобігання накопиченню напружень.

При розрахунках конструкцій на вплив кліматичної та технологічної температури користуються наступними нормативними документами:

ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [2].

ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1 [5].

EN 1991-1-5 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: Thermal actions.

EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements.

Приклад розрахунку (для сталевого елемента)

Дано:

Довжина балки: $L=10$ м

Зміна температури: $\Delta T=+40^{\circ}\text{C}$

Матеріал: сталь ($\alpha=1,2 \cdot 10^{-5} / ^{\circ}\text{C}$; $E=2 \cdot 10^5$ МПа)

1. Температурне подовження:

$$\Delta L = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 40 \cdot 10\,000 = 4.8 \text{ мм}$$

2. Температурне напруження (при жорсткому закріпленні):

$$\sigma = 2 \cdot 10^5 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 96 \text{ МПа}$$

2.3. Характеристики міцності матеріалів. Коефіцієнти умов роботи

Чинники, від точного урахування яких залежить рівень надійності споруди чи окремого її елемента, такі: навантаження та інші впливи, механічні властивості матеріалу, геометричні параметри конструктивних елементів, умови роботи, ступінь відповідальності споруди та інших.

Нормативне значення навантаження та впливів відповідають їх значенню при нормальній експлуатації. Вони встановлюються державними будівельними

нормами [2]. Можливе відхилення значень навантажень від їх нормативних значень враховується коефіцієнтом надійності за навантаженням γ_n , що приймається за [1].

Коефіцієнт надійності за навантаженням (γ_c) – це число, що використовується в будівельному проектуванні для збільшення розрахункового навантаження для врахування можливих відхилень від нормативних значень. Це коефіцієнт, який помножується на характеристичне навантаження, щоб отримати розрахункове навантаження, яке враховує можливі перевищення фактичного навантаження над розрахунковим.

Він може бути більшим або менше одиниці. Навантаження та впливу, отримані шляхом множення їх нормативних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням, називаються розрахунковими.

Основною характеристикою опору матеріалів силовим впливам є нормативний опір R_n , який встановлюється ДБН з урахуванням умов контролю та статистичної мінливості механічних властивостей матеріалу.

Основна характеристика міцності матеріалу для виготовлення конструкцій – нормативний опір.

Нормативний опір R_n – це встановлені нормами граничні значення напружень в матеріалі при випробуванні стандартних зразків.

Так як в реальних конструкціях міцність матеріалу може бути меншою, ніж нормативний опір, то для розрахунку за I групою граничних станів характеристикою міцності вважають розрахунковий опір.

$$R = R_n \cdot \frac{\gamma_n \cdot \gamma_c}{\gamma_m}$$

де γ_n – коефіцієнт надійності щодо призначення, який враховує клас капітальності та ступінь відповідальності будівель та споруд;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який враховує особливості дії навантажень, розміри та форму перетину конструкції, способи її виготовлення, вплив зовнішнього середовища.

γ_m – коефіцієнт надійності щодо матеріалу.

Основними характеристиками опору сталі силовим впливам є нормативні опори. Вони позначаються літерою «R» з індексом «n» – R_n . Тут індекс «n» за аналогією з нормативними навантаженнями означає «нормативне» значення опору.

За нормативні значення опору сталі приймають найменші (браковочні) значення, отримані при випробуваннях на розрив великої кількості стандартних зразків, вирізаних з партії прокату, і забезпечені з імовірністю 0,95 (тобто в 5 випадках із ста значення опору допускається меншим, ніж нормативне значення). Отримані таким чином механічні характеристики називаються нормативними опорами.

Можливе відхилення у несприятливий бік від значень нормативного опору враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m . Цей коефіцієнт відбиває статистичну мінливість властивостей матеріалу та його відмінність від властивостей окремо випробуваних зразків. Наприклад, для металу $\gamma_m = 1,025-1,15$; для бетону $\gamma_m = 1,3-1,5$.

Величина, отримана в результаті поділу нормативного опору на коефіцієнт надійності за матеріалом, називається **розрахунковим опором** (R_{yn} та R_{un}):

$$R_y = \frac{R_n}{\gamma_m} \text{ або } R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}.$$

Вона являє собою найменшу можливу величину нормативного опору, значення R_n встановлюються ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування.

Для вуглецевих сталей $\gamma_m = 1,025$, а для сталі 12ГН2МФАЮ $\gamma_m = 1,15$.

R_{yn} та R_{un} – нормативні опори, встановлені відповідно до межі текучості, чи умовної межі текучості, та межі міцності приймаються відповідно до [5].

Розрахунок не завжди враховує всі обставини роботи конструкції. Наприклад, у стиснених елементів значної гнучкості навіть невеликі згини від дії випадкового навантаження можуть призвести до втрати загальної стійкості. Це стосується і елементів, які зминаються. У цих та інших випадках вводиться коефіцієнт умов роботи конструкцій γ_c , як множник до розрахункового опору.

Коефіцієнт умов роботи повинен враховувати всі особливості роботи і експлуатації конструкцій, що не враховані в явному вигляді іншими коефіцієнтами методики граничних станів. Тому це найбільш навантажений по призначенню і найменш визначений за змістом і величиною коефіцієнт. Величина γ_c враховує несприятливі умови роботи конструкції, значення γ_c – сприятливі умови роботи.

Для споруд, які мають різну капітальність, вимоги надійності до конструкцій різні. Вони враховуються коефіцієнтом надійності γ_n , на який ділять розрахунковий опір матеріалу.

Коефіцієнтом надійності γ_n відображає вплив температури, агресивності середовища, тривалості та багаторазової повторюваності впливу, наближеності розрахункових схем та інших факторів. Числові значення для γ_n встановлюються за [1] на підставі експериментальних і теоретичних досліджень і вводяться як множник до значення розрахункового опору R_{yn} та R_{un} . У більшості випадків за нормальних умов роботи коефіцієнт $\gamma_n = 1$ і може бути опущений.

Надійність та гарантія від виникнення граничних станів за несучою здатністю забезпечується виконанням наступної умови:

$$N \leq S,$$

де N – зусилля, що діє в елементі конструкції, що розраховується (функція навантажень та інших впливів);

S – граничне зусилля, яке може сприйняти елемент, що розраховується (функція фізико-механічних властивостей матеріалу, розмірів елемента та умов роботи).

Контрольні питання:

1. Які існують основні методи розрахунку будівельних конструкцій?
2. У чому різниця між точними та наближеними методами розрахунку?
3. Що таке статично визначені та невизначені системи?
4. Які особливості має метод сил і метод переміщень?
5. Як обирається розрахункова схема конструкції?
6. У чому полягає принцип суперпозиції і де він застосовується?
7. Що таке метод граничної рівноваги та в яких випадках він застосовується?
8. Яка роль комп'ютерного моделювання в розрахунках конструкцій?
9. В чому полягає суть розрахунку конструкцій за методом допустимих напружень і які його недоліки?
10. Назвати дві групи граничних станів для будівельних конструкцій і мету розрахунку за ними.
11. Що таке граничний стан першої групи? Наведіть приклади.
12. Що таке граничний стан другої групи? Наведіть приклади.
13. Яка різниця між несучою здатністю та експлуатаційною придатністю?
14. Які типи розрахунків виконується для кожної групи граничних станів?
15. Що таке коефіцієнти надійності за навантаженням та матеріалом?

ТЕМА 3. ПРИНЦИПИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

План

- 3.1. Загальні положення
- 3.2. Умови експлуатації та впливи навколишнього середовища
- 3.3. Принципи розрахунку за граничними станами та граничні деформації будівельних конструкцій
- 3.4. Врахування рівня відповідальності та строку експлуатації конструкцій
- 3.5. Розрахункові схеми та розрахункові ситуації будівельних конструкцій

[1] встановлюють загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будівель і споруд і розповсюджуються на вишукування, проектування, будівництво та ліквідацію будівель і споруд незалежно від їх призначення, а також встановлюють положення щодо дотримання функціональних параметрів об'єкта під час його експлуатації.

3.1. Загальні положення

Встановлена надійність має бути забезпечена на всіх етапах життєвого циклу об'єкта, а саме:

- вишукування і проектування;
- виготовлення, транспортування та зберігання будівельних виробів;
- освоєння будівельного майданчика та зведення об'єкта, приймання об'єкта в експлуатацію;
- використання об'єкта за призначенням протягом розрахункового строку експлуатації, оцінка технічного стану, поточний та капітальний ремонт;
- реконструкція й подальше використання у нових умовах;
- ліквідація об'єкта.

3.2. Умови експлуатації та впливи навколишнього середовища

Складовими умов експлуатації, що відповідають нормальному режиму експлуатації об'єкта, є впливи, що виникають від роботи устаткування (машин, апаратів, транспортних засобів, вантажопідйомних механізмів), вантажів, навантаження від людей, атмосферних впливів у сполученні з можливими прогнозованими впливами навколишнього середовища, які виникають у той же час.

Урахування взаємодії з навколишнім середовищем повинно здійснюватися на основі матеріалів інженерних вишукувань.

Характер і величина впливів (силових, температурних, деформаційних, від заданих переміщень), що виникають в умовах нормального режиму експлуатації, визначаються з урахуванням передбачених нормативною документацією або вимогами проекту умовами роботи устаткування або обмеженнями, пов'язаними з обов'язковими вимогами експлуатаційної документації (наприклад, вказівками щодо використання обмежувачів вантажопідйомності або аварійних клапанів, вказівками щодо очищення покрівель від снігу та промислового пилу).

У матеріалах вишукувань повинна наводитися характеристика прогнозованих впливів на будівельні конструкції основних природних, природно-техногенних і техногенних процесів і явищ.

Поряд з умовами нормальної експлуатації повинні розглядатися небезпеки, які самі по собі або у сполученні з іншими факторами можуть призвести до порушення працездатності конструкцій. Ці небезпеки можуть бути наслідками:

- недоліків проектування, виготовлення, зведення або експлуатації, що виникають внаслідок грубих помилок персоналу, в тому числі через відсутність інформації, прорахунки та нерозуміння;

- різких змін технологічного процесу, що викликають істотні зміни технологічних навантажень і впливів;

- перевантажень, що виникають при стихійних лихах, техногенних аваріях та інших виняткових подіях.

Небезпечні впливи повинні враховуватись щодо усього періоду будівництва та експлуатації об'єкта. При оцінці впливів повинна враховуватися просторова нерівномірність і періодичність цих впливів.

Якщо небезпеку природно-техногенного чи техногенного походження неможливо передбачити точно, то з міркувань безпеки її доцільно враховувати.

Заходи, що попереджують небезпеки або знижують їх вплив:

- захист від небезпеки – виключення впливу джерела небезпеки шляхом використання спеціальних антиперевантажувальних пристроїв, систем попередження і оповіщення;

- урахування небезпек – проектування конструкцій такими, щоб при виникненні небезпеки з встановленою імовірністю була виключена можливість руйнування будь-яких конструкцій та елементів категорії А1 та А;

- послаблення наслідків небезпек – проектування об'єкта таким, щоб конструкції, відмова яких може бути безпосередньою причиною аварійної ситуації, при виникненні небезпеки зберігали працездатність протягом часу, достатнього для вжиття термінових заходів (зокрема, для евакуації людей або для зміни режиму роботи устаткування).

Заходи запобігання небезпекам можуть застосовуватися окремо або комплексно.

3.3. Принципи розрахунку за граничними станами та граничні деформації будівельних конструкцій

Граничні стани – це умови, при яких конструкція втрачає несучу здатність або стає непридатною для нормальної експлуатації.

Граничні стани можуть бути віднесені до конструкції в цілому, до її окремих елементів, з'єднань або поперечних перерізів. Граничні стани поділяються на дві групи, які в свою чергу можуть мати підгрупи.

Метод розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами має на меті не допустити настання жодного з граничних станів, які можуть виникнути в

конструкції (будівлі) при їх експлуатації протягом усього терміну служби, а також при їх зведенні.

Розрахунок за граничними станами передбачено сучасними нормами [1, 2] та Єврокоди (EN 1990-1999).

Граничні стани конструкцій (будівель) поділяються на дві групи:

– **граничні стани першої групи (ГС-1)** – за втратою несучої здатності або непридатністю до експлуатації, стійкості форми конструкції (розрахунок на поздовжній згин) або її положення (розрахунок на перекидання або ковзання), втомного руйнування (розрахунок на витривалість);

$$E_d \leq R_d,$$

де E_d – розрахункове навантаження або зусилля;

R_d – розрахункова несуча здатність конструкції або перерізу.

Перша група містить граничні стани, перехід через які призводить до повної непридатності об'єкта або його елемента до експлуатації і для яких позаграничними станами можуть бути:

- руйнування будь-якого характеру (в'язке, крихке, в результаті втоми);
- втрата стійкості форми;
- втрата стійкості положення;
- перехід у змінну систему;
- якісна зміна конфігурації;
- інші явища, за яких виникає потреба у припиненні експлуатації (наприклад, виникнення перфорації стінки ємкості з токсичними речовинами або надмірні переміщення основи при просадках чи спучуванні ґрунтів).

Розрахунок за першою групою граничних станів повинен гарантувати збереження несучої здатності конструкції з урахуванням можливих мінливості навантажень у більшу сторону й міцності матеріалів – у меншу.

Тому в лівій частині розрахункових формул записують зусилля, що виникає в елементі від розрахункових навантажень (з врахуванням коефіцієнтів надійності), а в правій частині – зусилля, що сприймається елементом при

напруженні в матеріалі, рівному розрахунковому опору (тобто опору з урахуванням коефіцієнтів безпеки й умов роботи). Якщо ліва частина не перевищує праву, то несуча здатність конструкції забезпечена.

Так, наприклад, для центрально-розтягнутого елемента з одного матеріалу розрахункове співвідношення має вигляд:

$$N < F_{nm} R,$$

де N – сумарне граничне розрахункове значення осьового навантаження;

R – розрахунковий опір матеріалу розтягнутого елемента;

F_{nm} – площа поперечного перерізу розтягнутого елемента.

Ясно, що для визначення необхідної площі поперечного перерізу в розрахунковій формулі приймають знак рівності, тобто

$$F_{nm} = N/R.$$

– **граничні стани другої групи (ГС-2)** – через непридатність до нормальної експлуатації.

Розрахунок за другою групою граничних станів повинен гарантувати збереження експлуатаційних якостей конструкції з урахуванням мінливості характеристик міцності та деформативності матеріалів. За необхідності обмеження деформацій (наприклад прогинів) у лівій частині розрахункових формул записують деформацію конструкції f , підраховану залежно від її розрахункової схеми, а в правій – граничне значення деформації $[f]$ установлене нормами для даного виду конструкцій, виходячи з досвіду їх експлуатації. Розрахункова умова має наступний вигляд:

$$f < [f].$$

Для визначенні значення f необхідно використовувати експлуатаційні розрахункові значення навантажень.

За необхідності виключити утворення тріщин у залізобетонних конструкціях з урахуванням мінливості характеристик міцності матеріалів, а для деяких видів конструкцій (попередньо напружених) також і можливої мінливості

навантаження. В лівій частині розрахункових формул записують зусилля N , що виникає в елементі від експлуатаційного значення розрахункового навантаження, а в правій частині – зусилля N_{crc} , що сприймає елемент безпосередньо перед утворенням тріщин у бетоні за відповідних коефіцієнтів безпеки й умов роботи, тобто

$$N < N_{crc}.$$

Якщо утворення тріщин припустиме, то повинна бути обмежена ширина їх розкриття. У цьому випадку в лівій частині розрахункових формул маємо ширину розкриття тріщин a_{crc} , підраховану залежно від розрахункової схеми конструкції, з урахуванням мінливості властивостей характеристик міцності і деформативності, а в правій – установлену нормами на підставі досвіду експлуатації таких конструкцій граничну ширину розкриття тріщин $[a_{crc}]$, тоді розрахункова умова має вигляд:

$$a_{crc} < [a_{crc}].$$

Розрахунок за другою групою граничних станів має на меті недопущення розвитку надмірних деформацій (прогинів), виключити можливість утворення тріщин у бетоні або обмежити ширину їх розкриття, а також забезпечити у необхідних випадках закриття тріщин після зняття частини навантаження.

Друга група містить граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію об'єкта або зменшують його довговічність порівняно з розрахунковим строком експлуатації і для яких позаграничними станами є:

- надмірні переміщення або повороти деяких точок конструкції;
- недопустимі коливання (надмірні значення амплітуди, частоти, швидкості, прискорення);
- утворення та розкриття тріщин, досягнення ними граничнодопустимих значень розкриття чи довжини;
- втрата стійкості форми у вигляді локального деформування або втрати стійкості форми перерізу;

- пошкодження від корозії чи інших видів фізичного зношення, які призводять до необхідності обмеження експлуатації внаслідок зменшення строку експлуатації об'єкта;

- недопустимі втрати тепла через огорожувальні конструкції, що призводить до збільшення матеріальних витрат на експлуатацію будівлі;

- недосягнення елементами будівлі необхідного рівня шумоізоляції.

Граничні стани цієї групи можуть бути пов'язані з порушенням вимог щодо використання об'єкта без обмежень, порушенням вимог щодо рівня комфорту, зручностей персоналу, вимог до зовнішнього вигляду конструкцій.

Досягнення граничного стану другої групи класифікується як відмова-перешкода.

При розрахунках за граничними станами першої та другої груп як головний показник міцності матеріалу встановлюється його опір, який може приймати нормативні та розрахункові значення.

Формула надійності:

$$\sum \gamma_F \cdot F_d \leq \frac{R}{\gamma_M}$$

де γ_F – коефіцієнт надійності за навантаженням;

F_d – розрахункове значення дії;

γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом;

R – нормативна міцність матеріалу.

Аналітично граничні стани можна подати у вигляді:

$$N \leq F \cdot \gamma_c / \gamma_n,$$

$$f \leq f_{np}$$

де N – зусилля, що діє на конструкцію (функція навантажень і прольоту конструкцій);

F – граничне зусилля, яке може сприйняти конструкція (функція геометричних параметрів, механічних характеристик матеріалу, умов роботи);

f – переміщення конструкції (функція навантажень, геометричних параметрів, модуля деформації);

$f_{\text{пр}}$ – граничне значення переміщень, допустиме за умовами експлуатації;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив температури, вологості та агресивності середовища, тривалість впливу та його багаторазову повторюваність, наближеність розрахункових схем та прийнятих передумов розрахунку, перерозподіл силових факторів та деформацій;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням (відповідальністю), що приймається залежно від рівня відповідальності будівлі або споруди, який, у свою чергу, визначається розміром матеріальної та соціальної шкоди, можливої при досягненні конструкціями граничної стану.

За цією ознакою будівлі та споруди поділяються на три рівня: для 1-го рівня (атомні станції, гідротехнічні греблі тощо) $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$; для 2-го рівня (промислові та цивільні будівлі та споруди) $\gamma_n = 0,95$; для 3-го рівня (склади, одноповерхові житлові будівлі) $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$. Для тимчасових будівель та споруд з терміном служби до 5 років $\gamma_n = 0,8$. γ_n провадиться проектною організацією за погодженням із замовником.

Концепція розрахунку конструкцій за граничними станами передбачає, що граничний стан у межах нормативного терміну служби не досягається.

Приклад розрахунку бетонної балки на згин (ГС-1)

Дано:

Балка: 3 м проліт

Постійне навантаження: $g=5$ кН/м

Тимчасове навантаження: $q=3$ кН/м

Бетон: В25 ($R_b=14,5$ МПа)

Арматура: А400 ($R_s=355$ МПа)

Коефіцієнти: $\gamma_G = 1,3$; $\gamma_Q = 1,5$; $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

Крок 1: Розрахункове навантаження:

$$q_d = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1,3 \cdot 5 + 1,5 \cdot 3 = 6,5 + 4,5 = 11 \text{ кН/м}$$

Крок 2: Максимальний згинальний момент у середині балки (шарнірно-оперта):

$$M = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{11 \cdot 3^2}{8} = \frac{99}{8} = 12.375 \text{ кН/м}$$

Крок 3: Перевірка несучої здатності (вибір площі арматури, перевірка згину)

Приклад перевірки прогину балки (ГС-2):

Максимально допустимий прогин:

$$f_{max} \leq \frac{l}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ мм}$$

Фактичний прогин розраховується за жорсткістю (EI) та навантаженням. Якщо фактичний $f \leq 12$ мм – вимога виконана.

3.4. Врахування рівня відповідальності та строку експлуатації конструкцій

Класи наслідків (відповідальності) об'єктів визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта.

Оцінка вказаних збитків і втрат, а також підрахунок кількості осіб, життю і здоров'ю яких загрожує небезпека, виконується з урахуванням захисних засобів (розподілення на незалежні секції, використання дублюючих елементів і попереджувальних пристроїв, систем вібраційного та сейсмічного захисту), що передбачені у проекті може виконуватися шляхом побудови сценарію можливої аварії за [1, дод. В].

Соціальні втрати від відмови оцінюються залежності від наступних факторів ризику втрат, а саме:

- небезпека для здоров'я і життя людей;
- різке погіршення екологічного становища у прилеглий до об'єкта місцевості (при руйнуванні сховищ токсичних рідин або газів, відмові очисних споруд систем центрального водовідведення);

– втрата пам'яток історії і культури або інших духовних цінностей суспільства;

– припинення функціонування систем і мереж зв'язку, енергопостачання, транспорту чи інших елементів життєзабезпечення населення або безпеки суспільства;

– неможливість організувати надання допомоги потерпілим при аваріях і стихійних лихах;

– загроза обороноздатності та національної безпеки країни.

Можливі матеріальні збитки повинні оцінюватися витратами, пов'язаними як з необхідністю відновлення об'єкта, що відмовив, так і з побічними збитками (збитки від зупинки виробництва, втрачена вигода).

Можливі збитки оцінюють виходячи з прогнозованого сценарію аварії, з урахуванням передбачених проектом заходів щодо локалізації можливої аварії (наприклад, поділу об'єкта на відокремлені частини

Існуюча класифікація об'єктів за класами наслідків (відповідальності) наведена у [1, табл. 1].

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

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

Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А.

В – конструкції, відмова яких не призводить до порушення функціонування будівлі (споруди) в цілому або інших конструкцій або їх елементів.

У складі категорії А можуть виділятися конструкції категорії А1 (головні несучі конструкції), безвідмовність яких забезпечує будівлю або споруду від повного руйнування при аварійних впливах та елементи, відмова яких може стати безпосередньою причиною аварійної ситуації з прямою загрозою для

людей або довкілля, навіть якщо її подальше використання за призначенням при цьому стане неможливим без капітального ремонту.

Для конструкцій та елементів категорії А рекомендується використовувати окремо або в будь-яких доцільних комбінаціях принципи забезпечення безпеки:

- резервування, тобто забезпечення виконання основних функцій за рахунок надмірного числа елементів і пристроїв або їх надмірних можливостей (силових, енергетичних);

- незалежність, тобто функціонування одного елемента (підсистеми) за можливості не повинно залежати від здатності до виконання своїх функцій іншим елементом (підсистемою);

- розділення функцій, що забезпечує зменшення ймовірності одночасної відмови різних елементів (підсистем) через загальну причину;

Для елементів категорії А1 повинні бути визначені і, до прийняття об'єкта в експлуатацію, підготовані методи, пристосування і пристрої для:

- перевірки працездатності та випробування на відповідність проектним показникам;

- періодичного та (або) безперервного контролю їх технічного стану;

- заміни при відпрацюванні встановленого ресурсу або при невідповідності їх параметрів вимогам проектної документації

Вимоги щодо строку експлуатації проєктованих будівель і споруд, а також до строку експлуатації існуючих будівель і споруд або їх частин, які зберігаються при реконструкції або капітальному ремонті, мають міститися в завданні на проєктування.

Розрахунковий строк експлуатації визначається проектною організацією, виходячи з вимог, що містяться у завданні на проєктування, а при відсутності таких вимог - відповідно до [1, табл. 2]. При визначенні розрахункового строку експлуатації слід прогнозувати швидкість змін тих технологічних процесів і виробництв, для організації і обслуговування яких створюється об'єкт.

Проектування об'єктів повинно виконуватися з урахуванням можливого негативного ефекту від впливу агресивного зовнішнього середовища, патогенних факторів (розміщення на просадних ґрунтах, тектонічних розламах, підроблюваних територіях, у зоні електромагнітних полів) та негативних умов експлуатації (зміни замороження і відтавання, вплив морської води, викиди промислових підприємств).

Ступінь довговічності основних конструктивних елементів і способи їх захисту від вогню, фізичних, біологічних, хімічних та інших пошкоджень, забезпечення можливості їх заміни після вичерпання ресурсу, а також способи захисту основ від надмірного деформування повинні враховувати розрахунковий строк експлуатації об'єкта і забезпечувати необхідний рівень його надійності протягом усього цього строку.

Конструктивні рішення мають обиратися з урахуванням вимог щодо технічного обслуговування. Якщо доступ для огляду і ремонту конструктивних елементів неможливий, то довговічність заходів захисту від корозії, ерозії та інших чинників зносу передбачається без технічного обслуговування відповідно до всього строку служби конструкції.

При реконструкції об'єкта строк експлуатації призначається незалежно від залишкового строку експлуатації.

3.5. Розрахункові схеми та розрахункові ситуації будівельних конструкцій

Розрахункові схеми будівельних конструкцій – це спрощені моделі реальних елементів або систем, які використовуються для визначення внутрішніх зусиль, переміщень, напружень і деформацій.

Призначені розрахункові схеми:

– для перетворення складної просторової конструкції на математично зручну модель.

– для врахування лише суттєвих факторів для міцності, стійкості та жорсткості;

– для полегшення розрахунку за нормативними методами чи з використанням програмних комплексів.

Класифікують розрахункові схеми:

– за кількістю вимірів – плоскі схеми (розрахунок у межах однієї площини, наприклад, балки, ферми, арки) та просторові схеми (розрахунок у трьох вимірах, наприклад, каркаси, оболонки, просторові ферми).

– за статичною визначуваністю – статично визначувані (внутрішні зусилля знаходять тільки з рівнянь статички) та статично невизначувані (вимагають додаткових рівнянь з умов деформацій, наприклад, методи сил, переміщень, МКЕ).

– за видом конструкції: балкові (однопрольотні, багатопрольотні, консолі), арочні (шарнірно-оперті, жорстко закріплені), ермові (трикутні, полігональні, просторові), рамні (однопрольотні, багатопрольотні, просторові), пластинчасті та оболонкові (тонкі, товсті, однокриволінійні, подвійної кривизни) (рис. 3.1).

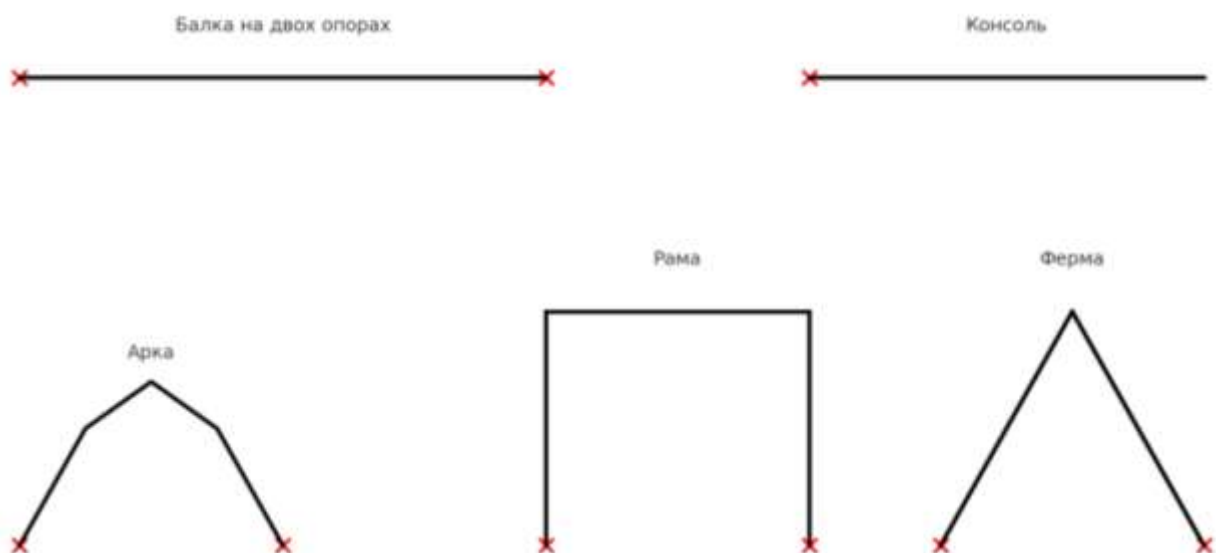


Рис. 3.1. Приклади розрахункових схем будівельних конструкцій

Розрахунок конструкцій повинен якомога достовірніше відображати дійсні умови роботи об'єкта і його напружено-деформований стан шляхом врахування відповідних розрахункових ситуацій.

Розрахунок виконується на підставі розрахункової моделі, яка повинна враховувати чинники, що мають істотний вплив на напружений і деформований стан конструкцій. При формуванні розрахункової моделі, як правило, доцільно врахувати нелінійні ефекти (геометричну і фізичну нелінійність елементів і системи в цілому, вплив деформацій конструкцій на зміну значень діючих на неї навантажень).

Розрахункові моделі будівельних конструкцій – це математичні (аналітичні та чисельні, наприклад МСЕ) або фізичні (натурні випробування та масштабні моделі) аналоги реальних будівельних конструкцій, які використовуються для аналізу їх поведінки під навантаженням та визначення їх надійності. Вони дозволяють проектувати безпечні та ефективні конструкції, враховуючи різні фактори, такі як матеріал, форма, навантаження та умови експлуатації.

Вимоги і рекомендації щодо вибору розрахункових моделей встановлюються в нормах проектування та в нормах, що регламентують навантаження і впливи.

Вимоги норм проектування повинні враховувати умови, в яких реалізується граничний стан. Для цього встановлюються характерні **ситуації**, які називаються **розрахунковими** і визначаються:

- розрахунковою схемою конструкції;
- переліком граничних станів, які слід розглядати;
- видами дій, які можуть реалізуватися в даній розрахунковій ситуації;
- значенням допустимої ймовірності відмови.

При встановленні допустимої ймовірності відмови слід враховувати, що в різних розрахункових ситуаціях ті ж самі граничні стани можуть мати різні наслідки та збитки.

При розрахунках конструкцій слід розглядати такі типи розрахункових ситуацій:

– усталені, для яких характерна тривалість реалізації T_{sit} співставна з установленим строком експлуатації об'єкта T_{ef} (наприклад, період експлуатації між двома капітальними ремонтами або змінами технологічного процесу);

– перехідні, для яких характерна тривалість реалізації T_{sit} менше порівняно з розрахунковим строком експлуатації T_{ef} , (період зведення об'єкта, капітального ремонту, реконструкції);

– аварійні, для яких характерна мала ймовірність появи R_{sit} і невелика тривалість реалізації $T_{sit} \ll T_{ef}$, але які призведуть до значних з точки зору наслідків можливих відмов (ситуації, які виникають під час вибухів, пожеж, аварій обладнання, зіткнень транспортних засобів, а також безпосередньо після відмови будь-якого елемента конструкції).

Контрольні питання:

1. Що розуміють під надійністю будівельних конструкцій?
2. Які основні властивості визначають надійність конструкцій (міцність, стійкість, довговічність тощо)?
3. У чому полягає принцип резервування (надлишковості) несучої здатності?
4. Які заходи забезпечують стійкість конструкцій під час експлуатації?
6. Як впливають умови експлуатації на вибір матеріалів для конструкцій?
7. Що таке безпечний строк служби конструкції і як його визначають?
8. Які принципи проектування враховують вплив аварійних ситуацій та непередбачених навантажень?
9. Як враховують зміну фізико-механічних властивостей матеріалів у процесі старіння?
11. Яке значення має правильна експлуатація та технічне обслуговування конструкцій для їх надійності?
12. Як стандарти та норми (ДБН, Єврокоди) регламентують вимоги до надійності будівельних конструкцій?

ТЕМА 4. ПРАВИЛА УРАХУВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ, ГЕОМЕТРИЧНИХ РОЗМІРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРІАЛІВ

План

- 4.1. Класифікація та розрахункові значення навантажень і впливів.
- 4.2. Сполучення навантажень і впливів.
- 4.3. Правила визначення розрахункових значень навантажень і впливів.
- 4.4. Розрахункові значення геометричних параметрів.
- 4.5. Розрахункові значення характеристик матеріалів і ґрунтів.
- 4.6. Кранові навантаження.
- 4.7. Снігові навантаження
- 4.8. Вітрові навантаження.
- 4.9. Навантаження від обладнання, людей, тварин, складованих матеріалів і виробів
- 4.10. Температурні кліматичні впливи.
- 4.11. Сейсмічні впливи.

4.1. Класифікація та розрахункові значення навантажень і впливів

При проектуванні потрібно враховувати навантаження, що виникають під час зведення та експлуатації будівель і споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій.

Визначення видів навантажень і впливів при проектуванні будівельних конструкцій виробляється за [2].

Вплив – це будь-яка причина, в результаті якої в конструкції змінюються внутрішні напруження, деформації або інші параметри стану.

Навантаження – це вплив, під яким розуміють як безпосередньо силові впливи, так і впливи від зміщення опор, зміни температури, усадки та інших подібних явищ, що викликають реактивні сили.

Надалі будемо використовувати об'єднаний термін – навантаження.

Навантаження та впливи поділяються на **механічні** та **немеханічної природи**, які призводять до зниження несучої здатності і експлуатаційної придатності конструкцій.

Механічні впливи, що враховуються в розрахунку безпосередньо, розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції (навантаження) або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції. **Впливи немеханічної природи** (наприклад, впливи агресивного середовища), зазвичай, враховуються в розрахунку опосередковано.

Класифікація навантажень відповідно до [1] та [2] забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна чи перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за строк служби);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація), що відповідає перевірці граничних станів;

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

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

Основні навантаження бувають постійними і змінними, останні, залежно від тривалості безперервної дії, підрозділяються на тривалі й короткочасні.

Характеристичні (нормативні) значення навантажень визначаються за [2], у якому докладно викладені усі необхідні види й способи визначення цих навантажень.

Розрахункові значення навантажень визначаються шляхом множення характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження.

Залежно від характеру навантажень і цілей розрахунку використовуються чотири види розрахункових значення навантажень, а саме: граничні, експлуатаційні, циклічні, квазіпостійні. Ці види навантажень варто застосовувати згідно [2, табл. 4.1], де буквами зазначені типи розрахунків).

Для перевірки граничних станів першої групи використовуються граничні розрахункові значення навантажень і впливів, для граничних станів другої групи використовуються експлуатаційні розрахункові значення.

Залежно від часової мінливості впливи поділяються на:

- **постійні**, які діють під час усього терміну експлуатації об'єкта і значення яких неістотно змінюються у часі;
- **змінні**, для яких не можна нехтувати зміною значень у часі відносно середнього.

До **постійних** навантажень належать:

- власна вага частин будівлі або споруди, у тому числі вага несучих та огорожувальних конструкцій;
- вага й тиск ґрунтів, гірський тиск.

Зусилля від попереднього напруження, що зберігаються у конструкції чи у основі, слід враховувати як зусилля від постійних навантажень

Залежно від характерної тривалості безперервної дії на конструкції T_d змінні навантаження поділяються на:

- **тривалі**, тривалість дії яких T_d може наближатися до встановленого терміну експлуатації T_{ef} будівельного об'єкта;
- **короткочасні**, які реалізується багато разів протягом терміну експлуатації споруди і для яких тривалість дії значно менша за T_{ef} ($T_d \ll T_{ef}$) і які в свою чергу можуть поділятися на повторні та епізодичні.

До **змінних тривалих** навантажень належать:

- вага тимчасових перегородок, підлив і підбетонок під обладнання;
- вага стаціонарного обладнання, верстатів, апаратів, двигунів, ємностей, трубопроводів, постійних піднімальних машин, а також вага рідин і твердих тіл, що заповнюють обладнання;
- тиск газів, рідин і сипучих тіл у ємностях і трубопроводах;
- навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стележного обладнання в складських приміщеннях, холодильниках, книгосховищах і архівах;
- навантаження від людей, тварин, обладнання на перекриттях житлових, громадських і сільськогосподарських будівель із квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- снігові навантаження із квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- впливи, обумовлені деформаціями основи, що не супроводжуються зміною структури ґрунту;
- впливи, обумовлені зміною вологості, агресивністю середовища, усадкою й повзучістю матеріалів;
- температурні кліматичні впливи;
- вага шару води на водонаповнених плоских покриттях;
- температурні впливи від обладнання;
- вага відкладень виробничого пилу за умови, що його неможливо позбавитись.

До змінних короткочасних навантажень (з граничними та експлуатаційними розрахунковими значеннями) належать:

- навантаження від обладнання, які з'являються під час налагодження, випробування, перестановці його;
- вага людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування і ремонту обладнання;

- навантаження від людей, тварин, обладнання на перекриттях житлових, громадських і сільськогосподарських будівель;

- навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання (навантажувачів, електрокарів, тельферів, мостових і підвісних кранів);

- снігові навантаження;

- температурні кліматичні впливи;

- вітрові навантаження;

- льодові навантаження.

До **епізодичних навантажень**, які реалізується надзвичайно рідко (один чи декілька разів протягом терміну експлуатації споруди) і тривалість дії яких незрівнянно мала порівняно з терміном експлуатації T_{ef} . До епізодичних належать:

- аварійні навантаження і впливи, які є небажаними результатами людської діяльності (наслідками грубих помилок), або результатами несприятливого збігу обставин;

- сейсмічні впливи;

- вибухові впливи;

- навантаження при порушенні технологічного процесу, поломці обладнання;

- впливи, обумовлені деформаціями основи (замочування просадних ґрунтів, зсуви ґрунтів).

Характеристичні й розрахункові значення епізодичних навантажень і впливів визначаються спеціальними нормативними документами.

Залежно від способу прикладення навантажень у просторі вони можуть бути:

- фіксованими, які можуть діяти тільки на цілком визначені місця конструкції;

- вільними, які можуть довільно розподілятися по конструкції у деяких заданих межах.

Урахування вільних навантажень може бути зведене до розгляду низки комплексів фіксованих навантажень, одержаних шляхом фіксації можливого розподілу вільних навантажень у просторі.

Навантаження залежно від реакції конструкції поділяються на:

- **статичні**, які не викликають значних прискорень конструкції, що дозволяє нехтувати інерційними силами;
- **динамічні**, які викликають такі прискорення, що інерційними силами нехтувати не можна.

Належність навантажень до класу статичних або динамічних залежить від співвідношення властивостей цих навантажень та властивостей конструкцій, які їх сприймають. Параметри конструкцій, за яких навантаження або впливи починають створювати динамічний ефект (наприклад, граничне значення періоду власних коливань), повинні встановлюватися у нормах проектування.

Навантаження може бути представлене сумою двох складових статичної і динамічної. Для спрощення розрахунку у деяких випадках, зазначених у нормах проектування, динамічний вплив можна розглядати як статичний, а динамічний ефект, залежний від реакції конструкції, враховувати шляхом відповідного збільшення навантаження або множенням результатів статичного розрахунку на коефіцієнт динамічності.

[2] вперше встановили кілька значень навантажень.

Характеристичне значення – основне (базове) значення навантаження, встановлене в нормах проектування.

Для кожного з основних навантажень і впливів встановлено два головних розрахункових значення – експлуатаційне і граничне, а для кожного аварійного впливу одне граничне розрахункове значення.

Окрім головних розрахункових значень, для основних впливів можуть бути встановлені також додаткові схематизовані розрахункові значення, пов'язані з ідеалізованою моделлю їх залежності від часу і призначені для врахування

спеціальних ефектів (повзучості, усадки, втрат попереднього напруження, втомлюваності тощо) – циклічне і квазіпостійне.

Експлуатаційне розрахункове значення – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Зазвичай, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних із труднощами нормальної експлуатації (виникнення недопустимих переміщень конструкції, недопустима вібрація та недопустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

Експлуатаційні розрахункові значення постійних навантажень G_{de} приймаються такими, що дорівнюють їх номінальним величинам, встановленим із урахуванням геометричних та інших характеристик, вказаних у проектній документації, а для конструкцій, які експлуатуються, – які дорівнюють їх середнім величинам, визначеним при проведенні натурних обстежень.

Експлуатаційне розрахункове значення змінного навантаження Q_{de} встановлюється таким, щоб можлива дія навантаження більшої інтенсивності в середньому не перевищувала заданого значення (наприклад, 2%). Частка часу η встановлюється з умов ефективного використання конструкції за функціональним призначенням.

Граничне розрахункове значення – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більше одного разу протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується, зазвичай, для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

Граничне розрахункове значення постійного навантаження G_{dm} встановлюється таким, щоб воно з заданою ймовірністю P_G не могло бути перевищене. Допускається виходити з умови, що ймовірність перевищення граничного розрахункового значення в сто разів менша за ймовірність перевищення експлуатаційного розрахункового значення.

Граничне розрахункове значення змінного навантаження Q_{dm} визначається з умови його неперевикнення протягом заданого часу T з заданою імовірністю P_Q .

Зазвичай, в якості T вибирається встановлений термін експлуатації T_{ef} , а ймовірність P_Q приймається такою, щоб величина Q_{dm} могла перевищуватися в середньому не частіше одного разу протягом терміну T_{ef} .

Зазвичай, в нормах навантажень і впливів повинна наводитися залежність Q_{dm} від періоду повторюваності T .

Циклічне розрахункове значення – значення навантаження, яке використовується для розрахунків конструкцій на витривалість і визначається як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією реальному випадковому процесу змінного навантаження.

Квазіпостійне розрахункове значення – значення навантаження, яке використовується для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначається як рівень постійного впливу, еквівалентного за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

Для епізодичних змінних впливів експлуатаційне розрахункове значення Q_{de} не нормується.

Схематизовані розрахункові значення навантажень Q_{di} встановлюються залежно від тих властивостей реального процесу навантаження, які є визначальними для явища, що розглядається, і яке може призвести до відмови конструкції.

Для врахування тривалих реологічних процесів (усадка, повзучість) встановлюється схематизоване квазіпостійне розрахункове значення $Q_{di(t)} = Q_{di}$, а для врахування явища втомлюваності схематизоване циклічне розрахункове значення у вигляді гармонічного закону з характерною частотою ω_{di} .

Величина Q_{di} визначається з умови еквівалентності результатів розрахунку на дію реального процесу навантаження $Q_d(t)$ і на дію навантаження з ідеалізованою залежністю від часу.

У необхідних випадках схематизоване циклічне значення може розглядатися як одна із складових сумарного навантаження (наприклад, пульсаційна складова вітрового навантаження).

Для розрахункового значення аварійного навантаження граничне значення U_{dm} встановлюється аналогічно Q_{dm} ; за необхідності з іншою ймовірністю неперевикнення $P_U(T_{ef})$ встановленого терміну експлуатації. Поряд зі значенням U_{dm} в нормах навантажень і впливів встановлюється середня періодичність появи такого навантаження або імовірність його реалізації протягом терміну T_{ef} .

4.2. Сполучення навантажень і впливів

Сполучення навантажень формується, як набір їх розрахункових значень. При цьому передбачається, що усі навантаження одночасно впливають на об'єкт розрахунку. У сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції з точки зору даного граничного стану.

У розрахунках конструкцій використовуються два типи сполучень основні та аварійні.

Основне сполучення навантажень являє собою сукупність постійних і змінних навантажень. В **аварійне** сполучення входить одне з епізодичних навантажень (наприклад, сейсмічне).

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення постійних навантажень з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи основні сполучення постійних навантажень з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також

експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Методика врахування сполучень розрахункових значень повторних змінних навантажень або розрахункових значень схематизованих циклічних навантажень повинна забезпечувати можливість визначення величини сумарного навантажувального ефекту, а також частоти, періодичності чи ймовірності його реалізації.

На практиці ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень досить мала, тому при виконанні розрахунків застосовуються коефіцієнти сполучення навантажень $\psi < 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні й не менше ніж два змінних навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення $\psi_1=0,95$ – для тривалих навантажень і $\psi_2= 0,9$ – для короткочасних.

Для аварійних сполучень, що включають постійні й не менше ніж два змінних, останні множаться на коефіцієнт сполучення $\psi_1= 0,95$ – для тривалих і $\psi_2= 0,8$ – для короткочасних, аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучення $\psi_1= 1$.

4.3. Правила визначення розрахункових значень навантажень і впливів

Розрахункові значення навантажень і впливів визначаються з урахуванням нормативних значень, коефіцієнтів надійності за навантаженням та особливостей умов експлуатації. Розрахункові навантаження застосовуються для перевірки граничних станів конструкцій.

1. Нормативні навантаження:

Це значення навантажень, які встановлені [2] для конкретних видів навантажень (наприклад, вага конструкцій, снігове навантаження, вітрове навантаження, температурні впливи).

2. Коефіцієнти надійності за навантаженням (γ_f) – враховують невизначеності в визначенні нормативних навантажень, можливі відхилення від

проектних значень, а також ймовірність одночасного дії декількох навантажень, що призводять до найбільших зусиль в конструкції.

3. Розрахункові навантаження отримуються шляхом множення нормативного значення навантаження на відповідний коефіцієнт надійності за навантаженням

$$F = \gamma_f \times Q,$$

де F – розрахункове навантаження;

Q – нормативне навантаження).

4. Сполучення навантажень: при проектуванні будівель і споруд необхідно враховувати різні сполучення навантажень, які можуть діяти одночасно. Для цього використовуються коефіцієнти сполучень (ψ), які враховують ймовірність одночасної дії кількох навантажень.

5. Особливості умов експлуатації: при визначенні розрахункових навантажень враховуються також особливості умов експлуатації, такі як температурний режим, вологість, агресивність середовища та інші фактори, які можуть впливати на роботу конструкцій.

6. Граничні стани: розрахункові значення навантажень використовуються для перевірки несучої здатності конструкцій (перша група граничних станів) та їх придатності до експлуатації (друга група граничних станів).

4.4. Розрахункові значення геометричних параметрів

Розрахункові значення розмірів та інших геометричних характеристик приймаються такими, що дорівнюють номінальним значенням, вказаним у проекті, якщо мінливість цих характеристик неістотна або вже врахована при нормуванні розрахункових значень характеристик міцності за значеннями параметрів матеріалів.

Геометричні параметри конструкцій на стадіях виготовлення і монтажу не повинні відрізнятися від проектних значень більше ніж це дозволяється допусками які наводяться у [6].

Якщо мінливість геометричних характеристик впливає на надійність конструкцій (зокрема, як вплив мінливості початкових вигинів на несучу здатність при перевірці стійкості стрижневих і пластинчастих елементів), то впливові розрахункові значення відповідних геометричних параметрів повинні визначатися на підставі статистичної обробки результатів вимірювань.

У випадках, коли геометричні недосконалості є систематичними (три і більше), доцільно їх компенсувати за рахунок конструктивних чи технологічних рішень. Слід враховувати можливу суперпозицію недосконалостей та їх походження.

4.5. Розрахункові значення характеристик матеріалів і ґрунтів

Характеристичне (нормативне) значення ваги конструкцій заводського виготовлення варто визначати на підставі стандартів, робочих креслень або паспортних даних заводів-виготовлювачів, а інших будівельних конструкцій і ґрунтів – за проектними розмірами і питомою вагою матеріалів і ґрунтів.

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій і ґрунтів визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} , наведений у [2, табл. 5.1].

Експлуатаційні розрахункові значення ваги конструкцій і ґрунтів, а також квазіпостійного розрахункового значення приймаються рівними характеристичному, $\gamma_{fe} = \gamma_{fp} = 1$.

При визначенні навантаження від ґрунту варто враховувати навантаження від матеріалів, обладнання й транспортних засобів, що передається на ґрунт.

Для конструкцій із декількох матеріалів (композитних конструкцій) слід враховувати понижену ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох величин, які характеризують властивості кожного з матеріалів конструкції, в порівнянні з імовірністю реалізації розрахункового значення характеристик одного матеріалу.

Це урахування допускається виконувати множенням несучої здатності R на коефіцієнт сполучення $\psi_r > 1$. Для різних комбінацій матеріалів (арматури й бетону в залізобетонних конструкціях, сталі й залізобетону в сталезалізобетонних конструкціях, сталі й дерева в комбінованих конструкціях) і для різних варіантів конструкцій значення коефіцієнта ψ_r можуть встановлюватися нормами проектування.

У розрахункових ситуаціях, в яких властивості матеріалів конструкцій чи ґрунтів основи можуть змінюватися в часі, або якщо зміни цих властивостей можуть викликатися умовами довкілля (наприклад, при врахуванні впливу нагрівання на міцнісні характеристики сталі або при врахуванні зволоження ґрунту основи на його деформативність), розрахункове значення повинно встановлюватися з урахуванням таких змін.

4.6. Кранові навантаження

Навантаження від мостових і підвісних кранів слід визначати залежно від груп режимів їх роботи, які встановлюються ДСТУ EN 13001-1:2018 «Крани вантажопідіймальні. Загальні положення конструювання. Частина 1. Загальні принципи та вимоги (EN 13001-1:2015, IDT)», ДСТУ EN 13001-2:2022 «Безпека вантажопідіймальних кранів. Загальні положення конструювання. Частина 2. Вплив навантажень (EN 13001-2:2021, IDT)» та ДСТУ EN 13001-3-1:2019 «Крани. Загальні положення конструювання. Частина 3-1. Граничні стани та доказ міцності сталевих конструкцій (EN 13001-3-1:2012 + A2:2018, IDT)» залежно від виду приводу і способу підвісу вантажу, примірний перелік мостових і підвісних кранів різних груп режимів наведені в [2, дод. Г].

Навантаження від мостових і підвісних кранів – це мінливі навантаження, для яких установлені чотири види розрахункових значень (граничні, експлуатаційні, циклічні й квазіпостійні). Розглянемо деякі з них. *Граничні розрахункові значення:*

– для вертикального навантаження мостових і підвісних кранів

$$F_m = \gamma_{jm} \psi F_0;$$

– для горизонтального навантаження мостових і підвісних кранів, спрямованих уздовж кранового шляху

$$P_m = \gamma_{jm} P_0;$$

де F_0 – характеристичне значення вертикального навантаження, яке передається колесами кранів на балки кранового шляху й прийняті на підставі вимог стандартів на крани або за їх паспортами заводів-виготовлювачів;

P_0 – характеристичне значення горизонтального навантаження від одного крана, спрямованого уздовж кранового шляху й викликане гальмуванням мосту крана та рівного 0,1 від величини характеристичного значення вертикального навантаження;

γ_{jm} – коефіцієнт надійності за кранового навантаження, визначається за [2, табл. 7.1];

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень, для одного крана $\psi = 1,0$, для двох і більше визначається за [2, п. 7.2].

Під час розрахунку міцності й стійкості балок кранового шляху та їх кріплень до несучих конструкцій граничні розрахункові значення вертикальних кранових навантажень слід множити на коефіцієнт динамічності, який рівний 1,1 при кроці колон не більше ніж 12 м.

Способи прикладання вертикального й горизонтального кранового навантаження при розрахунку міцності та стійкості рам, колон, фундаментів, а також їх основ для мостових і підвісних кранів, що наведені в [2, п.7.16 -7.21].

Вертикальні навантаження від мостових кранів складаються з ваги мосту, ваги візка й ваги вантажу, що піднімається, і передаються на підкранові колії через колеса крана. Найбільший тиск на колесо крана F_{max} виникає при крайньому положенні візка з вантажем на одній стороні мосту крана, при цьому на протилежній стороні тиск на колесо є мінімальним F_{min} . Значення F_{max} і F_{min} можна знайти, розглядаючи міст крана, як балку на двох опорах, при двох колесах мостового крана з кожної сторони маємо:

$$2F_{\max} + 2F_{\min} = Q + Q_m + G,$$

де Q – вага вантажу, що піднімається, (вантажопідйомність крана);

Q_m – вага мосту; G – вага візка крана, (розрахункове значення), звідси можна знайти F_{\max} , при цьому $F_{\max} = F_m$

$$F_{\min} = \frac{Q + Q_m + G}{2} - F_m.$$

Відзначимо, що розрахунки за граничним значенням кранових навантажень використовуються при проектуванні промислових будівель і споруд.

4.7. Снігові навантаження

Снігове навантаження є мінливим. Для нього встановлені три розрахункових значення: граничне, експлуатаційне та квазістатичне.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C.$$

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 м^2 поверхні ґрунту й визначається залежно від снігового району України за картою [2, рис. 8.1] або [2, дод. Е];

C – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покритті та визначається залежно від форми покрівлі за [2, дод. Ж];

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі (для неутеплених покриттів цехів з підвищеним тепловиділенням приймається рівним 0,8, а для житлових будинків – 1,0);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту розміщення будівельного об'єкта в км над рівнем моря H :

$$C_{alt} = 1,4 H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км)} \text{ і } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)};$$

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження за [2, табл. 8.1]. Для об'єктів масового будівництва приймається за [2, табл. 8.3];

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, для об'єктів масового будівництва дорівнює 0,4.

4.8. Вітрові навантаження

Вітрові навантаження для будівель і споруд простої геометричної форми, висота яких не перевищує 200 м, визначаються, як мінливі навантаження, для яких встановлені два розрахункових значення (граничне й експлуатаційне).

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C.$$

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження обчислюється за виразом

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C,$$

де W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, рівне середньому складового тиску вітру на висоті 10 м від поверхні землі й обумовлене вітровим районом України;

C – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт залежно від форми споруди або конструктивного елемента;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або конструкції над поверхнею землі й типу навколишньої місцевості;

C_{ar1} – коефіцієнт географічної висоти;

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, враховує мікрорельєф місцевості поблизу майданчика будівництва й приймається рівним 1,00, якщо об'єкт будівництва розташований на рівній місцевості.

При розташуванні об'єкта будівництва на пагорбі або схилі використовується формула [2]; C_{dir} – коефіцієнт напрямку, враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямком вітру й приймається рівним 1,00 при масовій забудові в населених пунктах;

C_d – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсації вітрового навантаження й просторову кореляцію вітрового тиску;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження. Для об'єктів масового будівництва визначається за [2, табл. 9.1];

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням вітрового навантаження, прийнятий для об'єктів масового будівництва рівним 0,21 [2, табл. 9.3].

Приклад: знайти граничні розрахункові значення снігового та вітрового навантажень для розрахунку конструкцій 16-поверхового житлового будинку, розташованого в м. Одесі (висота поверху 3 м, розміри в плані 12×24 м) з несучим рамним залізобетонним каркасом із плоскою суміщеною покрівлею.

Рішення: Граничне розрахункове значення снігового навантаження S_m на горизонтальну проекцію покриття житлового будинку визначається за вище наведеною формулою, характеристичне (нормативне) значення снігового навантаження для м. Одеси визначається за [2, дод. Е] і складає $S_0 = 880$ Па (0,88 кПа).

Коефіцієнт $C = \mu C_e C_{alt} = 1$, тому що згідно [2, дод. Ж] $\mu = 1$ при $\alpha < 25^\circ$ (для двосхилої покрівлі), а $C_e = 1$ для житлових будинків і $C_{alt} = 1$ при $H < 0,5$ км (висота будинку $16 \times 3 = 48$ м), коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} (при терміні експлуатації будинку в 50 років дорівнює 1,00, при терміні експлуатації будинку в 100 років дорівнює 1,14), таким чином:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,0 \times 880 \times 1,0 = 0,88 \text{ кПа (88 кгс/м}^2\text{) при } T = 50 \text{ років;}$$

$$S_m = 1,14 \times 880 \times 1,0 = 1,03 \text{ кПа (103 кгс/м}^2\text{) при } T = 100 \text{ років.}$$

Ці розрахункові значення приймаються для розрахунків за першою групою граничних станів.

Примітка. Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження S_e при $\gamma_{fe} = 0,49$ складає $S_e = 0,49 \times 880 \times 1,0 = 0,43$ кПа (43 кгс/м²) і використовується при розрахунках за другою групою граничних станів.

Для визначення граничних розрахункових значень *вітрового тиску* W_m на бічну поверхню житлового будинку використовуємо характеристичне (нормативне) значення *вітрового тиску* для м. Одеси, що визначається за [2, дод. Е] і становить $W_0 = 460$ Па (0,46 кПа).

Якщо прийняти позначення $h = 48$ м, $b = 12$ м, $l = 24$ м (висота, ширина й довжина будинку), то за відношення $h/l = 2$, ухил покрівлі менше ніж 20° , а також $b/l = 0,25$ знаходимо за [2] значення аеродинамічного коефіцієнта для різних частин будинку $C_e = +0,8$ (боковий тиск), $C_{e1} = -0,8$ (вітрове навантаження, що діє на покрівлі від її поверхні), $C_{e3} = -0,6$ (вітрове навантаження на бічну поверхню на протилежному торці будівлі, що діє від поверхні), для невідного способу навантаження приймаємо $C_{aer} = 0,8$, коефіцієнт висоти споруди за [2, рис. 9.2] при типі місцевості IV $C_h = 2,25$.

Далі видно, що $C_{art} = C_{rel} = C_{dir} = 1,0$, коефіцієнт динамічності $C_d = 0,95$ [2, рис. 9.5] при висоті 45 м і ширині 24 м. Таким чином, значення $C = 0,8 \times 2,25 \times 0,95 = 1,71$. Коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження $\gamma_{fm} = 1,0$ при $T = 50$ років і $\gamma_{fm} = 1,14$ при $T = 100$ років.

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1,0 \times 460 \times 1,71 = 0,787 \text{ кПа (78,7 кгс/м}^2\text{) при } T = 50 \text{ років;}$$

$W_m = 1,14 \times 460 \times 1,71 = 0,897$ кПа (89,7 кгс/м²) при $T = 100$ років.

Тут T – термін експлуатації будинку, що проектується.

Примітка: експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження W_e при $\gamma_{fe} = 0,21$ складає $W_e = 0,21 \times 460 \times 1,71 = 0,165$ кПа (16,5 кгс/ м²).

4.9. Навантаження від обладнання, людей, тварин, складованих матеріалів і виробів

Такі навантаження діють на перекриття й підлоги на грунтах від людей, тварин, обладнання, виробів, матеріалів, тимчасових перегородок. Сума усіх тимчасових навантажень на перекриття багатоповерхового будинку, при несприятливому частковому їх навантаженні, не повинна перевищувати навантаження при суцільному навантаженні перекриттів, визначене з урахуванням коефіцієнтів сполучень ψ_n , значення яких визначаються за формулами, наведеними у ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [2].

Навантаження від обладнання (у тому числі трубопроводів, транспортних засобів), складованих матеріалів і виробів устанавлюються в будівельному завданні на підставі технологічних рішень.

При заміні фактичних навантажень на перекриття еквівалентними рівномірно розподіленими навантаженнями останні варто визначати для різних конструктивних елементів (плит, другорядних балок, ригелів, колон, фундаментів).

Характеристичні значення еквівалентних рівномірно розподілених навантажень для виробничих і складських приміщень варто приймати: для плит і другорядних балок не менше ніж 3 кПа (300 кгс/м²) для ригелів колон і фундаментів – не менше ніж 2 кПа (200 кгс/м²).

Характеристичні значення ваги обладнання варто визначати на підставі стандартів або каталогів, до складу навантаження варто включати власну вагу обладнання, вага ізоляції, заповнювачів обладнання при його експлуатації.

Число навантажувачів, що враховуються, і електрокарів приймається за будівельним завданням, а динамічний вплив вертикальних навантажень від них ураховується множенням характеристичних значень статичних навантажень на коефіцієнт динамічності, рівний 1,2.

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для визначення граничного значення ваги обладнання наведені в ДБН В.1.2-2:2006 (табл. 6.1).

Характеристичні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходи й підлоги на ґрунтах наведені ДБН [2, табл. 6.2].

Під час розрахунку балок, ригелів, плит, а також колон і фундаментів, на які діє навантаження від одного перекриття, характеристичні значення навантажень, зазначених у [2, табл. 6.2], варто знижувати залежно від вантажної площі A (m^2) елемента, що розраховується, множенням на коефіцієнт сполучень ψ_A , що дорівнює:

а) для приміщень поз. № 1, 2, 12 (при $A > A_1 = 9 m^2$)

$$\psi_A = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}};$$

б) для приміщень, зазначених у поз. № 4, 11 (при $A > A_2 = 36 m^2$)

$$\psi_A = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{\frac{A}{A_2}}}.$$

При визначенні подовжніх зусиль для розрахунку колон, стін і фундаментів, що сприймають навантаження від двох перекриттів і більше, характеристичні значення навантажень, наведених у [2, табл. 6.2], слід знижувати шляхом множення на коефіцієнт сполучень ψ_n :

а) для приміщень поз. № 1, 2, 12

$$\psi_{nl} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}};$$

б) для приміщень поз. № 4, 11

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}},$$

де n – загальне число перекриттів (для приміщень у поз. № 1, 2, 4, 11, 12).

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для рівномірно розподілених навантажень слід приймати:

1,3 – при характеристичному значенні менше ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²);

1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м²) і більше.

Примітки:

– навантаження, зазначені в поз. 8, слід враховувати на площі, не зайнятий обладнанням і матеріалами;

– навантаження, зазначені в поз. 9, необхідно враховувати без снігового навантаження;

– навантаження, зазначені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях їх защемлення. Під час розрахунку ділянок стін, що розміщуються нижче балконів (лоджій), фундаментів і основ споруд навантаження на балкони (лоджії) треба приймати рівними навантаженням основних приміщень будівель, що примикають, і знижувати за допомогою коефіцієнтів сполучень ψ .

4.10. Температурні кліматичні впливи

Температурні кліматичні впливи на будівельні конструкції – це зміни стану, форми та міцності матеріалів, викликані коливаннями температури повітря та сонячним нагріванням.

Вони є одним із ключових факторів, які враховують при проектуванні, експлуатації та ремонті будівель і споруд.

Джерелами температурних впливів є сезонні коливання, добові коливання, сонячна радіація тощо.

Основні види впливу на будівельні конструкції представлені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Основні види впливу на будівельні конструкції

| Вид впливу | Механізм | Наслідки |
|---|--|--|
| Лінійне теплове розширення та стиснення | Матеріали змінюють розміри при нагріванні/охолодженні (коефіцієнт температурного розширення) | Тріщини, викривлення, розгерметизація швів |
| Температурні напруження | Якщо розширення обмежене сусідніми елементами, виникають внутрішні сили | Розтріскування бетону, розрив з'єднань, втома металу |
| Нерівномірний нагрів | Частини конструкції нагріваються по-різному (наприклад, сонцем з одного боку) | Перекося, локальні деформації |
| Циклічні температурні впливи | Багаторазове повторення циклу "нагрів-охолодження" | Втома матеріалу, руйнування зварних швів, корозія |
| Морозне руйнування | Замерзання води в порах матеріалу | Лущення, відшарування, зниження міцності |

Температурні кліматичні впливи є змінними впливами, для яких встановлено три розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення;
- квазіпостійне розрахункове значення.

Експлуатаційне розрахункове значення визначається за [2, п.п. 11.2-11.7]).
Квазіпостійне розрахункове значення визначається за [2, п.п. 11.2-11.7] при умові

$$\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta_5 = 0.$$

Граничне розрахункове значення визначається коефіцієнтом надійності за навантаженням γ_{fm} для граничних значень температурних кліматичних впливів Δt і ϑ приймається $\gamma_{fm} = 1,1$.

У випадках, передбачених нормами проектування конструкцій, слід враховувати зміну в часі Δt середньої температури і перепад температури θ по перерізу елемента.

Характеристичні значення змін середніх температур по перерізу елемента відповідно в теплу Δ_{tw} і холодну Δ_{tc} пору року слід визначати за формулами:

$$\Delta_{tw} = t_w - t_{0c};$$

$$\Delta_{tc} = t_c - t_{0w}$$

де t_w, t_c – характеристичні значення середніх температур по перерізу елемента в теплу і холодну пору року і перепадів температур по перерізу елемента в теплу θ_w , і холодну θ_c пору року для одношарових конструкцій слід визначати за табл. 4.2.

Таблиця 4.2

| Конструкції будівель | Будівлі і споруди на стадії експлуатації | | |
|---|---|---|--|
| | неопалювані будівлі (без технологічних джерел тепла) і відкриті споруди | опалювані будівлі | будівлі зі штучним кліматом чи з постійними технологічними джерелами тепла |
| Не захищені від впливу сонячної радіації (у тому числі зовнішні огорожувальні) | $t_w = t_{ew} + \theta_1 + \theta_4$ | | $t_w = t_{iw} + 0,6(t_{ew} - t_{iw})\theta_2 + \theta_4$ |
| | $g_w = \theta_5$ | | $g_w = 0,8(t_{ew} - t_{iw}) + \theta_3 + \theta_5$ |
| | $t_c = t_{ec} - 0,5\theta_1$ | $t_c = t_{ic} + 0,6(t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_2$ | |
| | $g_c = 0$ | $g_c = 0,8(t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_3$ | |
| Захищені від впливу сонячної радіації (у тому числі внутрішні) | $t_w = t_{ew}$ | | $t_w = t_{iw}$ |
| | $g_w = 0$ | | |
| | $t_c = t_{ec}$ | | $t_c = t_{ic}$ |
| | $g_c = 0$ | | |
| Позначення, прийняті в табл. 11.1: | | | |
| t_{ew}, t_{ec} – середні добові температури зовнішнього повітря відповідно в теплу і холодну пору року, що приймаються відповідно до 11.5; | | | |
| t_{iw}, t_{ic} – температури внутрішнього повітря приміщень відповідно в теплу і холодну пору року, що приймаються згідно з 12.1.005 або за будівельним завданням на підставі технологічних рішень; | | | |
| $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ – прирости середніх по перерізу елемента температур і перепаду температур від добових коливань температури зовнішнього повітря, що приймаються за табл. 11.2; | | | |
| θ_4, θ_5 – прирости середніх по перерізу елемента температур і перепаду температур від сонячної радіації, що приймаються відповідно до 11.6. | | | |

t_{0w} , t_{0c} – початкові температури в теплу і холодну пору року, що відповідає замиканню конструкції або її частини в закінчену систему, у теплу t_{0w} і холодну t_{0c} пору року допускається приймати такою, що дорівнює $t_{0w}=15^{\circ}\text{C}$ та $t_{0c}= 0^{\circ}\text{C}$. При наявності даних про календарний термін замикання конструкції, порядок виконання робіт тощо початкову температуру допускається уточнювати згідно з цими даними.

Для багат шарових конструкцій t_w , t_c , ϑ_w , ϑ_c визначаються розрахунком.. Для будівель і споруд у стадії зведення t_w , t_c , ϑ_w , ϑ_c визначаються, як для неопалюваних будинків на стадії їхньої експлуатації.

Середньодобові температури зовнішнього повітря в теплу t_{ew} і холодну t_{ec} пору року допускається приймати такими, що дорівнюють відповідно 28°C і мінус 20°C . В опалюваних виробничих будівлях на стадії експлуатації для конструкцій, захищених від впливу сонячної радіації, допускається приймати $t_{ew}=22^{\circ}\text{C}$.

Прирости θ_4 і θ_5 ($^{\circ}\text{C}$) слід визначати за формулами:

$$\theta_4 = 0,05\rho S_{\max}kk_1 ,$$

$$\theta_5 = 0,05\rho S_{\max}k(1- k_1) ,$$

де ρ – коефіцієнт поглинання сонячної радіації матеріалом зовнішньої поверхні конструкції, що приймається за ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [7];

S_{\max} – максимальне значення сумарної (прямої і розсіяної) сонячної радіації, $\text{Вт}/\text{м}^2$, що приймається за [2, табл. 11.3];

k – коефіцієнт, що приймається за [2, табл. 11.4];

k_1 – коефіцієнт, що приймається за [2, табл. 11.5].

Початкову температуру, що відповідає замиканню конструкції або її частини в закінчену систему, у теплу t_{0w} і холодну t_{0c} пору року допускається приймати такою, що дорівнює $t_{0w}=15^{\circ}\text{C}$ та $t_{0c}= 0^{\circ}\text{C}$. При наявності даних про календарний термін замикання конструкції, порядок виконання робіт тощо початкову температуру допускається уточнювати згідно з цими даними.

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} для граничних значень температурних кліматичних впливів Δt і ϑ слід приймати таким, що дорівнює 1,1.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} квазіпостійного γ_{fp} температурних кліматичних впливів Δt і ϑ слід приймати таким, що дорівнює 1,0.

4.11. Сейсмічні впливи

Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах:

- вибір ділянки для будівництва.
- вибір конструктивного рішення (КР) та об'ємно-планувального рішення (ОПР).
- забезпечення високої якості будівництва.
- поділ будівель і споруд антисейсмічними швами.

Будівельні майданчики під населені пункти і споруди вибираються з урахуванням геологічних даних, якнайдалі від можливих або явних розривних порушень, далеко від крутих схилів, що загрожують обвалами і зсувами. Неприятливими для будівництва вважають пухкі ґрунти і тріщинуваті породи.

При виборі ділянки для забудови враховують такі поняття, як сейсмостійкість будівельних об'єктів та сейсмічність будівельного майданчика.

Здатність ґрунтів, будівель і споруд протистояти сейсмічним впливам називають сейсмостійкістю. Заходи з підвищення сейсмостійкості будівель застосовуються у районах із сейсмічністю у 7 балів і вище. Нормативне обґрунтування цих заходів здійснюється за [4]. За сейсмічності більше 9 балів зведення капітальних будівель заборонено.

Сейсмічність будівельного майданчика залежить від сейсмічності району та сейсмостійкості ґрунтів, на яких розташовано майданчик та які поділяються на категорії. Сейсмічну інтенсивність майданчика будівництва визначають з урахуванням ре-зультатів сейсмічного мікрорайонування (СМР), яке виконується для районів із сейсмічністю 6 і більше балів. У разі відсутності карт

сейсмічного мікрорайонування допускається спрощене визначення сейсмічності майданчика будівництва на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань згідно з [7, табл. 5.1].

При проектуванні будівель зазвичай приймають нормативну сейсмічність будівельного майданчика, яка відповідає 2-ій категорії. Для ґрунтів 1-ї категорії розрахункова сейсмічність знижується на 1 бал, а для ґрунтів 3-ї категорії – підвищується на 1 бал, порівняно з нормативною.

Споруди, які будуються у сейсмічно небезпечному районі, проектуються так, щоб відповідати різним критеріям поведінки за різної інтенсивності землетрусів.

При проектуванні сейсмостійких споруд дотримуються таких принципів:

1. Принцип симетрії: маса і жорсткість конструкції повинні бути розподілені рівномірно і симетрично відносно площин симетрії, що проходять через центр ваги споруди. Тобто будівлі проектують простої форми у плані та симетричними (круг, квадрат, прямокутник). Будівлі складної форми у плані поділяють на відсіки простої форми антисейсмічними швами (рис. 4.1) у вигляді парних стін (у стінових будівлях) або парних рам (у каркасних будівлях).

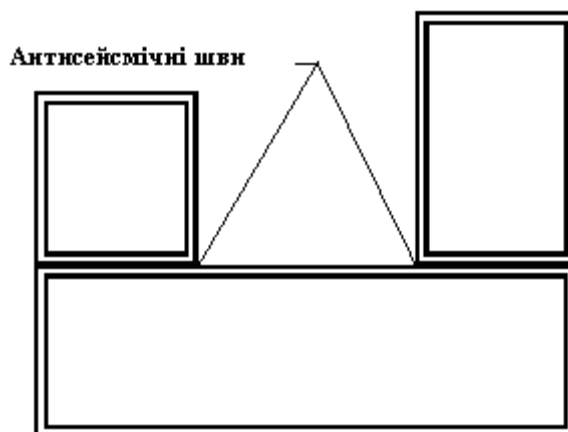


Рис. 4.1. Приклад проектування будівель складної форми в сейсмічних районах

2. Принцип гармонії: необхідно дотримуватися пропорційності у розмірах будівлі, при цьому її довжина або висота не повинні бути надзвичайно великими.

Граничні розміри, поверховість, висоту поверхів будівель приймають згідно з вимогами [4].

3. Принцип антиважкості: необхідно проектувати споруду якомога більш легкою, з центром ваги, розташованим якнайнижче.

4. Принцип еластичності: матеріали в конструкції бажано застосовувати міцні, легкі, такі, що мають пружні властивості; конструкції з них повинні мати однорідні властивості.

5. Забезпечення замкнутого контуру: несучі елементи конструкції повинні бути зв'язані між собою, утворюючи замкнуті контури як у вертикальному напрямку, так і в горизонтальному.

6. Забезпечення надійності фундаментів: для сейсмостійких конструкцій фундаменти повинні бути міцними, достатньо глибоко закладеними, бажано на податливих прошарках або спеціальних субструкціях, що замінують слабкі ґрунти, для забезпечення однорідності і міцності ґрунтової основи. Стрічкові збірні фундаменти закладають на одній відмітці та роблять неперервними. Ростверк пальового фундаменту роблять низьким, заглибленим у ґрунт. Рекомендується застосовувати суцільний плитний фундамент. Підвал розташовується під усім відсіком. В каркасних будівлях фундаменти під колони зв'язують між собою неперервними залізобетонними фундаментними балками у вигляді перехресних стрічок.

7. Застосування сейсмоізоляції: доцільно застосовувати пристрої, що знижують інтенсивність коливальних процесів, які передаються від ґрунту на будівлю.

Будівлі і споруди слід розділяти антисейсмічними швами у випадках, якщо:

– будівля або споруда має складну форму в плані;

– суміжні ділянки будівлі або споруди мають перепади висот 5 м і більше.

В одноповерхових будівлях заввишки до 10 м за розрахункової сейсмічності 7 балів антисейсмічні шви допускається не влаштовувати.

Антисейсмічні шви повинні розділяти будівлі і споруди по всій висоті. Допускається не влаштовувати шов у фундаменті, за винятком випадків, коли антисейсмічний шов співпадає з осадовим.

Сходові клітки слід передбачати закритими, такими, що мають в зовнішніх стінах віконні отвори. Розташування і кількість сходових кліток слід визначати за результатами розрахунку, що виконується відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги [8], але приймати не менше однієї сходової клітки між антисейсмічними швами в будівлях заввишки більше трьох поверхів.

Антисейсмічні шви слід виконувати шляхом зведення парних стін або рам, а також зведення рами і стіни.

Міцність будівельних матеріалів і конструкцій залежить не тільки від фізичних властивостей, але багато в чому визначається тими умовами, в яких вони знаходяться при експлуатаційних навантаженнях. В умовах землетрусів міцнісні характеристики матеріалів, природно, більшою мірою визначатимуться особливостями самого сейсмічного навантаження.

Однією з таких особливостей, характерною для всякого землетрусу, є короткочасність дії навантаження, тобто порівняно мала кількість циклів його повторення. Іншим чинником, що має велике значення для роботи будівельних конструкцій і матеріалів, є частота навантаження.

Як показують численні експериментальні дослідження, споруди коливаються з частотою, що відповідає частоті їх власних коливань, незалежно від частот зовнішньої дії. Періоди ж вільних коливань більшості будівель і споруд становлять близько $0,1 \dots 2,0$ с, і, отже, частота динамічного навантаження, що впливає на споруду в умовах землетрусів, знаходитиметься, в основному, в межах $0,5 \dots 10$ Гц.

Розглядаючи несучу здатність конструкцій і матеріалів, слід мати на увазі, що сильний землетрус – явище відносно рідкісне, тому забезпечення експлуатаційної повноцінності об'єктів після землетрусу може бути економічно недоцільним, оскільки термін служби таких будівель може бути меншим за

період повторюваності сильних землетрусів. Тому в сейсмостійкому будівництві не ставиться вимога забезпечення повного збереження і придатності до подальшої експлуатації будівель, що зазнали сейсмічних навантажень; головне – забезпечити безпеку людей і збереження найбільш цінного майна. Така вимога визначає поняття граничного стану конструкції; у конструкціях можна допустити будь-які деформації, які, проте, не призведуть до обвалення.

У цих умовах гранична несуча здатність конструкцій може визначатися тільки граничними міцнісними характеристиками матеріалів. Наприклад, несуча здатність залізобетонних конструкцій не повинна обмежуватися моментом появи в арматурі напружень, відповідних межі текучості арматурної сталі; вона повинна визначатися межею її міцності, що, природно, приводить до істотного збільшення несучої здатності.

Несуча здатність сталі, бетону, залізобетону та інших матеріалів в умовах сейсмічних дій визначається, в основному, динамічним характером навантаження за порівняно невеликої кількості циклів його дії. При цьому міцнісні характеристики, природно, відрізнятимуться як від міцності при одноразовому швидкому навантаженні (ударі), так і від міцності при великому, обчислюваному мільйонами циклів, числі навантажень (втомна міцність). Проте оскільки міцність матеріалів у області нечисленних повторних навантажень до певної міри пов'язана і з їх ударною та втомною міцністю, треба розглянути більш загальну характеристику несучої здатності матеріалів за різних видів навантажень.

Для прикладу можна розглянути такий будівельний матеріал, як сталь. Дослідження сталі показали, що ударна міцність у неї на 20...40% вища за статичну, а межа текучості при ударі зростає, в порівнянні зі статичними випробуваннями, на 30...60%. Слід зазначити, що м'які сталі, які мають добрі пластичні властивості, виявляють значно помітніше збільшення міцнісних характеристик, ніж крихкі.

Збільшення міцнісних характеристик зі зміною швидкості навантаження спостерігається і в інших будівельних матеріалів, наприклад, у бетоні, алюмінії,

деревині. Ударна міцність алюмінієвих сплавів на 20...30 % вища за статичну межу міцності. Міцність бетону на стиснення при ударі виявляється вищою за $R_{n.n}$, причому це перевищення, залежно від швидкості навантаження, коливається в діапазоні від 10 % до 85 %. Ударна міцність деревини при вигині на 10...75 % вища за своє статичне значення. Тобто як правило, міцнісні характеристики будівельних матеріалів збільшуються зі зростанням швидкості додавання навантаження.

Міцнісні характеристики будівельних матеріалів залежать від повторності додавання навантаження. Дослідами встановлено, що якщо матеріал піддавати дії навантаження, величина якого дещо менше за статично руйнуючу, то після деякого числа повторень навантаження викликає руйнування цього матеріалу. Якщо потім зменшити величину навантаження, то для руйнування такого ж зразка вже буде потрібна більша кількість циклів. За зменшення навантаження до певної межі стане можливим навантажувати зразок нескінченну кількість разів без руйнування. Ця характеристика матеріалу носить назву «**межа втоми**», або «**витривалість**».

Практично **межею витривалості** прийнято вважати максимальну напругу, яку матеріал витримує в кількості $5 \cdot 10^6$ або $5 \cdot 10^7$ циклів.

Дослідження втомної міцності сталі, бетону, залізобетону та інших будівельних матеріалів були проведені багатьма ученими. За даними цих досліджень, величина межі витривалості для сталі становить близько $0,5 R_{n.n}$ (при $n = 6 \cdot 10^6$ та $q = 0$), для бетону на стиск – приблизно $0,5 \dots 0,6 R_{n.n}$ (при $n = 2 \cdot 10^6$ та $q = 0$). Для залізобетонних елементів межа витривалості залежить від відсотка армування і коливається в межах $0,4 \dots 0,6 R_{n.n}$.

Слід зазначити, що втомна міцність матеріалів залежить від цілого ряду чинників: від виду напруженого стану, меж зміни напруг при кожному циклі динамічного навантаження (коефіцієнта асиметрії $q = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$), швидкості навантаження, режиму зміни амплітуд напружень та ін.

Міцнісні характеристики будівельних матеріалів у області обмеженої втоми мають безпосереднє відношення до несучої здатності при сейсмічних навантаженнях.

У результаті досліджень несучої здатності матеріалів (сталі, алюмінію і бетону) і простих конструкцій (балок і стояків) при нечисленних повторних навантаженнях вдалося встановити, що залежність між міцністю і логарифмом числа навантажень для досліджуваних матеріалів має прямолінійний характер і може бути виражена рівняннями: для сталі $\sigma_n = R_{n.n}(1,34 \dots 0,13 \lg n)$; для алюмінію $\sigma_n = R_{o.o}(1,41 \dots 0,15 \lg n)$; для бетону $\sigma_n = R_{n.n}(1,15 \dots 0,09 \lg n)$.

Таким чином, міцність сталі, алюмінію і бетону за порівняно невеликого числа повторних навантажень (до 80...100 циклів) у ряді випадків перевищує статичну межу міцності, а при одноразовому навантаженні ($n = 1$) це перевищення стає вельми значним (для сталі А-I – 30 %, для алюмінієвого сплаву АМг/кб1 – 40 % і для бетону марки 200 – 15 %), тобто швидкість навантаження істотно впливає на міцнісні характеристики матеріалів.

Величина відносного подовження μ при розриві для балок зі звичайного і попередньо напруженого залізобетону, армованого сталлями класів А-I, А-IIIв і А-IV, за різного вмісту арматури, становить: для сталі класу А-I – близько 25 %, для сталей класів А-IIIв і А-IV – 6 %.

Для залізобетонних балок з арматурою класу А-I $\mu = 1,7$ %; з арматурою класу А-III $\mu = 1,0$ %.

У результаті проведених досліджень було встановлено залежність міцності зразків від кількості циклів динамічного навантаження.

Як показує аналіз поведінки будівель, що зазнали сильних землетрусів, одним з основних чинників, що справляють вирішальний вплив на поведінку конструктивних елементів при сейсмічних навантаженнях, є деформативні властивості матеріалів, оскільки вони, в основному, визначають запаси несучої здатності конструкцій. Вище наголошувалося, що при будь-якому землетрусі разом з більш-менш стабільним значенням амплітуд динамічного навантаження зустрічаються і перевантажувальні цикли. Ці "піки" є найбільш небезпечними

для крихких матеріалів, оскільки межа пружності в них є близькою до межі міцності, і якщо зовнішнє навантаження навіть протягом деякого проміжку часу викличе в такому матеріалі напруги, що перевищують межу пружності, то його несуча здатність вичерпується і настає руйнування.

Саме таким матеріалом, що не є здатним до пластичних деформацій, для якого надзвичайно небезпечні перевантаження, є цегляна кладка. Так, при ташкентському землетрусі спостерігалися достатньо сильні пошкодження будівель з несучими цегляними стінами, тоді як будівлі інших типів майже не постраждали.

Велику роль відіграють шви і стикові з'єднання між різними конструктивними елементами. Матеріал шва може відрізнитися від матеріалу елементів. Поведінка конструкцій під час землетрусів зумовлена характером зв'язків.

Контрольні питання:

1. Як враховуються комбіновані навантаження при розрахунку?
2. Як впливає тріщиноутворення на визначення граничних станів?
3. Що таке запас міцності та як він розраховується?
4. Що таке комбінація навантажень? Наведіть приклад.
5. Які нормативні документи регламентують навантаження в Україні?
6. Які види навантажень враховуються при розрахунках конструкцій?
7. Що таке постійне, тимчасове та особливе навантаження?
8. Як класифікуються впливи за напрямком дії?
9. Як визначається нормативне, розрахункове та характерне навантаження і як їх визначити?
10. Як визначити постійні навантаження і навантаження від обладнання?
11. Як враховується снігове та вітрове навантаження?
12. Що таке динамічне навантаження і як його враховують?
13. Як впливає температурне поле на роботу конструкцій?

ТЕМА 5. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ТА БУДІВЕЛЬНІ СТАЛІ

План:

- 5.1. Історія розвитку металевих конструкцій
- 5.2. Нормативна база металевих конструкцій.
- 5.3. Загальна характеристика та галузь застосування металевих конструкцій
- 5.4. Розвиток металевих конструкцій
- 5.5. Місце металевих конструкцій у будівництві. Переваги та недоліки металевих конструкцій порівняно з іншими будівельними конструкціями
- 5.6. Матеріали для металевих конструкцій
- 5.7. Діаграма роботи сталі на розтяг. Механічні характеристики сталі
- 5.8. Сортамент металопродукції

Світова практика показує, наскільки велика, багатогранна, цікава та ще до кінця не вивчена технологія роботи з металом. Руками конструкторів і будівельників металеві конструкції допомагають втілювати в життя і народжувати найшаленіші рішення архітектурної думки. Постійна хвиля технічного прогресу стимулює перехід на нові технічні прийоми, що радикально вирішують поставлені завдання, і веде до удосконалення або відмирання старих прийомів, що не відповідають сучасним вимогам. Стосовно металевих конструкцій у будівництві можна стверджувати, що вони відповідають поставленим завданням технічного прогресу: надійні, мають високі якості, індустриальні, забезпечують високі темпи виготовлення та зведення; завдяки високій міцності вони економічні за витратою матеріалу, транспортабельні та довговічні. Внаслідок цього споживання металу, використання його у різних комбінаціях зростає разом із зростанням темпів будівництва.

Поряд із вищесказаним вивчення та впровадження нових конструктивних форм і рішень не протиставляється вивченню та вдосконаленню звичайних сучасних конструкцій, оскільки кожен вид конструкцій досі має свою галузь

раціонального застосування; крім того, вивчення нових конструкцій неможливе без знання старих.

5.1. Історія розвитку металевих конструкцій

Історія використання металевих конструкцій налічує близько двох тисячоліть – за інформацією, що дійшла до нас, металеві конструкції використовувалися вже в Стародавній Греції при будівництві культових споруд (432 рік до н.е.).

Перші металеві конструкції виготовлялися з так званого кричного заліза, яке через недосконалість методу отримання мало пористу та неоднорідну структуру і, відповідно, низьку міцність та високу деформативність.

Цей період (з XII до початку XVII ст.) характеризується застосуванням металу в унікальних на той час спорудах (палацах, соборах, церквах тощо) як зтяжок і скріплень для кам'яної кладки.

Період з початку XVII до кінця XVIII ст. пов'язаний із застосуванням похилих металевих крокв та просторових купольних конструкцій («кошиків»), а також балок, стійок, зтяжок, розпорів. З'єднання елементів здійснювалися на провушинах, замках та горновому зварюванні.

З XVIII до середини XIX століть металеві конструкції виготовлялися переважно із чавуну. Використовуючи гарні ливарні властивості чавуну, а також високу корозійну стійкість, будівельники Західної Європи виготовляли з нього насамперед прогонові будови мостів. Перший чавунний міст у світі був виготовлений в Англії у 1779 році – це знаменитий Iron Bridge через річку Сіверн у місті Коулбрукдейл, графство Шропшир (рис. 5.1). Він став першим мостом, повністю виготовленим із чавуну, і символом початку промислової революції.



Рис. 5.1. Перший чавунний міст Iron Bridge через річку Сіверн у місті Коулбрукдейл, графство Шропшир, 1779 р. Англія

Першим відомим чавунним мостом в Україні вважається міст у Харкові, збудований у 1833 році (за іншими даними у 1883 р.) через річку Лопань (рис. 5.2). Він отримав назву Лопанський міст.



Рис. 5.2. Перший чавунний міс в Україні – Лопанський міст, 1833 р., м. Харків

Також у XIX столітті чавунні конструкції використовувались у мості через річку Стрв'яж у Самборі, а пізніше – у деяких естакадах і залізничних спорудах в Одесі, Львові, Києві.

Так, саме в період кінець XVIII-XIX століття, із розвитком промисловості та появою металевих конструкцій (чавунних, а згодом сталевих), у Європі та згодом в Україні почали активно зводити відомі громадські споруди, які стали символами технічного прогресу та архітектурної інновації. Це період пов'язаний із освоєнням процесу лиття чавунних стрижнів та деталей. Будуються чавунні

мости та конструкції перекриттів цивільних та промислових будівель. З'єднання чавунних елементів здійснюється на замках та болтах.

Тоді ж із використанням металоконструкцій були споруджено найвідоміші громадські об'єкти, істотно ускладнилися конструктивні форми: з'явилися арочні конструкції та шпренгельні балки. Для металевих деталей використовувалися вже куточки та швелери, що виготовляються із гнутих розігрітих смуг. З 1830 для з'єднань металевих конструкцій стали застосовуватися заклепки.

Третій період – середина XIX і початок XX століть – характеризується бурхливим розвитком металевих конструкцій. У цей час з'явилися ефективні способи виплавки сталі, яка стає домінуючим металом у будівництві. Іншим чинником, що зумовив різке збільшення обсягів виготовлення металоконструкцій, став винахід у 1881 році електрозварювання. На цей період припадає поява нових конструктивних форм: плоских стрижневих конструкцій (ферм), рамно-аркових систем, стрижневих веж, листових висячих покриттів, сталевих резервуарів. Тоді ж було освоєно прокат сталі – з'явилися куточки, швелери, двотаври.

Безліч чудових споруд було збудовано в цей період: павільйони паризьких виставок (1867, 1878, 1889 р.), де прольоти досягли 115 м, Ейфелева вежа (1889 р.) тощо. В цей же час було зведено першу виробничу будівлю зі сталевим каркасом (США) та безліч сталевих залізничних мостів.

Найвідоміші громадські об'єкти того часу, зведені з використанням металоконструкцій:

– Crystal Palace (Кришталевий палац), Лондон, 1851 – зведений із чавуну та скла спеціально для Всесвітньої виставки архітектором Джозефом Пакстоном (рис. 5.3, а).

– Ейфелева вежа, Париж, 1889 – інженерне диво Густава Ейфеля, повністю металева споруда, побудована до Всесвітньої виставки (рис. 5.3, б).

– Пташиний ринок (Les Halles), Париж, середина XIX ст. – багатопролітна металева конструкція ринку в центрі міста (рис. 5.3, в).

В Україні найвідоміші громадські об'єкти XIX ст., зведені з використанням металоконструкцій:

– Лопанський міст, Харків, 1833, – один із перших громадських інженерних об'єктів із чавуну.

– Залізничний вокзал у Львові (старий), 1860-1880-ті – перші конструктивні елементи з металу в громадській будівлі.

– Київський Центральний вокзал (старий корпус) – початок XX століття – частини каркасу виготовлено з металевих елементів.

– Пішохідний міст через Дніпро (Арка дружби народів), Київ, 1950–60-ті (уже пізній приклад, але з активним застосуванням сталевих арок).



а



б



в

Рис. 5.3. Найвідоміші громадські об'єкти XIX ст., зведені з використанням металоконструкцій: а – Кришталевий палац, Лондон, 1851 р.; б – Ейфелева вежа, Париж, 1889 р.; в – Пташиний ринок (Les Halles), Париж

Цей період (з 30-х років XIX ст. до 20-х років XX ст.) пов'язаний із швидким технічним прогресом у всіх галузях техніки того часу, зокрема у металургії та металообробці. Кричний процес отримання заліза було замінено більш досконалий – пудлінгування, та був виплавою заліза з чавуну в мартенівських і конверторних печах. З'явилося заклепувальне з'єднання, чому сприяло винахід діркопробивного преса. Було освоєно процес отримання профільного металу та прокатного листа. Протягом 100 наступних років усі сталеві конструкції виготовлялися клепаними. Сталь майже повністю витіснила з будівельних конструкцій чавун, будучи матеріалом, досконалішим за своїми властивостями. Промислові та цивільні будівлі будуються в основному з цегляними стінами та невеликими прольотами, для перекриття яких використовувалися трикутні металеві.

Конструктивна форма цих ферм поступово вдосконалювалася: грати отримали завершення з появою розкосів, вузлові з'єднання замість болтових на вухах стали виконувати заклепувальними за допомогою фасонки. Значного розвитку набуло металеве мостобудування. Основним несучим елементом каркаса стала поперечна рама, що включає колони і ригелі (кроквяні ферми) (рис. 5.4, рис. 5.5).

Четвертий період – друга половина XX століття характеризується застосуванням, крім звичайних, легованих сталей та сплавів алюмінію. Були розроблені попередньо напружені металоконструкції, вантові покриття, просторові стрижневі конструкції (структури), тонколистові металеві оболонки покриттів будівель та споруд, конструкції, що трансформуються. Були вдосконалені перерізи профілів, з'явилися профілі з паралельними гранями полиць та профілі (в основному, зі сплаву алюмінію), що виготовляються методом пресування. Основним видом з'єднання залишилося зварювання. Крім того, набули поширення з'єднання на звичайних і на високоміцних болтах, стали застосовуватися клейові з'єднання та з'єднання на дюбелях. Значною подією

стала розробка та впровадження нового методу розрахунку конструкції за граничними станами.

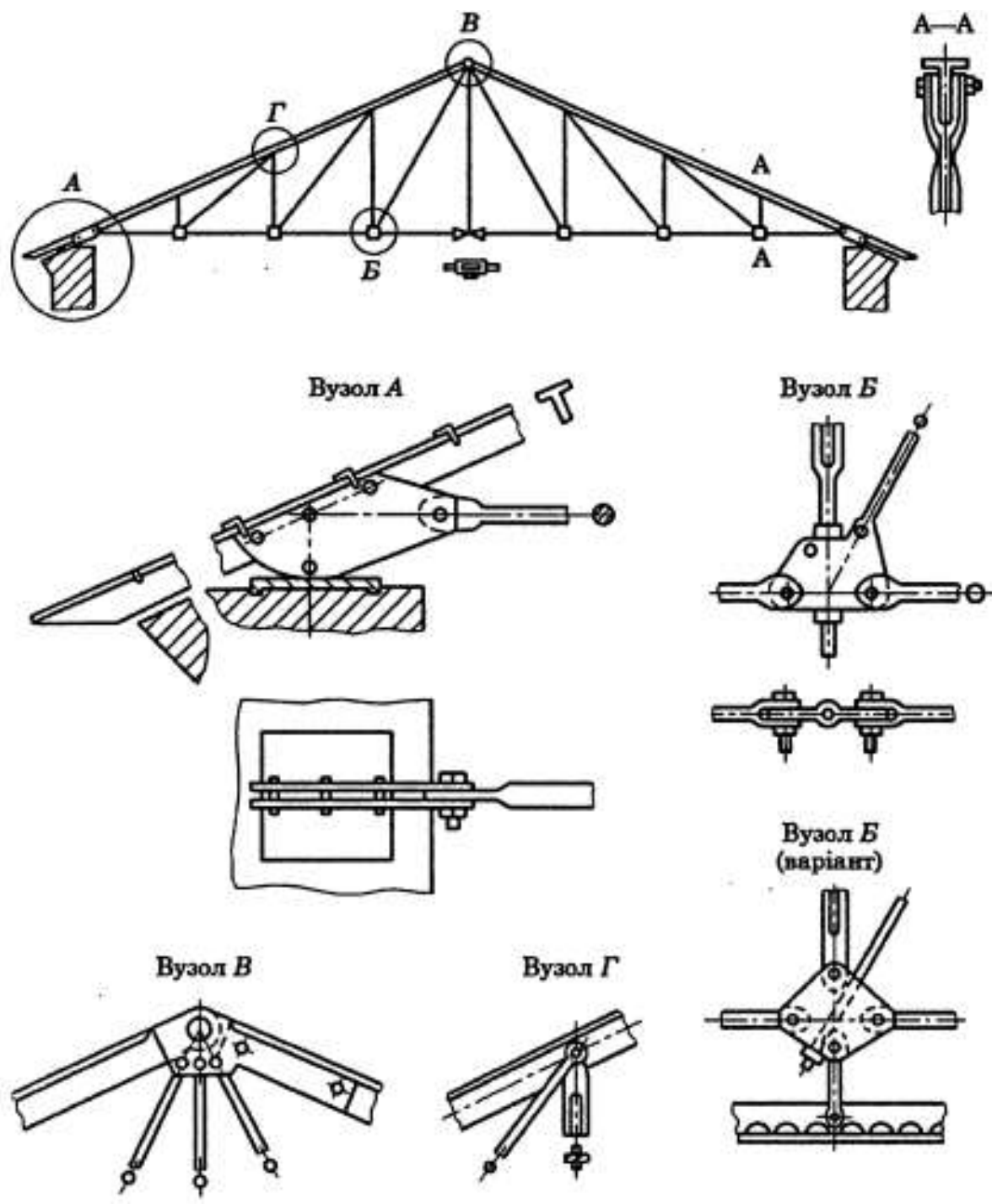


Рис. 5.4. Кровляна ферма (70-ті роки XIX ст.) [9]

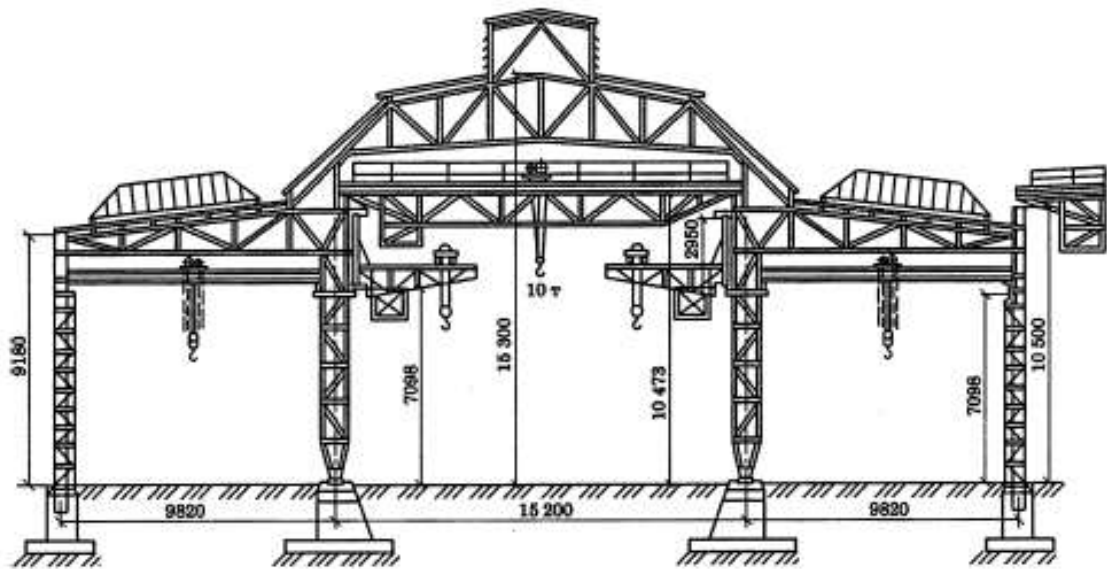


Рис. 5.5. Каркас промислової будівлі (початок XX ст.) [9]

З 20-х років XX ст. клепані конструкції були майже повністю витіснені звареними, легшими, технологічнішими та економічнішими. Спостерігається застосування замість маловуглецевої сталі міцнішої низьколегованої. Почали використовувати алюмінієві сплави, щільність яких майже втричі менша. Характерною рисою розвитку металевих конструкцій стала типізація конструктивних схем та елементів. У 50-70 рр. минулого спостерігається широке застосування сталі у промислових спорудах великих розмірів із важкими технологічними навантаженнями. Побудовано такі унікальні промислові будівлі, як, наприклад, складальний цех прольотом 120 м з кранами вантажопідйомністю 15 т, підвішеними до кроквяних ферм на позначці 56 м (рис. 5.6). Великий розвиток отримали листові конструкції у зв'язку з розвитком нафтової, газової, хімічної та металургійної промисловості, висотні споруди зв'язку (рис. 5.7), опори ліній електропередачі, а також конструкції громадських будівель. Поряд із удосконаленням конструктивної форми розвивалися та методи розрахунку конструкцій.

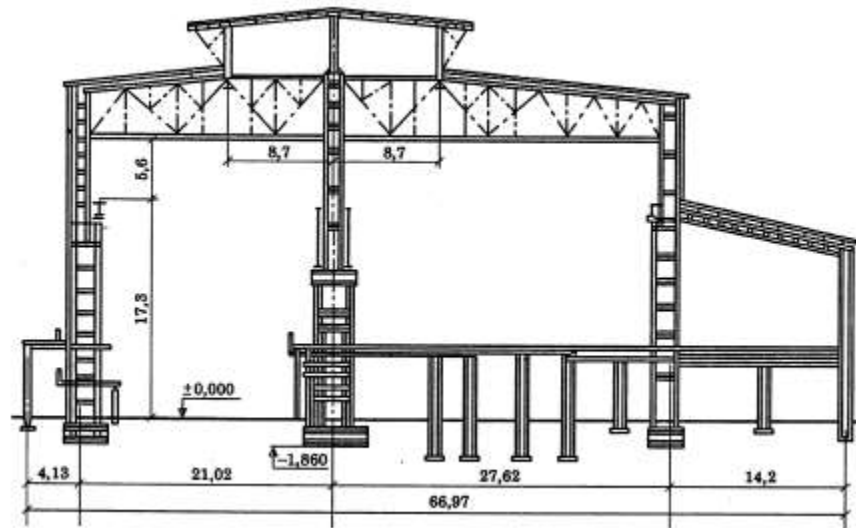


Рис. 5.6. Поперечна рама, завод «Азовсталь» (початок 30-х років минулого століття) [9]

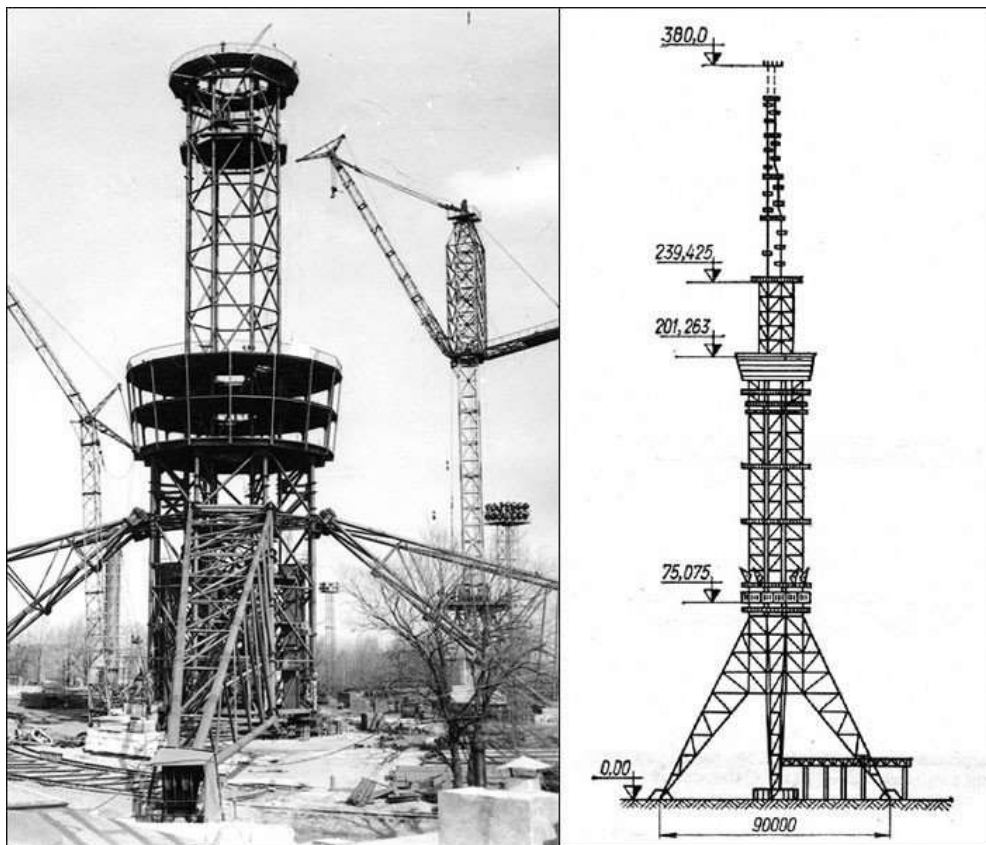


Рис. 5.7. Телевізійна вежа у Києві

До 1950 року будівельні конструкції розраховували за методом напружень, що допускаються. Такий розрахунок недостатньо повно відображав дійсну роботу конструкцій під навантаженням, іноді недостатньо гарантував їх надійність і в ряді випадків приводив до перевитрати матеріалів; замість нього

було розроблено метод розрахунку конструкцій по граничним станам. Істотно підвищує якість проектування та прискорює його процес сучасна обчислювальна техніка із системами автоматизованого проектування. Застосування комп'ютера допомагає проектувальнику в короткі терміни знайти оптимальне конструктивне рішення спорудження, що проектується, і розрахувати практично будь-яку складну систему без значних спрощень.

У теперішній час зростання «популярності» металевих конструкцій стимулює зростання активності великих заводів металевих конструкцій. Усі ці підприємства добре оснащені та готові до випуску металоконструкцій в обсягах до 1 млн. т/рік. Їх продукція відрізняється досить високою якістю та конкурентоспроможністю.

З'явився і новий тип щодо невеликих заводів, забезпечених найновішим обладнанням для виробництва спеціалізованих конструкцій, наприклад обслуговуючих залізничний транспорт. Інший потужний відносно новий напрямок у створенні металевих конструкцій – легкі металеві конструкції з гнутих та гнутозварних профілів. Профілі виготовляють із листів невеликої товщини 1,5-10 мм на автономних установках, забезпечених комп'ютерними пристроями для швидкого переналагодження обладнання. Подібне виробництво не вимагає великих виробничих будівель, у ряді випадків його можна розгорнути на будівельному майданчику.

В цілому можна констатувати, що індустрія виробництва металевих конструкцій знаходиться на підйомі, поширення набули як потужні унікальні металеві конструкції з жорсткими машинобудівними допусками, так і легкі конструкції з прогнутих гнутих і гнутозварних профілів, що виготовляються з листових матеріалів невеликих товщин. Розвитку цієї галузі промисловості сприятиме вдосконалення законодавчої та нормативної бази, що результативно знижує перешкоди у застосуванні нових розробок у галузі матеріалів та конструктивних рішень. Важливе значення і місце займають напрями

проектування та використання комбінованих металоконструкцій (металопластик та ін.)

Атоміум у Брюсселі (1958 р.) – одна з найвідоміших архітектурно-інженерних споруд ХХ століття висотою 102 м (рис. 5.8), символ наукового прогресу та технічної естетики післявоєнної Європи. Був побудований до Всесвітньої виставки Ехро 58 і став його візитівкою та сьогодні є архітектурною іконою Брюсселя, подібно як Ейфелева вежа в Парижі. Демонструє дух оптимізму й віри у прогрес, притаманний повоєнному модернізму.



Рис. 5.8. Атоміум, Брюссель, 1958 р.

Структура представляє модель кристалічної решітки заліза (Fe), збільшену в 165 мільярдів разів. Складається з 9 сфер, з'єднаних трубчастими металевими колонами (коридорами). Основний матеріал конструкції – сталь (згодом обшита алюмінієвими панелями). Сфери діаметром 18 м використовуються як виставкові зали, оглядові майданчики, кафе. Одна з труб містить ліфт, який на момент запуску був найшвидшим у Європі. Внутрішні переходи – це сходи, ескалатори, ліфти, розміщені під певним кутом у трубах між сферами. У 2004-2006 рр. Атоміум був повністю реставрований.

У 2009 році в Пекіні було завершено будівництво одного з найбільших та амбітних проєктів Китаю – будівлі штаб-квартири центрального телебачення

Китаю (CCTV) заввишки 234 м – 54 поверхи (рис. 5.9). Зведення будівлі тривало п'ять років за проектом голландського архітектора Рема Колхаса.



Рис. 5.9. Будівля штаб-квартири центрального телебачення Китаю (CCTV)

Композиційно об'єм утворюють дві величезні перевернуті літери «L», з'єднані в суцільну нескінченну петлю, що чимось нагадує стрічку Мебіуса. Його вигнута форма накриває собою медіа-парк і створює свого роду вікно, що оточує навколишній пейзаж.

Об'ємно-планувальне рішення дозволило створити новий спосіб функціонування будівлі, об'єднати між собою цілу низку послідовно пов'язаних процесів, щоб виробництво телевізійних продуктів могло бути зосередженим в одному просторі. В одній із веж розмістилося обладнання для виробництва та телемовлення, а в іншій – офіси для персоналу, який займається збиранням, обробкою та підготовкою інформації. Консольний об'єм, який перекриває всю конструкцію, зайняли офіси керівництва центрального телебачення, а вгорі влаштований сад.

Кожна вежа має відхилення від вертикалі на 6 градусів і повернена так, що вони підтримують та врівноважують одна одну. Але, головною особливістю конструкції хмарочоса є просторові ґрати будівлі, що формують весь об'єм (рис. 5.10, рис. 5.11).



а

б

Рис. 5.10. Конструктивне рішення фасадної системи (а) та монтаж консольної перемички (б)



Рис. 5.11. Зведення будівлі Центрального телебачення Китаю, Пекін

Спочатку сталеві ґрати були регулярної правильної форми, проте, при розрахунку конструкції, розміри осередків зменшили в місцях передбачуваних інтенсивних навантажень і, навпаки, збільшили там, де дії при землетрусі будуть мінімальними. Завдяки цьому складається враження, що візерунок фасаду випадковий та хаотичний.

При склінні фасаду для кожного окремого сегмента вирізався склопакет за індивідуальними розмірами та конфігурацією (за потребою та вимогами освітленості, встановлювалися стекла в один або кілька шарів). На деяких ділянках фасаду замість скла монтувалися цифрові світлодіодні панелі, що перетворюють будівлю на величезний екран, що особливо символічно для телецентру.

Crescent Place – це футуристичний готельний комплекс майбутнього у формі півмісяця, що став символом інноваційної архітектури Азербайджану. Він вражає як своєю унікальною формою, так і технологічністю.

Частина масштабного комплексу Crescent Development Project, який включає також офісні будівлі, житлові апартаменти, торгові та розважальні простори. Розташований безпосередньо над водою – споруда частково "плаває" у морі. Каркас будівлі складається зі сталевих та залізобетонних елементів. Фасад виконано зі скла та металу, що забезпечує панорамний краєвид на море та місто. Проєкт включає сучасні «зелені» технології, системи енергоефективності, інтелектуальне керування кліматом.

Crescent Place – готель майбутнього, виконаний у формі півмісяця, з видом на Каспійське море та готель Full Moon (Повний Місяць, Баку, Азербайджан) – у формі диска з круглим отвором у верхній частині. Вигляд його змінюватиметься залежно від того, під яким кутом дивитиметься на цей шедевр архітектури (рис. 5.12). Головна будівля готельного комплексу – 3-5-зірковий готель загальною площею 104182 м², в якому будуть розміщені лише 382 номери.

Lilium Tower – проєкт багатофункційної висотної будівлі у Варшаві, Польща (2007 р.), виконаний у футуристичному стилі під керівництвом архітектурного бюро Zaha Hadid Architects.



Рис. 5.12. Комплекс Crescent Development Project, Баку (Азербайджан)

Lilium Tower – це архітектурний концепт, що поєднує футуризм, енергоефективність та культурну символіку. Хоч він ще не реалізований, але вже став архітектурною віхою для Варшави, ознакою високого рівня амбіцій у міському розвитку. Зараз існують оновлені плани на основі початкового задуму, що можуть зробити його символом XXI століття.

Багатофункціональний комплекс «Танцюючі вежі» (Dancing Towers) в Дубаї, ОАЕ, був проєктом 2006 року, але так і не був реалізований. Проєкт передбачав будівництво двох веж, які обертаються навколо своєї осі, створюючи ефект танцю (рис. 5.14).

Комплекс мав включати житлові приміщення, офіси, готелі та торгові площі. Проєкт планувалося реалізувати в районі Дубай Марина. Проєкт був скасований через фінансові труднощі та зміни в архітектурних пріоритетах.

Незважаючи на те, що проєкт не був реалізований, він залишається відомим прикладом амбітної архітектурної ідеї, яка не змогла втілитися в життя.

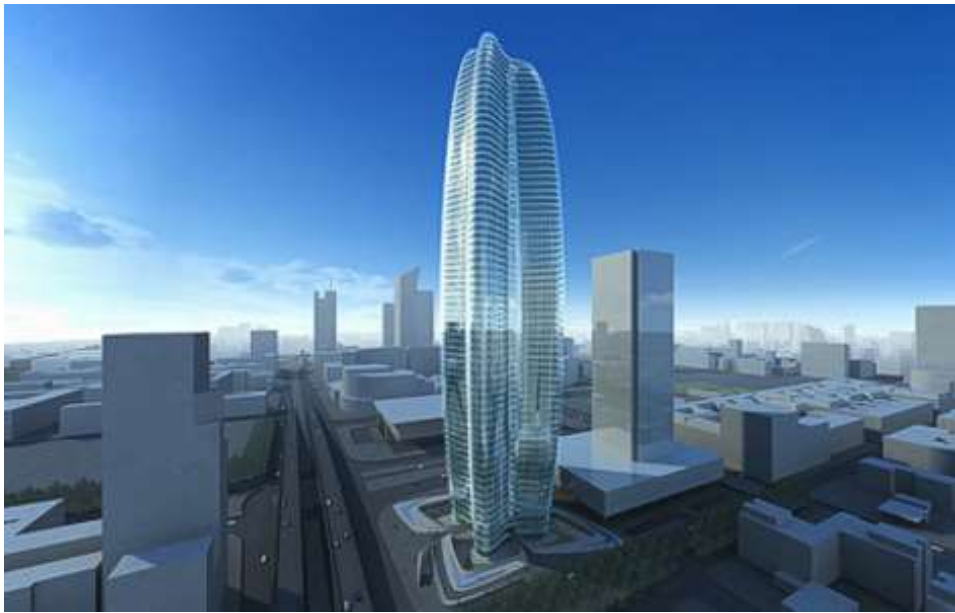


Рис. 5.13. Ліліум Тауер, Варшава, Польща, проєкт 2007 р.



Рис. 5.14. Багатофункціональний комплекс «Танцюючі вежі», Дубай, ОАЕ, проєкт 2006 р.

Комплекс University of Michigan Museum of Art (UMMA) у штаті Мічиган розташований на історичному центральному кампусі університету

безпосередньо біля Alumni Memorial Hall – споруди початку ХХ століття і має загальну площу $\approx 8\,800\text{ м}^2$ (рис. 5.15).

Виконаний у поєднанні природного каменю, скла та сталюого кожуха фасаду, що створює гру світла та контраст із Beaux-Arts стилем старої будівлі.

Проект сприяв не лише подвоєнню площ музею, але й створенню нової якості у сприйнятті мистецтва як частини життя університету та громади. Він успішно поєднав історію, сучасність і відкритий простір у центрі академічного міста.



Рис. 5.15. Музей мистецтва університету Мічигану, США, проект 2007р.

Оперний театр Гуанчжоу є одним із трьох найбільших театрів Китаю. Побудований з 12000 т сталі на площі 70000 квадратних метрів, опера включає театральні зали на 1800 місць і 400 місць. З використанням найсучасніших технологій у своєму проектуванні та будівництві він став довговічною пам'яткою Новому тисячоліттю, підтверджуючи статус Гуанчжоу як одного з культурних центрів сучасної Азії (рис. 5.16). Будівля спроектована лондонською архітекторкою Захой Хадід і є двома схожими на валуни спорудами різних розмірів, у кожній з яких розташовується театр.

Nordpark Funicular – фунікулер в Альпах в австрійському місті Інсбрук, що зв'язує центр міста та найближчий гірськолижний курорт – це не просто інфраструктурний об'єкт, а справжній архітектурний ландшафт, що поєднує технологічність, природну форму та естетику льодовикових форм (рис. 5.17).



Рис. 5.16. Оперний театр, Гуанчжоу Китай, проект 2003 р.



Рис. 5.17. Фунікулер Nordpark, Інсбрук, Східні Альпи, Австрія, проект 2007р.

Проект демонструє гармонію між контекстом гір, динамікою транспорту та інноваційною матеріальною культурою. 1 грудня 2007 року було відкрито The Nordpark Cable Railway, що складається з чотирьох станцій і одного вантового мосту через річку Ін. Шелл-структура з подвійною кривизною виготовлялася із скла і сталі за допомогою CNC-фрезерування та термоформування. Кожна станція має унікальну геометрію, але всюди підтримується єдиний архітектурний стиль.

Opus Office Tower – футуристичний офісно-житловий комплекс в Дубаї, концепція якого була представлена в 2007 році, а реалізація завершилася у 2017-2020 роках (рис. 5.18).



Рис. 5.18. Офісний комплекс Опус, Дубай, ОАЕ, проект 2007 р.

Будівля складається з двох висотних веж, які утворюють єдиний скульптурний куб, доповнений вільноформним «кристалом»-пустотою у центральній частині, висотою приблизно 8 поверхів. «Виріз» в центрі символічно створює візуальний фокус, надає легкості та унікальності формі – немов куб, зруйнований зсередини

Каркас Opus Office Tower – монолітний залізобетон, фасад – структурне скло з дзеркальним та Low-E покриттям, у тому числі двокриволінійні фасадні панелі ($\approx 4\,300$ унікальних елементів) для оболонки центрального об'єму. Високотемпературне скло зменшує теплове навантаження і створює переливи та прозорість фасаду.

Центр виконавських мистецтв в Абу-Дабі (Abu Dhabi Performing Arts Centre) – культурний проєкт 2006-2007 років від Zaha Hadid Architects, який планувався як частина культурного кластера на острові Саадіат (рис. 5.19).

Будівля формує органічний «організм», що виростає із мережі пішохідних коридорів культурного кварталу, формуючи гілки, які витягуються до узбережжя – саме ці елементи вміщують зали вистав та театрів, що нагадують «плоди на лозі». Конструкція присутня як дерево росту: збільшується глибина і висота, утворюються верхівки для залів на різних рівнях, з видом на море.

Проєкт переміг у конкурсі у 2006 році, однак до теперішнього часу не реалізований.

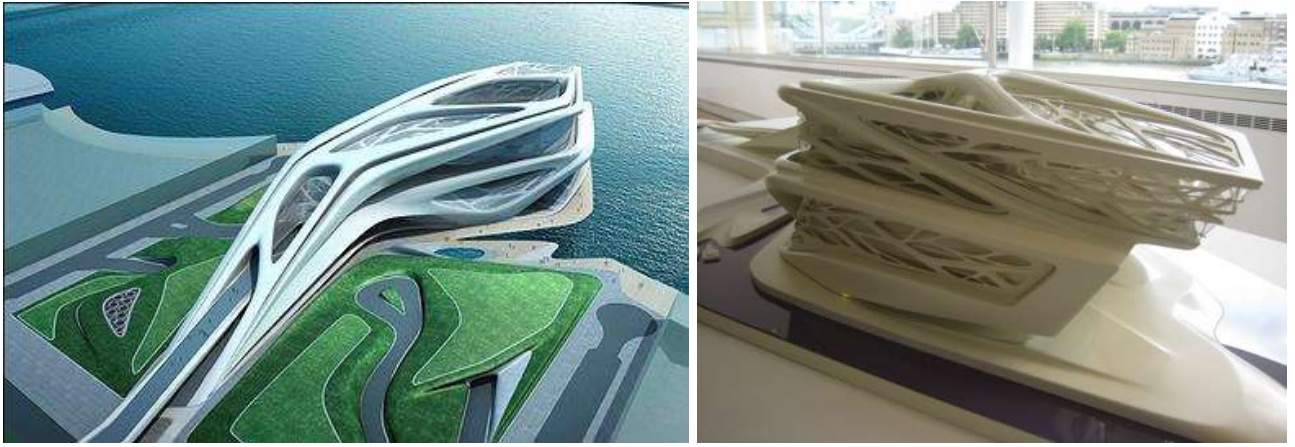


Рис. 5.19. Центр виконавських мистецтв, Абу-Дабі, ОАЕ, проект 2006 р.

«Civil Courts of Justice» у Мадриді (Іспанія) – культовий будівельний об’єкт 2007 року, розробленого Zaha Hadid Architects в межах масштабної концепції Campus de la Justicia (рис. 5.20).

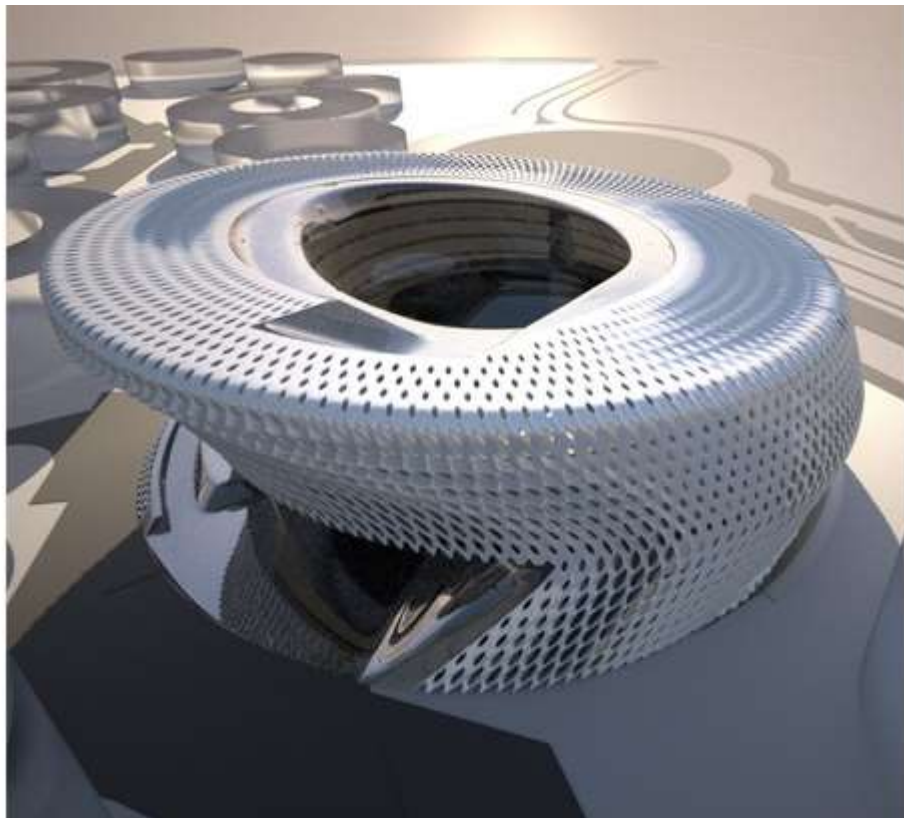


Рис. 5.20. Будівля Цивільного суду, Мадрид, Іспанія, проект 2005 р.

Будівля має еластичний круглий об’єм з горизонтальними зміщеннями в масі, що створює враження легкості та «паріння» будівлі над землею. Фасад запроектований у вигляді подвійної вентиляваної оболонки з металевих

панелей, здатних змінювати положення (вікна-клапани), частина поверхневих елементів обладнана фотоелектричними елементами

Civil Courts of Justice у Мадриді – це вражаючий дизайнерський концепт, який обігрує тему прозорого правосуддя та громадського простору. Проект демонструє архітектурний підхід ЗНА, поєднуючи плавні форми, динамічні рішення фасаду та символізм у межах масштабного судового кампусу. Будівля залишається концептуальною, але сформувала архітектурний драйв розвитку Madrid City of Justice.

Серед унікальних інженерних споруд ХХ – початку ХХІ століття з використанням металевих конструкцій варто насамперед відзначити олімпійські об'єкти в Торонто та Мюнхені. Серед них особливо вирізняється критий стадіон розміром у плані 224×183 м. Також до переліку видатних споруд належать мости з прольотами 1420 м у США, Малайзії та на Тайвані, телевежа заввишки 370 м у Києві та щогла (вежа) у Константинові заввишки 646 м у Польщі.

5.2. Нормативна база металевих конструкцій

Нормативна база для металевих конструкцій охоплює як українські стандарти та будівельні норми, так і міжнародні документи – зокрема Єврокоди (Eurocodes), що застосовуються в країнах ЄС і поступово впроваджуються в Україні.

Українська нормативна база (ДСТУ, ДБН, ГОСТ), яка використовується для проектування, виготовлення та монтажу металевих конструкцій:

– **ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції сталеві. Норми проектування** – застосовуються при проектуванні сталевих конструкцій будівель і споруд різного призначення, що працюють за температури навколишнього середовища не вище ніж 100°C та короткочасним підвищенням температури до 150°C без ознак надзвичайної ситуації. Встановлюють вимоги до проектування, зведення, реконструкції та ремонту сталевих конструкцій, а також при визначенні придатності.

– **ДСТУ Б В.2.6-199:2014 Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення** – встановлює загальні вимоги до виготовлення і контролю якості сталевих будівельних конструкцій (СБК) будівель і споруд різного призначення не застосовуються для сталевих конструкцій мостів, гідротехнічних споруд, резервуарів, газгольдерів, корпусів доменних печей і кауперів).

– **ДСТУ Б В.2.6-200:2014 Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу** – встановлює загальні технічні вимоги щодо виконання робіт з монтажу будівельних сталевих і алюмінієвих конструкцій при новому будівництві, реконструкції, капітальному ремонті та технічному переоснащенні будівель і споруд промислового, громадського та житлового призначення для всіх груп та категорій.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (EN 1993-1-8:2005, IDT) Частина 1-8: Проектування з'єднань. Єврокод 3: проектування сталевих конструкцій – надані вказівки з проектування сталевих конструкцій та розрахунку з'єднань при проектуванні будівель та інженерних споруд. EN 1993-1-8 призначений для використання з EN 1990, іншими частинами EN 1991 і EN 1992-1999 для проектування конструкцій.

Структурна програма Єврокодів включає стандарти, які в основному складаються з декількох частин:

EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Навантаження на конструкції

EN 1992 Єврокод 2: Проектування бетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6: Проектування конструкцій кам'яної кладки

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування

EN 1998 Єврокод 8: Проектування конструкцій при сейсмічному навантаженні

EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій.

Для металевих конструкцій ключовим є Єврокод 3. Структура частин Єврокоду 3 «Сталеві конструкції» наведена у табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Структура частин Єврокоду 3 «Сталеві конструкції»

| | |
|---|--|
| 1. Загальні правила і правила для споруд EN 1993-1-1 | 11. Проектування конструкцій з розтягнутими елементами |
| 2. Розрахунки на вогнестійкість EN 1993-1-2 | 12. Додаткові правила до сталевих конструкцій зі сталей класів не вище S700 EN 1993-1-12 |
| 3. Основні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів та профільованих листів EN 1993-1-3 | 13. Сталеві мости |
| 4. Загальні положення. Додаткові правила для нержавіючої сталі EN 1993-1-4 | 14. Башти та щогли EN 1993-3-1 |
| 5. Пластинчасті конструктивні елементи EN 1993-1-5 | 15. Димові труби EN 1993-3-2 |
| 6. Міцність і надійність оболонок EN 1993-1-6 | 16. Силоси EN 1993-4-1 |
| 7. Пластинчасті конструкції при навантаженні поза межами площини EN 1993-1-7 | 17. Резервуари EN 1993-4-2 |
| 8. Проектування з'єднань EN 1993-1-8 | 18. Трубопроводи EN 1993-4-3 |
| 9. Витривалість EN 1993-1-9 | 19. Палі EN 1993-5 |
| 10. Властивості тріщиностійкості та міцності матеріалу в напрямку товщини прокату EN 1993-1-10 | 20. Підкранові конструкції EN 1993-6 |

Україна поступово гармонізує ДСТУ з EN. Частина ДСТУ є прямим перекладом Єврокодів (зокрема серія ДСТУ EN 1993).

При переході на європейські стандарти враховуються National Annexes – національні додатки, що уточнюють деякі параметри під умови України (клімат, матеріали, коефіцієнти надійності).

Єврокоди при проектуванні металевих конструкцій враховують:

- Граничні стани (несуча здатність, придатність до експлуатації).
- Впливи кліматичних факторів (температура, вітер, сніг, сейсміка).

- Матеріальні характеристики (міцність сталі, модуль пружності, втома).
- Вузли та з'єднання (болтові, зварні, комбіновані).
- Стійкість елементів (загальна та місцева).
- Пожежну безпеку (EN 1993-1-2).
- Технологічні вимоги (виготовлення, монтаж, контроль якості).

У табл. 5.2 наведено порівняння українських нормативних документів та Єврокодів для металевих конструкцій.

Таблиця 5.2

Порівняння українських нормативних документів та Єврокодів для металевих конструкцій.

| Галузь проектування / тематика | Українські норми (ДБН, ДСТУ) | Відповідний Єврокод (EN) | Примітки |
|---|--|---|---|
| Загальні правила проектування сталевих конструкцій | ДБН В.2.6-198:2014 <i>Конструкції сталеві.</i> Норми проектування ДСТУ Б В.2.6-199:2014 <i>Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення</i> ДСТУ Б В.2.6-200:2014 <i>Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу</i> | EN 1993-1-1 <i>General rules and rules for buildings</i> | Українські норми містять традиційні розрахунки за граничними станами; Єврокод більш детально прописує моделі стійкості та класи перерізів |
| Пожежна безпека сталевих конструкцій | ДБН В.1.1-7:2016 <i>Пожежна безпека об'єктів будівництва</i> | EN 1993-1-2 <i>Structural fire design</i> | Єврокод вводить температурно-залежні властивості сталі та методики вогнестійкості |
| Тонкостінні холодноформовані профілі | ДСТУ Б В.2.6-9:2008 <i>Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті з трапецієвидними гофрами для будівництва. Технічні умови</i> | EN 1993-1-3 | У Єврокодi розглянуті локальні втрати стійкості та формоутворення |
| Панелі, схильні до місцевої втрати стійкості | У ДБН окремого розділу немає – частково в загальних положеннях | EN 1993-1-5 | Єврокод виділяє окремо розрахунок пластин і стінок балок |
| Вузли та з'єднання | У ДБН окремого розділу немає | EN 1993-1-8 <i>Design of joints</i> | В Єврокодi введено класифікацію жорсткості вузлів та методи |

| Галузь проєктування / тематика | Українські норми (ДБН, ДСТУ) | Відповідний Єврокод (EN) | Примітки |
|---|---|---|---|
| | | | розрахунку напівжорстких |
| Втома конструкцій | В українських нормах у скороченому вигляді | EN 1993-1-9 <i>Fatigue</i> | Єврокод має розширену методику кривих S–N та класифікацію деталей |
| Мости | ДБН В.2.3-14:2006 <i>Мости та труби. Сталеві конструкції</i> (частково скасований) | EN 1993-2 <i>Steel bridges</i> | Єврокод враховує інтеграцію з навантаженнями EN 1991-2 |
| Вежі, щогли, димові труби | У ДБН окремого розділу немає ДСТУ-Н Б EN 1998-6:2012 <i>Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 6. Башти, вежі і димові труби</i> (EN 1998-6:2005, IDT) | EN 1993-3 | У Єврокодi є спеціальні правила аеродинамічної стійкості |
| Комбіновані сталезалізобетонні конструкції | ДСТУ Б В.2.6-156:2010 <i>Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування</i> (частково) | EN 1994 <i>Composite steel and concrete structures</i> | В Україні немає повноцінного аналога EN 1994 |

5.3. Загальна характеристика та галузь застосування металевих конструкцій

Металеві конструкції застосовуються сьогодні у всіх видах будівель та інженерних споруд, особливо якщо необхідні значні прольоти, висота та навантаження. Залежно від конструктивної форми та призначення металеві конструкції можна поділити на наступні види:

1. Промислові будівлі, у тому числі будівлі теплових та атомних електростанцій. Каркаси промислових будівель бувають повністю металевими та змішаними (металеве покриття по залізобетонним колонам). Промислові будівлі за необхідності обладнуються мостовими та підвісними кранами (рис. 5.21).

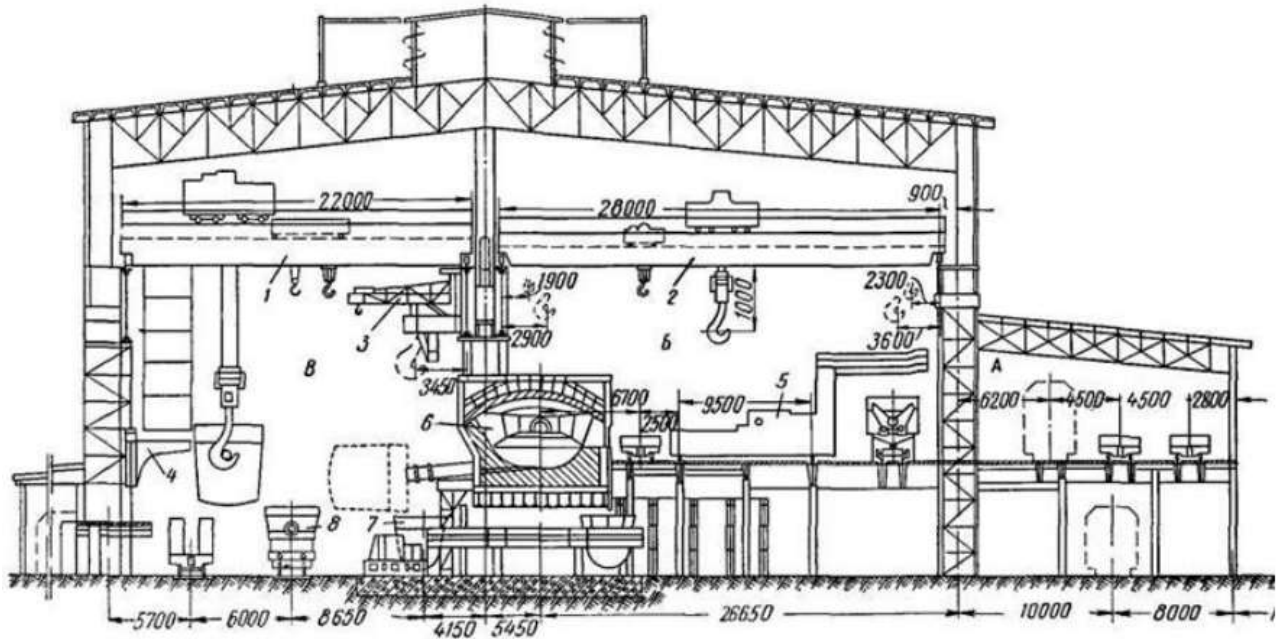


Рис. 5.21. Розріз головної будівлі мартенівського цеху заводу «Запоріжсталь»: А – шихтовий відкрилок; Б – пічний проліт; В – розливний проліт; 1 – розливний кран вантажопідйомністю 320/50/15 т; 2 – заливальний кран вантажопідйомністю 125/30 т; 3 – настінний консольний кран, 7,5 т; 4 – пересувний консольний поворотний кран вантажопідйомністю 1,5 т; 5 – завалочна машина, 7,5 т; 6 – мартенівська піч 500 т; 7 – сталерозливний ківш ємністю 250 т; 8 – шлаковий ківш

2. Великопрогонові будівлі. Це, зазвичай, будівлі громадського призначення: спортивні, ринки, павільйони, ангари (рис. 5.22). Вони мають прольоти до 100-150 м:

– Спортивний комплекс зі сталевим куполом (~150 м) – у китайському гімнастичному дворі застосовано “suspend-dome” – сталеву купольну оболонку із центральним підвішеним кільцем та радіальними стрижнями.

– Arena Zagreb (Хорватія) – арена зі сталевим підвісним дахом (~110 м) – сталь та кабельна система підтримують дах з висотою конструкції всього 45 см, прольоту – близько 110 м. Дах підвішений на зовнішніх тросах, подібно до мостової конструкції.

– Ехро Axis, Шанхай 2010 – павільйонна мембранна конструкція (~100 м) – вхідна галерея з мембранним дахом шириною близько 100 м і довжиною ≈1 000 м. Підтримується металевими мачтами та двокриволінійними підпорами.

– London Aquatics Centre, Олімпійський центр – зими 2012 (~110 м) – оригінальний дах у формі хвилі мав прольоти понад 100 м і опори схожі на підвіси або мембранні системи. Зображення показують креслення поперечних розрізів.



Рис. 5.22. Бессарабський ринок, м. Київ

Для більш прогонових будівель застосовуються балкові, рамні, арочні, висячі, комбіновані конструктивні схеми каркасів.

3. Мости, естакади. У конструктивному відношенні мости та естакади мають різноманітні системи: балкові, арочні, висячі, комбіновані (рис. 5.23).

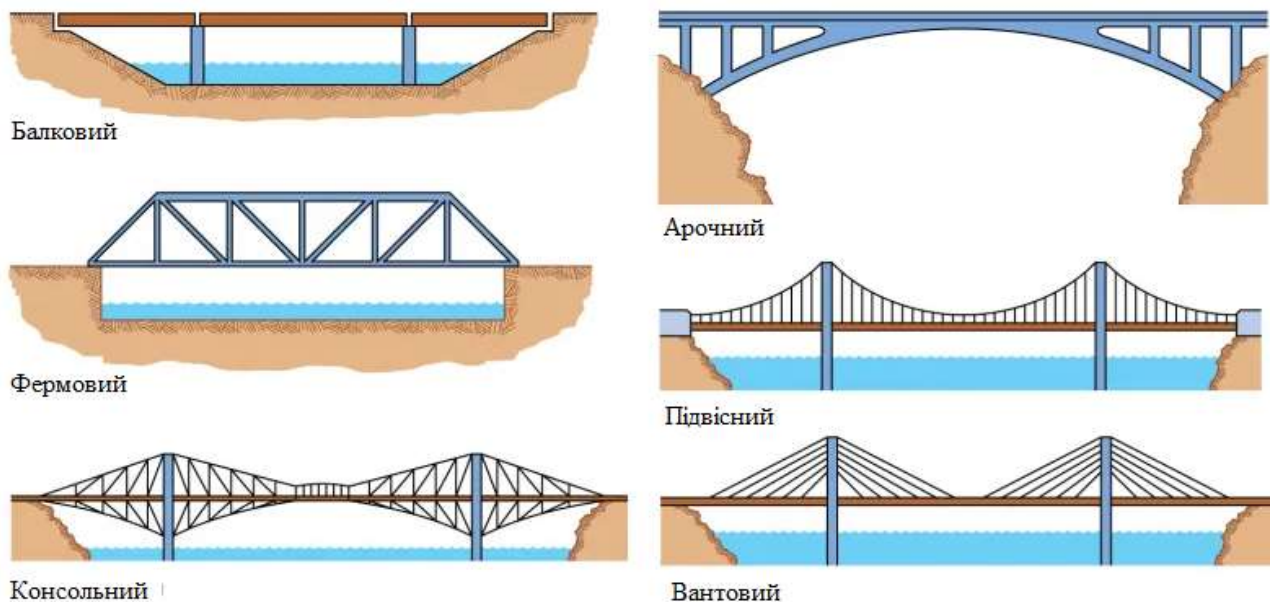


Рис. 5. 23. Конструкція мостів

Мостові металеві конструкції на залізничних та автомобільних магістралях застосовуються при великих, а в окремих районах та при середніх прольотах. Як і більшепрогонові покриття, мости мають різноманітні системи: балочну, арочну, висячу та комбіновану.

4. Листові конструкції. Листові конструкції застосовуються в резервуарах, газгольдерах, бункерах, баках, трубопроводах великого діаметра та різних споруд доменного комплексу, хімічного виробництва та нафтопереробки, використовується дуже широко в металургії, нафтовій, газовій та хімічній промисловості (рис. 5.24).



а



б

Рис. 5.24. Застосування листових конструкцій: а – сферичний газгольдер; б – ізотермічний резервуар; в – водонапірна вежа

Листові конструкції є тонкостінними оболонками різної форми. Вони мають бути не тільки міцними, а й щільними (непроникними). Вони часто експлуатуються в умовах низьких або високих температур, сталь та алюмінієві сплави добре задовольняють ці умови роботи.

5. Башти, щогли. Застосовуються для радіо, телебачення та стільникового зв'язку, в геодезичній службі, в опорах ліній електропередач, в нафтових вежах, димових та вентиляційних трубах (рис. 5.25).

Сюди ж можна віднести надшахтні копри, нафтові вежі, димові та вентиляційні вежі та труби, промислові етажерки. Використання сталі забезпечує цим конструкціям необхідну легкість, зручність транспортування на місце будівництва та швидкість монтажу.



а

б

Рис. 5.25. Водонапірна башта (а) та щогла (б)

6. Каркаси багатопверхових будівель. Застосовуються у промислових та цивільних будівлях (рис. 5.26). Багатопверхові житлові будівлі з металевим каркасом застосовуються, головним чином, в умовах щільної забудови великих, крупних та найкрупніших міст та у деяких видах промислових будівель (рис. 5.27).

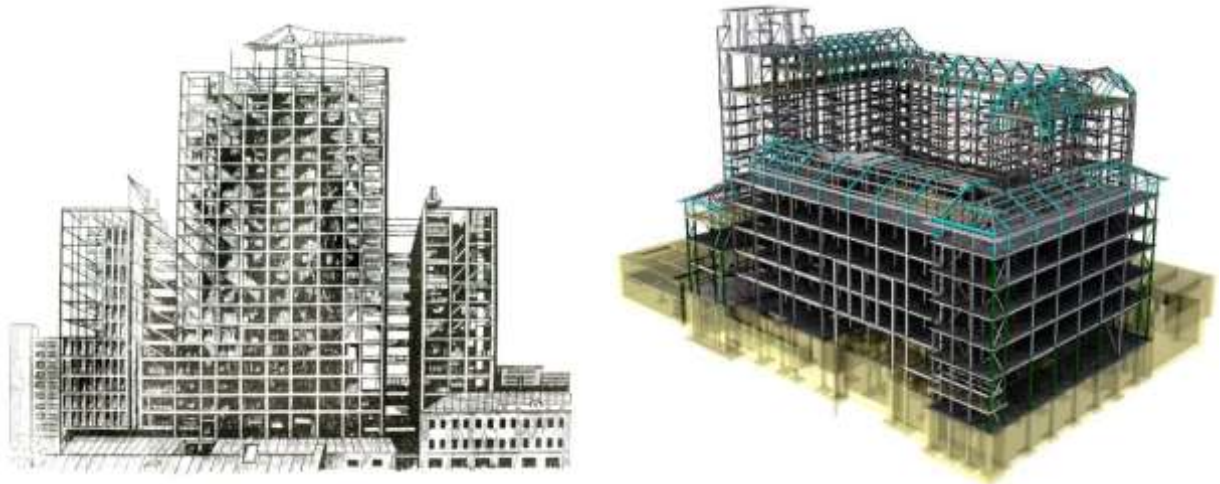


Рис. 5.26. Сталевий каркас багатопверхової житлової будівлі в умовах щільної забудови



Рис. 3.27. Сталевий каркас промислової будівлі

7. Інші конструкції. До них належать каркаси радіотелескопів, трамплінів, платформ з видобутку нафти, газу в морі, каркаси надшахтних копрів, конструкції атомної енергетики та ін. (рис. 5.28, рис. 5.29).



Рис. 5.28. Газові платформи в морі



Рис. 5.29. Радіотелескопи

5.4. Розвиток металевих конструкцій

З розвитком металургійної промисловості зростає обсяг та номенклатура металевих виробів у будівництві та особливо асортимент з алюмінію. Зі сталевого прокату зводять каркаси промислових та цивільних будівель, мости, виготовляють арматуру для залізобетону, покрівельну сталь, труби, а також різні металеві вироби, заклепки, болти, цвяхи, шурупи. Різний профіль алюмінію використовують для виготовлення несучих та огорожувальних конструкцій. Широкому використанню металів у будівництві сприяє низка їх цінних технічних властивостей: висока міцність, пластичність, підвищена теплопровідність, електропровідність та зварюваність. Поряд з цим метали, і особливо сталь та чавун, при дії різних газів та вологи сильно кородують та вимагають спеціального захисту.

Питання економії металу у галузі збірного залізобетону поряд із проблемою зниження трудомісткості виготовлення виробів з арматурою мають велике значення.

До перевитрати металу у будівництві ведуть такі причини: заміна арматури проектних діаметрів та класів, а також профілів прокату, що є в наявності; технологічні втрати, зумовлені особливостями виробництва (відходи кінців напружуваних стрижнів, що використовуються для встановлення захоплень, відходів пасм на довгому стенді, на ділянках між формами тощо); відходи при заготівлі арматури та виробів з неї та розкроюванні прокату; прокат арматури із позитивними допусками: брак; руйнування конструкцій під час контрольних випробувань.

Причинами перевитрати сталі є нераціональний розкрій металопрокату по кресленнях, заміна проектних профілів і листів на великі перерізи і товщини, що стали в наявності, застосування сталі підвищеної і високої міцності без відповідного перерахунку конструкцій, недоліки в організації поставки металопрокату металургійними заводами. Питома вага, що склалася в будівельній індустрії при виробництві залізобетону і будівельних конструкцій

становить (%): завищення номінального діаметра арматурної сталі – 62,4; плюсові допуски прокату – 12,0; немірні довжини марок, що зварюються, стали – 25,6. Значна частка металевих виробів, які у будівництві, посідає сталеву арматуру.

Втрати металу під час виробництва арматурних робіт обумовлені передусім рівнем технологічного устаткування й оснащення, особливостями технології.

Основні причини втрат арматурної сталі (питома вага у загальних витратах, %): відходи напруженої арматури – 7,5; відходи при розкроюванні стрижнів при різанні бухт – 2,6; відступи від проекту – 1,0; випуск бракованої продукції – 0,5.

Для запобігання корозії до застосування арматура повинна бути захищена від атмосферних опадів та інших джерел зволоження. Високоміцну арматуру слід зберігати у сухих закритих складських приміщеннях із відносною вологістю повітря не вище 60%. Не допускається зберігання такої арматури на земляній підлозі, агресивних чи забруднених агресивними речовинами підкладках, а також поблизу місцезнаходження чи виділення агресивних речовин (солі, газу, аерозолі). Допускається зберігання без обмеження відносної вологості повітря високоміцної арматури в атмосфері, насиченій парами летючих інгібіторів, яка може бути створена під герметизованими ковпаками, у тимчасових сховищах, захищених від атмосферних опадів.

Допустимим корозійним ураженням арматури вважається таке, при якому наліт іржі може бути видалений протиранням, сухим ганчірком. При невиконанні зазначеної умови високоміцну арматуру піддають спеціальній перевірці на схильність до крихкої корозійної руйнації.

При використанні арматури з цинковим алюмінієвим покриттям не допускається її редагування за допомогою верстатів, що викликають механічне руйнування покриття, а при контактному зварюванні режим повинен бути підібраний з умови найменшого пошкодження покриття. Дугове зварювання вказаної арматури не допускається.

Для захисту арматури, що використовується в пористих та силікатних бетонах автоклавного твердіння, використовують захисні покриття (обмазки) у вигляді холодної цементно-бітумної мастики, гарячої інгібованої бітумно-цементної або латексно-мінеральної та інших видів обмазок.

Товщина висушеного захисного покриття на арматурі має бути 0,3...0,4 мм при використанні холодної цементно-бітумної мастики та не менше 0,5 мм при використанні цементно-полістирольної. При нанесенні покриттів в електричному полі їх товщина може бути зменшена відповідно до 0,2...0,3 мм і 0,4 мм.

Захист арматури від корозії. е. її тривала безпека в процесі експлуатації залізобетонної конструкції, значною мірою залежить від технології її виготовлення, за винятком тих випадків, коли використовуються спеціальні захисні покриття, що наносяться на поверхню арматури.

5.5. Місце металевих конструкцій у будівництві. Переваги та недоліки металевих конструкцій порівняно з іншими будівельними конструкціями

Найбільша частка металоконструкцій (понад 50%) припадає на каркаси будівель: виробничих (заводи, фабрики), багатоповерхових, у тому числі громадських та житлових, великопрогонових (ангари для літаків, доки для кораблів) та, нарешті, унікальних (палаці спорту, велотреки, виставкові павільйони). Близько 14% МК використовується в листових конструкціях, резервуарах для зберігання пального (бензин, нафта), бункерах та силосах для зберігання сипучих матеріалів (цемент, зерно), трубопроводах великого діаметру для транспортування рідких та газоподібних речовин (нафти, газу). До 15% будівельних металевих конструкцій застосовується у висотних спорудах (телевізійні вежі, радіощогли, опори ліній електропередач тощо).

Огороджувальні конструкції (плити покриття, стінові панелі, настили) складають до 14%. Відсотки, що залишилися, припадають на спеціальні споруди:

радіотелескопи, морські платформи для видобутку нафти та газу з дна моря чи океану та ін.

Металеві конструкції характеризуються великою різноманітністю систем та конструктивних форм. Однак вони об'єднані двома основними факторами:

– вихідним матеріалом для всіх конструкцій є прокатний метал, що випускається за єдиним сортаментом;

– усі конструкції мають єдиний технологічний процес виготовлення, в основі якого лежить холодна обробка металу, та мають єдиний вид з'єднання деталей у конструктивні елементи (зварні з'єднання та на болтах).

Металеві конструкції мають такі переваги:

1. **Надійність** забезпечується збігом дійсної роботи конструкцій у пружній стадії з розрахунковими передумовами. Матеріал металевих конструкцій однорідний і ізотропний. Металеві конструкції добре працюють не лише на статичні, а й динамічні, зокрема сейсмічні навантаження.

2. **Легкість** металевих конструкцій зумовлена їх високим опором матеріалу при відносно малій щільності. Металеві конструкції легші за кам'яні, дерев'яні та залізобетонних. Серед сучасних несучих матеріалів (залізобетон, камінь, дерево, сталь) сталеві конструкції часто є найменш матеріаломісткими за рахунок високих розрахункових опорів (R) при помірній щільності (ρ). Для оцінки матеріаломісткості використовується показник:

$$C = \frac{\rho}{R} \quad [M^{-1}]$$

Чим менше c , тим відносно легша конструкція.

Наприклад, для маловуглецевої сталі: $C = 3,7 \times 10^{-4} \text{ м}^{-1}$, для бетону марки М400 $C = 1,85 \times 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, – для деревини: $C = 5,4 \times 10^{-4} \text{ м}^{-1}$. Таким чином, з розглянутих конструкцій металеві є найлегшими.

Таким чином, чим менше значення C , тим «легше» матеріал у розрахунковому сенсі, і тим менша маса конструкції при однаковому навантаженні.

3. **Металеві конструкції** (сталеві або з алюмінієвих сплавів) характеризуються високою та приблизно однаковою міцністю при роботі на розтяг, стиск і згин, що робить їх універсальними для інженерного застосування. Так, конструкційна сталь має границю текучості $R_y = 230-330$ МПа, алюмінієві сплави – приблизно 180 МПа, бетон марки 400 має міцність на стиск 40 МПа, але на розтяг – лише 3-4 МПа, керамічна цегла марки 100 має міцність на стиск близько 7-10 МПа, а на розтяг – менше 1 МПа.

Таким чином, металеві конструкції мають високу міцність у всіх типах навантажень, тоді як бетон і цегла обмежено застосовуються при розтязі та потребують армування.

4. **Непроникність.** Метали мають не тільки значну міцність, але і високу щільність – непроникність для газів і рідин. Непроникність металу, здійснена за допомогою зварювання, є необхідною умовою для виготовлення газгольдерів, резервуарів тощо.

5. **Індустріальність.** Металеві конструкції виготовляються на заводах ЗМК з високим ступенем заводської готовності. Монтаж конструкцій проводиться індустріальними методами із застосуванням високопродуктивної техніки.

6. **Непроникність.** Непроникність забезпечується високою щільністю металів. Непроникність є необхідною умовою для застосування металевих конструкцій у резервуарах, газгольдерах, трубопроводах тощо.

7. **Ремонтопридатність** та збереження металевого фонду (експлуатація, розбирання та переплавлення)

Металеві конструкції мають недоліки:

1. **Корозія.** Підвищення корозійної стійкості металевих конструкцій досягається включенням у сталь спеціальних легуючих елементів, покриттям

конструкцій захисними плівками (лаками, фарбами, емалями тощо), вибором раціональної конструктивної форми елементів (без щілин, пазух). Корозійна стійкість алюмінієвих сплавів та чавуну значно вище за корозійну стійкість сталі.

2. Невелика вогнестійкість. У сталей при температурі $t \geq 20^\circ\text{C}$ поступово зменшується модуль пружності E , що призводить до підвищеної деформативності конструкцій. Закон Гука $\sigma = E \cdot \varepsilon$ працює в межах пружної деформації, але при підвищенні температури границя пружності зменшується. Зі зростанням температури від 300°C і вище спостерігається суттєве зменшення міцності та збільшення пластичності сталі.

Алюмінієві сплави починають втрачати жорсткість і набувають значної пластичності вже при температурі близько $250\text{--}300^\circ\text{C}$. Наприклад, для конструкційної сталі за $t = 20^\circ\text{C} \rightarrow E \approx 2.1 \times 10^{11}$ Па, за $t = 100^\circ\text{C} \rightarrow E \approx 1.9 \times 10^{11}$ Па. Значення E зменшується приблизно на 5-10% на кожні $100\text{--}200^\circ\text{C}$. Висока температура спричиняє зменшення міцності та збільшення пластичності (так звана температурна пластичність). Алюмінієві сплави стають пластичними при температурах, близьких до $250\text{--}300^\circ\text{C}$. Для забезпечення вогнестійкості металевих конструкцій використовують леговані сталі або спеціальні захисні облицювання:

- вогнестійкі фарби, що спучуються,
- мінераловатні мати,
- гіпсокартон, бетонні оболонки,
- керамічні або штукатурні покриття тощо.

При проектуванні металевих конструкцій необхідно враховувати такі вимоги технічного прогресу:

Умови експлуатації. Задоволення заданим при проектуванні умовам експлуатації є основною вимогою для проектувальника. Вони в основному визначають схему, конструктивну форму споруди і вибір матеріалу для неї.

Економія металу. Вимога економії металу визначається великою його потребою у всіх галузях промисловості і відносно високою вартістю.

Транспортабельність. У зв'язку з виготовленням металевих конструкцій, зазвичай, на заводах з подальшим перевезенням на місце будівництва, в проекті повинна бути передбачена можливість перевезення їх цілком або частинами (відправними елементами) із застосуванням відповідних транспортних засобів.

Технологічність. Конструкції повинні проектуватися з урахуванням вимог технології виготовлення і монтажу з орієнтацією на найбільш сучасні і продуктивні технологічні прийоми, що забезпечують максимальне зниження трудомісткості.

Швидкісний монтаж. Конструкція повинна відповідати можливостям збірки її в найменші терміни з урахуванням наявного монтажного обладнання.

Довговічність. Визначається термінами фізичного і морального зносу конструкції. Фізичний знос металевих конструкцій пов'язаний головним чином з процесами корозії. Моральний знос пов'язаний зі зміною умов експлуатації.

Естетичність. Конструкції незалежно від їх призначення повинні мати гармонійні форми.

Особливо суттєва ця вимога для громадських будівель і споруд.

Основні напрямки розвитку виробництва металевих конструкцій є:

1. Зниження маси конструкцій.
2. Технологічність у виготовленні.
3. Технологічність у монтажі.
4. Зниження вартості експлуатації конструкцій.

На стадії виготовлення та монтажу найбільший ефект дає уніфікація об'ємно-планувальних рішень і типізація конструктивних форм, яка зумовлює збільшення повторюваності вузлів, окремих деталей, елементів конструкцій і тим самим сприяє підвищенню рівня механізації та автоматизації процесів. Крім того, проекти багаторазового використання (у тому числі типові) відзначаються вищим технічним рівнем. При їх використанні економія сталі досягає 10%, а продуктивність праці зростає на 10-12%.

Перспективним є створення несучих і огорожуючих конструкцій, які складаються таким чином, що елементи всієї будівлі чи її частини після виготовлення на заводі в контейнері або у вигляді габаритної відправної марки

подаються на монтаж, де їх найпростішими способами розправляють і встановлюють у проектне положення. Останнім часом розроблені плоскі й просторові конструкції такого типу у вигляді кроквяних систем, циліндричних і кулястих склепінь та інші.

Зменшенню металомісткості будівель сприяє концентрація матеріалу та поєднання функцій. Наприклад, значно вигідніше збудувати один резервуар об'ємом 50 тис. м³, ніж десять по 5 тис. м³ кожний. Збільшення об'єму домни з 1 до 5 тис. м³ зменшує витрати металу на одиницю потужності більш як на 20%. Ідея поєднання функцій знайшла втілення в підкраново-підкроквяних конструкціях, тонкостінних оболонках великих прольотів, багатопрольотних конструкціях покрівель блокового типу, а також легких конструкціях, що поєднують роботу тонких листів і несучого кістяка.

5.6. Матеріали для металевих конструкцій

У теперішній час для будівельних металоконструкцій використовуються сталі та сплави алюмінію. У сучасних умовах понад 90% будівельних металоконструкцій виготовляють із сталі. Сплави алюмінію є дуже дорогими, а сплави титану – стратегічний матеріал, що використовується в космічній та військовій техніці.

5.6.1. Сталі, що використовуються у будівництві

Сталь (steel) – матеріал, масова частка заліза в якому перевищує масову частку будь-якого іншого окремого елемента і який містить вуглецю переважно менше ніж 2%, а також деякі інші елементи. Деякі хромисті сталі можуть містити більше ніж 2% вуглецю, але 2% – це значення, за яким розмежовують сталь і чавун ДСТУ EN 10020:2007 «Сталі. Визначення і класифікація» [10].

У ряді випадків для поліпшення властивостей до складу сталі вводять легуючі компоненти.

У європейських стандартах класифікацію, наведену в стандартах або технічних умовах на продукцію, застосовують незалежно від дійсно виробленої сталі за умови, що хімічний склад задовольняє вимоги стандарту.

Класифікація за хімічним складом

Підставою для класифікації є мінімальне значення, встановлене для кожного елемента плавкового аналізу, точно визначеного у стандарті чи в технічних умовах на продукцію.

У разі, коли для елементів, крім марганцю, тільки максимальні значення плавкового аналізу встановлено в стандарті або в технічних умовах на продукцію, для класифікації застосовують 70% максимального значення, встановленого в табл. 5.3 і 5.4 [10].

Таблиця 5.3

Граничні значення, за якими розмежовують нелеговані та леговані сталі (плавковий аналіз)

| Визначені елементи | Граничне значення масової частки, % |
|---|-------------------------------------|
| Алюміній (Al) | 0,30 |
| Бор (B) | 0,0008 |
| Вісмут (Bi) | 0,10 |
| Кобальт (Co) | 0,30 |
| Хром (Cr) | 0,30 |
| Мідь (Cu) | 0,40 |
| Лантаноїди (La), для кожного | 0,10 |
| Марганець (Mn) | 1,65 ” |
| Молібден (Mo) | 0,08 |
| Ніобій (Nb) | 0,06 |
| Нікель (Ni) | 0,30 |
| Свинець (Pb) | 0,40 |
| Селен (Se) | 0,10 |
| Кремній (Si) | 0,60 |
| Телур (Te) | 0,10 |
| Титан (Ti) | 0,05 |
| Ванадій (V) | 0,10 |
| Вольфрам (W) | 0,30 |
| Цирконій (Zr) | 0,05 |
| Інші (крім вуглецю, фосфору, сірки, азоту), для кожного | 0,10 |

*' Якщо для марганцю встановлене максимальне граничне значення 1,80 %, правило щодо 70% не застосовують.

Зварювані дрібнозернисті леговані сталі. Граничні значення, за якими розмежовують якісні сталі та спеціальні сталі за хімічним складом

| Визначені елементи | Граничне значення масової частки, % |
|--------------------|-------------------------------------|
| Хром (Cr) | 0,50 |
| Мідь (Cu) | 0,50 |
| Марганець (Mn) | 1,80 |
| Молібден (Mo) | 0,10 |
| Ніобій (Nb) | 0,08 |
| Нікель (Ni) | 0,50 |
| Титан (Ti) | 0,12 |
| Ванадій (V) | 0,12 |
| Цирконій (Zr) | 0,12 |

Для кожного легувального елемента нормоване обчислене значення або дійсне значення плавкового аналізу подають такою самою кількістю знаків після коми, що й відповідне граничне значення, наведене в табл. 5.3. Наприклад, для цього стандарту визначений інтервал від 0,3% до 0,5% записують як інтервал від 0,30% до 0,50%. Так само встановлену масову частку 2% подають як 2,00%.

Нелеговані сталі – це групи сталі, в яких визначена вище масова частка окремих легувальних елементів в жодному разі не досягає граничних значень, наведених у табл. 5.3.

Неіржавкі сталі – це сталі, в яких міститься щонайменше 10,5% хрому і не більше ніж 1,2% вуглецю.

Інші леговані сталі – це групи сталі, які не належить до неіржавких сталей і в яких визначена вище масова частка окремих легувальних елементів хоча б в одному випадку досягає або перевищує граничні значення, наведені в табл. 5.3.

Класифікація за основними класами якості

Залежно від вмісту легуючих складників сталі поділяються на:

– **Нелеговані сталі** розділяються на нелеговані якісні та нелеговані спеціальні, неіржавкі та інші леговані сталі.

Нелеговані якісні сталі – групи сталі, вимоги до властивостей яких, наприклад до в'язкості, контролювання розміру зерна та/або придатності до формозмінення, встановлено.

Нелеговані спеціальні сталі – мають більший рівень чистоти за неметалевими включеннями, ніж якісна сталь. Їх призначено переважно для гартування з відпусканням або поверхневого зміцнювання, і вони характеризуються сумісністю з термічним оброблянням. Суворий контроль хімічного складу й особлива ретельність під час виробництва й контролювання покращують властивості для забезпечення встановлених вимог. Ці властивості, що часто поєднані між собою і мають чітко встановлені границі, стосуються, зокрема, високих або точно регульованих значень границі плинності або прогартуваності, іноді пов'язаних із придатністю до холодного обробляння, зварюваністю або в'язкістю.

Нелеговані спеціальні сталі – це групи сталі, які відповідають одній або кільком з наведених нижче вимог:

- нормовано мінімальну роботу удару в загартованому або відпущеному стані;
- нормовано твердість на глибині або на поверхні після гартування, гартування з відпусканням або поверхневого зміцнювання;
- дуже низький нормований вміст неметалевих включень;
- нормування максимального вмісту фосфору та сірки:
- за плавковим аналізом $< 0,020\%$;
- за аналізом виробу $0,025\%$ (наприклад, круглого прокату для високоміцних пружин, електродів, металокорду);
- нормування мінімальної роботи удару більше ніж 27 Дж на випробних зразках Шарпі з V-подібним надрізом за температури мінус 50°C , відібраних в

поздовжньому напрямку, або більше ніж 16 Дж на випробних зразках, відібраних в поперечному напрямку);

– сталь для ядерних реакторів з таким обмеженням вмісту елементів в готовій продукції: мідь $< 0,10\%$, кобальт $< 0,05\%$, ванадій $0,05\%$;

– нормування електропровідності $> 9 \text{ См} \cdot \text{м}/\text{мм}^2$;

– дисперсійно-тужавка сталь з нормованою мінімальною масовою часткою вуглецю $0,25\%$ або більше за плавковим аналізом та з феритно-перлітною мікроструктурою, яка містить один або кілька таких легувальних елементів, як ніобій або ванадій, масова частка яких менша, ніж граничні значення для легованих сталей; дисперсійного тужавіння досягають контрольованим охолодженням від температури гарячого деформування;

– попередньо напружені сталі.

Неіржавкі сталі – в яких міститься щонайменше $10,5\%$ хрому і не більше ніж $1,2\%$ вуглецю і поділяють їх за такими ознаками:

– за вмістом нікелю: $\text{Ni} < 2,5\%$ та $\text{Ni} \geq 2,5\%$;

– за основною характеристикою на корозійнотривкі; жаротривкі; тривкі до повзучості.

Леговані якісні сталі – це групи сталі, для яких встановлено вимоги, наприклад щодо в'язкості, контролювання розміру зерна та/або придатності до формозмінення. Леговану якісну сталь у більшості випадків не призначено для гартування з відпусканням або поверхневого зміцнювання.

Леговані спеціальні сталі – клас охоплює групи сталі, що відрізняються від неіржавких сталей і характеризуються точністю контролювання хімічного складу та особливими умовами виготовлення та контролювання, щоб забезпечити покращені властивості, які часто встановлено в поєднанні та в чітко регульованих границях.

Будівельні сталі містять вуглецю до $0,22\%$, тобто вони мало вуглецеві. Два останніх види сталей широко застосовують у машинобудуванні як конструкційні, інструментальні тощо.

Кількість вуглецю має вирішальний вплив на механічні властивості сталей. При сполученні вуглецю із залізом виникають карбіди, які є основними зміцнювальними структурними утвореннями сталі. Збільшення вмісту вуглецю зумовлює зростання міцності, але водночас знижує пластичність та зварюваність сталі. Невеликий вміст вуглецю у будівельних сталях забезпечує їх добру зварюваність і високу пластичність. Суттєво підвищує міцність без значного зниження пластичності марганець, який завжди наявний у сталях. Третьою домішкою є кремній – найпоширеніший розкислювач. Він сприяє отриманню дрібнозернистої структури та підвищенню міцності. Але при цьому зменшуються зварюваність і стійкість до корозії. Тому бажано, щоб вміст кремнію не перевищував 0,3%. В умовах, які спричиняють інтенсивну корозію, корисною домішкою є мідь. Разом з поліпшенням корозійної стійкості мідь підвищує і міцність (хоча менше, ніж марганець), але погіршує зварюваність.

Крім зазначених елементів, леговані сталі додатково містять такі домішки, як нікель, хром, ванадій, вольфрам, молібден, титан, бор тощо, їх введення до складу сталей поліпшує експлуатаційні якості матеріалу. Але при цьому слід пам'ятати, що запаси легуючих елементів обмежені, а вартість висока.

Крім того, підвищений вміст легуючих компонентів погіршує зварюваність.

Економічно вигідним способом покращення сталі є так зване карбонітридне зміцнення, коли зміцнювальними компонентами є не тільки карбіди металів, але й їх нітриди. Сталі з карбонітридним зміцненням можливо використовувати для зварних конструкцій. Суттєве підвищення міцності й холодостійкості досягається введенням у сталь невеликої кількості карбіду і нітридотвірних домішок: азоту, ванадію, ніобію, що не призводить до помітного погіршення зварюваності та зростання вартості.

Поряд з корисними домішками до складу сталей входять і шкідливі, які неминуче надходять з рудою та паливом. У першу чергу це сірка і фосфор. Вони роблять сталь крихкою, схильною до утворення тріщин відповідно при високих

і низьких температурах. Дуже шкідливими є кисень, водень та вільний азот, які також зумовлюють крихкість сталей.

Суттєвий вплив на якість сталі як матеріалу для металевих конструкцій мають особливості її кристалічної будови. При кімнатній температурі основна складова частина сталі – залізо – перебуває у вигляді мікроскопічних зерен, що мають атомну ґратку фериту. Орієнтація ґраток окремих зерен хаотична. У місцях включень інших елементів і на межах зерен правильність ґратки порушена.

Вуглець перебуває у хімічній сполуці зі залізом, утворюючи карбід заліза – так званий **цементит**. Ферит досить м'який і пластичний. Цементит, навпаки, дуже твердий і крихкий. Через незначний вміст вуглецю цементит утворюється у невеликій кількості і в структурі сталі має вигляд **перліту** – тонкодисперсної суміші частинок цементиту і фериту, що не мають правильної кристалічної будови. Розміщується перліт між зернами фериту у вигляді прошарків і окремих включень. Як і цементиту, йому властиві значна міцність і пружність.

Структура легованих сталей подібна до вуглецевої. Легуючі компоненти знаходяться у твердому розчині із залізом, порушуючи правильність кристалічної ґратки зерен фериту, а також сприяючи утворенню карбідів і нітридів, що додатково зміцнюють прошарки між зернами.

Характер деформацій сталі під дією навантаження визначається спільним деформуванням її складових частин. В окремих зернах фериту пластичні деформації виявляються вже при незначних навантаженнях, значно раніше, ніж напруження досягнуть межі текучості сталі. Пояснюється це тим, що окремі шари атомів у кристалі фериту під дією зусиль відносно легко зсуваються один щодо одного. На рис. 5.30, а...д показані послідовні стадії деформування монокристала.

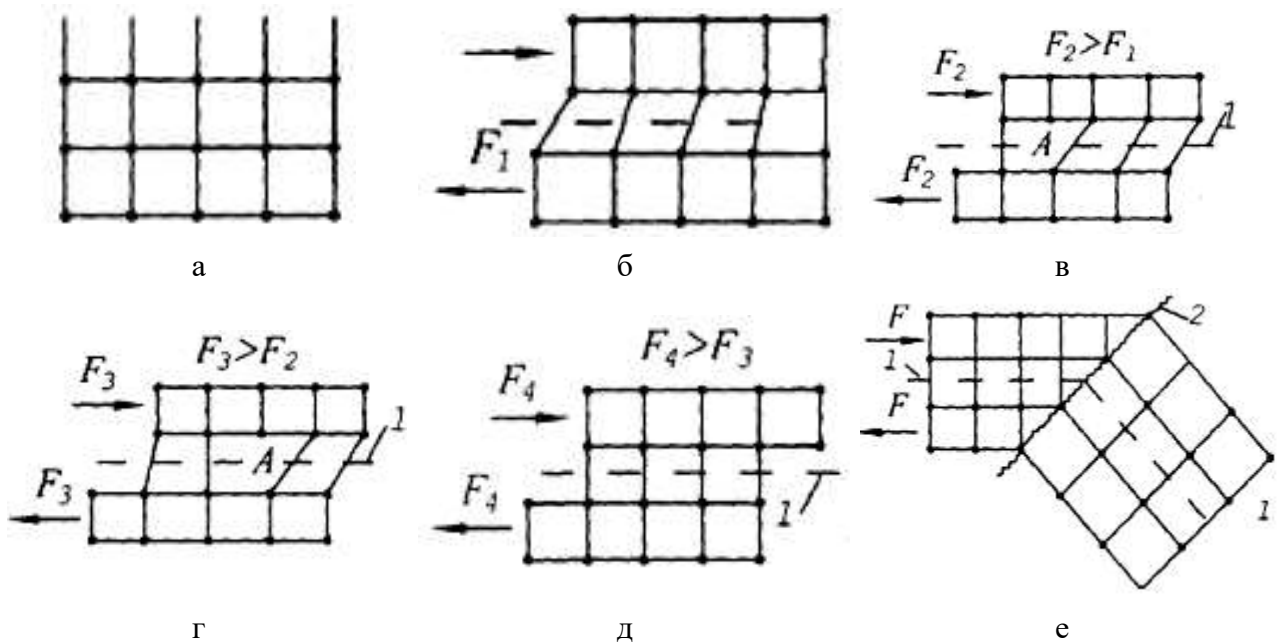


Рис. 5.30. Послідовні стадії деформування монокристала

При незначних зусиллях спостерігаються пружні деформації внаслідок розтягнення міжатомних зв'язків (рис. 5.30, б). При зростанні навантаження окремі зв'язки між атомами розриваються і «правильність» атомної ґратки порушується, з'являється так звана лінійна дислокація А (рис. 5.30, в). Далі ця дислокація просувається уздовж площини ковзання до границі кристала (рис. 5.30, г). На рис. 3.30, д зображено ґратку після пластичної деформації кристала.

Границя між окремими зернами фериту є перешкодою для просування лінійної дислокації, оскільки при хаотичній орієнтації ґраток площини ковзання у сусідніх зернах не співпадають (рис. 5.30, е). Для подолання границі між зернами необхідні додаткові зусилля. Цим пояснюються кращі механічні якості дрібнозернистих сталей, в яких кількість між зернових меж більша. Наявність на межах зерен перлітових вкраплень і прошарків додатково утруднює просування дислокацій і підвищує міцність.

Для одержання оптимальної структури сталь піддають термічній обробці. При звичайних температурах розчинність вуглецю у фериті незначна і практично весь він зосереджений на границях зерен. При високих температурах атоми вуглецю є складовими частинами кристалічної ґратки аустеніту. При нагріванні

сталі до температури переходу гратки фериту в аустеніт (890...920°C) через нерівномірне збагачення зерен фериту вуглецем на місці зерна фериту утворюється кілька зерен аустеніту. Під час повільного охолодження на повітрі в різних частинах зерен аустеніту цементит утворюється також неодноразово, що, в свою чергу, розбиває його на кілька зерен фериту. Цей процес називається **нормалізацією**. У результаті сталь стає більш однорідною, зростає її в'язкість і пластичність. При швидкому охолодженні (наприклад, водою) сталі, нагрітої до температури фазового перетворення, відбувається **гартування**. Сталь зберігає переохоложену гратку аустеніту і містить вуглець у твердому розчині. Така структура нестійка. Для її стабілізації здійснюють **відпуск** – повторне нагрівання з повільним охолодженням. Найчастіше відпуск виконують при нижчих температурах ніж гартування – до 700°C. При цьому отримують дрібнозернисту феритову структуру, рівномірно зміцнену перлітовими прошарками і вкрапленнями. Це так званий **сорбіт відпуску**, який має високу міцність і в'язкість. Потрібна структура може бути отримана і без відпуску, якщо належним чином вибрана швидкість охолодження після гартування.

При термічній обробці одночасно знімаються внутрішні напруження, що також сприяє поліпшенню властивостей сталі.

Незважаючи на мізерну розчинність вуглецю у фериті, все ж деяка його частина під час кристалізації розплаву залишається у складі зерен у вигляді твердого розчину. З часом атоми вуглецю дифундують до меж зерен, збільшуючи там кількість карбідів заліза. Виділяються також карбідні і нітридні інших елементів, внаслідок чого зростає міцність сталі, але одночасно знижуються її пластичність, опір крихкому руйнуванню, динамічним і ударним навантаженням. Цей процес називається **старінням металу**. З підвищенням температури, при періодичному нагріванні та охолодженні під дією постійних і особливо змінних напружень, під час механічних впливів старіння прискорюється.

Якість сталі оцінюють за механічними властивостями та хімічним складом. Як сказано вище, робота сталі під навантаженням значною мірою залежить від міцності й роботи поверхонь зерен та прошарків між ними. На початкових стадіях завантаження пластичні деформації зерен фериту стримуються опором контактних поверхонь, прошарків перліту та інших вкраплень. При напруженнях, що дорівнюють межі текучості σ_T (рис. 5.31), їх опір долається. Енергія деформації, накопичена зернами фериту та стримувана зміцнювальними структурами, виділяється і відбувається загальний зсув. На діаграмі з'являється ділянка текучості. У високоміцних сталях опір перлітових вкраплень, легуючих компонентів та їх карбідів і нітридів настільки великий, що ділянка текучості не виявляється. У цьому випадку відзначають умовну межу текучості $\sigma_{0.2}$ (рис. 5.31).

Зі збільшенням навантаження при пластичних деформаціях зв'язок між частинами кристалів на площинах ковзання зменшується. Відповідно до цього зменшується і модуль деформацій, а діаграма стає щоразу пологішою, поки не буде досягнута границя міцності σ_M , за якої рівновага між навантаженнями і внутрішніми напруженнями неможлива, а метал руйнується. Відносне видовження зразка після розриву ϵ_1 є показником пластичності. Відносне видовження будівельних сталей залежно від складу і структури змінюється у широких межах від 20-25% для м'яких мало вуглецевих сталей звичайної міцності до 8-10% – для високоміцних.

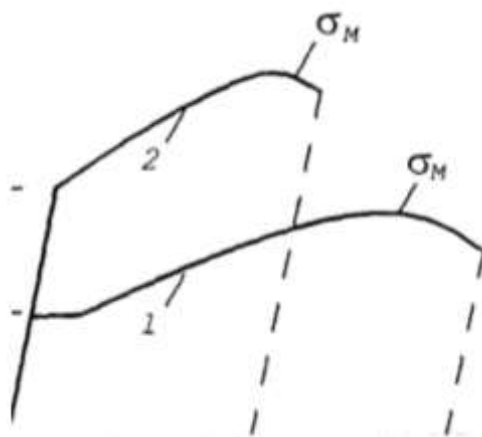


Рис 5.31. Ідеалізовані діаграми деформації сталі: 1 – маловуглецевої звичайної міцності; 2 – високоміцної легованої

Схильність сталі до крихкого руйнування при ударному навантаженні оцінюється за ударною в'язкістю – роботою, необхідною для руйнування стандартного зразка ударним вигином. Для будівельних сталей не допускається зниження цього показника менше 0,3 МДж/м². Значення ударної в'язкості залежить не тільки від складу та структури сталі, але й від температури. При температурі нижче 0°C значення ударної в'язкості різко зменшується, і тільки сталі, до складу яких входять легуючі компоненти, мають належну працездатність при низьких температурах.

Основним видом обробки на заводах, що виготовляють металеві конструкції, є обробка у холодному стані (різання, пробивання отворів, гнуття тощо). Тому важливою є здатність сталі пластично деформуватися при звичайних температурах без утворення тріщин. За цим показником оцінку ведуть після загинання стрічкового зразка навколо круглої оправки. Показником є найменший діаметр круглої оправки, навколо якої зразок згинається на 180° без утворення тріщин. Переважно для будівельних сталей цей показник не повинен бути більшим за дві товщини зразка.

Хімічний склад сталі характеризується відсотковим вмістом у ній різних домішок. Сталі з однаковим хімічним складом і механічними властивостями об'єднують у марки.

Залежно від гарантій постачальників сталі поділяють на групи й категорії. Розрізняють три групи вуглецевих сталей:

група А – сталь має гарантовані механічні якості;

група Б – сталь має гарантований хімічний склад;

група В – сталь має гарантовані механічні якості та хімічний склад.

Для будівельних конструкцій використовують тільки маловуглецеву сталь групи В, оскільки для забезпечення міцності конструкцій необхідні гарантовані механічні властивості, а для зварюваності – хімічний склад.

За способом виплавлення будівельні сталі найчастіше бувають мартенівськими або конверторними. Сучасна технологія виплавлення конверторної сталі дає метал,

близький за якістю до отриманого в мартенах. Тому при поставках спосіб виплавлення не зазначають. Перспективною є сталь з губчастого заліза прямого відновлення, яке отримують переробкою рудного концентрату в спеціальних печах. Остаточно сталь отримують переплавленням губчастого заліза з необхідними домішками в електropечах. Така сталь відзначається підвищеною чистотою.

Після виплавлення сталь містить розчинені гази (переважно O_2 , CO та CO_2) як наслідок окиснення вуглецю чавуну. При охолодженні ці гази бурхливо виділяються. Сталь ніби кипить, звідси й походить назва **кипляча сталь**. Виділення газів під час кристалізації призводить до неоднорідності металу. З цієї причини і внаслідок підвищеного вмісту кисню така сталь має знижений опір крихкому руйнуванню. З метою поліпшення якості при закінченні плавки в сталь вводять розкисники, що зв'язують кисень.

Реакція окиснення вуглецю припиняється, і сталь кристалізується спокійно. Як розкисники найчастіше використовують відносно дешевий кремній, рідше – дорожчі марганець, алюміній, інколи кальцій чи титан. Таку сталь називають **спокійною**. Вона значно однорідніша, а вміст кисню низький.

Розкисники одночасно поліпшують властивості металу і зумовлюють подорожчання сталі.

Напівспокійна сталь є компромісом між киплячою і спокійною. Витрата розкисників у два-п'ять разів менша, ніж для спокійної сталі. Відповідно нижчою є і вартість. Але за якістю така сталь поступається спокійній.

Тому для важливих конструкцій та елементів використовують спокійні сталі. Більшість будівельних легованих сталей виплавляють спокійними. Для кожної конкретної конструкції марку визначають згідно з призначенням споруди, видом напруженого стану, а також способом виготовлення і умовами експлуатації. За цими показниками конструкції поділяють на чотири групи.

До першої групи належать зварні конструкції, які працюють в особливо важких умовах при несприятливих напружених станах. Остання, четверта група об'єднує другорядні й допоміжні елементи, напружений стан і технологія виготовлення яких

сприяють безпеці експлуатації. Детальний опис ознак, за якими конструкції поділяють на групи, й рекомендовані для них марки сталей, подано у табл. 5.5. Щоб спростити визначення механічних характеристик сталей і створити передумови для їх взаємозаміни під час виготовлення конструкцій, у діючих нормативних документах марки сталей згруповані.

1. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» у частині проектування сталевих конструкцій

2. ДСТУ Б В.2.6-199:2014 «Сталеві конструкції будівельні: вимоги до виготовлення» – стандарт, що містить вимоги до виготовлення та контролю якості сталевих конструкцій.

3. ДСТУ EN 10020:2007 «Сталі. Визначення й класифікація» – національний ідентичний стандарт, що встановлює класифікацію та групування марок сталі відповідно до EN 10020:2000 «Definition and classification of grades of steel» (Визначення й класифікація марок сталі). Саме він є основою для уніфікації маркування сталей та створення умов для взаємозаміни матеріалів.

4. ДСТУ EN 10025-2:2022 (EN 10025-2:2019, IDT) – це національний стандарт, який встановлює технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей у вигляді гарячекатаних виробів. Він є ідентичним європейському стандарту EN 10025-2:2019.

На відміну від недіючих нормативних документів в актуальних групування марок сталі тепер здійснюється на основі класів міцності (S235, S275, S355 тощо), а не за старими марками «Ст3», «09Г2С» тощо – згідно з ДСТУ EN 10020:2007. Відокремлено вимоги до проектування (ДБН В.2.6-198:2014) і вимоги до виготовлення/монтажу (ДСТУ Б В.2.6-199:2014). Горизонтальна інтеграція в європейські стандарти дозволяє спростити технологічну взаємозамінність сталевих виробів.

Відповідність марок сталі: ГОСТ ↔ EN ↔ ДСТУ EN представлена в табл. 5.5.

Відповідність марок сталі: ГОСТ ↔ EN ↔ ДСТУ EN

| ГОСТ марка сталі | EN (Єврокод) / ISO позначення | ДСТУ EN / гармонізована марка | Тип сталі / призначення |
|---------------------|-------------------------------|--------------------------------------|--|
| Ст0 | S185 | ДСТУ EN 10025-2:2019 S185 | М'яка сталь для несуттєво навантажених елементів, огорож |
| Ст1пс, Ст1кп | S235JR | ДСТУ EN 10025-2:2019 S235JR | Конструкційна вуглецева сталь загального призначення |
| Ст2пс, Ст2кп | S235J0 | ДСТУ EN 10025-2:2019 S235J0 | Конструкції з вимогами до ударної в'язкості при 0°C |
| Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп | S235J2 / S275JR | ДСТУ EN 10025-2:2019 S235J2 / S275JR | Найпоширеніша будівельна сталь; J2 — ударна в'язкість при -20°C |
| Ст4 | S275J2 | ДСТУ EN 10025-2:2019 S275J2 | Підвищена міцність, холодний клімат |
| 09Г2С | S355J2 / S355JR | ДСТУ EN 10025-2:2019 S355J2 | Низьколегована з підвищеною міцністю, ударна в'язкість при -20°C |
| 15ХСНД | S355K2W (weathering steel) | ДСТУ EN 10025-5:2019 S355K2W | Атмосферостійка (COR-TEN) сталь |
| 10ХСНД | S355J0W / S355J2W | ДСТУ EN 10025-5:2019 | Атмосферостійка з в'язкістю при низьких температурах |
| 20 | C22E / 1.1151 (EN 10083-2) | ДСТУ EN 10083-2:2019 C22E | Конструкційна якісна сталь для термообробки |
| 35 | C35E / 1.1181 | ДСТУ EN 10083-2:2019 C35E | Деталі машин, вали, шестерні |
| 45 | C45E / 1.1191 | ДСТУ EN 10083-2:2019 C45E | Високоміцні деталі, з можливістю гартування |
| 40X | 41Cr4 / 1.7035 | ДСТУ EN 10083-3:2019 41Cr4 | Легована, для високонавантажених деталей |
| 30ХГСА | 34CrMo4 / 1.7220 | ДСТУ EN 10083-3:2019 34CrMo4 | Високоміцна, для авіаційних та машинобудівних конструкцій |
| 12Х18Н10Т | X6CrNiTi18-10 / 1.4541 | ДСТУ EN 10088-1:2019 X6CrNiTi18-10 | Корозійностійка нержавіюча сталь |
| 08Х18Н10 | X5CrNi18-10 / 1.4301 | ДСТУ EN 10088-1:2019 X5CrNi18-10 | Аналог AISI 304, нержавіюча сталь |
| 08Х17Т | X6Cr17 / 1.4016 | ДСТУ EN 10088-1:2019 X6Cr17 | Феритна нержавіюча сталь, стійка до атмосферної корозії |

• **S235, S275, S355** – межа плинності (Re) у МПа (235, 275, 355).

• **JR, J0, J2, K2** – клас ударної в'язкості при різних температурах (JR: +20°C, J0: 0°C, J2: -20°C, K2: -20°C з підвищеною в'язкістю).

- **W** – атмосферостійка (weathering) сталь.
- **E** у вуглецевих марках (C45E) – вказує на контроль вмісту сірки та фосфору.

5.7. Діаграма роботи сталі на розтяг. Механічні характеристики сталі

Основні механічні характеристики сталі одержують дослідним шляхом за допомогою випробувань на розтяг стандартних круглих або плоских зразків сталі в спеціальних розривних машинах. При цьому залежність між напруженнями та подовженнями зразка зображується в вигляді діаграми розтягу (рис. 5.32). По осі ординат відкладають значення напружень σ , по осі абсцис – відносне подовження ε :

$$\sigma = \frac{N}{A}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} 100\%$$

де N – навантаження;

A – площа поперечного перерізу зразка до навантаження;

l_0 – довжина зразка до випробування;

Δl – приріст довжини зразка під дією напружень σ .

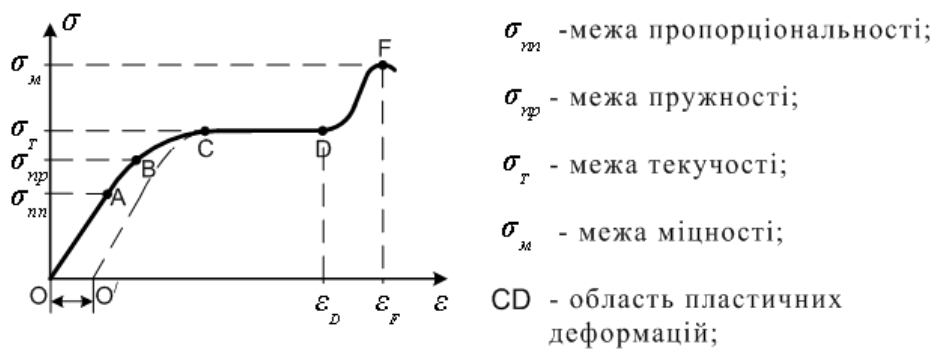


Рис. 5.32. Діаграма розтягу сталі

Закон Гука встановлює залежність між деформацією і механічною напругою аналітично. Цю залежність можна виразити наочно у вигляді графіка – діаграми розтягу (рис. 5.32).

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

де σ – нормальне напруження, МПа;

E – модуль пружності;

ϵ – відносне подовження зразка після розриву є показником пластичності.

Для маловуглецевих сталей – $\epsilon = 20 \div 25\%$; для високоміцних сталей – $\epsilon = 8 \div 10\%$.

При $\sigma_T/\sigma_M=0,6$ Ст3.

При $\sigma_T/\sigma_M=0,8$ високоміцні сталі.

Численні досліди показують, що при малих деформаціях напруження прямо пропорційно відносному подовженні (ділянка OA діаграми) – виконується закон Гука.

Експеримент показує, що малі деформації повністю зникають після зняття навантаження (спостерігається пружна деформація). При малих деформаціях виконується закон Гука. Максимальне напруження, при якому ще виконується закон Гука, називається **межею пропорційності** $\sigma_{пр}$. Він відповідає точці A діаграми.

Якщо продовжувати збільшувати навантаження при розтягуванні і перевершити межу пропорційності, то деформація стає нелінійною (лінія ABCDF). Проте, при невеликих нелінійних деформаціях після зняття навантаження форма і розміри тіла практично відновлюються (ділянка AB графіка). Максимальне напруження, при якому ще не виникають помітні залишкові деформації, називається **межею пружності** $\sigma_{пр}$. Він відповідає точці B діаграми. Межу пружності перевищує межа пропорційності не більше ніж на 0,33%. В більшості випадків їх можна вважати рівними.

Якщо зовнішнє навантаження таке, що в тілі виникає напруження, що перевищує межу пружності, то характер деформації міняється (ділянка BCDF). Після зняття навантаження зразок не приймає колишні розміри, а залишається деформованим, хоча і з меншим подовженням, чим при навантаженні (пластична деформація).

За межею пружності при деякому значенні напруження, відповідному точці D діаграми, подовження зростає практично без збільшення навантаження (ділянка CD діаграми майже горизонтальна).

Характер деформацій сталі під дією навантаження визначається сумісним деформуванням її складових частин (фериту та перліту). Перліт розміщується між зернами фериту у вигляді прошарків та окремих включень. На початкових стадіях завантаження пластичні деформації зерен фериту стримуються опором прошарків перліту. При напруженнях, що дорівнюють межі текучості, опір перліту долається. Відбувається загальний зсув. Це явище називається **текучістю матеріалу** і відповідно діаграмі з'являється ділянка текучості.

Не всі пластичні матеріали мають чітко визначену ділянку текучості: чим жорсткіша сталь, тим ця ділянка менша, а іноді її зовсім немає. Алюмінієві сплави також не мають ділянки текучості. У зв'язку з цим, для високоміцних сталей та алюмінієвих сплавів без ділянки текучості за межу текучості умовно приймають напруження $\sigma_{0,2}$, при якому залишкове відносне подовження чисельно становить не більше 0,2% (рис.5.33).

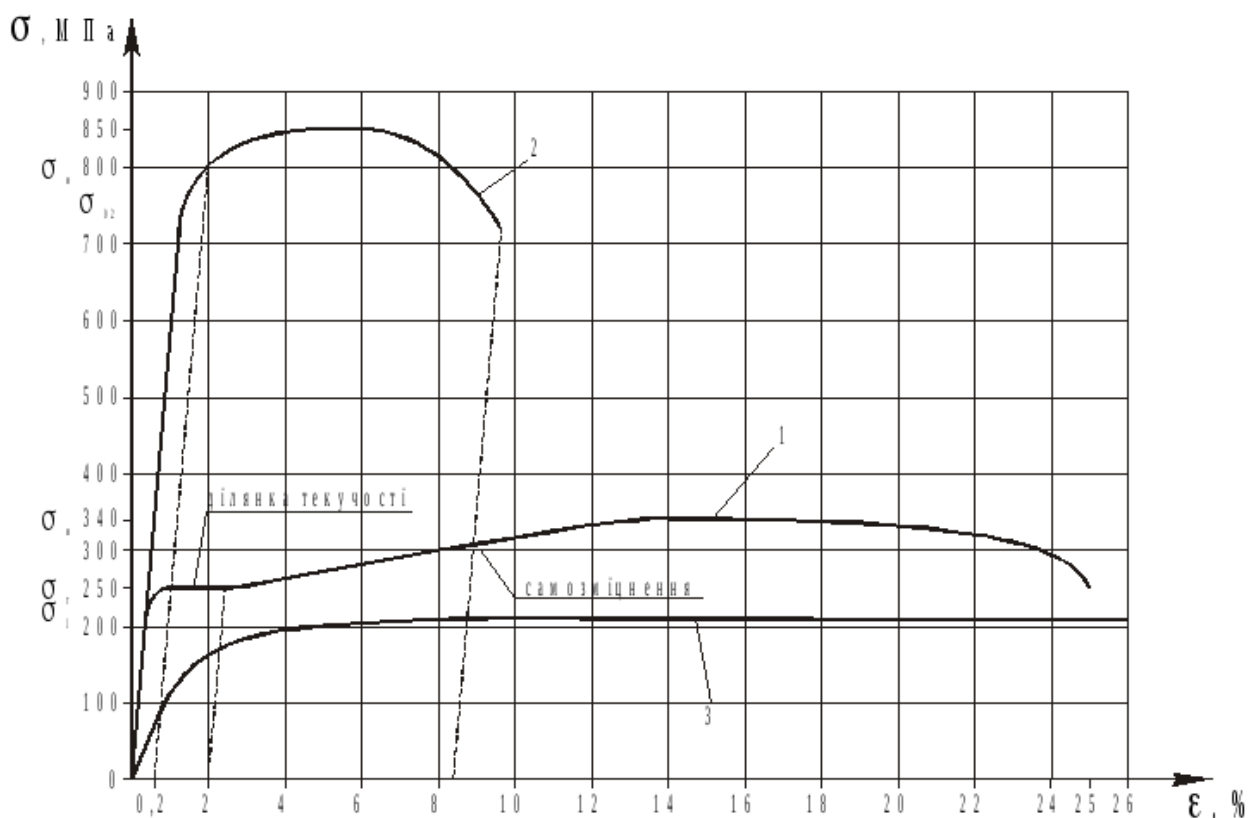


Рис. 5.33. Діаграма розтягу сталі: 1 – маловуглецеві сталі (сталі звичайної міцності); 2 – сталі високої міцності; 3 – полікристал заліза; σ_m – межа міцності (тимчасовий опір); σ_t – межа текучості; σ_1 – межа пропорційності; $\sigma_{0,2}$ – умовна межа текучості

У високоміцних сталей опір перлітових включень, легуючих елементів та їх сполук настільки великий, що ділянка текучості не виявляється. В цьому випадку відзначають умовну межу текучості σ_{02} .

Коли відносне видовження досягає певної величини (близько 2,5%), матеріал перестає текти і стає знову здатним чинити опір. При подальшому збільшенні навантаження напруження підвищується (від точки D), після чого в найменш міцній частині зразка з'являється звуження («шийка»). Діаграма розтягу стає криволінійною. Зі збільшенням навантаження при пластичних деформаціях зв'язок між частинами кристалів на площинах ковзання зменшується. Через зменшення площі перетину (точка F) для подальшого подовження. Відповідно до цього зменшується і модуль деформації, діаграма стає щораз пологішою, поки не буде досягнута межа міцності σ_m , потрібне менше напруження, але, врешті-решт, настає руйнування зразка. Найбільше напруження, яке витримує зразок без руйнування, називається **межею міцності**. Позначимо його σ_m (воно відповідає точці F діаграми). Його значення сильно залежить від природи матеріалу і його обробки.

При пластичних деформаціях маловуглецевих сталей на розтягнутих зразках помітна поява характерних ліній, які називаються *лініями текучості* або лініями Чернова-Людерса, що йдуть під кутом 45° до лінії розтягувальних зусиль. Напрямок їх збігається з напрямком найбільших дотичних напружень.

Руйнування буває **в'язке** (пластичне) – від зсуву; **крихке** – внаслідок відриву і **змішане**.

Дотичні напруження і пластичні деформації – причина в'язкого руйнування. Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до величини руйнівальних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви. У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних ґраток зерен при дуже незначних зсувах в окремих зернах.

5.8. Сортамент металопрокату

Сортамент – це науково обґрунтований перелік металевих профілів із зазначенням їх форми, розмірів та характеристик. Найбільш широко застосовуються прокатні та гнуті профілі. Прокатний метал ділиться на листовий та фасонний – куточки, швелери, двотаври, таври та труби. Гнуті профілі – куточки, швелери тощо.

Листова сталь (рис. 5.34) ділиться на товстолистову, тонколистову та універсальну. Товстолистову (товщина від 4 до 160 мм) використовують в листових конструкціях, а також як елементи складових конструкцій (пояси, стінки двотаврових балок та колон). Тонколистова сталь (товщина 0,5...4 мм) використовується для виготовлення гнутих профілів та огорожувальних конструкцій. Лист універсальної сталі (товщина 6...40 мм) має 4 рівні грані. При використанні цієї сталі у складових балках та колонах знижується трудомісткість виготовлення тому, що не потрібно різати та обробляти кромки.

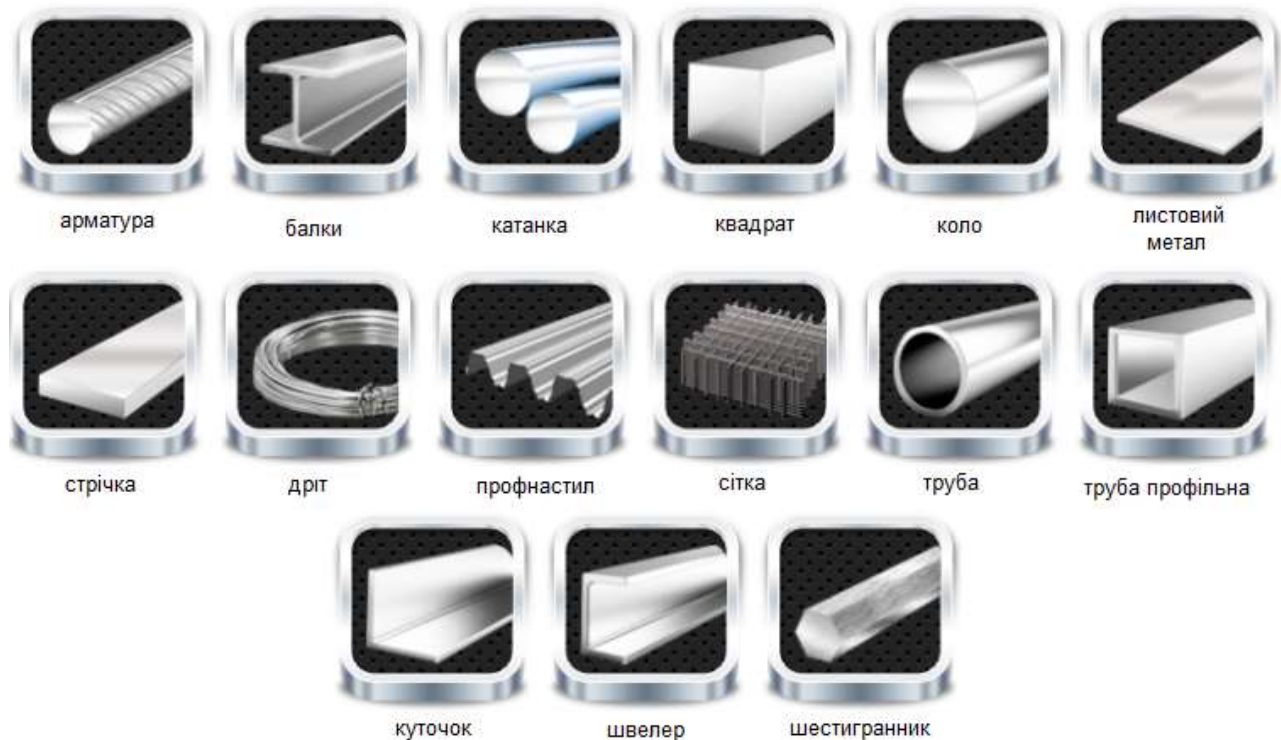


Рис. 5.34. Види та сортамент металопрокату

Кутова прокатна сталь буває рівнополочною та нерівнополочною (рис. 5.34).

Розміри полиць куточків варіюються від 50 до 250 мм, товщини від 5 до 30 мм. З кутової сталі частіше проектують ґратчасті конструкції та споруди: ферми, арки, висотні вежі та щогли.

Прокатні швелери (рис. 5.34) випускають від №5 до №40, причому номер швелера відповідає його висоті в сантиметрах. У будівництві швелер – це готова балка (прогон покриття), особливо вигідна у покриттях будівель з великим ухилом. Швелери також елементи перерізів складових балок, колон, зв'язків.

Двотаврові профілі бувають з ухилом внутрішніх граней полиць та з паралельними гранями (рис. 5.34). Перші частіше використовуються як балки. Такі двотаври (від 10 до 60) дозволяють перекривати прольоти до 4-6 м.

Двотаври з паралельними гранями полиць випускають трьох видів: балкові, широкополочні та колонні. Висота перерізу балкових і широкополочних профілів сягає 1 м. Такими потужними балками можна перекрити прольоти до 10 м.

Широкополочні та колонні двотаври – це також колони з невисокою трудомісткістю виготовлення.

Розрізанням двотаврів можна отримати таврові профілі, які використовуються як пояси ґратчастих конструкцій: ферм, рам, арок.

Трубчасті профілі бувають круглі, прямокутні та гнутозварні. Круглі труби (рис. 5.34), у свою чергу, поділяються на гарячодеформовані (безшовні) і зварні.

Труба – ідеальний профіль для колон та стиснутих стрижнів конструкцій. Зварні труби великих діаметрів ($D > 500$ мм) використовують для транспортування нафти та газу. Метал у поперечному перерізі труби рівновіддалений від центру ваги, що забезпечує великі моменти та радіуси інерції в головних площинах. Крім того, жорсткість при крученні у труби в десятки та сотні разів вищі ніж у будь-якого відкритого профілю (двотавр, швелер).

Використання круглих труб, наприклад, у фермах забезпечує економію сталі до 30%.

Труба також має високу корозійну стійкість за умови герметизації внутрішньої порожнини та володіє багатьма іншими перевагами. До недоліків круглої труби можна віднести її високу вартість порівняно з іншими профілями.

У сфері сортаменту та прокату сталевих виробів в Україні діє ціла низка ДСТУ (гармонізованих з EN/ISO) і ще використовуються деякі старі ГОСТ, якщо немає заміни.

Загальні стандарти сортаменту та прокату:

ДСТУ EN 10025-1:2019. Прокат гарячекатаний з конструкційних сталей. Загальні технічні умови.

ДСТУ EN 10025-2:2019. Прокат гарячекатаний з нелегованих конструкційних сталей (S235, S275, S355).

ДСТУ EN 10025-3:2019. Зварювані дрібнозернисті сталі нормалізованого прокату.

ДСТУ EN 10025-4:2019. Термомеханічно прокатані сталі.

ДСТУ EN 10025-5:2019. Атмосферостійкі сталі (COR-TEN).

ДСТУ EN 10025-6:2019. Сталі з високою межею плинності (до 960 МПа).

Сортамент профілів і балок:

ДСТУ 4484:2005. Прокат сталевий сортовий гарячекатаний. Сортамент.

ДСТУ 4485:2005. Балки двотаврові та широкополичкові.

ДСТУ 4486:2005. Швелери сталеві.

ДСТУ 4487:2005. Кутики сталеві рівнополичкові.

ДСТУ 4488:2005. Кутики сталеві нерівнополичкові.

ДСТУ 8541:2015. Профілі сталеві гнуті з тонколистового прокату.

Листи та плоский прокат:

ДСТУ EN 10051:2019. Прокат сталевий тонколистовий гарячекатаний у рулонах та листах.

ДСТУ EN 10111:2019. Листи з низьковуглецевої сталі для холодного формування.

ДСТУ EN 10130:2019. Холоднокатаний листовий прокат з низьковуглецевої сталі.

ДСТУ EN 10149-2:2019. Гарячекатаний плоский прокат з високою межею плинності для холодного формування.

Труби сталеві:

ДСТУ EN 10210-1:2017. Профілі сталеві порожнисті гарячекатані для будівельних конструкцій.

ДСТУ EN 10219-1:2017. Профілі сталеві порожнисті холодноформовані з нелегованих і дрібнозернистих сталей.

ДСТУ EN 10255:2017. Труби сталеві для різьбових з'єднань.

ДСТУ EN 10220:2017. Діаметри і товщина стінок сталевих труб.

Контрольні питання:

1. Які матеріали використовувалися для перших металевих конструкцій?
2. Коли і де був побудований перший чавунний міст?
3. Які недоліки чавуну призвели до його заміни сталлю?
4. Які споруди XIX ст. вважаються символами металевої архітектури?
5. Які фактори зумовили швидкий розвиток сталевих конструкцій у XX ст.?
6. Які українські ДБН і ДСТУ регламентують проектування сталевих конструкцій?
7. Що таке Єврокоди (Eurocodes) і яка їх роль у будівництві?
8. Який документ регулює застосування сталей у будівництві за EN?
9. Яка різниця між національними додатками до Єврокодів і базовими нормами EN?
10. Чим відрізняються сучасні ДСТУ від застарілих ГОСТів?
11. Де найчастіше застосовуються металеві конструкції?

12. Чим відрізняється застосування сталі у промисловому й цивільному будівництві?
13. Які особливості застосування металу у мостобудуванні?
14. Чому металеві конструкції часто використовують у спортивних та виставкових спорудах?
15. Які галузі будівництва неможливі без металоконструкцій?
16. Які технічні досягнення визначили розвиток металевих конструкцій у ХХ ст.?
17. Яке значення мало впровадження електрозварювання?
18. Які нові просторові системи металоконструкцій з'явилися у середині ХХ ст.?
19. Як вплинула поява високоміцних сталей на архітектуру та інженерію?
20. Які сучасні тенденції розвитку металоконструкцій у ХХІ ст.?
21. Які основні переваги металевих конструкцій порівняно з залізобетонними?
22. Які недоліки металевих конструкцій обмежують їх застосування?
23. Як впливає маса конструкцій на вибір матеріалу?
24. Чому металеві конструкції широко застосовуються в багатоповерховому будівництві?
25. Які заходи дозволяють подолати корозійну небезпеку сталі?
26. Які марки сталей найчастіше використовують у будівництві?
27. Які вимоги до сталі для зварних конструкцій?
28. Що таке сортамент металопрокату?
29. Які основні групи прокату застосовуються у будівництві?
30. Які ДСТУ/EN регламентують сортамент прокату в Україні?

ТЕМА 6. ВПЛИВ РІЗНИХ ФАКТОРІВ НА РОБОТУ СТАЛІ

План:

- 6.1. Робота сталі в умовах складного напруженого стану
- 6.2. Концентратори напружень
- 6.3. Робота матеріалу при повторних і змінних навантаженнях
- 6.4. Вплив початкових напружень
- 6.5. Вплив навколишнього середовища
- 6.6. Заходи щодо захисту металевих конструкцій від корозії

6.1. Робота сталі в умовах складного напруженого стану

Дійсний напружений стан навіть у простіших конструкціях досить складне. Напруження залежно від виду поділяються на **основні, додаткові, місцеві та початкові**.

Основне напруження – це напруження, що розвивається всередині елемента конструкції в результаті врівноваження впливу зовнішніх навантажень. Вони визначаються розрахунком по зусиллям, встановленим для прийнятої ідеалізованої розрахункової схеми без урахування місцевих, додаткових та внутрішніх напружень. Штучно створювані попередні напруження також належать до основних.

Додаткове напруження – напруження, що виникає в результаті додаткових зв'язків відносно до прийнятої ідеалізованої схеми (наприклад, затискання елементів у вузлах ферм). Ці напруження не впливають на рівновагу системи в цілому і в конструкціях з пластичних матеріалів здебільшого не враховуються.

До **місцевих напружень** належать напруження в місцях застосування зосереджених навантажень, в місцях спірання інших конструкцій, під котками мостових кранів в підкранових балках, в місцях кріплення допоміжних елементів. У місцях із різкою зміною перерізу, наявністю отворів, тріщин виникає місцева концентрація напруження. Концентрація напружень при нормальній температурі та статичних впливах розрахунком не враховується. При

знижених температурах і, особливо, під вплив динамічних навантажень концентрація напружень враховується розрахунком.

Початковими (внутрішніми) напруженнями називаються напруження, які є в ненавантаженому зовнішнім навантаженням елементі і які з'явилися в ньому в результаті нерівномірного остигання після прокатки та сварки або в результаті попередньої роботи елемента та його пластичної деформації. Початкова (внутрішні) напруження не впливають на міцність елемента, оскільки результуючі напруження вирівнюються при розвитку пластичних деформацій. Початкове напруження в пластичних будівельних сталях при розрахунках не враховується.

У разі **складного напруженого стану** (наприклад, плоского напруженого стану, коли зразок розтягується у двох напрямках, або при спільній дії нормальних і дотичних напружень при згині) перехід у пластичний стан, зазвичай, виражають через наведене напруження $\sigma_{\text{ред}}$, прирівнюючи її межі плинності $R_{\text{уп}}$, знайденій при простому розтягу.

У випадку складного напруженого стану роботу металу прийнято оцінювати через приведені напруження, обчислені за енергетичною теорією

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_x\sigma_z + \sigma_y\sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)},$$

де σ_i , τ_{ij} – відповідно нормальні та дотичні напруження.

Вид напруженого стану впливає на механічні характеристики металу.

Діаграми деформування сталі при різних напружених станах наведено на рис. 6.1.

Однозначні плоский і об'ємний напружені стани (криві 3, 4) значно знижують відносне подовження металу, але підвищують характеристику міцності.

Напруження різних знаків сприяють розвитку пластичних деформацій (крива 2), але погіршують характеристики міцності. Таким чином, можна сказати, що складний напружений стан завжди погіршує експлуатаційні якості

металу. У першому випадку підвищується крихкість металу, у другому – знижується його міцність.

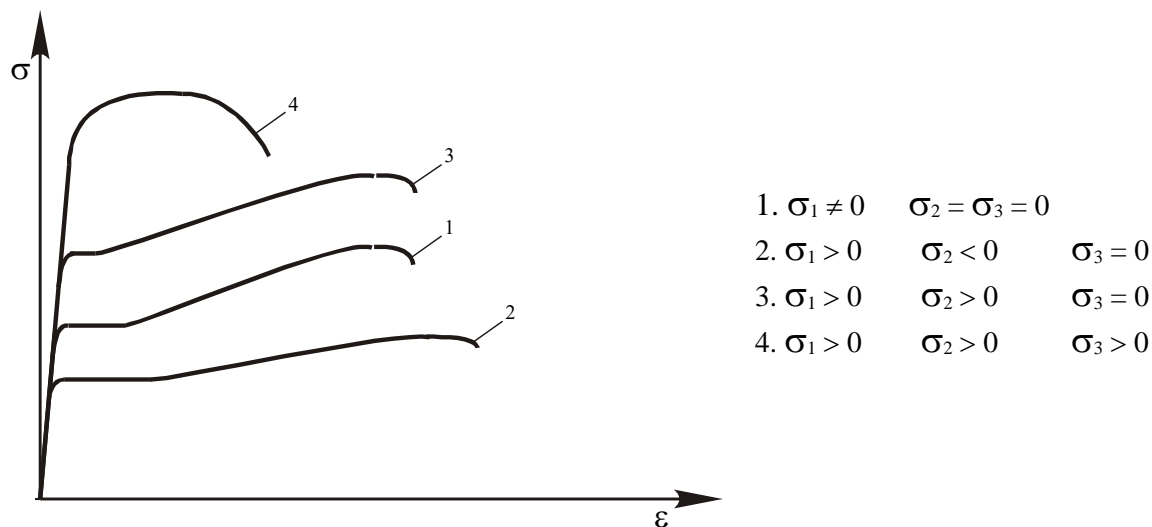


Рис. 6.1. Діаграми деформування сталі при різних напружених станах.

У випадку простого згину при дії нормальних і дотичних напружень (наприклад, у балці) приведені напруження обчислюються

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{x,y}^2} = R_{yn},$$

де

$$\sigma_{red} = \frac{M_x}{W_x}; \quad \tau_{x,y} = \frac{Q \cdot S}{J_x \cdot t}.$$

З цієї формули можна отримати умову текучості для максимально можливих значень дотичних напружень при чистому зсуві, тобто коли $\sigma_x=0$

$$\tau_T = \frac{R_{yn}}{\sqrt{3}} = 0,577R_{yn} \approx 0,58R_{yn}.$$

Для плоского напруженого стану, наприклад, у вирізаному елементі оболонки, де нормальні напруження σ_x та σ_y розвиваються у двох взаємно перпендикулярних напрямках ($\sigma_z=0$):

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y} = R_{yn}.$$

Через головні напруження $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$\sigma_{\varphi} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)}$$

6.2. Концентратори напружень

Якщо в напруженому елементі є отвори, виточки, місцеві звуження, різкий перехід від одного перерізу до іншого, то силовий потік усередині елемента в цих місцях згущуватиметься і викривлятиметься, обминаючи перешкоди. Напруження у цих місцях будуть розподілені нерівномірно; величина найбільших пікових напружень буде значно більша за середнє, рівномірно розподілене напруження.

Головне напруження σ на викривленій траєкторії може бути розкладена на два взаємно перпендикулярні напрямки σ_x і σ_y , тому криволінійним траєкторіям завжди відповідає складний напружений стан – площинний чи об'ємний. При складному напруженому стані у разі однозначного напруження збільшуються межі текучості R_{yn} та міцності $R_{mн}$ і сильно зменшується відносне подовження ε , матеріал працює більш крихко. Чим гостріший надріз або виточення, тим більше пікові напруження та викривлення силового потоку, а також тенденція переходу сталі в крихкий стан.

Фактори, що викликають викривлення плавного силового потоку (отвори, щілини, надрізи, потовщення) називають **концентраторами напружень**, біля таких місць відбувається **концентрація напружень** (рис. 6.2). Відношення максимального напруження в місці концентрації до умовного, рівномірно розподіленого в даному перерізі напруження називається **коефіцієнтом концентрації**. Коефіцієнт концентрації у круглих отворів і напівкруглих виточок дорівнює 2-3, у гострих щілин і надрізів він значно вищий.

Велика кількість руйнувань металевих конструкцій пов'язана з явищем концентрації напруження та переходом сталі в крихкий стан. Визначити розрахунком величину напруження біля вогнищ концентрації надзвичайно важко. Тому щоб запобігти руйнуванню від концентрації напружень і перехід сталі в крихкий стан, необхідні конструктивні заходи, що забезпечують плавний розподіл силового потоку.

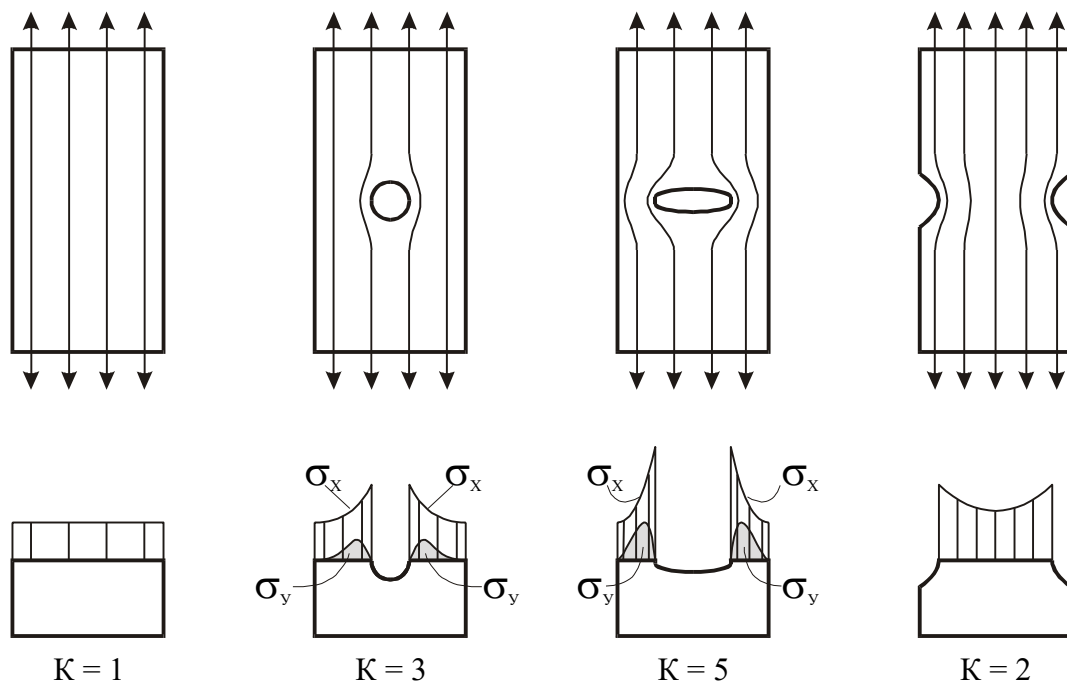


Рис. 6.2. Траєкторії головних напружень та їх концентрація в місцях зміни перерізу.

Концентрація напружень не дуже впливає на міцність при статичних навантаженнях.

При динамічних навантаженнях, низьких температурах, пластичних деформаціях, які виникають у процесі холодного оброблення металу, концентратори значно знижують пластичність сталі.

6.3. Робота матеріалу при повторних і змінних навантаженнях

Навантаження і розвантаження металу в межах пружності не викликає змін в роботі металу. Графіки деформацій є прямолінійними та співпадають. Коли ж сталь довести до пластичних деформацій і розвантажити, то діаграма розвантаження піде паралельно до лінії деформацій (рис. 6.3).

Діаграма повторного завантаження піде паралельно лінії пружних деформацій і далі за діаграмою одноразового навантаження. Якщо розглянути лише діаграму повторного завантаження, то можна зазначити, що деформаційність металу зменшилася ($\epsilon - \epsilon_1 < \epsilon$), і умовна межа текучості зросла до рівня σ_1 , досягнутого при першому завантаженні. Це явище називається **наклепом металу**. Використовується для підвищення міцнісних показників сталеві арматури залізобетонних конструкцій.

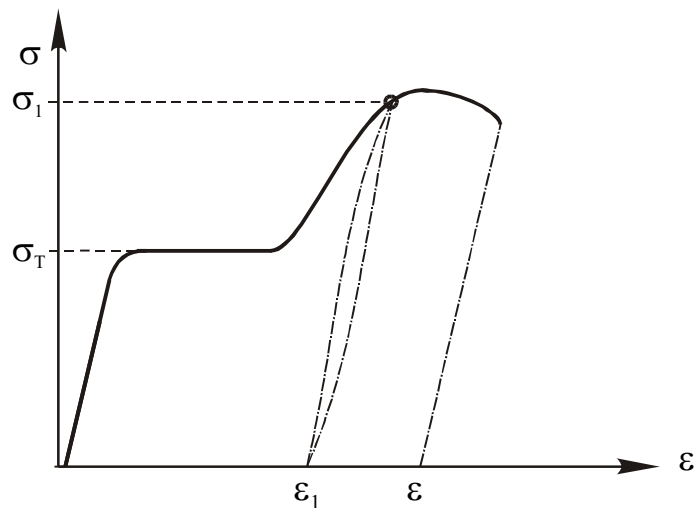


Рис. 6.3. Діаграма деформування сталі з розвантаженням

Наклеп спостерігається при всіх видах холодного оброблення, пов'язаного з пластичним деформуванням металу (різання, гнуття, пробивання отворів).

У металах, які не мають достатнього запасу пластичних деформацій, наклеп може призводити до крихкого руйнування.

Багаторазові повторні завантаження до рівня напружень, вищих за межу пропорційності, але менших за межу міцності, зумовлюють накопичення пластичних деформацій (рис. 6.4) і руйнування металу внаслідок вичерпання запасу деформаційності.

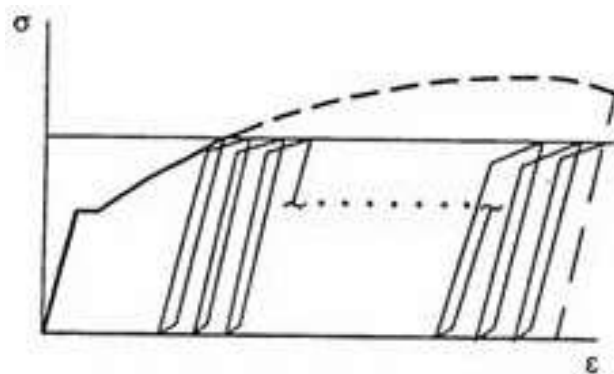


Рис. 6.4. Діаграма деформування при повторних навантаженнях

Втомою металу називається руйнування його під дією багаторазово повтореного знакозмінного або змінного навантаження при значеннях напружень нижче тимчасового опору. Здатність металу чинити опір такому руйнуванню називається **витривалістю**, а напруження, при якому метал руйнується – **вібраційною** або

втомною міцністю $\sigma_{вб}$. При цьому істотне значення має, нижче або вище межі текучості $R_{уп}$ максимальна напруга при навантаженнях, що повторюються. У першому випадку, при пружних деформаціях, руйнування настає при циклах навантаження в кілька сотень тисяч або мільйонів разів. У другому випадку, при пружнопластичних деформаціях, через наявність залишкових деформацій руйнування відбувається при меншій кількості циклів навантаження, що вимірюється одиницями або сотнями (наприклад, руйнування дроту при багаторазових великих перегибах), і називається **пружнопластичною малоцикловою втомою** (рис. 6.5). Вібраційна міцність $\sigma_{вб}$ неоднакова для різних марок сталей. Для однієї й тієї ж марки сталі вібраційна $\sigma_{вб}$ міцність залежить від характеру циклів навантаження та їх кількості. Характер циклу визначається ставленням найменших за абсолютною величиною напружень до найбільших $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$.

Найбільше напруження, при якому матеріал може витримувати практично необмежено велику кількість циклів навантаження при даному коефіцієнті асиметрії ρ називається **межею витривалості** або **межею втоми $\sigma_{вб}^H$** .

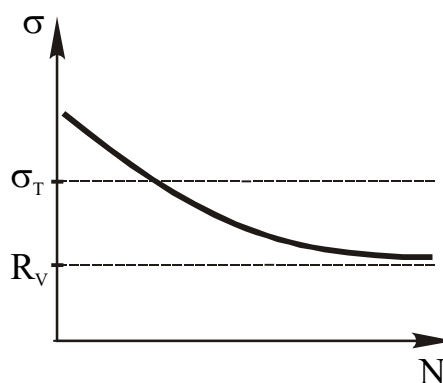


Рис. 6.5. Зміна втомної міцності сталі залежно від кількості циклів завантаження N .

Для сталі крива втомної міцності асимптотично наближається до деякого граничного значення R_v — **опору сталі втомі**.

Опору сталі втомі відповідає кількість циклів 10^7 . Випробування роблять на базі 2×10^6 циклів. На втомну міцність впливають: наявність концентраторів; температура;

технологічні фактори, пов'язані з особливостями виготовлення конструкцій; характер завантаження (стиск чи розтяг); значення коефіцієнта асиметрії циклу (рис. 6.6)

$$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}, \quad -1 < \rho < 1$$

R_v – змінюється від 145 МПа до 27 МПа.

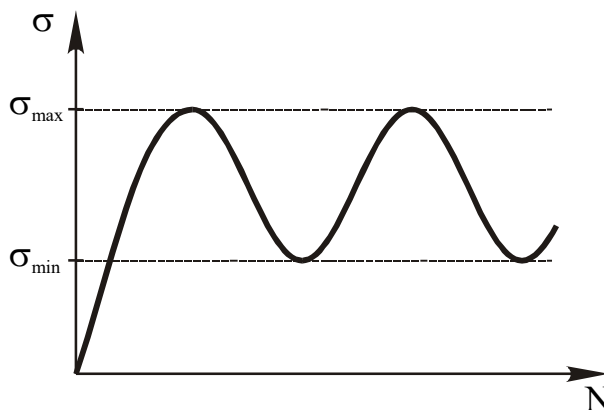


Рис. 6.6. Характеристика асиметрії навантаження

Руйнування металу від втоми відбувається у такій послідовності: біля дефектів кристалічної ґратки, порушень структури, концентраторів з'являються мікротріщини. Мікротріщини є дуже гострими концентраторами. Концентрації напружень біля них призводять до розростання мікротріщин у макротріщини. При дальших циклах завантаження ріст тріщин відбувається до руйнування.

Концентратори напружень дуже негативно впливають на втомну міцність металу. Тому при конструюванні металевих конструкцій необхідно уникати концентраторів всіма можливими способами.

При розрахунку металоконструкцій втома металу враховується зниженням розрахункового опору сталі, множенням на коефіцієнт $\gamma \leq 1$, значення якого залежить від розглянутих факторів і наводиться в нормах проектування або визначається за формулами. При проектуванні металевих конструкцій, що піддаються впливу багаторазово діючих рухомих або вібраційних навантажень (підкранових балок, бункерних і розвантажувальних естакад, конструкцій під мотори, верстати тощо) особливу увагу слід приділяти розробці конструктивних рішень, що викликають найменшу концентрацію напружень, отворів, вирізів тощо.

6.4. Вплив початкових напружень

Після виготовлення конструкції в її перерізах ще до завантаження переважно діють початкові напруження, що є наслідком попередніх деформацій. Вони називаються **початковими**, або **власними**, **внутрішніми**, **залишковими** тощо. Ці напруження завжди внутрішньо зрівноважені, а тому їх епюри двозначні. Причини виникнення початкових напружень найрізноманітніші, але найчастіше вони температурного походження – нерівномірне охолодження після прокатування (рис. 6.7, а), нерівномірне нагрівання та охолодження при зварюванні (рис. 6.7, б) тощо.

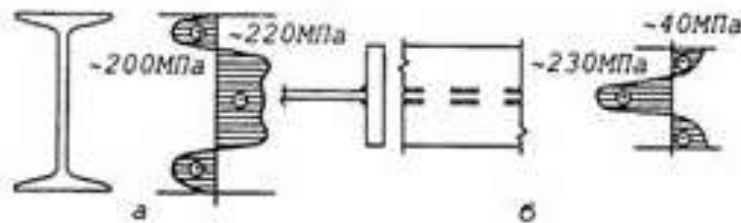


Рис. 6.7. Власні напруження в прокатних (а) і зварних (б) елементах

Під час завантаження на поле початкових напружень накладаються напруження від силових впливів. Тому сумарні епюри напружень можуть суттєво відрізнитися від отриманих внаслідок розрахунку. При несприятливому розподілі напружень спостерігається більш ранній перехід у стадію пластичності, а при наявності плоского чи об'ємного напруженого стану – схильність до крихкого руйнування.

Зменшити початкові напруження можна, створивши умови для рівномірної зміни температури у всьому перерізі елемента або повторним нагріванням до температури, що перевищує межу фазових перетворень, і рівномірним охолодженням. Обмежити або зняти початкові напруження можна також шляхом пластичного деформування елемента. Але при цьому матеріал стає крихкішим, оскільки частина пластичних деформацій реалізується у процесі деформування.

6.5. Вплив навколишнього середовища

Навколишнє середовище значно впливає на міцність, довговічність і надійність сталевих конструкцій. Під дією різних кліматичних, фізико-хімічних та механічних факторів сталь може втрачати свої властивості, що необхідно враховувати при проектуванні та експлуатації.

Основні фактори впливу середовища на сталь:

1. При атмосферній корозії відбувається руйнування сталі при дії вологи, кисню, забруднень (SO_2 , CO_2 , солей). Ґрунтова корозія відбувається у вологих та агресивних ґрунтах (з високим вмістом солей, органіки). Водна корозія перебігає на межі контакту із прісною чи морською водою. При роботі металевих конструкцій під впливом агресивних хімічних речовин – кислот, лугів, промислових викидів тощо відбувається хімічна корозія. Результатом мікробіологічної корозії у ґрунтах і воді є розмноження бактерій, які у процесі своєї життєдіяльності виділяють сірководень).

У наслідку дії різних видів корозії на металеві конструкції відбувається зменшення перерізу елементів, утворення тріщин, зниження міцності.

2. Високі температури ($> 400\text{ }^\circ\text{C}$) призводять до зниження межі плинності та міцності, відбувається втрата жорсткості. При низьких температурах ($< -20\dots-40\text{ }^\circ\text{C}$) зростає крихкість, знижується ударна в'язкість (перехід у крихкий стан).

Циклічні коливання (нагрів–охолодження) викликають термічні напруження, втому матеріалу.

3. Механічні та експлуатаційні фактори:

– втома сталі при багаторазових навантаженнях (міст, кранові конструкції, вітрові вежі).

– абразивне зношування (елементи, що контактують із сипучими матеріалами, піском, пилом).

– вібрації – викликають додаткові динамічні напруження, можуть прискорювати утворення тріщин.

Для захисту сталі від впливу корозійних процесів застосовують конструкції з атмосферостійких сталей (COR-TEN, S355W); у якості вторинного захисту лакофарбові покриття, цинкове покриття (оцинковка), гальванізацію; катодний захист (анодні протектори, електрохімічний захист).

Для зменшення температурного впливу застосовують вогнезахисні фарби та обмазки, теплоізоляцію; проектують конструкції зі сталей з підвищеною в'язкістю для холодних регіонів.

Для захисту від втоми та динаміки необхідний підбір відповідних сталей із високою ударною в'язкістю; уникання концентрацій напружень (гладкі переходи, якісне зварювання).

У табл. 6.1 наведено вплив навколишнього середовища на роботу сталі та заходи захисту.

Таблиця 6.1

Вплив навколишнього середовища на роботу сталі та заходи захисту

| Фактор середовища | Вплив на сталь | Наслідки для конструкцій | Заходи захисту |
|--|---|---|---|
| Атмосферна корозія (волога, кисень, забруднення) | Окислення, утворення іржі | Зменшення перерізу, ослаблення міцності | Фарбування, оцинковка, атмосферостійкі сталі (COR-TEN) |
| Ґрунтова корозія (солі, органіка, вологість) | Електрохімічна корозія | Прискорене руйнування підземних елементів | Ізоляційні покриття, катодний захист |
| Водна корозія (прісна, морська вода) | Розчинення та пітинг | Руйнування гідротехнічних споруд | Оцинковка, анодний захист, нержавіючі сталі |
| Хімічне середовище (кислоти, луги, SO ₂ , CO ₂) | Інтенсивна корозія | Розтріскування, швидке зношування | Спецпокриття, застосування легованих і нержавіючих сталей |
| Високі температури (>400 °C) | Зменшення межі міцності й плинності | Втрата несучої здатності при пожежі | Вогнезахисні фарби, обмазки, теплоізоляція |
| Низькі температури (<-20 °C) | Зниження ударної в'язкості (крихкість) | Раптове крихке руйнування | Використання холодостійких сталей (09Г2С, S355NL) |
| Циклічні навантаження (втома) | Утворення мікротріщин | Втомне руйнування мостів, кранів | Якісне зварювання, уникання концентраторів напружень |
| Вібрації, динаміка | Підвищені напруження | Швидше виникнення тріщин | Демпфери, посилені вузли, спеціальні сталі |
| Абразивне середовище (пісок, сипучі матеріали) | Зношування поверхні | Тоншання елементів | Тверді покриття, наплавлення зносостійких шарів |
| Мікробіологічна корозія (бактерії в ґрунті та воді) | Виділення H ₂ S, локальні осередки | Руйнування підземних і підводних споруд | Анодний захист, спецпокриття, моніторинг стану |

Робота сталі та конструкцій з неї значною мірою залежить від умов експлуатації. При проектуванні слід враховувати корозійну агресивність середовища, температурні режими та характер навантаження, а також застосовувати захисні заходи для забезпечення довговічності конструкцій.

6.6. Заходи щодо захисту металевих конструкцій від корозії

Захист металоконструкцій від корозії здійснюється або зниженням агресивної дії осередку, або ізолюванням металу від неї.

I метод – зниження агресивної дії осередку – ефективний при умові, якщо середовище замкнуте і ізольоване. Зниження агресивності середовища можна досягти завдяки винесенням із приміщення деяких технологічних процесів, герметизації обладнання, улаштування витяжної вентиляції приміщення, зниження вологості запобігти перетворенню твердих і сухих реагентів, які в такому стані не є безпечними, в агресивні розчини.

II метод – ізоляція металу від середовища, дуже поширений не тільки в атмосферних умовах, але й в заглиблених спорудах. Залежно від засобів і ізоляції він охоплює ряд способів, і характерні тим, що після його здійснення шар ізоляції повинен бути міцним і надійним, кислотолугостійким.

В будівельній практиці захист будівельних конструкцій в атмосферних умовах виконують наступними методами:

1. Нанесення лакофарбових матеріалів – нанесення на поверхню сталі спеціальних ґрунтовок, емалей і фарб, які утворюють захисну плівку та ізолюють від вологи, кисню та агресивних речовин (наприклад, фарбування мостових конструкцій, промислових цехів, зовнішніх металевих каркасів).

2. Металізація (напилення металів): нанесення тонкого шару іншого металу (цинк, алюміній, свинець) на поверхню сталі, який забезпечує катодний захист (наприклад, опори ЛЕП, резервуари, трубопроводи, мостові конструкції).

3. Футировка – облицювання сталевих поверхонь листовими матеріалами (кислотостійка кераміка, плитка, пластик, нержавіюча сталь) для створення

бар'єра, стійкого до агресивних середовищ (кислоти, луги, волога) (наприклад, внутрішні поверхні резервуарів, бункери, газоходи, димові труби).

4. Гумування – покриття металу шарами спеціальної технічної гуми або гумових листів, яке є еластичним бар'єром, стійким до кислот, лугів і води (наприклад, захист внутрішніх поверхонь трубопроводів, баків, хімічного обладнання).

5. Газополум'яне напилення – нанесення порошкових металів або сплавів на поверхню сталі за допомогою газополум'яного пальника, в результаті чого на поверхні утворюється тонкий, міцний і стійкий до корозії шар металу (наприклад, покриття антенних щогл, ферм, мостових елементів, гідротехнічних споруд).

6. Комбіновані, поєднання кількох способів захисту, наприклад: футировка + лакофарбове покриття; металізація + фарбування; рулонні та плівкові матеріали у поєднанні з ґрунтовками. В результаті отримуємо багатошарову систему захисту забезпечує подвійний бар'єр (механічний і хімічний) (захист стратегічних споруд – мостів, нафто- й газопроводів, об'єктів енергетики).

Вибір методу захисту залежить від:

- типу конструкції (зовнішня чи внутрішня, наземна чи підземна),
- умов експлуатації (атмосферні, морські, промислові середовища),
- бюджету та довговічності, яку необхідно забезпечити.

Контрольні питання:

1. Що таке простий і складний напружений стан сталі?
2. Які існують критерії міцності сталі при складному напруженому стані?
3. Чим відрізняється поведінка сталі при стиску, розтягу та кручення?
4. Наведіть приклади будівельних елементів, що працюють у складному напруженому стані.
5. Що таке концентратор напружень?
6. Які основні типи концентраторів напружень у сталевих конструкціях?

7. Як впливає наявність отворів, різких переходів і швів на міцність сталі?
8. Що таке коефіцієнт концентрації напружень і як його визначають?
9. Які заходи застосовуються для зменшення впливу концентраторів?
10. Що таке втома сталі?
11. Як проявляється втомне руйнування у конструкціях?
12. Які фактори впливають на втомну міцність сталі?
13. Які конструктивні заходи підвищують опір сталі втомі?
14. Які види початкових (залишкових) напружень існують у сталевих конструкціях?
15. Як залишкові напруження виникають у процесі виробництва (прокатка, зварювання, згинання)?
16. Якими методами можна зменшити або зняти залишкові напруження?
17. Наведіть приклади конструкцій, де вплив залишкових напружень особливо значний.
18. Які основні види корозії сталі ви знаєте?
19. Як впливають низькі й високі температури на роботу сталі?
20. Що таке мікробіологічна корозія та де вона проявляється?
21. Як циклічні зміни температури впливають на роботу металу?
22. Які фактори середовища найбільш небезпечні для сталевих конструкцій?
23. Які основні методи захисту сталі від корозії застосовуються в будівництві?
24. У чому полягає принцип катодного захисту?
25. Які переваги та недоліки мають лакофарбові покриття?
26. Що таке металізація і які її переваги над фарбуванням?
27. Що таке комбіновані методи захисту і де вони застосовуються?

ТЕМА 7. РОБОТА ТА РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

План:

- 7.1. Розрахункові опори сталі
- 7.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску
- 7.3. Граничні стани і розрахунок елементів при згині
- 7.4. Розрахунок позацентрово навантажених елементів
- 7.5. Загальна стійкість згинальних і позацентрово-стиснутих елементів
 - 7.5.1. Загальна стійкість зігнутих елементів суцільного перерізу
 - 7.5.2. Загальна стійкість позацентрово-стиснутих елементів

7.1. Розрахункові опори сталі

Основними показниками опору металу силовим впливам є характеристичні опори R_{yp} та R_{un} , встановлені відповідно до границі текучості σ_y і тимчасового опору σ_u з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю із забезпеченістю не менше 0,95 (бракувальні характеристики металу відповідає мінімальному значенню σ_y або σ_u). Ці значення регламентуються [5].

Механічні властивості металу перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань і тому у конструкції може потрапити метал з фактичними властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Механічні характеристики сталі контролюють при осьовому розтягу на малих стандартних зразках. На практиці матеріал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах, Окрім цього, металопрокатні вироби можуть мати відхилення розмірів перерізу від номінальних розмірів. Вплив цих несприятливих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m (із забезпеченістю значень

розрахункових опорів не менше 0,998). Розрахунковий опір визначають шляхом розділення нормативного опору на коефіцієнтом γ_m :

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}.$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу.

Наприклад, характеристики для вуглецевих сталей звичайної та підвищеної міцності, які тривалий час випускають за добре опрацьованою технологією, визначаються достатньою стабільністю і тому прийнято такі значення коефіцієнта γ_m : для класів міцності прокату сталі С235-С500; С620 $\gamma_m = 1,025$, а для класів С 590 та С 590К – $\gamma_m = 1,1$.

Значення розрахункового опору за границею текучості R_{yn} або границею міцності R_{un} приймають залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за границею текучості, оскільки при перевищенні напруженнями межі текучості в елементах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються значні переміщення, а стиснуті елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки, тросові конструкції, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за границею міцності. У цих випадках вводять додатковий коефіцієнт $\gamma_u = 1,3$.

Числові значення нормативних R_{yn} , R_{un} і розрахункових R_y , R_u опорів при розтягу, стиску і згині для листового, широкосмугового універсального і фасонного прокату наведені у табл. 7.1.

Характеристичні і розрахункові опори сталі при розтягу, стиску і згині (за
ДБН В.2.6-198:2014)

| Клас міцності прокату сталі | Товщина прокату ¹⁾ , мм | Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату | | | | Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату | | | |
|--------------------------------------|---------------------------------------|--|----------|-----------|----------|---|-------|-----------|-------|
| | | листового, широкосмугового універсального | | фасонного | | листового, широкосмугово го універсального | | фасонного | |
| | | R_{yn} | R_{im} | R_{yn} | R_{im} | R_y | R_u | R_y | R_u |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| С235 | від 2 до 20 | 235 | 360 | 235 | 360 | 230 | 350 | 230 | 350 |
| | понад 20 до 40 | 225 | 360 | 225 | 360 | 220 | 350 | 220 | 350 |
| | понад 40 до 100 | 215 | 360 | - | - | 210 | 350 | - | - |
| | понад 100 | 195 | 360 | - | - | 190 | 350 | - | - |
| С245 | від 2 до 20 | 245 | 370 | 245 | 370 | 240 | 360 | 240 | 360 |
| | понад 2 до 30 | - | - | 235 | 370 | - | - | 230 | 360 |
| С255 | від 2 до 3,9 | 255 | 380 | - | - | 250 | 370 | - | - |
| | від 4 до 10 | 245 | 370 | 255 | 380 | 240 | 360 | 250 | 370 |
| | понад 10 до 20 | 245 | 370 | 245 | 370 | 240 | 360 | 240 | 360 |
| | понад 20 до 40 | 235 | 370 | 235 | 370 | 230 | 360 | 230 | 360 |
| С275 | від 2 до 10 | 275 | 380 | 275 | 390 | 270 | 370 | 270 | 380 |
| | понад 10 до 20 | 265 | 370 | 275 | 380 | 260 | 360 | 270 | 370 |
| С285 | від 2 до 3,9 | 285 | 390 | - | - | 280 | 380 | - | - |
| | від 4 до 10 | 275 | 390 | 285 | 400 | 270 | 380 | 280 | 390 |
| | понад 10 до 20 | 265 | 380 | 275 | 390 | 260 | 370 | 270 | 380 |
| 295 | до 100 | 295 | 430 | 295 | 430 | 285 | 420 | 285 | 420 |
| С325 | понад 10 до 20 | 325 | 470 | 325 | 470 | 315 | 460 | 315 | 460 |
| | понад 20 до 40 | 305 | 460 | 305 | 460 | 300 | 450 | 300 | 450 |
| | понад 40 до 60 | 285 | 450 | - | - | 280 | 440 | - | - |
| | понад 60 до 80 | 275 | 440 | - | - | 270 | 430 | - | - |
| | понад 80 до 100 | 265 | 430 | - | - | 260 | 420 | - | - |
| С345 | від 2 до 10 | 345 | 490 | 345 | 490 | 335 | 480 | 335 | 480 |
| | понад 10 до 20 | 325 | 470 | 325 | 470 | 315 | 460 | 315 | 460 |
| | понад 20 до 40 | 305 | 460 | 305 | 460 | 300 | 450 | 300 | 450 |
| С345К | від 4 до 10 | 345 | 470 | 345 | 470 | 335 | 460 | 335 | 460 |
| С355 | від 8 до 50 | 355 | 450 | - | - | 350 | 440 | - | - |
| С375 | від 2 до 10 | 375 | 510 | 375 | 510 | 365 | 500 | 365 | 500 |
| | понад 10 до 20 | 355 | 490 | 355 | 490 | 345 | 480 | 345 | 480 |
| | понад 20 до 40 | 335 | 480 | 335 | 480 | 325 | 470 | 325 | 470 |
| С390 | від 4 до 50 | 390 | 540 | - | - | 380 | 530 | - | - |
| С390К | від 4 до 30 | 390 | 540 | - | - | 380 | 530 | - | - |
| С420 | від 4 до 16 | 420 | 540 | - | - | 410 | 530 | - | - |
| | Від 16 до 40 | 400 | 530 | - | - | 390 | 515 | - | - |
| | від 40 до 63 | 390 | 530 | - | - | 380 | 515 | - | - |
| | від 63 до 80 | 370 | 520 | - | - | 360 | 505 | - | - |
| С440 | від 4 до 30 | 440 | 590 | - | - | 430 | 575 | - | - |

| | | | | | | | | | |
|--|----------------|-----|------|---|---|-----|------|---|---|
| | понад 30 до 50 | 410 | 570 | - | - | 400 | 555 | - | - |
| С460 | від 4 до 16 | 460 | 570 | - | - | 445 | 555 | - | - |
| | від 16 до 40 | 440 | 560 | - | - | 430 | 545 | - | - |
| | від 40 до 63 | 430 | 560 | - | - | 420 | 545 | - | - |
| | Від 63 до 80 | 410 | 540 | - | - | 400 | 530 | - | - |
| С490 | від 8 до 50 | 490 | 590 | - | - | 475 | 575 | - | - |
| С500 | від 3 до 50 | 500 | 590- | - | - | 485 | 575- | - | - |
| | від 50 до 100 | 480 | 770 | - | - | 465 | 750 | - | - |
| С590 | від 10 до 36 | 590 | 685 | - | - | 540 | 617 | - | - |
| С590К | від 10 до 40 | 590 | 685 | - | - | 540 | 617 | - | - |
| С620 | від 3 до 50 | 620 | 700- | - | - | 600 | 680- | - | - |
| | від 50 до 100 | 580 | 890 | - | - | 565 | 865 | - | - |
| <p>1) За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці.</p> <p>2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору.</p> <p>Значення розрахункових опорів одержанні діленням характерних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m із заокругленням до 5 Н/мм². Для класів міцності прокату сталі С235-С500; С620 враховано $\gamma_m = 1,025$, а для класів С590; С590К враховано $\gamma_m = 1,1$.</p> | | | | | | | | | |

Зазначені опори сталі слугують для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому нормами також встановлені розрахункові опори і для різних напружених станів:

при зсуві (зрізі)

$$R_s = 0,58R_{ym} / \gamma_m = 0,58R_y;$$

при зминанні торцевої поверхні

$$R_p = R_{um} / \gamma_m;$$

при місцевому зминання у циліндричних шарнірах (цапфах) за умов щільного дотикання

$$R_{fp} = 0,5R_{um} / \gamma_m;$$

при діаметральному стиску котків при вільному дотиканні в конструкціях з обмеженою рухливістю

$$R_{cd} = 0,025R_{um} / \gamma_m;$$

при розтягу у напрямку товщини прокату t ($t \leq 60$ мм)

$$R_{lt} = 0,5R_{um} / \gamma_m.$$

7.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску

Робота центрово-розтягнутого елемента під навантаженням відповідає роботі стандартного зразка на розтяг, тобто описується діаграмою $\sigma - \varepsilon$.

Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – осьове зусилля розтягу;

A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнутих елементів виконують за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

де N – поздовжня сила, що визначається від розрахункових граничних навантажень;

A_n – площа послабленого поперечного перерізу нетто, за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо;

$\gamma_u = 1,3$ – коефіцієнт надійності за тимчасовим опором, який забезпечує необхідний запас проти руйнування;

$\gamma_c = 1,3$ – коефіцієнт умов роботи розтягнутих елементів.

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, які мають великі запаси пластичних деформацій.

Міцність коротких центрово-стиснених стержнів розраховують аналогічно до центрово-розтягнутих, що пояснюється відповідністю діаграм розтягу та стиску металу. Проте довгі стиснуті стрижні, довжина яких у кілька разів перевищує розміри перерізу, руйнуються під навантаженням від втрати стійкості. Тому для більшості центрово-стиснених стержнів вирішальною є перевірка стійкості.

У довгих стиснених елементах несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стрижень стискати центрально прикладеною силою, то він буде залишатися прямолінійним і навіть при невеликому відхиленні, зумовленому деяким впливом, повертатиметься у попередній прямолінійний стан після припинення впливу. Тобто стрижень перебуває у стійкому стані рівноваги. При поступовому збільшенні навантаження стискальна сила досягає такого значення, що будь-яке невелике відхилення стрижня від початкового прямолінійного зумовлює швидке зростання викривлення. У цьому випадку осьова сила досягає свого критичного значення.

Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стрижня та геометричних характеристик перерізу. Збільшення кількості зв'язків, якими закріплені кінці стрижня, зумовлює підвищення несучої здатності. За основу для порівняння взято стрижень з 7.1, б, в, г) спричинює зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості. Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини l її розрахунковим значенням l_{ef} :

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де μ – коефіцієнт зведення геометричної довжини стержня.

Аналогічно, впливає жорсткість перерізу. Чим вищий момент інерції перерізу стержня I при сталій площі, тим вища його несуча здатність. Застосуємо відому з курсу опору матеріалів формулу обчислення критичного навантаження для центрово-стисненого стержня, виведену Ейлером:

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{I_{min}}{l_{ef}^2}.$$

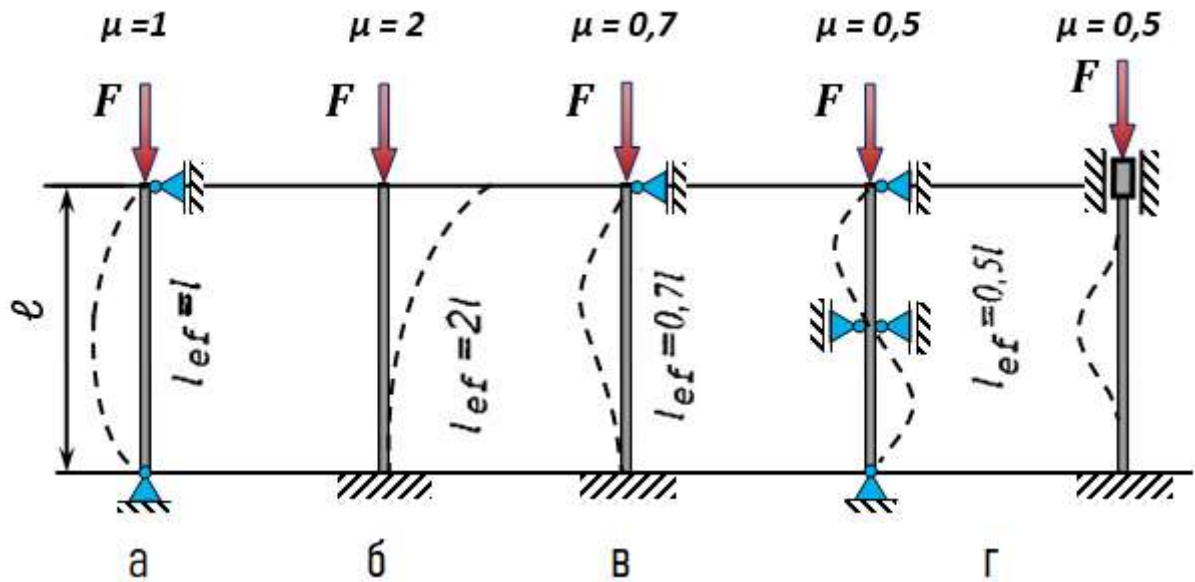


Рис. 7.1. Розрахункові довжини стиснених стрижнів при різних умовах закріплення їх кінців

Для критичних напружень

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{l_{ef}^2 A}$$

та підставивши радіус інерції $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$ і гнучкість $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$, одержуємо

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2},$$

де E – модуль пружності сталі;

A – площа поперечного перерізу елемента бруто (без урахування можливих послаблень);

I – момент інерції перерізу відносно осі, щодо якої перевіряється стійкість стержня.

Таким чином, несуча здатність стрижня залежить лише від його гнучкості, оскільки чисельник – величина стала. Отже, несучу здатність стрижня можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу і, тим самим, матеріаломісткості.

Формула Ейлера справедлива тільки для сталих значень модуля пружності металу E , що спостерігається при великих гнучкостях і напруженнях, менших за

межу пропорційності. Водночас розрахунковий опір металу має вищі значення. Теоретичне обчислення критичних напружень дуже ускладнюється, оскільки втрата стійкості проходить при частковому розвитку пластичних деформацій і змінних значеннях E . Сучасне розв'язання завдання визначення базується методі зведеного модуля, використовуючи замість модуля пружності E зведений модуль деформації T , за допомогою якого стрижень, що працює у пружно-пластичній стадії, замінюють еквівалентним йому пружним. У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору R_y і коефіцієнта поздовжнього згину φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi.$$

Таким чином, перевірка стійкості матиме вигляд

$$\sigma < \sigma_{cr},$$

або у розгорнутому вигляді з урахуванням коефіцієнта умов роботи конструкції

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c.$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати спеціальні таблиці, в яких подано його значення залежно від гнучкості. У нормах наведені аналітичні залежності з використанням умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Отримані за рекомендаціями норм значення коефіцієнта поздовжнього згину дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливе для ідеально прямолінійного стержня в умовах центрального стиску. Разом з тим реальні елементи практично завжди мають деяку кривизну, а при завантаженні спостерігаються випадкові ексцентриситети. Це знижує стійкість стержнів і враховується шляхом зменшення коефіцієнта φ .

У дуже гнучких стержнях зазначені випадковості можуть призвести до передчасної втрати стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості.

7.3. Граничні стани і розрахунок елементів при згині

Розрахунок розтягнутих і стиснутих елементів виконують тільки за I гр. граничних станів. Розрахунок металевих елементів при згині передбачає визначення їх здатності витримувати навантаження, не переходячи в граничний стан, який може призвести до руйнування або неприпустимої деформації. Розрахунок зазвичай виконується за двома групами граничних станів:

- за I групою – розрахунок на міцність за максимальними нормальними σ_{max} , максимальними дотичними τ_{max} , місцевими σ_{loc} і зведеними σ_{red} напруженнями; розрахунок загальної та місцевої стійкості;
- за II групою – розрахунок на жорсткість (за прогинами).

Граничний стан за втратою міцності розглядають для двох розрахункових випадків:

1. при роботі сталі в межах пружності;
2. з врахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій.

Крім цього згин може бути в одній площині (прямий згин) або в двох взаємно перпендикулярних площинах (косий згин).

Розрахунок згинальних елементів в одній площині (прямий згин) в пружній стадії роботи сталі

При роботі балки в межах пружності еюра нормальних напружень має трикутну форму і граничний стан настає тоді, коли напруження в крайніх волокнах перерізу досягають межі текучості (рис. 7.2).

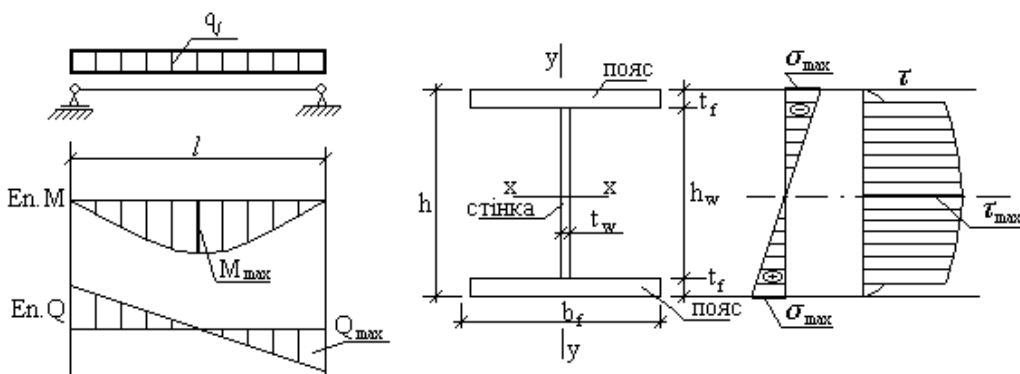


Рис. 7.2. Розрахункова схема балки та епюри напружень

Умова міцності балки за максимальними нормальними напруженнями має вигляд:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c$$

де M_{max} – максимальний розрахунковий згинаючий момент;

$W_{n,min}$ – мінімальний момент опору перерізу «нетто».

Для симетричних перерізів моменти опорів крайньої верхньої і крайньої нижньої точок перерізу однакові ($W_x = I_x / 0,5h$), а для несиметричних вони різні (рис. 7.3).

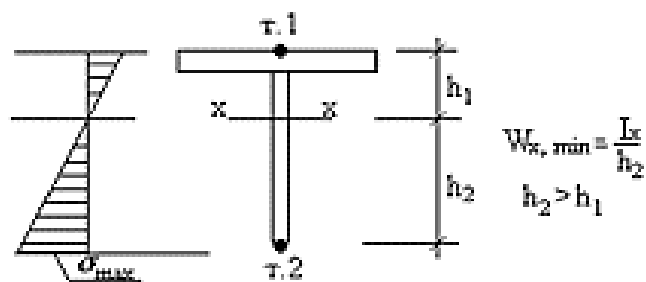


Рис. 7.3. До визначення W_{min} несиметричних перерізів

Умова міцності за максимальними дотичними напруженнями (формула Журавського):

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max} S_x}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c$$

де Q_{max} – максимальна розрахункова поперечна сила;

S_x – статичний момент площі половини перерізу;

I_x – осьовий момент інерції;

t_w – товщина стінки;

R_s – розрахунковий опір сталі зрізу

$$R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 R_y$$

Якщо до верхнього поясу балки прикладені зосереджені сили (рис. 7.4), то в її стінці на рівні з'єднання з полицею виникають місцеві (локальні) напруження

σ_{loc} .

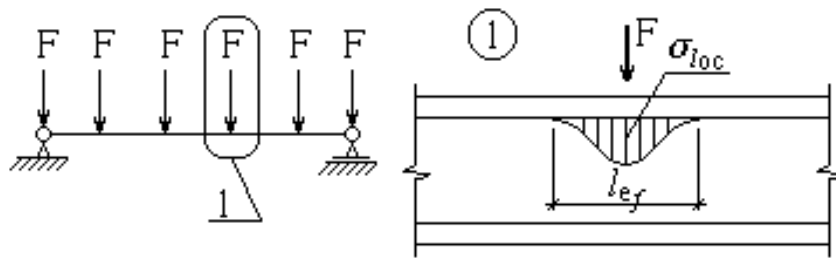


Рис. 7.4. До виникнення місцевих напружень

Коли максимальні місцеві напруження σ_{loc} досягають граничного значення (межі текучості), настає граничний стан. Перевірка на міцність від місцевого стиску (за максимальними місцевими напруженнями) виконується за формулою

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c,$$

де σ_{loc} – місцеві (локальні) напруження;

l_{ef} – умовна довжина розподілення навантаження; залежить від конструктивного рішення прикладання навантаження і визначається за нормами проектування.

Якщо під зосередженими силами стінка балки укріплена поперечними ребрами жорсткості (рис. 7.5), то $\sigma_{loc} = 0$.

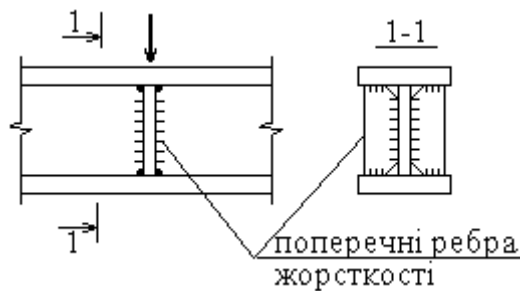


Рис. 7.5. Укріплення стінки ребрами жорсткості

Роздільні перевірки за σ_{max} , τ_{max} і σ_{loc} проводяться в тих перерізах, де кожне з цих напружень досягає найбільшого значення: σ_{max} – в перерізі з M_{max} ; τ_{max} – в перерізі з Q_{max} ; σ_{loc} – під зосередженою силою.

В різних балках перерізи з σ_{max} і τ_{max} , зазвичай, не співпадають, а тому їх перевіряють окремо і називають ці перевірки роздільними. Але по всій довжині балки за виключенням окремих перерізів (наприклад, середнього та крайніх на

рис. 7.2) M і Q діють одночасно. А тому додатково до роздільних перевірок необхідна перевірка на сумісну дію σ , τ і σ_{loc} . Це перевірка міцності за зведеними (максимальними сумарними) напруженнями:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c$$

Якщо $\sigma_{loc}=0$, то формула приймає вигляд:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c,$$

де σ_{red} – зведені напруження. Вони визначаються: по довжині балки – в тому перерізі, де одночасно великі значення і M , і Q (для схеми, показаної на рис. 7.6, – це переріз 1-1, в якому діють зусилля M_1 і Q_1); по висоті перерізу – в тій точці, де одночасно великі значення σ і τ . Це точка з'єднання стінки з полицею, яка належить стінці (точка 1).

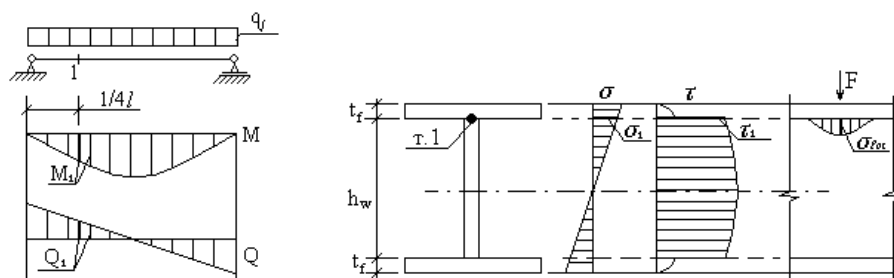


Рис. 7.6. До визначення зведених напружень

В цих формулах:

σ_1 – нормальні напруження в точці 1 (на краях стінки)

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1}; \quad W_1 = \frac{I_x}{0,5h_w};$$

τ_1 – дотичні напруження в точці 1

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_1}{I_x t_w};$$

S_1 – статичний момент відносно нейтральної осі частини площі перерізу, яка знаходиться вище або нижче волокон, що розглядаються, тобто статичний момент площі однієї полиці відносно нейтральної осі балки;

$$S_1 = A_f \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \right); \quad A_f = b_f \cdot t_f ;$$

коефіцієнт $1,15$ – коефіцієнт, яким допускається обмежений розвиток пластичних деформацій.

Ще раз слід звернути увагу на те, що в цих формулах напруження σ_l , τ_l і σ_{loc} визначаються в одному і тому ж перерізі по довжині балки, і в одній і тій же точці по висоті перерізу.

Розрахунок згинальних елементів в двох площинах (косий згин) в пружній стадії роботи металу

Згин в двох площинах називають косим згином. Він має місце в тому випадку, коли напрямок дії зовнішнього навантаження не співпадає ні з однією з центральних осей перерізу.

Покажемо це на прикладі роботи прогонів (рис. 7.7).

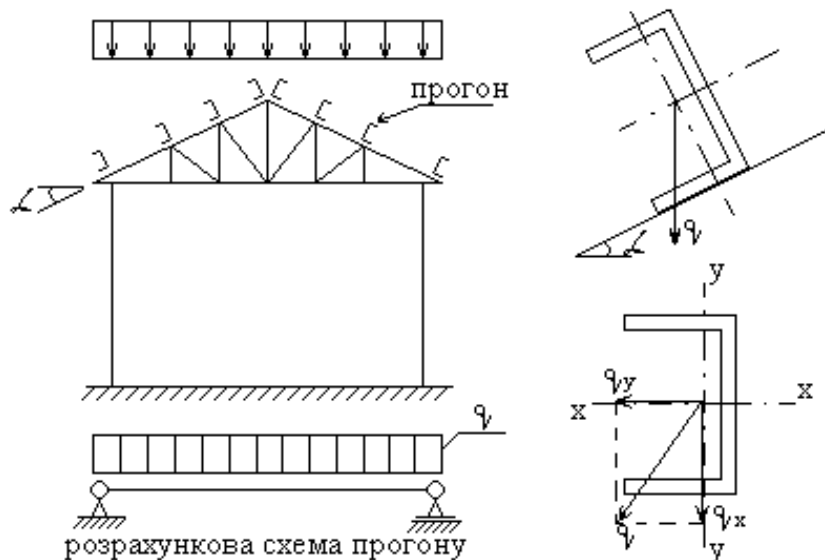


Рис. 7.7. До розрахунку елементів на косий згин

Покажемо епюри напружень в двох площинах (рис. 7.8).

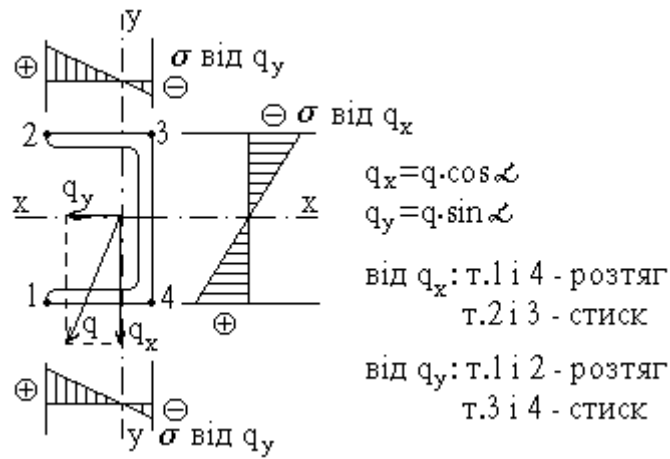


Рис. 7.8. Епюри напружень при косому згині

Умова міцності за σ при косому згині має вигляд:

$$\sigma = \sigma_x \pm \sigma_y \leq R_y \gamma_c;$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_{x,n}} = \frac{M_x}{I_{x,n}/y}; \quad \sigma_y = \frac{M_y}{W_{y,n}} = \frac{M_y}{I_{y,n}/x};$$

$$\sigma = \frac{M_x}{I_{x,n}} y \pm \frac{M_y}{I_{y,n}} x \leq R_y \gamma_c,$$

де M_x , M_y – розрахункові значення згинаючих моментів, діючих перпендикулярно відповідно осям $x-x$ і $y-y$. M_x викликаний дією q_x ; M_y викликаний дією q_y ;

$$M_x = q_x \cdot l^2 / 8; \quad M_y = q_y \cdot l^2 / 8;$$

$I_{x,n}$ та $I_{y,n}$ – моменти інерції перерізу “нетто” відносно осей $x-x$ та $y-y$;

x та y – координати точки поперечного перерізу, в якій визначається σ , відносно головних осей, наприклад для точки 4 (рис. 7.9)

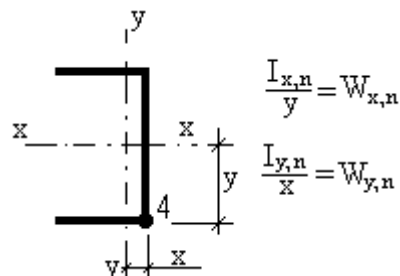


Рис. 7.9. До визначення координат точок

Знак « \pm » в формулі враховує той факт, що в одних і тих же точках поперечного перерізу від дії q_x і q_y можливі напруження з різними знаками:

знак «+» в формулі – для точок 1 і 3;

знак «-» в формулі – для точок 2 і 4.

Розрахунок згинальних елементів з врахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій

Врахування розвитку пластичних деформацій сталі призводить до збільшення несучої здатності балок. При цьому економія сталі досягає 10...15%.

В чому полягає суть розрахунку з врахуванням розвитку пластичних деформацій?

При досягненні в крайніх фібрових волокнах згинального елемента межі текучості міцність балки ще не вичерпується, оскільки всі волокна перерізу, за виключенням крайніх, продовжують працювати пружно. Дійсний граничний стан настає тоді, коли при збільшенні навантаження напруження текучості, розповсюджуючись вглиб перерізу, охоплюють всі волокна. В цьому випадку в перерізі з максимальним моментом з'являється шарнір пластичності внаслідок того, що всі волокна, виходячи з діаграми роботи сталі, в розтягнутій зоні – подовжуються, а в стиснутій – скорочуються без збільшення навантаження (течуть).

Графічно послідовність зміни епюри напружень в елементах симетричного перерізу (наприклад, прямокутних) показана на рис. 7.10.

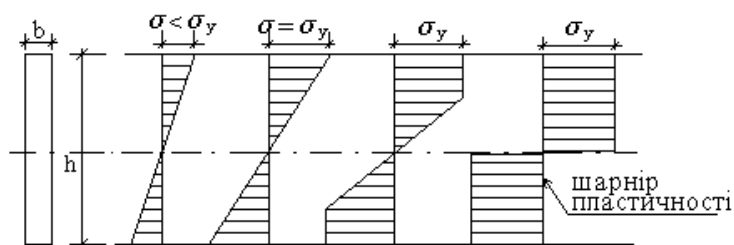


Рис. 7.10. Послідовність зміни епюри напружень

На рис. 7.11. наведена зона розподілення текучості сталі вздовж балки.

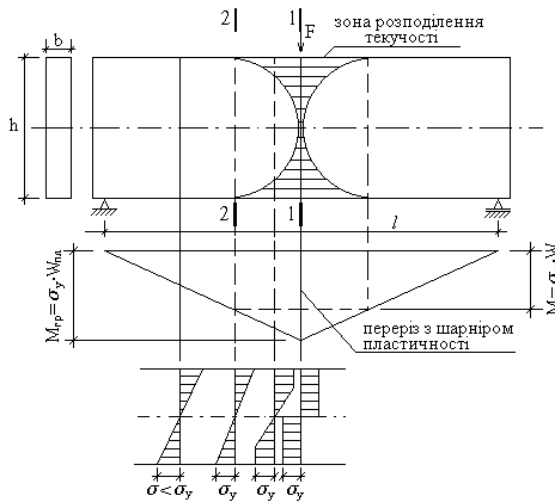


Рис. 7.11. Розподілення текучості сталі вздовж балки

В шарнірі пластичності діє граничний момент M_{zp} , зрівноважуючий зовнішнє навантаження. При зменшенні навантаження шарнір пластичності зникає, оскільки сталь знову починає працювати пружно.

Нормами проектування збільшення несучої здатності балок при розвитку пластичних деформацій враховується множенням пружного моменту опору $W_{n, min}$ на коефіцієнт C_l (C_x , C_y), більший одиниці, і перевірка нормальних напружень виконується за формулою:

- при згині в одній площині (прямий згин)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{C_l W_{n, min}} \leq R_y \gamma_c$$

- при згині в двох площинах (косий згин)

$$\sigma = \frac{M_x}{C_x W_{xn, min}} + \frac{M_y}{C_y W_{yn, min}} \leq R_y \gamma_c$$

де M_{max} , M_x , M_y – абсолютні значення згинаючих моментів;

C_l , C_x , C_y – коефіцієнти, що враховують розвиток пластичних деформацій, значення яких для різних типів перерізів визначаються за нормативними документами, $C > 1$.

Щоб виключити надмірні прогини балок, коефіцієнти C_l , C_x і C_y підраховують при неповному розвитку шарніра пластичності.

Розрахунок в опорному перерізі балок при $M = 0$, $M_x = 0$ і $M_y = 0$ необхідно виконувати за формулою

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} \leq R_s y_c,$$

тобто за припущення рівномірного розподілу дотичних напружень по висоті стінки.

За наведеними формулами для σ перевіряються напруження в крайніх фібрових волокнах.

При сумісній дії M і Q (тобто сумісній дії нормальних та дотичних напружень в розрахунковому перерізі) описаний спосіб врахування пластичності справедливий лише тоді, коли дотичні напруження в розрахунковому перерізі невеликі і зведені напруження σ_{red} будуть найбільшими в крайніх волокнах (рис. 7.12, а).

При значних дотичних напруженнях пластичність починається в стінці (рис. 7.12, б). В цьому випадку формули будуть несправедливі.

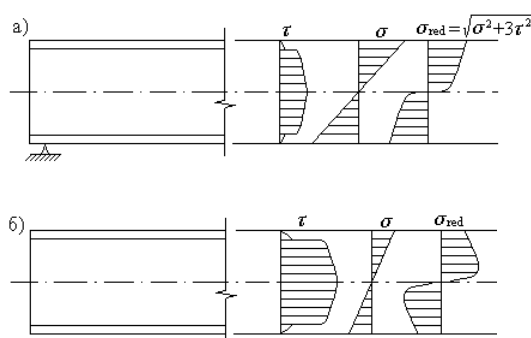


Рис. 7.12. Епюри приведених напружень

Тому нормами дозволяється виконувати розрахунки міцності з врахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій для різних балок суцільного перерізу, виконаних із сталі з межею текучості $R_{yn} < 530 \text{ МПа}$ і закріплених від втрати загальної та місцевої стійкості, якщо дотичні напруження не перевищують:

- при згині в одній площині $\tau \leq 0,9R_s$ (крім опорних перерізів);
- при згині в двох площинах $\tau \leq 0,5R_s$ (крім опорних перерізів).

Перевірка загальної стійкості згинальних елементів

Втрата загальної стійкості балок відноситься до I групи граничних станів.

Експерименти показують, що втрата несучої здатності згинальних елементів найчастіше відбувається від втрати загальної стійкості і дуже рідко від руйнування внаслідок недостатньої міцності матеріалу.

Суть проблеми загальної стійкості полягає в наступному. Доки навантаження F не досягне критичного значення, буде відбуватися плоский згин балки. При критичному навантаженні балка втрачає плоску форму і починає працювати не тільки на згин у вертикальній площині, а й на згин в горизонтальній площині і на кручення (рис. 7.12). В результаті балка руйнується.

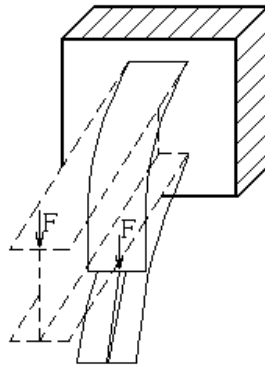


Рис. 7.12. Втрата загальної стійкості балки

Явище, в результаті якого відбувається випучування балки в сторону з площини згину (втрата плоскої форми) і її закручування при напруженнях в крайніх волокнах, менших за межу текучості, називається *втратою загальної стійкості*. Форму втрати загальної стійкості балки називають згинально-крутильною.

Перевірка загальної стійкості зводиться до порівняння виникаючих напружень з критичними:

$$\sigma = \frac{M}{W_c} \leq \sigma_{cr,\theta}$$

де W_c – момент опору для стиснутого поясу;

$\sigma_{cr,\theta}$ – критичні напруження при втраті загальної стійкості.

В практичних розрахунках користуються не критичними напруженнями $\sigma_{cr,\phi}$, а відношенням

$$\frac{\sigma_{cr,\phi}}{R_y} = \phi_\phi$$

Записане відношення - це фізичний смисл коефіцієнту ϕ_ϕ (коефіцієнт “фі” балковий).

В результаті: $\sigma_{cr,\phi} = \phi_\phi R_y$.

Тоді:

$$\sigma = \frac{M}{W_c} \leq \sigma_{cr,\phi} = \phi_\phi R_y$$

Кінцева робоча формула:

$$\sigma = \frac{M}{\phi_\phi W_c} \leq R_y \gamma_c$$

Це є формула перевірки загальної стійкості згинальних елементів.

Коефіцієнт ϕ_ϕ називається коефіцієнтом зниження розрахункового опору сталі при згинально-крутильній формі втрати стійкості згинальних елементів. $\phi_\phi < 1$ і визначається за нормативними документами.

На величину коефіцієнта ϕ_ϕ впливають наступні фактори:

1) положення навантаження по висоті балки. Навантаження, розміщене по верхньому поясу балки, збільшує закручування, а розміщене по нижньому поясу – зменшує його (рис. 7.13);

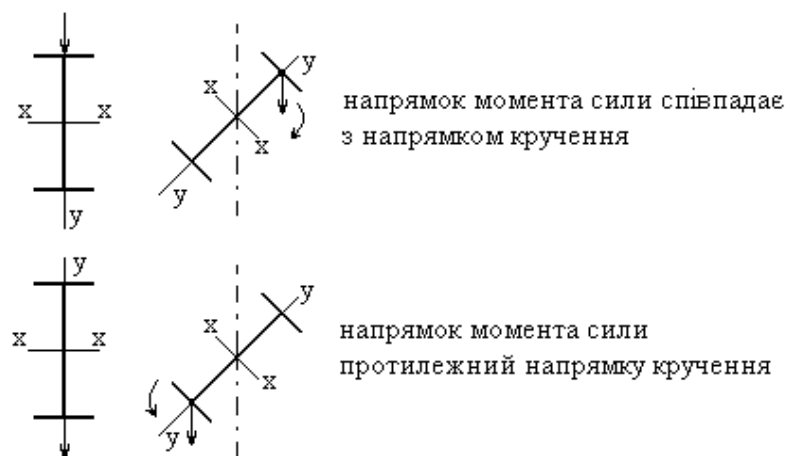


Рис. 7.13. Вплив положення навантаження на коефіцієнт ϕ_ϕ

2) форма поперечного перерізу; чим ширші пояси і більше відношення I_y / I_x , тим вищі критичні напруження і стійкіша балка;

3) клас сталі, оскільки критичні напруження для всіх сталей однакові, а розрахункові опори різні;

4) характер навантаження (зосереджене чи рівномірно розподілене).

Для запобігання втрати загальної стійкості стиснутий пояс балки повинен бути закріплений від горизонтальних зміщень за допомогою в'язів. Покажемо на прикладі балкової клітки (рис. 7.14).

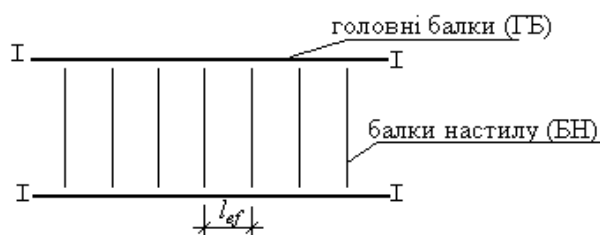


Рис. 7.14. Балкова клітка

Головна балка розкріплена балками настилу від зміщення в горизонтальній площині. Балки настилу виконують роль в'язів для головних балок. На рис. 7.15 l_{ef} – розрахункова довжина балки, тобто відстань між точками закріплення стиснутого поясу від поперечних зміщень. Граничне відношення l_{ef} / b обмежується нормами проектування.

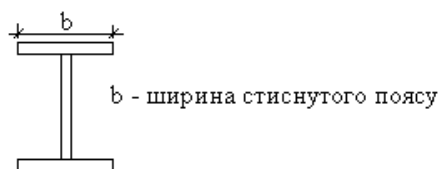


Рис. 7.15. До визначення ширини стиснутого поясу

Загальну стійкість балок не потрібно перевіряти у випадках:

а) при передачі навантаження через суцільний жорсткий настил, який неперервно опирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним зв'язаний (наприклад, через плоский сталевий настил, приварений до верхнього поясу);

б) при відношенні l_{ef} / b , яке не перевищує значень, обчислених за формулами нормативних документів.

Перевірка пружних деформацій, які порушують нормальні умови експлуатації

Ця перевірка виконується за II групою граничних станів. Прогини згинальних елементів перевіряють від найбільш несприятливої комбінації розрахункових експлуатаційних навантажень за пружної стадії роботи сталі.

В МК перевіряють не абсолютний, а відносний прогин (рис. 7.16):

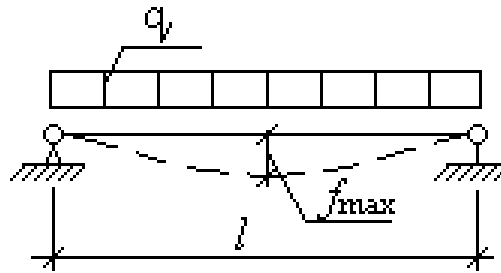


Рис. 7.16. До перевірки відносного прогину

$$\frac{f_{max}}{l} \leq \frac{f_u}{l},$$

де f_{max} – максимальний абсолютний прогин, обчислений від дії розрахункових експлуатаційних навантажень. Визначається за формулами будівельної механіки;

l – проліт балки;

$\frac{f_u}{l}$ – граничний відносний прогин, він залежить від призначення елемента та умов його роботи і визначається в основному вимогами зручності експлуатації.

7.4. Розрахунок позацентрово навантажених елементів

Довгі гнучкі та короткі жорсткі позацентрово навантажені елементи залежно від розрахункової схеми можуть бути позацентрово розтягнутими (розтягнуто-зігнутими) і позацентрово стиснутими (стиснуто-зігнутими).

До позацентрово розтягнутих відносять елементи, в яких одночасна робота на розтяг та згин може відбуватися як від позацентрово розміщених розтягуючих

сил (рис. 7.17,а), так і від спільної дії сил, центрально розтягуючих елемент, та сил, що викликають поперечний згин (рис. 7.17,б).

У позacentрово стиснутих елементах (рис. 7.17,в) стискаюча сила прикладається з ексцентриситетом «е». При одночасному прикладанні поздовжньої осьової стискаючої сили і поперечного навантаження, яке викликає згин, стержень буде стиснуто-зігнутиим (рис. 7.17,г).

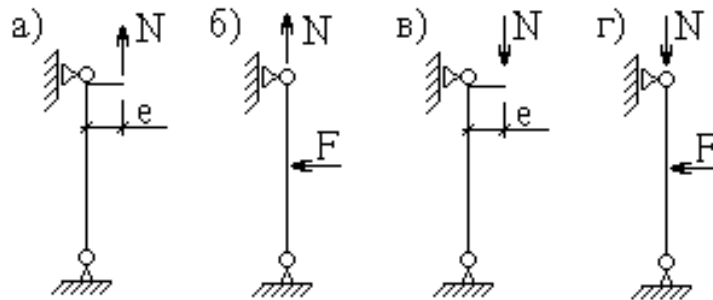


Рис. 7.17. Розрахункові схеми позacentрово навантажених елементів

Розрахунок позacentрово навантажених елементів ведуть за I гр. граничних станів, а саме:

- позacentрово розтягнутих і коротких позacentрово стиснутих – на міцність в пружній стадії роботи сталі або з врахуванням розвитку пластичних деформацій;
- довгих гнучких позacentрово стиснутих – на стійкість.

Розрахунок позacentрово розтягнутих і коротких позacentрово стиснутих елементів, виконаних із сталі високої міцності з межею текучості $\sigma_y > 530$ МПа, при дії статичного та динамічного навантаження слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{x,n}} y \pm \frac{M_y}{I_{y,n}} x \leq R_y \gamma_c,$$

де N, M_x і M_y – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинаючих моментів при найбільш несприятливому їх сполученні;

x і y – координати точки перерізу, що розглядається, відносно його головних осей.

Стиснуто-зігнуті стрижні прирівнюються до позacentрово стиснутих і обидва види стержнів розраховуються однаково.

Основними перевітками для довгих позацентрово стиснутих елементів є дві перевітки стійкості: в площині і з площини дії момента.

У мова стійкості в площині дії момента дії момента має вигляд

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \phi_e R_y$$

де ϕ_e – коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стиску для запобігання втрати стійкості, ϕ_e визначається за нормативними документами залежно від конструктивного оформлення стрижня $\phi_e < 1$.

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту при згині їх в площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), яка співпадає з площиною симетрії, слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \phi_y \cdot A} \leq R_y \gamma_c$$

де c – коефіцієнт, який обчислюється за нормативними документами;

ϕ_y – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається як для центрально стиснутого стержня за гнучкістю λ_y нормативними документами

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$$

Розрахунок сталевих елементів на дію поздовжньої сили та згинального моменту.

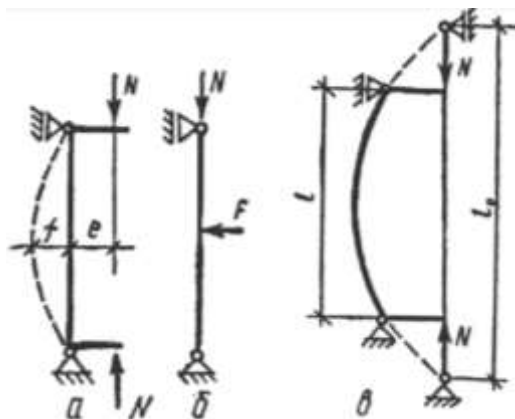


Рис. 7.18. Робота стрижня при дії осьового стиску і згину: а – схема позацентрово-стиснутого стрижня; б – схема стиснуто-зігнутого стрижня; в – заміна позацентрово-стиснутого стрижня умовним центрально-стиснутим

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово-розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів, слід виконувати за формулою

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_x}{W_{x,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{y,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де N, M_x, M_y розрахункові значення поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації навантажень;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо;

$W_{x,\min}, W_{y,\min}$ – мінімальні значення моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осей x-x і y-y.

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих елементів суцільного і постійного за довжиною перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

У формулі коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску φ_e визначається за [5, табл. Ж.3 і Ж.4], в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента λ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який обчислюється за формулою

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за [5, табл. Ж.2];

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} \quad \text{– відносний ексцентриситет;}$$

$$e = \frac{M}{N} \quad \text{– ексцентриситет, який обчислюється від розрахункових значень}$$

зусиль для однієї комбінації навантажень;

W_c – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

7.5. Загальна стійкість згинальних і позацентрово-стиснутих елементів

7.5.1. Загальна стійкість зігнутих елементів суцільного перерізу

Загальна стійкість зігнутих елементів суцільного перерізу, або їх здатність протистояти втраті стійкості при згині, залежить від багатьох факторів, включаючи форму та розміри перерізу, довжину елемента, умови закріплення, а також властивості матеріалу. Втрата стійкості може відбуватися у вигляді бічного викривлення або кручення, що призводить до значного зменшення несучої здатності конструкції.

Крім вичерпання міцності, елементи, що згинаються, можуть втратити несучу здатність через порушення стійкості. При досягненні критичного навантаження згин супроводжується закручуванням стержня у площині, перпендикулярній до площини згину. Значення еквівалентної критичної сили запропоновано Ейлером

$$P_{кр} = \frac{C}{l_{ef}^2} \sqrt{EI_y \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_{ef}^2} \right)},$$

C – коефіцієнт, який залежить від розміщення навантаження на балці і її закріплення; l_{ef} – довжина між закріпленнями стиснутого поясу балки;

EI_y – жорсткість перерізу балки відносно осі, перпендикулярній до площини згину;

$\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_{ef}^2} \right)$ – жорсткість при утрудненому крученні; I_w – секторальний момент інерції; I_t – момент інерції при крученні.

Відповідно критичні напруження $\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{P_{cr} l \eta}{W}$,

де η – коефіцієнт, який залежить від положення $P_{кр}$ на довжині балки;

l – довжина балки.

Як і для стиснутих елементів, з метою спрощення значення критичних напружень зручно подати через розрахунковий опір

$$\sigma_{cr} = \varphi_b R_y \gamma_c.$$

Перевірка стійкості елементів, що згинаються, має вигляд

$$\sigma = \frac{M}{W} < \sigma_{cr} = \varphi_b R_y \gamma_c ;$$

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W} \leq R_y \gamma_c .$$

Коефіцієнт φ_b обчислюється згідно з нормами.

Перевіряти стійкість елементів при згині немає потреби, якщо стиснутий пояс неперервно і надійно закріплений жорстким настилом, а також при малих відношеннях розрахункової довжини l_{ef} до ширини верхнього поясу b . Залежності цих відношень подаються нормативних документах.

Згідно з вимогами другого граничного стану $\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$,

де $\left[\frac{f}{l} \right]$ – граничний відносний прогин балки.

Настил – 1/150; балки – 1/250; головні балки – 1/400; прогони – 1/200;

Підкранові балки – 1/500 для кранів режиму 1К-7К і 1/600 для кранів режиму 8К.

7.5.2. Загальна стійкість позацентрово-стиснутих елементів

Загальна стійкість позацентрово стиснутих елементів, таких як колони, визначається їх здатністю зберігати рівновагу при дії осьової сили та моменту, що виникає через позацентрове прикладання сили. При цьому елемент може втратити стійкість як через втрату стійкості перерізу, так і через загальну втрату стійкості форми (викривлення).

Елементи, на які діють осьові сили і згинальні моменти, це – **позацентрово-стиснуті (позацентрово-розтягнуті) або стиснуто-зігнуті (розтягнуто-зігнуті) стрижні.**

При одночасній дії осьової сили і згинального моменту користуються принципом їх незалежної дії.

Від обох навантажень у перерізах елемента виникають нормальні напруження (рис. 7.19).

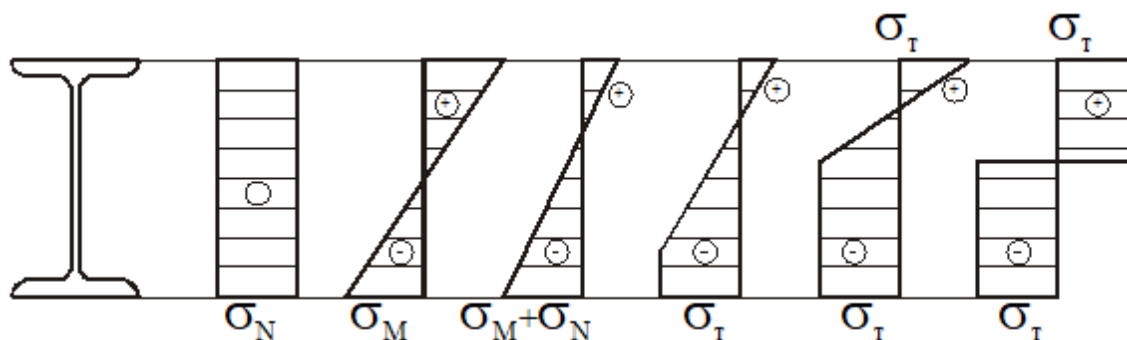


Рис. 7.19. Нормальні напруження у перерізах елемента

Епюра напружень від дії осьової сили σ_N – прямокутна, а від моменту σ_M – трикутна.

Напруження від нормальної сили та моменту можна записати:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A_n} \pm \frac{MY}{I_n} \leq R_y \gamma_c.$$

При наявності згинальних моментів у площинах обох головних осей перерізу умова міцності в пружній стадії:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x Y}{I_{x,n}} \pm \frac{M_y X}{I_{y,n}},$$

де M_x, M_y – згинальні моменти у площинах перпендикулярних до головних осей перерізу;

x та y – координати відносно головних осей тієї точки в якій сумарні напруження досягають найбільших значень.

Збільшення навантаження викликає текучість матеріалу, аж поки не охопить усю площу перерізу. З'являється шарнір пластичності.

У загальному вигляді норми рекомендують таку форму запису умови міцності при допущенні пластичних деформацій

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_x W_{x,n} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{C_y W_{y,n} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де n – коефіцієнт, що залежить від форми перерізу.

Наприклад, для двотаврових симетричних перерізів, замкнених прямокутних профілів і труб його значення становить 1,5, для несиметричних двотаврів – 2,0.

У пружно-пластичній стадії можна розраховувати елементи з пластичної сталі ($\sigma_T < 580 \text{ МПа}$) при дії статичних навантажень та невеликих поперечних силах ($\tau \leq 0,5R_s$).

Перевірка стійкості

Втрата стійкості у позacentрово-стиснутих елементах відбувається при нижчих рівнях напружень ніж у центрально-стиснутих. Це пов'язано з тим, що згинальні моменти зумовлюють викривлення стержня вже при початкових рівнях навантажень.

Умова перевірки стійкості згідно з нормативними документами має вигляд

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c,$$

де φ_e – коефіцієнт, яким розрахунковий опір приводиться до значення критичних напружень. Величину φ_e приймають залежно від **зведеного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості**.

Зведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

η – коефіцієнт впливу форми перерізу (він враховує ступінь ослаблення перерізу пластичними деформаціями при втраті стійкості);

m – відносний ексцентриситет.

Для елементів з суцільним перерізом

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{MA}{NW_c},$$

e – ексцентриситет прикладення нормальної сили;

A – площа перерізу;

W_c – момент опору перерізу для найбільш стиснутого волокна.

При наскрізних перерізах з ґратками чи планками, розміщеними у площині дії згинального моменту, значення зведеного відносного ексцентриситету визначають:

$$m = e \frac{Aa}{I},$$

де a – відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згину, до осі найбільш стиснутої вітки.

Умовна гнучкість визначається як $\bar{\lambda}$ для центрально-стиснутих елементів:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Оскільки згинальний момент несприятливо впливає на стійкість, бажано переріз орієнтувати так, щоб площина його найбільшої жорсткості співпадала з площиною дії згинального моменту. Треба враховувати можливість втрати стійкості у напрямку меншої жорсткості, тобто перпендикулярно до площини дії моменту. У цьому випадку критичні напруження визначають як для центрово-стиснутих елементів:

$$\sigma = N / A c \varphi_y \leq R_y \gamma_c,$$

де c – коефіцієнт, який враховує негативний вплив згину в площині, перпендикулярній дії моменту;

φ_y – коефіцієнт поздовжнього згину в площині, перпендикулярній до площини дії моменту.

При дії згинальних моментів в обох площинах стійкість стрижня буде ще нижчою. Проектування та розрахунок таких стрижнів треба робити за вказівками нормативних документів. Крім розрахунків загальної стійкості, треба забезпечувати стійкість стінок та полочок стиснутих елементів та елементів, що згинаються. Такі розрахунки вміщені в нормативні документи.

Місцева стійкість елементів.

У більшості випадків елементи металевих конструкцій з точки зору будівельної механіки являють собою тонкостінні стрижні, що складаються з

окремих листів-пластин або оболонок. Вичерпання несучої здатності або руйнування таких елементів можливе не тільки внаслідок в'язкого або крихкого руйнування, втрати загальної стійкості, а й через втрату місцевої стійкості окремими листами. Це може відбутися під дією:

- рівномірно розподілених нормальних напружень: стінки і полицки центрально-стиснених елементів, стиснені полицки балок та позацентрово-стиснених стрижнів;
- нерівномірно розподілених нормальних напружень: стінки балок, стінки та полиці позацентрово-стиснених стержнів;
- дотичних напружень: стінки елементів, що згинаються;
- сумісної дії нормальних і дотичних напружень.

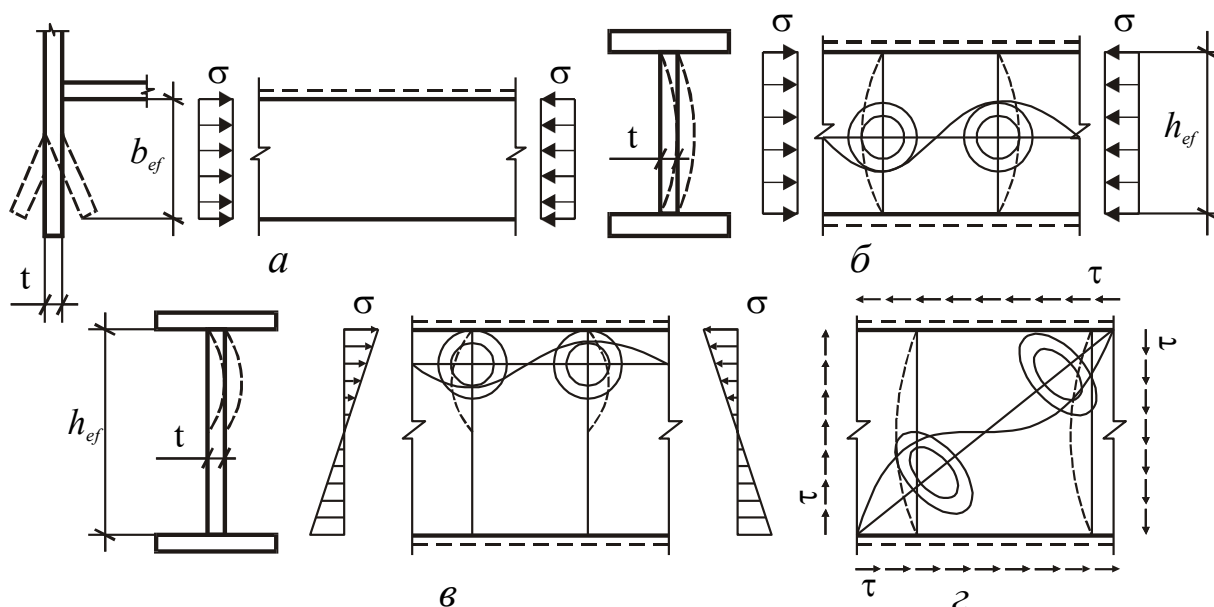


Рис. 7.20. Місцева втрата стійкості: а – полицею балки, колони; б – стінкою центрально-стисненої колони; в – стінкою балки при дії нормальних напружень; г – те саме, при дії дотичних напружень

Суть втрати місцевої стійкості полягає в тому, що під дією зовнішнього навантаження стиснена пластина (полиця або стінка перерізу) внаслідок великої власної гнучкості (довжина або ширина пластини значно більша за її товщину) починає випинатися, змінюючи своє положення в перерізі і його геометричні характеристики. Результатом цього є втрата несучої здатності елемента (конструкції) як за міцністю, так і за загальною стійкістю. Задачу місцевої

стійкості розв'язують методами теорії пружності. Вона зводиться до визначення критичних напружень для окремих пластин з зіставленням цих значень із напруженнями, що виникають під дією зовнішніх навантажень. Критичні напруження для пластин, як і для стрижнів, можна знайти з умов рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил за заданою (можливою) формою деформації (випинання). Їх значення залежить від пружних властивостей матеріалу, розмірів пластини та способів закріплення її боків (шарнірний, пружний, жорсткий). Наприклад, для пластини, що працює в межах пружності та завантажена рівномірно розподіленими нормальними напруженнями і закріплена з обох найбільш довгих сторін (стінка центрально-стисненої колони), критичне напруження втрати місцевої стійкості визначається за формулою:

$$\sigma_{cr}^M = \frac{N_{cr}}{th_{ef}} = \frac{C\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{h_{ef}} \right) = K \left(\frac{t}{h_{ef}} \right)^2,$$

де t , h_{ef} – відповідно товщина і ширина пластини;

ν - коефіцієнт Пуассона, який використовують при визначенні циліндричної жорсткості пластини;

C – функція, що залежить від типу закріплення сторін і розподілу напружень за перерізом.

Змінюючи розміри пластини або тип її закріплення, можна варіювати значення σ_{cr}^M з метою забезпечення місцевої стійкості. Та, навпаки, обмежуючи значення σ_{cr}^M , можна знайти параметри пластини за заданих умов її закріплення.

Коефіцієнт K залежить від типу закріплення і співвідношення сторін пластини. Змінюючи його, можна варіювати значенням σ_{cr}^M з метою забезпечення місцевої стійкості. Якщо розміри пластини задані, то збільшення σ_{cr}^M можна добитися зміною її закріплень.

У конструкціях, які спроектовані правильно, втрата місцевої стійкості не повинна настати раніше, ніж буде вичерпана її несуча здатність за міцністю або

втратою загальної стійкості, тобто $\sigma_{cr}^M \leq \sigma_T(\sigma_{TO})$ або $\sigma_{cr}^M \leq \sigma_{cr}^{3AG}$. Виходячи з цього, можна визначити товщину пластини (за заданими її розмірами, умовами закріплення та матеріалом), при якій місцева стійкість буде забезпечена. Наприклад, при товщині:

$$t \geq h_{ef} \sqrt{\sigma_{cr}^M / K} = h_{ef} \sqrt{R_y / K}; \quad t \geq h_{ef} \sqrt{\sigma_{cr}^M / K}$$

місцева стійкість пластини буде забезпечена.

У конструкціях завжди дотримують такого правила: втрата місцевої стійкості будь-якою пластиною (стілкою або полицею кожного елемента) не повинна відбутися раніш, ніж буде вичерпана її несуча здатність щодо міцності або щодо втрати загальної стійкості. Наприклад, для елементів, що згинаються (балок), вирішальною є умова міцності, тобто для них необхідно дотримувати вимоги, щоб $\sigma_{cr}^M \leq \sigma_T(R_y)$. А для стиснених елементів (колон, стояків) – $\sigma_{cr}^M \leq \sigma_{cr}^{3AG}(\varphi R_t \text{ або } \varphi_e R_y)$. Отже, при перевірці місцевої стійкості елементів перерізу колон граничне значення σ_{cr}^M стає залежним від гнучкості стисненого стержня.

При проектуванні слід намагатися виконувати елементи конструкцій з більш тонких пластин (листів), тому що при цьому більш ефективно використовується матеріал (за рахунок малої площі перерізу збільшуються моменти інерції та опору), що є запорукою зниження його витрат. Однак це не можна робити нескінченно, тому оптимальним є переріз, в якому дотримується рівність:

$$\sigma_{cr}^M = \sigma,$$

де σ – напруження, що діють в елементі конструкції під впливом зовнішніх навантажень.

Норми наводять граничні значення гнучкостей окремих пластин, стосовно їх положення в перерізах елементів, що працюють при різких напружених станах. Гнучкість пластин виражається співвідношенням довжини однієї з сторін пластини до її товщини.

Виняток становлять елементи, в яких спільно діють нормальні та дотичні напруження (наприклад, стінки балок), для яких можливість втрати місцевої стійкості визначається обчисленням.

Контрольні питання:

1. Що таке розрахунковий опір сталі та від яких параметрів він залежить?
2. Як визначаються розрахункові опори сталі за міцністю, пластичністю та пружністю?
3. Яким чином враховується коефіцієнт надійності за матеріалом?
4. Чим відрізняється розрахунковий опір при стиску і розтязі?
5. Які нормативні документи регламентують визначення розрахункових опорів сталі?
6. Які основні умови міцності використовуються при розрахунку елементів на центральний розтяг?
7. Як впливає площа перерізу на несучу здатність елемента при розтязі?
8. Що таке гнучкість елемента і як вона впливає на роботу елемента при стиску?
9. Як визначається критична сила стиску за формулою Ейлера?
10. Які додаткові перевірки виконуються для стиснутих елементів?
11. Що таке граничні стани першої та другої групи?
12. Які напруження виникають у поперечному перерізі балки при згині?
13. Як визначається момент опору перерізу?
14. Які умови міцності використовують при перевірці елементів на згин?
15. Як враховується пластичний розподіл напружень у перерізі при згині?
16. У чому полягає відмінність між центрально і позацентрово навантаженим елементом?
17. Як визначається ексцентриситет прикладання сили?
18. Як поєднуються нормальні та дотичні напруження в розрахунку позацентрово навантажених елементів?

19. Що таке ядро перерізу і як воно впливає на роботу елемента?
20. Які умови міцності застосовують при позацентровому стиску?
21. Які фактори впливають на стійкість елементів при згині (довжина, спосіб закріплення, форма перерізу)?
22. Яка різниця між локальною і загальною втратою стійкості?
23. Які заходи підвищення стійкості згинальних елементів застосовуються в будівельній практиці?
24. У чому особливість роботи позацентрово-стиснутих елементів порівняно з центрально-стиснутими?
25. Як впливає ексцентриситет на стійкість елемента?
26. Які розрахункові формули застосовують для визначення критичних зусиль?
27. Як визначається умова міцності з урахуванням втрати стійкості?
28. Які конструктивні заходи запобігають втраті стійкості у позацентрово-стиснутих елементах?

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. Зі зміною №1. – К.: Мінрегіон, 2022. – 41 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-753>
3. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. – К.: Мінрегіон України, 2020. – 71 с.
4. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 118 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. – К.: Мінрегіон України, 2022. – 224 с.
6. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. – К.: Мінрегіон України, 2009. – 101 с.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2022. – 27 с.
8. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 47 с.
9. Ковтун Р.М. Складання металоконструкція: Підручник.– К.: Вища освіта, 2006. – 560 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://www.kgmt.org.ua/pdf/about_college/library_fund/Ковтун%20Р.М.%20-%20Складання%20металоконструкцій%202006.pdf
10. ДСТУ EN 10020:2007. Сталі. Визначення і класифікація. – К.: Держспоживстандарт України, 2009. – 9 с.

11. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий горячокатаний. Сортамент.– К.: ДП УкрНДНЦ, 2016. – 14 с.
12. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіон України. – 60 с.
13. ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). – К.: ДП УкрНДНЦ, 2019. – 17 с.
14. Лавріненко Л.І. Металеві конструкції. Робочі площадки виробничих будівель: навчальний посібник / Л.І. Лавріненко. – К.: КНУБА, 2009. – 150 с.
15. Курс лекцій із дисципліни «Металеві конструкції» для студентів підготовки бакалаврів спеціальності 0901 «Будівництво та цивільна інженерія». Частина 3 «Елементи сталевих каркасів ОББ» – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – 67 с.
16. Хоменко О.Г. Сталеві конструкції у будівництві: підручник. – Глухів, 2018. – 347 с.
17. ДСТУ Б В.1.3-3:2011. Модульна координація розмірів у будівництві. Загальні положення. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 19 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/5-1-0-1024>
18. Будівельні конструкції: навчальний посібник / авт.. кол. Т.М. Пащенко, О.О. Сліпич, І.Б. Дремова – К. : ТОВ «НВП Поліграфсервіс», 2015. – 310 с.

Навчальне видання

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«Будівельні конструкції»

Частина 1.

*(для здобувачів вищої освіти
спеціальності G19 Будівництво та цивільна інженерія)
(Електронне видання)*

Укладачі: БІЛОШИЦЬКИЙ Микола Володимирович
ТАТАРЧЕНКО Галина Олегівна
БІЛОШИЦЬКА Наталія Іванівна

Оригінал - макет Н.І. Білошицька

Підписано до друку _____

Формат 60×84¹/₁₆. Папір типограф. Гарнітура Times.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. ____ . Обл.-вид.арк. ____ .

Тираж ____ прим. Вид. № ____ . Замовл. № ____ . Ціна договірна.

Видавництво Східноукраїнського національного університету
імені Володимира Даля

Адреса видавництва: м. Київ, вул. Іоанна Павла II буд 17, Телефон: +38(050)
218 04 78, факс (064 52) 4 03 42
E-mail: vidavnictvosnu.ua@gmail.com